

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE  
CIVIL

N° : .....



DOMAINE: GENIE CIVIL

FILIERE: GENIE CIVIL

OPTION: MATERIAUX

Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique  
Par : Kasri Sarra et Meftah Roqiya

Intitulé

**Etude de la diffusivité des ions  
chlorures  
comme indicateur de durabilité**

Soutenu devant le jury composé :

Pr. Rahmouni Zine El Abidine

Université de M'sila

Président

M. Bencheikh Mohamed

Université de M'sila

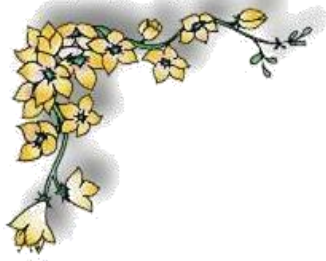
Rapporteur

Pr Nacéri Abdelghani

Université de M'sila

Examinateur

Année Universitaire : 2019/2020



# Remerciements



*Nous remercions avant tout notre dieu qui nous avoir donné la force, la volonté, le courage et la patience pour terminer ce travail de fin d'étude.*

*Nous ne pouvons pas réellement trouver les expressions élégantes que mérite notre encadreur **Pr. Ben cheikh Mohamed** pour son écoute, son aide, sa sympathie et sa patience, son encouragements et ses conseils, ainsi que pour le temps qui il a consacré pour évaluer et critiquer ce travail et sa présence total au cours de cette modeste étude malgré les sur constances.*

*Nous remercions de tout notre cœurs nos très chers parents et tout notre familles pour leurs sacrifices, leurs encouragements, leur soutien jusqu'à ce que nous avons réalisé ce travail.*

*Nos remerciements vous aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.*

*Notre profonde gratitude à tous les enseignants du département de génie civil en particulier dans notre spécialité  
Matériaux.*

*Enfin, notre sincères remerciements et gratitudes à toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*





# *Dédicaces*



*Nous dédions ce travail à :*

*Nos pères, qui nous ont toujours soutenus et qui ont fait tout possible pour nous aider.*

*Nos mères, sources de tendresse pour leurs soutiens tout le long de notre vie scolaire.*

*Nos frères et nos sœurs.*

*Nos grandes familles.*

*Nos chers amis et enseignants.*

*Tous qui ont collaboré de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*



## **Résumé :**

**La corrosion des aciers** dans les ouvrages en **béton armé** due à **la pénétration** des agents sévèrement agressives comme les chlorures est l'une des principales causes de dégradation des constructions.

La prédiction de la durée de vie des constructions vis-à-vis de cette pathologie, nécessite la compréhension des principaux mécanismes liés au **transfert de chlorures**.

Les ouvrages en béton sont conçus et construits pour durer. L'objectif de ce mémoire est de valider une méthode de contrôle pour évaluer **la durabilité** des bétons à partir de l'essai de **diffusivité des ions chlorures**. Nous avons appliqué cette procédure sur différents types de bétons (béton bien formulé, béton mal formulé, des bétons sains et des bétons exposés aux agressions). Ce travail expérimental a été réalisé dans le laboratoire Développement de Géomatériaux à l'université Mohamed Boudiaf à M'sila.

Afin 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 définies sous forme de classes d'exposition.

Dans le contexte de notre sujet la méthodologie des plans d'expériences c'est la méthode efficace pour arriver à une modélisation et déterminer le ou les facteurs les plus influents sur la diffusivité.

## **Les mots clés :**

La corrosion des aciers, béton armé, la pénétration, transfert de chlorures, la durabilité, diffusivité des ions chlorures, l'agressivité.

## **Abstract**

Corrosion of steels in reinforced concrete structures due to the penetration of severely aggressive agents such as chlorides is one of the main causes of construction degradation.

Predicting the lifespan of constructions with respect to this pathology requires understanding the main mechanisms linked to the transfer of chlorides.

concrete works are designed and built to last. The objective of this thesis is to validate a control method for evaluating the durability of concrete from the diffusion test of chloride ions. We have applied this procedure to different types of concrete (well formulated concrete, poorly formulated concrete, sound concrete and concrete exposed to aggressions). This experimental work was carried out in the Development of Geo Materials laboratory at Mohamed Boudiaf University in M'sila.

In order to ensure minimum durability, the new standard NF EN 206-1 establishes regulatory requirements for the formulation of concrete according to the aggressiveness of the environmental conditions defined in the form of exposure classes.

In the context of our subject, the methodology of design of experiments is the efficient method to arrive at a modeling and determine the factor (s) most influencing the diffusivity.

### **Keywords :**

Corrosion of steels, reinforced concrete, penetration, transfer of chlorides, durability, diffusivity of chloride ions, aggressiveness.

## ملخص :

يعد تآكل الفولاذ في الهياكل الخرسانية المسلحة بسبب تغلغل العوامل شديدة العدوانية مثل الكلوريدات أحد الأسباب الرئيسية للتدهور الهيكلي.

يتطلب توقع عمر التركيبات مقابل هذه الحالة المرضية فهم الآليات الرئيسية المرتبطة بنقل الكلوريدات.

تم تصميم وبناء أعمال الخرسانة لتدوم. الهدف من هذه الأطروحة هو التحقق من صحة طريقة التحكم لتقييم متانة الخرسانة من اختبار انتشار أيونات الكلوريد. لقد طبقنا هذا الإجراء على أنواع مختلفة من الخرسانة (الخرسانة جيدة الصياغة ، والخرسانة سيئة الصياغة ، والخرسانة السليمة والخرسانة المعرضة للعدوان). تم تنفيذ هذا العمل التجريبي في معمل تطوير المواد الجيولوجية بجامعة محمد بوضياف بالمسيلة.

من أجل ضمان الحد الأدنى من المتانة ، يحدد المعيار الجديد NF EN 206-1 المتطلبات التنظيمية لصياغة الخرسانة وفقاً لعدوانية الظروف البيئية المحددة في شكل فئات التعرض.

في سياق موضوعنا ، منهجية تصميم التجارب هي الطريقة الفعالة للوصول إلى النمذجة وتحديد العامل (العوامل) الأكثر تأثيراً على الانتشار.

### الكلمات المفتاحية :

تآكل الفولاذ ، الخرسانة المسلحة ، الاختراق ، انتقال الكلوريدات ، المتانة ، انتشار أيونات الكلوريد ، العدوانية

# Sommaire

Résumé : .....	
Abstract .....	
ملخص .....	
Sommaire .....	
Liste des figures .....	
Liste des tableaux .....	
<i>Introduction générale</i> .....	1
Problématique .....	3

## **Chapitre I : Durabilité et Pathologies des Bétons**

I.1 Introduction .....	5
I.2 Pathologies du béton .....	5
I.2.1 Les causes physiques de dégradation des bétons.....	6
I.2.2 Les causes chimiques de dégradation des bétons .....	10
I.2.3 Les causes mécaniques de dégradation des bétons.....	15
I.3 La dégradation due à la corrosion des armatures .....	15
I.3.1 Corrosion par les ions de chlorures .....	16
I.3.2 Corrosion par carbonatation .....	17
I.3.3 Les facteurs influençant la corrosion des armatures.....	17
I.4 Durabilité et durée de vie d'un ouvrage .....	19
I.4.1 La durabilité des structures en BA .....	19
I.4.2 la durée de vie d'un ouvrage .....	20
I.4.3 La durabilité des bétons dans la norme NF EN 206-1 .....	20
I.4.4 Les classes d'exposition des bétons .....	21
I.4.5 Durée d'utilisation de projet.....	22
I.4.6 Formulation.....	22
I.5 Les indicateur de durabilité .....	23
I.5.1 Indicateurs de durabilité généraux .....	23
I.5.2 Indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction .....	24
I.5.3 Indicateurs de substitution.....	24
I.6 Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux .....	24
I.6.1 Importance de la porosité accessible à l'eau .....	24

I.6.2	Importance des propriétés de transport.....	25
I.6.3	Rôle de la teneur en portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .....	27
I.7	Justification du choix des indicateurs de substitution .....	29
I.7.1	Porosité accessible au mercure.....	29
I.7.2	Résistivité électrique .....	29
I.7.3	Quantité d'électricité selon l'essai AASHTO .....	30
I.7.4	Coefficient de diffusion du $\text{CO}_2$ dans les matériaux carbonatés .....	30
I.7.5	Coefficient de diffusion de l'eau tritiée .....	30
I.8	Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux.....	30
I.8.1	Remarques préliminaires.....	30
I.8.2	Porosité accessible à l'eau.....	32
I.8.3	Coefficients de diffusion des ions chlorure (en conditions saturées) .....	32
I.8.4	Perméabilité aux gaz .....	34
I.8.5	Perméabilité à l'eau liquide.....	35
I.8.6	Teneur en portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .....	36
I.9	Structure poreuse des bétons .....	36
I.9.1	Définitions et caractérisation de la structure poreuse des bétons .....	37
I.9.2	Porosité.....	38
I.9.3	Compacité et durabilité .....	40
I.10	Influence des additions minérales sur la structure poreuse .....	40
I.10.1	Les calcaires .....	40
I.10.2	Les cendres volantes et laitiers de haut fourneau .....	40
I.11	Conclusion .....	41

## **Chapitre II : Transport diffusif dans le béton**

II.1	Introduction.....	43
II.2	La pénétration des chlorures dans le béton .....	43
II.2.1	Mécanismes de pénétration des chlorures.....	44
II.2.2	Modélisation de la pénétration des chlorures.....	45
II.3	Transport dans un milieu saturé.....	46
II.3.1	Diffusion des chlorures dans le béton.....	46
II.3.2	Type De Diffusion .....	47
II.3.3	Détermination du coefficient de diffusion .....	48
II.3.4	La diffusion.....	49
II.3.5	Essais migration.....	55

II.4 Facteurs influencent le transport des chlorures .....	59
II.4.1 Facteurs liés au matériau.....	60
II.4.2 Facteurs liés à l'environnement .....	63
II.5 Méthode de détermination en condition saturé des différents coefficients de diffusion des chlorures dans le béton .....	66
II.5.1 Essai de diffusion en régime stationnaire $D_{eff}$ .....	66
II.5.2 Essais de diffusion en régime transitoire $D_{app}$ .....	68
II.5.3. Essai de migration en régime stationnaire $D_{eff}$ (Mesure des flux de matière) .....	71
II.5.4 Essai de migration en régime non stationnaire (transitoire) .....	74
II.6 Conclusion .....	78

### **Chapitre III : Programme expérimental**

III.1 Introduction .....	81
III.1 Caractéristique des matériaux de béton .....	82
III.1.1 Introduction .....	82
III.1.2 Le ciment.....	82
III.1.3 L'eau de gâchage.....	83
III.1.4 L'adjuvant .....	83
III.1.5 Le sable.....	84
III.1.6 Le gravier .....	97
III.1.7 L'ajout .....	101
III.2 Préparation des corps d'épreuve.....	102
III.2.1 Composition et mise en œuvre .....	102
III.2.2 Confection des éprouvettes.....	104
III.2.3 Cure appliquée.....	104
III.3 Expériences de migration sous champs électrique des ions chlorures Selon la norme ASTM C1202 .....	106
III.4 LA Méthode des plans d'expériences.....	108
III.4.1 Choix de la méthode d'expérimentation.....	108
III.4.2 Le plan factoriel complet et le plan factoriel fractionnel .....	108
III.4.3 Définition des niveaux des facteurs .....	109
III.4.4 La réponse .....	109
III.4.5 Logiciels utilisés .....	109
Conclusion.....	111

### **CHAPITRE IV : RESULTATS ET DISCUSSIONS**

IV.1. Plan d'expériences par Minitab .....	113
V.2. Interprétations des résultats des diagrammes.....	114
V.2. 1. Résultats du Diagramme de Pareto des effets pour la diffusivité .....	115
V.2.2 Résultats des diagrammes des effets de chaque facteur pris individuellement pour la diffusivité .....	116
V.2. 3.Diagramme des interaction pour la diffusivité.....	116
IV.2.4 Modélisation par une équation mathématique.....	119
IV.2.5 Les diagrammes de surface pour la diffusivité .....	120
Conclusion.....	122
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>123</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>126</b>
<b>Annexes .....</b>	<b>129</b>

## Liste des figures

Figure1: ouvrages implantés en site maritime en France métropolitaine, .....	2
Figure 02 : Pont Vasco de gamma sur le Tage à Lisbonne au Portugal réalisé en 1998 .....	3
Figure I.1 : fissuration due au retrait du béton .....	6
Figure I.2 : Ressuage du béton .....	7
Figure I.3 : érosion du béton .....	7
Figure I.4: Délamination d'une dalle .....	8
Figure I.5: Délamination du béton d'un hourdis de pont aboutissant à la formation d'un trou .....	8
Figure I.6: béton après un incendie .....	9
Figure I.7: Action du gel dans les fissures du béton.....	10
Figure I.8: Lessivage du béton .....	11
Figure I.9 : Phénomène d'alcali-réaction dans le béton, .....	11
Figure I.10 : Phénomène de réaction sulfatique interne, .....	12
Figure I.11 : Evaluation de la profondeur carbonatée à l'aide d'un indicateur coloré(phénolphtaléine) .....	13
Figure I.12: Processus de corrosion dans le béton armé,.....	16
Figure I.13: Mécanisme de la corrosion par les ions de chlorure,.....	17
Figure I.14 : Mise en œuvre de l'approche performantielle développée sur la base d'indicateurs de durabilité,.....	23
FigureI.15 : description schématique d'un matériau poreux, .....	37

Figure I.16 : Schématisation macroscopique d'un matériau poreux dans un état hydrique quelconque, .....	38
Figure II.1: Schématisation de la pénétration des ions chlorure dans un béton,.....	43
Figure II.2 : Influence du coefficient de diffusion en solution sur la vitesse de déplacement.....	48
Figure II.3: Influence du potentiel de jonction liquide sur la diffusion des ions, .....	48
Figure II.4 : Organigramme des méthodes de mesure du coefficient de diffusion des chlorures, .....	49
Figure II.5 : Schéma d'une cellule de diffusion, .....	50
Figure II.6 : Evolution de la concentration cumulée en ions chlorures dans le compartiment aval en fonction du temps,.....	51
Figure II.7. Schéma de Principe de l'essai d'immersion inspiré, .....	54
Figure II.8 : Profil en chlorures dans le béton après immersion,.....	55
Figure II.9 : Schéma de principe de la cellule de migration conçue par Tang et Nilson, .....	58
Figure II.10 : Allure du profil de concentration selon Tang et Nilson,.....	59
Figure II.11: Evolution du coefficient de diffusion en fonction du type de béton et du rapport E/C, ...	62
Figure II.12 : Effet de la modification des différents facteurs (type de ciment, E/C,.....	63
Figure II.13 : Influence de l'humidité relative sur le coefficient de diffusion des ions chlorure, .....	64
Figure II.14 : Évolution du coefficient de diffusion en fonction de l'humidité relative, .....	64
Figure II.15 : Exemple de profil des chlorures du béton à différentes températures .....	65
Figure II.16: Effet de la température sur le coefficient de diffusion, .....	66
Figure II.17 : Principe des essais de diffusion des ions,.....	67
Figure II.18 : Evolution du flux de chlorures en aval,.....	67
Figure II.19 : Essai d'immersion d'éprouvettes de béton selon NT Build 443, .....	69
Figure II.20 : Schéma de principe de l'essai AASHTO T 259, .....	70
Figure II.21: Cellules de migration des ions chlorures, .....	71
Figure II.22 : Saturation de l'échantillon,.....	72
Figure II.23 : Schéma de principe d'une cellule de migration,.....	73
Figure II.24: AASHTO T277 (ASTM C1202) test setup,.....	75
Figure II.25: Essai de migration, .....	76
Figure II.26: Principe d'une cellule de migration de type ASTM, .....	77
Figure III.1: Sace de lave de ciment.....	82
Figure III.2 : Super plastifiant MEDAPLAST SP 40. ....	84
Figure III.3: Détermination de la masse volumique absolue (Méthode de l'éprouvette graduée) .....	85
Figure III.4 :Essai l'équivalent de sable (ES).....	88
Figure III.5 : Agitateur automatique pour l'essai équivalent de sable.....	89

Figure III.6 : Détermination de l'analyse granulométrique.....	92
Figure III.7 : la courbe granulométrique du sable de Boussaâda. ....	93
Figure III.8: la courbe granulométrique de sable concassé.....	94
Figure III.9 : la courbe granulométrique de mélange de 50% sable concassé avec 50% sable du dune . .....	95
Figure III.10 : la courbe granulométrique de mélange de 70% sable concassé avec 30% sable du dune. .....	96
Figure III.11 : la courbe granulométrique de gravier 3/8 .....	99
Figure III.12 : la courbe granulométrique le gravier de fraction 8/16. ....	100
Figure III.13 : la courbe granulométrique de mélange de 60% gravier 3/8 avec 40% gravier 8/16. ....	101
Figure III.14: L'ajout d'argile blanche(Laboratoire Développement des GéoMatériaux, M'sila) .....	101
Figure III.15: Concasseur(Broyeur) utilisé pour préparer l'ajout(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).....	102
Figure III.16: Eprouvette de l'essai diffusion.....	104
Figure III.17: cure dans l'eau à 20 °C pendant 28 jours(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila) .....	105
Figure III. 18: Découpage par sciage(Laboratoire Développement des GéoMatériaux, M'sila).....	105
Figure III. 19: Cure agressive 0.5% de (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).....	106
Figure III.20 : Appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila) .....	107
Figure III.21: Amant et aval de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila) .....	107
Figure IV.1: Diagramme de Pareto des effets pour la diffusivité.....	115
Figure IV.2: Diagrammes des effets principaux pour la diffusivité. ....	116
Figure IV.3: Diagrammes des l'interaction des facteurs prise deux à deux pour la diffusivité. ....	117
Figure IV.4 : diagrammes de surface pour la diffusivité vis-à-vis Ciment(kg/m <sup>3</sup> ); Ajout(%).....	120
Figure IV.5: Diagrammes de surface pour la diffusivité vis-à-vis Ciment(kg/m <sup>3</sup> ); Ajout(%).....	121

## **Liste des tableaux**

Tableau I.1 : Exemples de teneurs en portlandite Ca(OH) <sub>2</sub> sur éprouvettes de béton âgées de 90 jours, après conservation dans l'eau, en fonction du type de béton,.....	28
Tableau I.2: Méthodes de mesure directes des indicateurs de durabilité et méthodes de mesure des paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes, .....	31
Tableau I.3: Définition des différents types de porosité d'un matériau, .....	39

Tableau II.1 : Effet du type de ciment sur le coefficient de diffusion, .....	60
Tableau II.2 : Coefficient de diffusion d'un ciment Portland pour différentes compositions,.....	60
Tableau II.3 : Les cinq catégories indicatrices des niveaux de perméabilité aux chlorures du béton, .	77
Tableau III.1 : Propriétés physiques de ciment MATINE .....	83
Tableau III.2 : Caractéristique chimique, minéralogiques et mécaniques du ciment MATINE. ....	83
Tableau III.3 : Masses volumiques absolue du sable Boussaâda et sable concassé .....	85
Tableau III.4 : Masse volumique apparente de sable Boussaâda et sable concassé.....	86
Tableau III.5 : Equivalent de sable BOUSSAADA.....	89
Tableau III.6 : Equivalent de sable concassé.....	89
Tableau III.7 : Comparaison des résultats. ....	90
Tableau III.8 : Analyse granulométrique du sable de Boussaâda.....	92
Tableau III.9 : Analyse granulométrique du sable concassé .....	93
Tableau III.10 : Analyse granulométrique du mélange 50% sable concassé avec 50% sable du dune.	94
Tableau III.11 : Analyse granulométrique du mélange 70% sable concassé avec 30% sable du dune.	95
Tableau III.12 : Masse volumique apparente pour le gravier 3/8 et le gravier 8/16.....	98
Tableau III.13 : Masse volumique absolue pour les graviers de fraction 3/8 et fraction 8/16.....	98
Tableau III.14 : Analyse granulométrique pour le gravier fraction 3/8. ....	98
Tableau III.15 : Analyse granulométrique gravier 8/16. ....	99
Tableau III.16 : Analyse granulométrique pour le mélange de gravier 3/8 (60%) et gravier 8/16 (40%) .....	100
Tableau III.17 : tableau des compositions de béton .....	103
Tableau IV.1: Matrice d'expériences et résultats. ....	114

# *Introduction générale*

---

## *Introduction générale*

Connu depuis l'antiquité romaine, le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé dans le monde et le plus utilisé dans la construction malgré le développement d'autres types de matériaux. **(Nassima, 2016)**

Cependant, comme tout matériau, le béton vieillit. Il évolue avec le temps et finit par se dégrader, d'où la durée de vie des structures et ouvrages en béton armé devient à la fois une exigence et un souci majeur des constructeurs et des investisseurs. **(Nassima, 2016)**

La durée de vie est devenue à la fois une exigence et un souci : il convient de l'assurer par une conception et une mise en œuvre adéquates, d'évaluer son état mécanique (d'où le recours à l'évaluation non destructive), de restaurer ou de renforcer l'ouvrage afin de prolonger sa durée de vie, **(<https://www.gislirgec.f>)**.

Les ouvrages de Génie Civil sont soumis à de multiples sources d'agression : les sollicitations climatiques, les sollicitations engendrées par leur usage, les événements accidentels et le vandalisme. Pour les matériaux de construction, on utilise le terme de durabilité qui qualifie l'aptitude à maintenir ses fonctions, par exemple de résistance aux agressions mécaniques et chimiques. Pour les ouvrages on parlera de durée de vie, qui est le temps durant lequel celui-ci remplit en toute sécurité les fonctions pour lesquelles il a été construit, compte tenu des conditions de service et des exigences économiques, **(<https://www.gislirgec.f>)**.

La durabilité minimum d'une structure ou d'une pièce est en général imposée par le maître d'œuvre. Il convient de sélectionner des produits qui ont une durée de vie minimum au moins supérieure à celle imposée, en prenant en compte l'environnement dans lequel ils se trouvent ces structures. Dans des environnements classiques, une structure composite peut raisonnablement avoir une durabilité supérieure à 10 ans, **(<https://www.futura-sciences.com/>)**.

L'ingénieur matériau doit, lui, apporter des solutions permettant aux ouvrages de mieux résister aux agressions de l'environnement. La garantie d'une durée de vie satisfaisante doit être trouvée en associant des matériaux adaptés à l'environnement, des méthodes de mises en œuvre et de cure soignées, des outils de calcul prenant en compte les dégradations possibles des ouvrages tout en maintenant une bonne sécurité, **(VICHOT J.-P. O., Avril 2008)**.

La dégradation des structures en béton armé exposées à des milieux agressifs est en grande partie liée à la pénétration des ions chlorures à travers le réseau poreux du matériau, **(Nassima, 2016)**.

## *Introduction générale*

---

Lorsque la concentration en ions chlorures devient critique, la corrosion des aciers se déclenche, réduisant ainsi la durée de vie des structures.

L'élaboration de tels ouvrages doit passer obligatoirement par la maîtrise et la compréhension des facteurs affectant leur durabilité. Cette connaissance permettra de situer les causes pour pouvoir proposer des solutions de prévention adaptées lors de la conception. D'autre part, elle permettra en cas de dégradation, de faire un diagnostic correct pour pouvoir réparer durablement, **(BENOSMAN, 16 Septembre 2006)**.

Pour évaluer la durabilité des matériaux et de faciliter la prédiction de la durée de vie des structures, il est nécessaire de connaître les mécanismes qui conduisent à leur détérioration et d'étudier les indicateurs de cette durabilité. Dans notre projet nous avons choisi et étudié comme indicateur la diffusivité qui est relative au déplacement d'une espèce chimique à l'échelle moléculaire sous l'effet d'un gradient de concentration.

Où était notre objectif est de valider une méthode de contrôle pour évaluer la durabilité des bétons à partir de l'essai de diffusivité des ions chlorures. Mais est-ce qu'il y a des normes algériennes sur la durabilité du béton en Algérie?



**Figure1:** ouvrages implantés en site maritime en France métropolitaine, **(TOUIL BRAHIM, 2009)**.

## Problématique

La problématique générale de ce mémoire concerne la durabilité des matériaux bétons et plus particulièrement les transferts de matière.

La pénétration des chlorures d'origine marine ou issus des sels de déverglaçage est à l'origine de la corrosion des armatures qui engendre la dégradation des structures en béton armé. À l'heure actuelle, le diagnostic s'effectue par le biais de méthodes destructives qui ne permettent pas de quantifier de manière fiable la teneur en chlorure dans l'enrobage du béton durant la phase d'incubation de la corrosion.

En effet, dans ce travail, nous cherchons à répondre à une question scientifique liée à la pénétration d'un agent agressif pour les armatures du béton armé : les chlorures.



**Figure 02** : Pont Vasco de gamma sur le Tage à Lisbonne au Portugal réalisé en 1998 pour une durée de vie de 120 ans ; (Indicateurs de durabilité : coefficient de diffusion par la méthode Tang Luping  $D_{app} = 12 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$  et Perméabilité à l'oxygène  $< 12 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ )

# **Chapitre I :**

## **Durabilité et Pathologies des Bétons**

**I.1 Introduction :**

Le béton est certes un corps inerte, mais il n'en évolue pas moins dans le temps, c'est un composé vivant subissant des changements constants : dilatations, fissures, maladies, ruptures et d'autres encore ! Le béton ne peut donc être simplement abandonné après avoir été coulé, il est comme nous, il va falloir en prendre soin et faire attention à ce qu'il ne tombe pas malade, auquel cas il faudra envisager des cures pour le soigner. (<http://www.guidebeton.com/>)

Un béton peut s'altérer après quelques années ou quelques dizaines d'années. Dans ce cas les altérations sont soit liées à des problèmes de structure, soit à un vieillissement du béton ou encore à une agression de l'environnement. (CORDIER, 28 novembre 2013)

Les principales causes de dégradation des bétons proviennent des attaques physiques et chimiques supportées dans le temps par les structures placées dans un environnement plus ou moins agressif. Les dégradations peuvent provenir de défauts initiaux dus soit à une conception mal adaptée, soit à une mauvaise mise en œuvre des bétons. (Amina, 11/ 07 / 2019)

La détermination précise des causes d'une détérioration quelconque du béton est un sujet complexe. Ceci s'explique par le manque de connaissance et la complexité des phénomènes qui affectent ce matériau, à leur évolution dans le temps, ainsi qu'à leur concomitance. (Nassima, 2016)

La durabilité du béton est en grande partie fonction de la difficulté qu'ont les agents agressifs à pénétrer dans le réseau poreux du béton. (VICHOT J.-P. O., Avril 2008)

La prise en compte de la durabilité des matériaux, lors de la conception d'un ouvrage est indispensable pour garantir sa durée de service et optimiser son coût global. Elle est désormais facilitée avec l'arrivée de nouvelles normes, guides et recommandations spécifiques à la durabilité. (DERACHE, Novembre 2004)

**I.2 Pathologies du béton :**

Les ouvrages en béton armé sont le matériau composite le plus utilisé. Les principales causes de dégradation du béton proviennent d'attaques physiques et chimiques soutenues dans le temps par des structures placées dans des environnements plus ou moins agressifs. La détérioration peut provenir de défauts initiaux soit en raison d'une conception mal adaptée, soit en raison d'une mauvaise mise en œuvre des bétons.

La détermination des causes exactes de la détérioration du béton est complexe. Cela explique le manque de connaissances et la complexité des phénomènes qui affectent ce matériau, à leur évolution dans le temps, ainsi qu'à leur concomitance. (Nassima, 2016)

**I.2.1 Les causes physiques de dégradation des bétons :**

Par dégradations physiques, on entend l'ensemble des causes qui peuvent provoquer l'éclatement du béton comme, par exemple :

- le retrait.
- le ressuage.
- l'érosion.
- l'exposition répétée à des cycles gel-dégel.
- l'usure.
- les phénomènes thermiques, y compris les incendies.

- **Retrait :**

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui existe de façon systématique au sein du béton et qui se développe sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement.

Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers l'extérieur de l'élément de structure. Le symptôme caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle. (Amina, 11/ 07 / 2019)



**Figure I.1 :**fissuration due au retrait du béton (Amina, 11/ 07 / 2019)

- **Ressuage :**

Le ressuage correspond à l'exsudation superficielle d'une partie de l'eau de gâchage à la face supérieure du béton frais. Il peut aussi se manifester en dessous des barres d'armature horizontales situées au voisinage de la face supérieure.

Ces barres constituent des points fixes qui gênent le tassement, ce qui engendre la création des fissures qui pénètrent jusqu'au lit d'armatures. (Amina, 11/ 07 / 2019)



**Figure I.2 :** Ressuage du béton (Amina, 11/ 07 / 2019)

- **Érosion du béton :**

Malgré sa résistance mécanique, le béton reste un matériau qui peut être fragilisé par son environnement. Le vent, par son action battante, L'eau de pluie par son écoulement, l'action des cours d'eau et de l'eau de mer conduisent t à l'érosion du béton. Ceci réduit l'enrobage des armatures et facilite la pénétration des agents agressifs.

**Érosions :** Perte de matière résultant du frottement d'un corps solide et d'un fluide contenant des particules solides en suspension et en mouvement. (Amina, 11/ 07 / 2019)



**a)** Béton sans érosion

**b)** Béton avec érosion

**Figure I.3 :** érosion du béton (Amina, 11/ 07 / 2019)

- **Usure (Délamination) :**

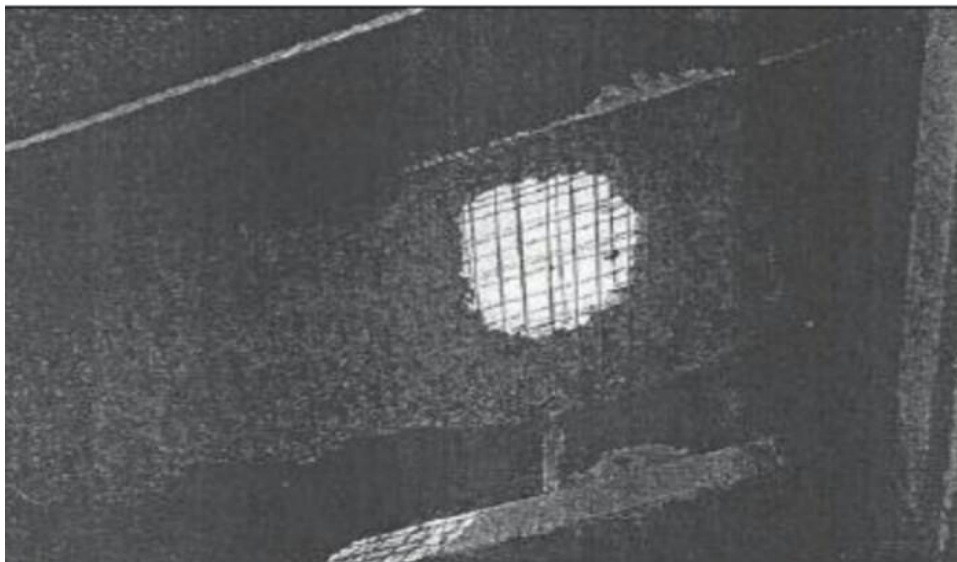
La Délamination du béton apparait lorsque celui-ci est durci et se produit par une action de l'air et l'eau en trappés sous une surface donnée d'un béton et provoquant la séparation d'une partie du béton variant de quelques centimètres à quelques mètres carrés. Le plan de séparation se situe souvent dans le béton et non plus entre la couche d'usure et le béton. Elle est causée par de l'eau de ressuage ou par des bulles d'air piégées sous une surface de béton ou

de mortier. Des zones plus faibles sont ainsi créées et l'action intensive de la circulation et du retrait provoquent alors la Délamination de cette couche superficielle. (Amina, 11/ 07 / 2019)



**Figure I.4:** Délamination d'une dalle (Amina, 11/ 07 / 2019)

Dans le cas des ponts par exemple, l'action conjuguée des sollicitations climatiques, des sels anti-verglas et du trafic circulant directement sur le béton des hourdis de ponts a provoqué des délaminations du béton sur un nombre considérable d'ouvrages d'art. Dans les cas les plus graves, cette pathologie aboutit à la chute de plaque de béton et à la création de trous dans les tabliers de ponts.



**Figure I.5:** Délamination du béton d'un hourdis de pont aboutissant à la formation d'un trou (Amina, 11/ 07 / 2019)

- **Dégradations dues aux facteurs de températures extrêmes :**

**a) Le Feu :**

Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton.

Le béton est un matériau qui présente un bon comportement lorsqu'il est soumis à des hautes températures.

Et c'est l'une des raisons pour lesquelles il est largement utilisé pour la réalisation des structures porteuses des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Malgré ce bon comportement, face à un incendie, les performances du matériau peuvent être plus ou moins affectées en fonction de la température maximale atteinte, de la durée de l'incendie et de la composition du matériau (nature des granulats notamment).



**Figure I.6:** béton après un incendie (Amina, 11/ 07 / 2019)

**b) Cycle gel/ dégel :**

Tous les bétons ne sont pas sensibles aux cycles de gel-dégel. Seuls les bétons dits "gélifs" s'altèrent. Après un nombre important de cycles gel/dégel, certains bétons peuvent se déliter en surface et se désagréger. C'est le cas des ouvrages de montagne, des chambres froides.

L'action du gel est une des causes principales de détérioration des ouvrages en béton et des soutènements dans les régions nordiques d'Europe, d'Amérique, d'Asie mais également dans certaines régions algériennes (infrastructures routières, remontées mécaniques, cornières ).

Les dégradations se manifestent sous forme de fissurations internes ou d'écaillage et concernent essentiellement les structures horizontales (ponts, terrasses...), susceptibles d'être saturées en eau et donc plus sensibles à l'action du gel. (Amina, 11/ 07 / 2019)

Il peut être traité en utilisant des granulats non gélifs, des entraîneurs d'air pour obtenir des bulles faisant effet de vases d'expansion. Ne pas mettre trop d'eau dans le béton. (<http://www.guidebeton.com/>).



**Figure I.7:** Action du gel dans les fissures du béton (Amina, 11/ 07 / 2019)

## **I.2.2 Les causes chimiques de dégradation des bétons :**

- **Lessivage**

Le ruissellement de l'eau douce sur le béton dissout le ciment, mettant petit à petit les aciers et granulats à nu. Parmi les risques de ce type de pathologie est les pertes importantes de résistance du béton. Corrosion des aciers et éclatement du béton.

Pour le traitement de cet pathologie Préventif : éviter le ruissellement sur les murs de vos constructions, pensez aux bandeaux à chaque étage. Curatif : effectuer une reprise de bétonnage sur la surface lessivée. (<http://www.guidebeton.com/>)



**Figure I.8:** Lessivage du béton (<http://www.guidebeton.com/>)

- **Alcali-réaction**

L'attaque chimique par alcali-réaction est favorisée par un milieu humide et une teneur en alcalins élevée du béton.

La silice de certains granulats réagit avec le ciment (composé alcalin) formant un gel qui gonfle le béton et le fait éclater.

Parmi les risques de ce type de pathologie est l'apparitions de réseaux de fissures profondes qui entraînent des désordres structurels dans les années qui suivent. Pour éviter ces problèmes on peut prener des granulats NR (non réactifs). (<http://www.guidebeton.com/>)



**Figure I.9 :** Phénomène d'alcali-réaction dans le béton, (M. Dierkens, 19-20 janvier 2011)

- **Attaque par les sulfates**

La présence des sulfates de calcium, de sodium, magnésium et d'ammonium dans l'environnement de la pâte de ciment représente un risque de dégradation majeur qu'on ne peut négliger. Lorsqu'ils sont mis en solution, les sulfates réagissent avec les hydrates de la pâte de ciment durcie mais également avec les produits anhydres, (aluminat tricalcique C3A restant dans la pâte durcie). Ces réactions produisent de nouveaux composants expansifs «ettringite ». Ces produits, créent des tensions internes considérables qui, à une certaine limite, provoquent la fissuration de la pâte durcie et donc la diminution de ces caractéristiques mécanique . Les sulfates peuvent être d'origine naturelle, contenus dans les sols ou issus des déchets industriels, mais ils peuvent également parvenir d'une succession de processus de transformations chimiques et biologiques. C'est le cas de l'acide sulfurique produit par les bactéries présentes dans les canalisations des eaux usées .

La pénétration des sulfates est régie par le processus de diffusion, leur agressivité est en relation directe avec la porosité de la pâte de ciment et donc le rapport E/C, mais également, avec le type de ciment utilisé, notamment la teneur en C3A incorporé dans le mélange anhydre car, les sulfates réagissent avec les C3A. **(Kahina HADDAD, 26/06/2018)**



**Figure I.10** : Phénomène de réaction sulfatique interne, **(M. Dierkens, 19-20 janvier 2011)**

- **Carbonatation**

La portlandite du ciment réagit petit à petit avec le CO<sub>2</sub> de l'air. Cette réaction réduit donc le pH du béton de 13 à 9. Lorsque le front de carbonatation atteint les armatures, elles corrodent les armatures qui gonflent et éclatent le béton. De gros désordres structurels se présentent. Les aciers perdent beaucoup en résistance et le béton risque de rompre.

Il faudra penser à utiliser des bétons peu poreux et composé de ciment avec un minimum de portlandite pour réduire la réaction avec le CO<sub>2</sub>, (<http://www.guidebeton.com/>).



**Figure I.11** : Evaluation de la profondeur carbonatée à l'aide d'un indicateur coloré (phénolphthaléine). La mesure est faite sur une fracture fraîche de béton (coloration rose : zone non carbonatée), (Baroghel-Bouny, Juillet 2004).

- **Attaque des ions chlorures**

Les ions chlorures (présents dans l'eau de mer, l'eau des piscines, certains sols et certains granulats) peuvent pénétrer par les fissures ou le réseau poreux du béton pour aller corroder les aciers.

Parmi les risques de ce type de pathologie est la fissuration du béton. Réduction de la section des aciers résistants. Éclatement local du béton. Apparition de rouille à la surface du béton sous forme de taches non esthétiques.

Il est possible d'utiliser de l'acier inoxydable pour le ferrailage, mais c'est beaucoup plus cher que de l'acier classique. Un traitement au zinc endiguera la corrosion, mais il restera à boucher les trous dus aux éclatements. On peut également utiliser des bétons peu poreux. (<http://www.guidebeton.com/>)

- **Attaque par les eaux (lixiviation)**

L'eau représente un vecteur commun de toutes les attaques. Sa présence déclenche et/ou accélère leurs mécanismes d'action. L'eau pure peut nuire à la pâte de ciment, du fait qu'au contact de la solution interstitielle caractérisée par une basicité (pH compris entre 12,5 et 13,5), l'eau crée un déséquilibre thermodynamique entre la solution interstitielle et les hydrates, ce qui engendre le changement de phase des hydrates. La lixiviation est influencée par deux catégories de facteurs :

- ceux liés à la solution agressive : son pH qui traduit le caractère de basicité ou d'acidité de la solution; sa dureté : soit la somme des concentrations en cations métalliques présent dans l'eau, sa teneur en dioxyde de carbone agressif, en sulfate, etc.
- ceux liés à la pâte de ciment : le type de ciment utilisé, le rapport E/C et donc la porosité.

**Les eaux 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 ( $KHCO_3$ ). (**BENCHEIKH, 2017-2018**)

l'attaque chimique résulte des réactions simultanées entre les sulfates et les chlorures contenues dans l'eau et des constituants du ciment.

**Les eaux de pluies** : les pluies propres ont généralement un pH compris entre 5 et 7. Les pluies provoquent une dégradation superficielle suivant des processus plus ou moins complexes mettant en jeu des phénomènes de dissolution dus aux acides (sulfurique, nitrique, carbonique) et d'expansion dus à la cristallisation des sels .

**Attaque par les eaux usées** : l'activité bactérienne conduit au dégagement d'hydrogène sulfuré par la transformation de produits soufrés. Cet hydrogène sulfuré se combine avec l'humidité atmosphérique puis se condense sous forme d'acide sulfurique sur les parois du béton et réagit avec les hydrates. Cette réaction provoque la dégradation du béton. On peut aussi retrouver des eaux riches en minéraux provenant des zones industrielles. Selon le type de minéraux qu'elles véhiculent, elles attaquent les bétons avec lesquels elles sont en contact (**Kahina HADDAD, 26/06/2018**).

**I.2.3 Les causes mécaniques de dégradation des bétons :**

- **La cavitation**

C'est l'usure d'une structure hydraulique, caractérisée par une perte de masse en présence de bulbes de vapeur, qui se forment lors d'un changement brusque de direction d'un écoulement rapide de l'eau ( effet dynamique de l'eau).

- **Abrasion**

C'est l'usure accompagnée d'une perte de matière consécutive au frottement d'un élément par un abrasif, ou par le passage répétitif des piétons, véhicules et chariots industriels, etc.

- **Les chocs**

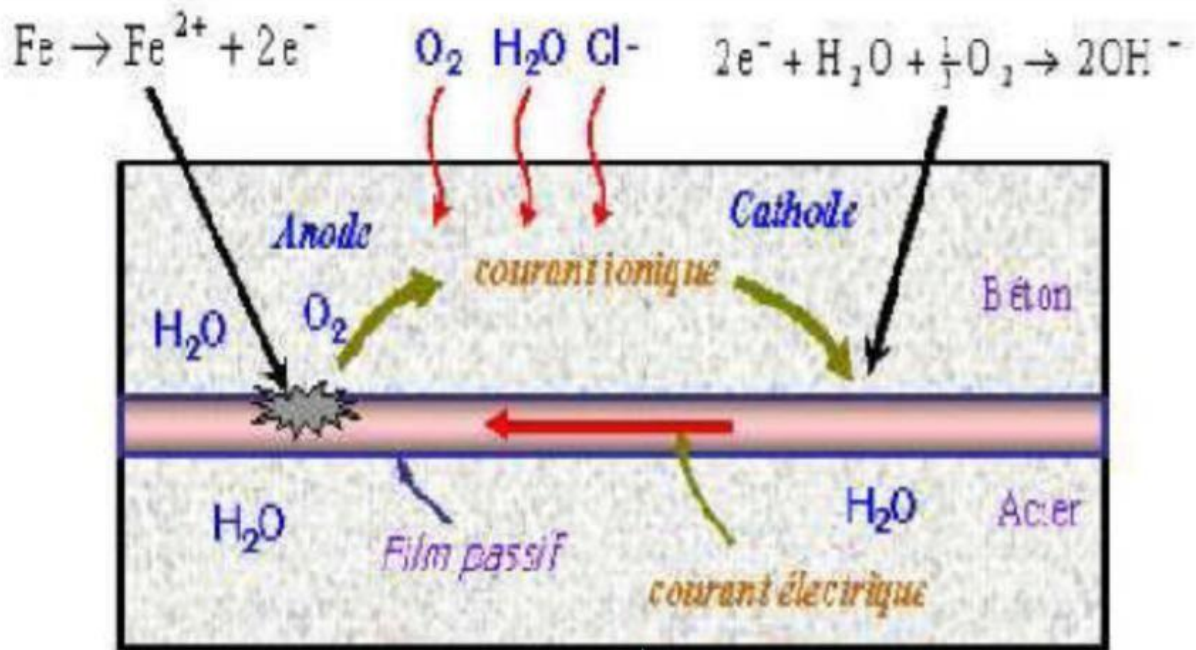
Le béton éclate sous l'effet de chocs produits par des engins de transport ou de levage, des outils. Exemples : piles de pont, sols d'ateliers, éléments bétons préfabriqués,...

- **Surcharge :**

Il s'agit d'ouvrages ayant supporté des charges trop importantes qui ont entraîné des fissurations et des éclatements du béton.

**I.3 La dégradation due à la corrosion des armatures :**

La corrosion des armatures est la dégradation la plus courante des ouvrages du génie civil. Ce sont les armatures de peau et les armatures les plus sollicitées qui sont les plus corrodées . Dans le cas des armatures de peau, la corrosion est reliée à l'épaisseur du béton d'enrobage et à sa porosité. Dans le cas des armatures principales les plus sollicitées, c'est la fissuration du béton qui en est à l'origine. La corrosion ne peut s'initier que lorsque l'environnement est propice à son développement. Par sa forte basicité, le béton est un excellent passivant pour les armatures en acier mais si la carbonatation ou les chlorures parviennent à migrer jusqu'aux armatures, le pH peut s'abaisser suffisamment pour que la corrosion s'initie, (Nassima, 2016).

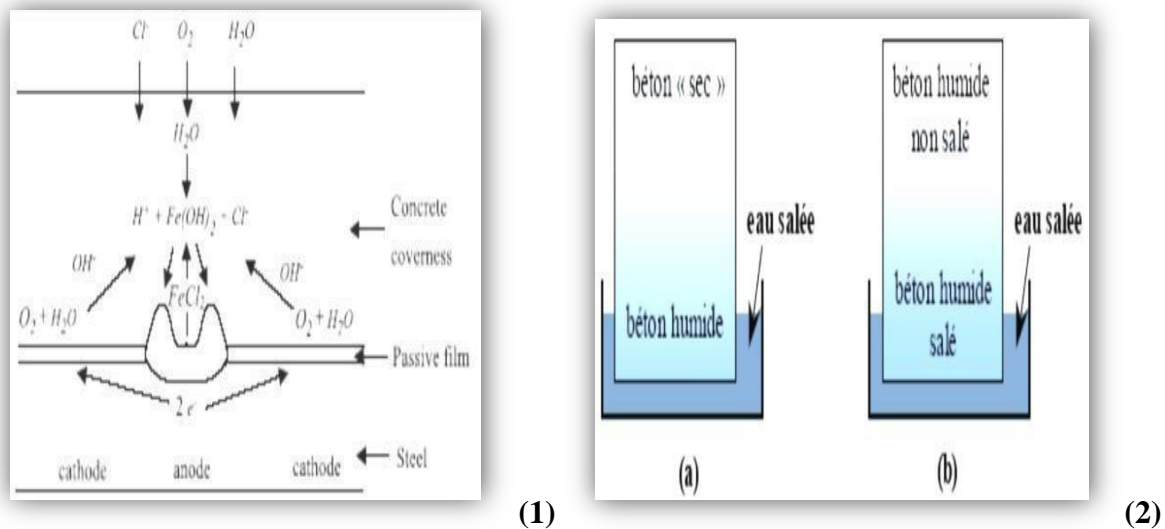


**Figure I.13:** Processus de corrosion dans le béton armé, (MEZOUAR. M et CHERIF. R, 2013).

### I.3.1 Corrosion par les ions de chlorures :

La pénétration des ions chlorures au sein d'une matrice cimentaire peut générer des désordres importants dans la structure, pouvant à terme entraîner la ruine de l'ouvrage. Quand les ions chlorures arrivent en quantité suffisante au niveau de la surface de l'armature enrobée, ils provoquent des modifications physicochimiques à la surface de celle-ci. Engendrant ainsi l'initiation et le développement de la corrosion au moyen des ions chlorures qui atteignent les aciers à travers la porosité ouverte du béton d'enrobage. Ces ions vont provoquer éventuellement une destruction de la couche de passivation et par conséquent l'initiation de la corrosion par dissolution de l'acier lui-même .

Les chlorures présents dans le béton sont à l'origine de deux sortes différentes de sources. Soit, ils sont présents lors du gâchage par l'eau de gâchage ou agrégats contaminés. Soit ils proviennent de l'environnement d'exposition par diffusion au béton durci « l'atmosphère marine, les sels de déverglaçage, ou les produits chimiques... » . Ils sont sous trois formes: « Les chlorures libres et dissous dans la solution interstitielle », « Les chlorures absorbés physiquement aux parois du béton », « Les chlorures liés chimiquement résultant des réactions entre les chlorures et les phases du ciment hydraté (Chloroaluminates)», (Fouzia, Novembre 2018).



(1) : Mécanisme de dissolution de l'acier dans le béton en présence d'ions de chlorure.  
 (2) : Représentations schématiques des transports de chlorures dissous dans le béton « (a) absorption capillaire ; (b) Diffusion ».

**Figure I.14:** Mécanisme de la corrosion par les ions de chlorure, (Fouzia, Novembre 2018)

### I.3.2 Corrosion par carbonatation :

La carbonatation résulte de l'action du dioxyde de carbone atmosphérique ( $CO_2$ ) sur le béton, il pénètre dans le béton se dissout dans la solution interstitielle et réagit avec la portlandite  $Ca(OH)_2$  et les hydrates (C-S-H). La réaction provoque la diminution du pH de la solution interstitielle (acidité de cette solution) et les armatures en acier ne sont alors plus passivées. (Fouzia, Novembre 2018)

### I.3.3 Les facteurs influençant la corrosion des armatures :

- **Composition du béton :** Tout ce qui conditionne la solution et la porosité du béton est un facteur pouvant affecter ou non la corrosion. Le type et la teneur en liant, les additions minérales et le rapport Eau /Ciment (E/C) déterminent la performance d'un béton. Le choix de la formulation du béton et la nature de ses principaux composants constitue une approche pour augmenter la résistance à la corrosion de ce matériau. Toutes modifications de cette formulation, produisant une augmentation de la compacité ou une réduction de la perméabilité, ont généralement un effet favorable sur la résistance à la corrosion. Notamment le rapport E/C a une très grande influence sur la porosité, plus il est important plus la porosité du béton est grande. Facilitant ainsi la pénétration des espèces agressives puis la corrosion de l'acier, l'effet du rapport E/C est bien plus important que du type de liant utilisé.

- **Enrobage :** L'épaisseur de l'enrobage en béton détermine le temps que vont mettre les espèces agressives pour arriver à l'armature. Parfois la durée de vie d'une structure peut être fortement améliorée en augmentant l'épaisseur de l'enrobage, barrière mécanique freinant, voire stoppant la pénétration d'espèce participant à la corrosion des armatures.
- **Température:** Le comportement à la corrosion dépend d'un ensemble des paramètres physiques (température, densité, humidité ...). La température joue un rôle important sur le taux de la corrosion de l'acier dans le béton. Lors du changement de température ambiante, d'autres paramètres sont modifiés comme le degré de saturation et la résistivité du béton, et ce sont alors les effets couplés qu'il faut considérer . L'effet total de la température sur le taux de corrosion dans le béton est très complexe et contrôlé par l'interaction de plusieurs autres facteurs. Mais cet effet reste tout de même plus complexe dans certains cas, une élévation de la température peut jouer un rôle sur la solubilité de l'oxygène (O<sub>2</sub>) dans l'eau et ainsi diminuer la vitesse de corrosion si le (O<sub>2</sub>) est moins disponible. À l'inverse, en milieu aéré, la température facilite la diffusion de l'oxygène et accélère la corrosion en augmentant le courant d'échange. D'autres études ont montré que la température avait une influence sur la nature des produits de corrosion formés.
- **Effet d'humidité :** L'humidité joue le rôle du milieu électrolytique au voisinage de l'armature est donc un paramètre déterminant dans le processus de corrosion. Car la vitesse de corrosion dépend fortement de ce taux, celui-ci influençant directement la conductivité, la résistivité électrique et la diffusion de l'oxygène. Lorsque la teneur en eau augmente, deux effets opposés se produisent : la diminution de la perméabilité à l'oxygène, qui a un effet limitatif, et celle de la résistivité qui stimule le processus de la corrosion. Plusieurs auteurs ont démontré l'existence d'une humidité relative critique de l'ordre de HR 60 % en dessous de laquelle aucun phénomène de corrosion notable ne se produit. Selon ces auteurs, la vitesse de corrosion serait maximale pour des HR de 90 à 95 % et le courant d'échange cathodique serait limité par la diffusion de l'oxygène.
- **Oxygène:** L'oxygène affecte également l'évolution des réactions cathodiques. En l'absence de l'oxygène (O<sub>2</sub>), même dans une situation de dé passivation, la corrosion ne progresse pas en raison de la polarisation cathodique. Ainsi, la corrosion des aciers d'armature ne constitue généralement pas un problème majeur dans le cas des structures ou des parties de structures constamment immergées puisque l'oxygène ne parvient que très difficilement à atteindre les armatures. Plus la teneur en oxygène est importante, plus la vitesse de dissolution de l'acier augmente avec. (**Fouzia, Novembre 2018**)

**I.4 Durabilité et durée de vie d'un ouvrage :**

La durabilité des ouvrages en béton est une caractéristique très importante, y compris dans l'approche normative des ouvrages car c'est la garantie d'une sécurité et d'une durée de service accrues de ces ouvrages . Cette durabilité garantie aussi une économie considérable sur le long terme, car de tels ouvrages nécessitera peu ou pas de réparations, d'où une économie de coûts induits par des réparations, qui peuvent être très élevés, et peuvent même dépasser les coûts initiaux de construction . L'élaboration de tels ouvrages doit passer obligatoirement par la maîtrise et la compréhension des facteurs affectant leur durabilité. Ainsi, les Eurocodes (règles européennes de construction) définissent la notion de durée d'utilisation de projet, durée pour laquelle la structure doit être dimensionnée de sorte que sa détérioration n'abaisse pas ses performances au-dessous de celles qui sont escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance prévu. Il y a beaucoup de facteurs à considérer pour ce dimensionnement, parmi lesquels la composition, les propriétés et les performances des matériaux, ainsi que la qualité de la mise en œuvre et le niveau de contrôle. (<https://www.universalis.fr>)

**I.4.1 La durabilité des structures en BA :**

Il est essentiel qu'une structure en béton armé puisse conserver sa résistance sans que sa gestion technique ou sa fonction soit modifiée de façon significative, afin de ne pas compromettre sa durabilité. Il convient de rappeler que la durabilité n'est pas la garantie d'une durée de vie infinie à la structure, mais un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau.

Cette réflexion permet l'identification de deux concepts distincts vis-à-vis de la durabilité : celle du matériau et celle de la structure.

- La durabilité du matériau se vérifie à partir de sa capacité de conserver ses caractéristiques et son intégrité pendant la durée de vie prévue pour la structure.

- La durabilité de la structure dépend de celle du matériau ; cependant elle ne se résume pas exclusivement à la qualité du matériau employé. C'est pourquoi la durabilité de la structure (complète ou d'un élément,) consiste dans l'accomplissement de ses performances de sécurité structurale (respect à un ELU) et d'aptitude au service (respect à un ELS) dans des conditions prévues d'utilisation.

L'Eurocode EN1990 « Basis of structural design » ajoute un élément supplémentaire à cette définition de la durabilité: celle de maintenance . La durabilité d'une structure est alors sa capacité à remplir ses fonctions durant la durée de vie prescrite avec une maintenance appropriée. L'ouvrage doit alors être conçu de sorte qu'aucune dégradation significative n'est susceptible d'apparaître entre deux inspections successives. (Nassima, 2016)

**I.4.2 la durée de vie d'un ouvrage :**

La durée de vie d'un ouvrage peut être définie comme la période au cours de laquelle l'ensemble des endommagements cumulés subis au cours du temps ne dépasse pas un niveau critique ou, en d'autres termes, un ou plusieurs états limites donnés. La durée de vie peut être prise égale à la durée de service sans précaution initiale particulière, sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure . Cela correspond à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique. (Nassima, 2016)

**I.4.3 La durabilité des bétons dans la norme NF EN 206-1 :**

La durabilité du matériau béton dans son environnement est présentée comme une préoccupation majeure de la norme et une des raisons de son évolution. Les environnements sont redéfinis et pour chacun de ces environnements ou « expositions », l'obligation de moyens et l'obligation de résultats sont présentés comme deux alternatives. Autrement dit, les exigences relatives aux performances du béton ne se superposent pas à celles relatives à sa composition, mais peuvent les remplacer, pour une même durabilité visée. (Nassima, 2016)

La norme NF EN 206-1 constitue une évolution importante dans la manière de prescrire, formuler et contrôler les bétons au service de la qualité et de la performance des bétons.

Elle définit des exigences( de moyens) pour la durabilité des structures, prend en compte avec précision la notion de classe d'exposition, introduit les classes de résistances pour les bétons légers et de nouvelles classes de résistance du béton(jusqu'à 100 MPa), impose des exigences sévères sur les contrôles de fabrication, (volume de contrôle augmenté et critères de conformité renforcés) prend en compte des additions dans la détermination du rapport eau/ciment, précise la répartition des responsabilités entre le prescripteur, le producteur et l'utilisateur et le rôle de chaque intervenant, définit des dispositions relatives aux essais de conformité, à l'évaluation de la conformité, aux critères de conformité et aux essais d'identification.

Elle permet d'augmenter les performances du béton, de renforcer la régularité de ses caractéristiques, sa qualité et donc d'améliorer la durabilité des ouvrages.

Un béton conforme aux valeurs limites spécifiées, est capable de satisfaire les exigences de durabilité par rapport à l'utilisation envisagée dans les conditions environnementales si:

- \_ l'épaisseur de béton recouvrant l'armature est adaptée aux conditions environnementales;
- \_ les classes d'exposition ont été correctement sélectionnées;
- \_ il est correctement mis en place, vibré et soumis à une cure adaptée;
- \_ la maintenance préventive est réalisée. (VICHOT J.-P. O., Avril 2008)

**I.4.4 Les classes d'exposition des bétons :**

La norme NF EN 206- 1 définit des classes d'exposition en fonction des actions dues à l'environnement auxquelles les bétons de l'ouvrages ou de la partie de l'ouvrage vont être soumis pendant leur durée de service.

Elle définit 18 classes d'exposition regroupées en 6 familles par risque de corrosion, d'attaques ou d'agressions dépendant des actions et des conditions environnementales auxquelles le béton de l'ouvrage, ou de la partie de l'ouvrage, est soumis.

La norme décrit, pour chaque classe d'exposition, l'environnement et le type de béton concerné et donne des exemples d'ouvrages ou de partie d'ouvrage à titre informatif, (VICHOT J.-P. O., Avril 2008).

**XO : aucun risque de corrosion ni d'attaque** (gel/dégel, abrasion, attaque chimique). Cette classe ne peut concerner que les bétons non armés, les bétons faiblement armés avec un enrobage d'au moins 5 cm, et les bétons armés à l'intérieur de bâtiment très sec.

**XC : corrosion induite par carbonatation** (béton contenant des armatures et exposé à l'air et à l'humidité). Selon les conditions d'humidité, quatre classes d'exposition sont définies.

XC1 : sec ou humide en permanence (intérieur des bâtiments).

XC2 : humide, rarement sec (fondations, réservoirs, piscines).

XC3 : humidité modérée (béton extérieur abrité de la pluie).

XC4 : alternance d'humidité et de séchage (au contact de l'eau).

**XD : corrosion induite par des chlorures d'origine autre que marine** (béton contenant des armatures). Trois classes sont définies.

XD1 : humidité modérée (*en France, équivalent à XF1*).

XD2 : humide, rarement sec (piscines, eaux industrielles).

XD3 : alternance humidité – séchage (ponts, dalles parkings).

**XS : corrosion induite par des chlorures présents dans l'eau de mer** (béton contenant des armatures). Trois classes sont définies.

XS1 : exposé à l'air véhiculant du sel marin (structures à moins de 1 km de la côte) (*en France, équivalent à XS2*).

XS2 : immergé en permanence (structures marines).

XS3 : zones de marnage ou zones soumises à des embruns.

**XF : attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage** (attaque significative sur un béton mouillé). En France, quatre classes d'exposition sont définies à partir d'une carte des zones de gel.

XF1 : gel faible ou modéré sans agent de déverglaçage (surfaces verticales de bétons).

XF2 : gel faible ou modéré avec agent de déverglaçage (surfaces verticales de bétons).

XF3 : gel sévère sans agent de déverglaçage (surfaces horizontales de bétons).

XF4 : gel sévère avec agent de déverglaçage (surfaces horizontales de bétons).

**XA : attaque chimique** (eaux, sols). Trois classes sont définies.

XA1 : environnement à faible agressivité chimique.

XA2 : environnement d'agressivité chimique moyenne.

XA3 : environnement à forte agressivité chimique. **(BENCHEIKH, 2017-2018)**

#### **I.4.5 Durée d'utilisation de projet:**

Une structure durable doit satisfaire aux exigences d'aptitude au service, de résistance et de stabilité pendant toute la durée d'utilisation de projet, sans perte significative de fonctionnalité ni maintenance imprévue excessive.

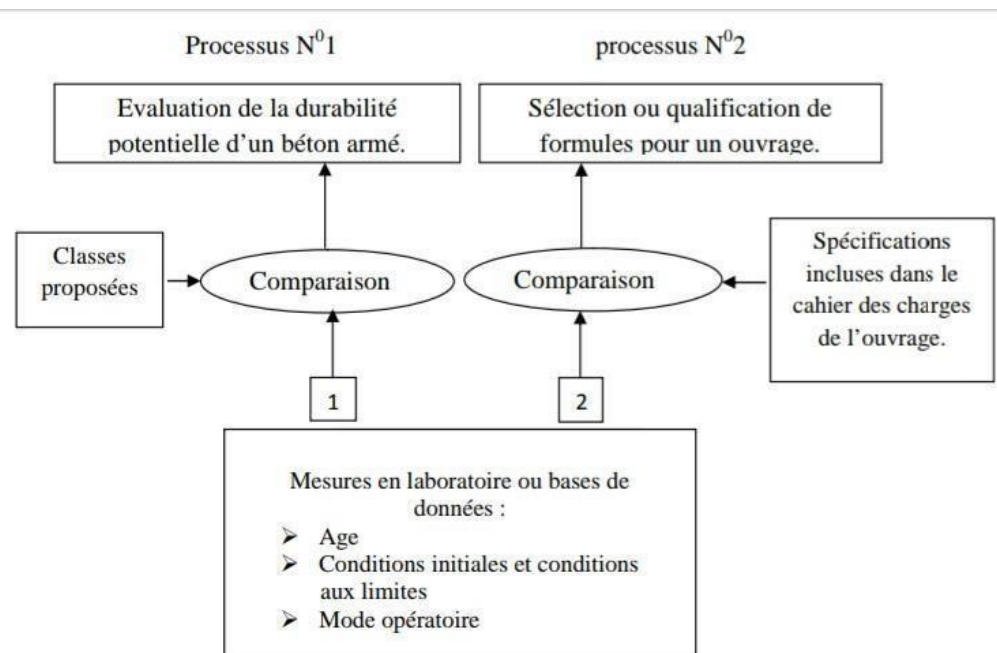
Afin d'assurer une durée adéquate de la structure, il convient de prendre en compte les facteurs suivants :

- l'utilisation prévue ou prévisible de la structure ;
- les critères de dimensionnement requis ;
- les influences escomptées de l'environnement ;
- la composition, les propriétés et les performances des matériaux et des produits ;
- les propriétés du sol ;
- le choix du système structural ;
- la forme des éléments structuraux et les dispositions constructives ;
- la qualité de mise en œuvre et le niveau de contrôle;
- les mesures de protection spécifiques ;
- la maintenance escomptée pendant la durée d'utilisation de projet, **(GUIRAUD, 09décembre 2014).**

#### **I.4.6 Formulation**

Les bétons sont conçus suivant une formulation, donnée sous forme de quantité massique de chaque composant afin d'obtenir un volume de 1 m<sup>3</sup> de béton. Il existe différentes méthodes de formulations, qui visent à optimiser l'empilement des différentes particules (grains de ciment, sable, gravillons) afin de minimiser les espaces vides . Le choix de la formulation permet d'obtenir des propriétés mécaniques ou de mise en œuvre recherchées, **(Nassima, 2016).**

Pour sélectionner ou qualifier une formule de béton en vue de la construction d'un ouvrage, on vérifiera que l'ensemble des spécifications incluses dans le cahier des charges de l'ouvrage, établies selon les recommandations faites par exemple (notamment les spécifications types proposées), sont respectées, tel qu'illustré en **figure I.15**, (processus 2). Cette vérification s'effectuera en mesurant, sur des éprouvettes fabriquées en laboratoire et dans les conditions requises par les protocoles d'essai, les différents indicateurs de durabilité apparaissant dans les spécifications, **(Oualit Mehena, 2009).**



**Figure I.15** : Mise en œuvre de l'approche performantielle développée sur la base d'indicateurs de durabilité, (Oualit Mehena, 2009).

## I.5 Les indicateur de durabilité :

Les *indicateurs de durabilité* sont des paramètres qui apparaissent comme fondamentaux dans l'évaluation et la prédiction de la durabilité du matériau et de la structure vis-à-vis du processus de dégradation considéré (pertinence théorique). De plus, ces paramètres doivent être aisément quantifiables à partir d'essais de laboratoire pratiqués sur éprouvettes ou sur prélèvements, de façon reproductible et selon des modes opératoires bien définis. (Baroghel-Bouny, Juillet 2004) .

Deux catégories d'indicateurs de durabilité peuvent être définies :

- les *indicateurs de durabilité généraux* (valables pour les différentes dégradations envisagées) ,
- les *indicateurs de durabilité spécifiques* à un processus de dégradation donné (par exemple l'alcali-réaction).

### I.5.1 Indicateurs de durabilité généraux :

Les *indicateurs de durabilité généraux*, c'est-à-dire dans le cas du présent guide, les paramètres qui apparaissent fondamentaux, aussi bien vis-à-vis de la prévention de la corrosion des armatures que de l'alcali-réaction, sont les suivants :

- **porosité accessible à l'eau,**
- **coefficient de diffusion (apparent ou effectif) des ions chlorure,**

- perméabilité aux gaz,
- perméabilité à l'eau liquide,
- teneur en portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$ , (Baroghel-Bouny, Juillet 2004)

### I.5.2 Indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction :

Les indicateurs de durabilité généraux sont complétés le plus souvent par des indicateurs spécifiques au processus de dégradation auquel l'ouvrage sera exposé (Nassima, 2016). Dans le cas de la prévention des dégradations dues à l'alcali-réaction, les indicateurs spécifiques retenus peuvent être classés en deux catégories qui sont les suivants (Baroghel-Bouny, Juillet 2004) :

- ❖ Indicateurs chimiques (relatifs aux constituants du béton) spécifiques à l'alcali réaction tels que la quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (cinétique) et la concentration en alcalins équivalents ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ ) actifs de la solution interstitielle ;
- ❖ Indicateur global et macroscopique (relatif au béton durci) spécifique à l'alcali réaction tels que la *déformations de gonflement d'éprouvettes en béton* ("essai de performance" d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction, faisant l'objet de la norme *NF P 18-454*).

### I.5.3 Indicateurs de substitution :

Les indicateurs généraux peuvent être substitués, après accord du maître d'ouvrage, par des paramètres qui sont plus faciles à déterminer, plus spécifique aux problèmes posés ou plus adaptés aux modèles mis en œuvre (Nassima, 2016). Ces paramètres sont comme suit :

- Porosité accessible au mercure,
- Résistivité électrique,
- Quantité d'électricité,
- Coefficient de diffusion du  $\text{CO}_2$  ou de l' $\text{O}_2$ ,
- Coefficient d'absorption capillaire

## I.6 Justification du choix des indicateurs de durabilité généraux :

### I.6.1 Importance de la porosité accessible à l'eau :

La porosité accessible à l'eau est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. C'est en effet un indicateur de la qualité du matériau. Ce paramètre est plutôt bien corrélé avec la résistance moyenne à la compression : quand la porosité diminue (du fait de la diminution du rapport E/C, de l'ajout d'ultrafines, ...), la résistance augmente. La porosité accessible à l'eau reste toutefois un paramètre global, pas toujours suffisamment discriminant, (Baroghel-Bouny, Juillet 2004).

## I.6.2 Importance des propriétés de transport

La dépassement des armatures, et de là un éventuel démarrage de leur corrosion, est initiée lorsque le front de carbonatation ou de pénétration des ions chlorure a traversé le "béton d'enrobage" et atteint le premier lit d'armatures. Ceci signifie que les propriétés de transport du béton (perméabilité et coefficient de diffusion) vont jouer un rôle clé dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. Dans le cas de la corrosion des armatures, c'est le transport de l'eau, du dioxyde de carbone, de l'oxygène et des ions chlorure s'ils sont présents qui entre en jeu. De façon plus générale, la durabilité est très souvent liée à l'aptitude du matériau à résister à la pénétration d'agents agressifs. En outre, tout mécanisme de dégradation, même interne au béton, fait intervenir un processus de transport en phase gazeuse ou en phase liquide, au moins de molécules d'eau et le cas échéant d'ions, tels que par exemple, alcalins, calcium et silicates dans le cas de l'alcali-réaction, (**Baroghel-Bouny, Juillet 2004**).

### I.6.2.1 Coefficients de diffusion

La diffusion résulte de l'agitation aléatoire d'espèces (molécules ou ions) soumises à un gradient de potentiel chimique. La cinétique de diffusion est théoriquement indépendante de la taille des vides (pores ou fissures), mais elle dépend de la dimension des molécules ou des ions diffusants. A l'échelle macroscopique, le coefficient de diffusion est fonction de la porosité totale et peut également être influencé par la fissuration.

Pour ce qui concerne l'alcali-réaction, au démarrage de la réaction les différents ions réagissants sont présents sur les sites réactionnels. Cependant, au fur et à mesure de leur consommation, le renouvellement de ces ions ne peut se faire que par diffusion au sein de la solution interstitielle. La détermination d'un coefficient de diffusion est donc, dans ce cas, de première importance.

Les ions chlorure ont un impact direct sur la corrosion des armatures. De plus, la détermination du coefficient de diffusion des ions chlorure fait l'objet de modes opératoires. C'est donc le coefficient de diffusion des ions chlorure qui est sélectionné ici pour quantifier l'aptitude à la diffusion ionique du béton.

En conditions saturées, quand la concentration en ions est plus élevée à l'extérieur que dans le béton, le gradient de concentration induit une pénétration des ions dans le matériau. Ainsi, les ions chlorure transitent dans la phase liquide interstitielle du béton par diffusion, (**Baroghel-Bouny, Juillet 2004**).

- **Coefficient de diffusion *effectif* des ions chlorure - Première loi de Fick**

Si l'on néglige les interactions électriques entre les chlorures et les autres ions présents, le processus de diffusion est décrit par la première loi de Fick : si les ions se déplacent suivant une direction perpendiculaire à la surface d'entrée dans un milieu homogène, le flux massique

J (en  $\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$ ), représentant la quantité d'ions se déplaçant à travers une unité de surface de béton pendant une seconde, est donné par (1) :

$$J = -D_{\text{eff}} \cdot \frac{dc_f}{dx} \quad (1)$$

où  $D_{\text{eff}}$  : coefficient de diffusion *effectif* des ions chlorure dans le matériau (en  $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$ ),  
 $c_f$  : concentration en chlorure "libres" de la solution interstitielle (en  $\text{kg.m}^{-3}$ ), à la profondeur x et au temps t.

Le coefficient de diffusion *effectif* est fonction non seulement du matériau (composition, âge, état de carbonatation, fissuration, ...), mais également des conditions environnementales (concentration en chlorures, température, ...). Des relations empiriques  $D_{\text{eff}} = f(T, [\text{Cl}^-], \dots)$ , (Baroghel-Bouny, Juillet 2004).

- **Coefficient de diffusion *apparent* des ions chlorure - Seconde loi de Fick**

En tenant compte de la loi de conservation de la masse, on obtient la seconde loi de Fick, qui s'écrit, lorsque le coefficient de diffusion *effectif* ne dépend pas de la concentration en ions, de la façon suivante (2) :

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = D_{\text{app}} \cdot \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} \quad (2)$$

où  $D_{\text{app}}$  : coefficient de diffusion *apparent* des ions chlorure dans le matériau (en  $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$ ).  
 C'est cette équation (2) qui est généralement utilisée pour décrire la pénétration des chlorures par diffusion dans le béton saturé en régime non stationnaire, (Baroghel-Bouny, Juillet 2004).

- **Relation entre coefficients de diffusion *effectif* et *apparent* des ions chlorure**

Les deux coefficients de diffusion  $D_{\text{eff}}$  et  $D_{\text{app}}$  sont liés par la formule (3), faisant intervenir notamment la pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice  $m_b = f(c_f)$  et la porosité du matériau :

$$D_{\text{app}} = \frac{D_{\text{eff}}}{\left( \Phi + \rho \cdot \frac{\partial m_b}{\partial c_f} \right)} \quad (3)$$

où  $\Phi$  : porosité du matériau accessible aux chlorures (en  $\text{m}^3.\text{m}^{-3}$ ),  
 $m_b$  : masse de chlorures liés par unité de masse de solide sec (en  $\text{kg.kg}^{-1}$ ),  
 $c_f$  : concentration en chlorures "libres" de la solution interstitielle (en  $\text{kg.m}^{-3}$ ).  
 $\rho$  : masse volumique apparente du matériau à l'état sec (en  $\text{kg.m}^{-3}$ ),

$k_d = \partial m_b / \partial c_f$  : pente de l'isotherme d'interaction chlorures-matrice (appelée capacité de fixation ou encore coefficient de partage).

Avec l'hypothèse d'une capacité de fixation  $k_d$  constante, c'est-à-dire d'une isotherme d'interaction linéaire,  $k_d$  peut être évaluée de façon simple à partir des paramètres de formulation, (**Baroghel-Bouny, Juillet 2004**).

### I.6.2.2 Perméabilité aux gaz et aux liquides - Loi de Darcy

La perméabilité quantifie l'aptitude d'un matériau à se laisser traverser par un fluide sous gradient de pression totale. La vitesse de filtration  $v$  (en  $m.s^{-1}$ ) d'un fluide régie par la loi de Darcy s'écrit en conditions non saturées, en négligeant les effets de gravité et les effets dynamiques selon (4) :

$$\vec{v} = -\frac{K}{\eta} \cdot k_r(S) \cdot \vec{\nabla} p \quad (4)$$

où  $\nabla p$  : gradient de pression auquel est soumis l'échantillon de matériau,

$k_r(S)$  : perméabilité relative au fluide qui est fonction du taux de saturation en eau ,

$\eta$  : viscosité dynamique du fluide,

$K$  : perméabilité *intrinsèque* du matériau, théoriquement indépendante des phases saturantes.

La perméabilité *apparente* ( $K.k_r(S)/\eta$ ) dépend donc des caractéristiques du fluide, du réseau poreux du matériau (distribution des volumes poreux, connectivité, ...) et également de l'état hydrique de l'éprouvette ou de la structure considérée .

La perméabilité dépend également de l'état de (micro)fissuration, bien que la corrélation entre ces deux paramètres ne soit pas clairement établie. L'écoulement est grandement influencé par la taille (ou ouverture) des vides (pores et fissures) et par leur connectivité, ainsi que par la rugosité des fissures . Si le réseau n'est pas connecté, la perméabilité est quasiment nulle. Au-delà du seuil de percolation et en présence de fissures, la perméabilité peut augmenter de plusieurs ordres de grandeurs.

Lorsque les transferts de fluide dans le béton sont susceptibles d'avoir lieu sous forme gazeuse et liquide, il est important de quantifier à la fois la perméabilité apparente aux gaz et celle aux liquides (notamment à l'eau), (**Baroghel-Bouny, Juillet 2004**).

### I.6.3 Rôle de la teneur en portlandite $Ca(OH)_2$

La portlandite est très sensible aux agressions chimiques (en particulier les attaques acides qui provoquent une lixiviation) à cause de sa forte solubilité ( $s = 1,36 \cdot 10^{-2} \text{ mol.L}^{-1}$  à  $T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ ).

De même, le rôle du calcium est unanimement reconnu dans la formation des produits d'alcali-réaction. Sans ion calcium, la dissolution de la silice n'entraîne pas de désordre. Plus

précisément, les cristaux de portlandite présents dans la pâte de ciment durcie interviennent dans l'alcali-réaction comme une réserve en ions calcium, permettant de réapprovisionner la solution (par dissolution) au fur et à mesure de la consommation des ions calcium par la formation des produits de réaction.

La nocivité de ces produits est en grande partie imputable au calcium. Dans le cas de l'alcali-réaction, la portlandite a donc un rôle négatif. A ce titre, la teneur en portlandite est un indicateur important pour la prévision de la durabilité d'un béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. On notera toutefois qu'il peut se former des C-S-H ou des C-K-S-H qui ne soient pas expansifs en présence de calcium. De plus, il s'avère que les gels des "pop-outs" essentiellement alcalins sont expansifs. **(Oualit Mehena, 2009)**

Par ailleurs, la réserve basique que constituent les cristaux de portlandite est primordiale pour assurer et maintenir la passivation des armatures au cours du temps.

A ce titre, la teneur en portlandite a un rôle positif et est un indicateur de durabilité important vis-à-vis de la protection des armatures. La teneur initiale en portlandite est une donnée d'entrée de la plupart des modèles de carbonatation du béton.

La teneur en portlandite est directement liée au type de ciment utilisé. Des exemples de teneurs en portlandite mesurées par analyse thermogravimétrique sur éprouvettes de béton âgées de 90 jours sont donnés dans **le tableau I.1**, en fonction de la composition du liant. On notera qu'en l'absence de carbonatation, tous les ciments, y compris les ciments à forte teneur en laitier, cendres volantes ou fumées de silice garantissent un pH suffisant pour empêcher la dé passivation des aciers ( $pH > 12$  dans les bétons à base de CEM III/C, par exemple), **(Baroghel-Bouny, Juillet 2004)**.

**Tableau I.1** : Exemples de teneurs en portlandite  $Ca(OH)_2$  sur éprouvettes de béton âgées de 90 jours, après conservation dans l'eau, en fonction du type de béton, **(Baroghel-Bouny, Juillet 2004)**

Type de béton →	Béton sans Addition pouzzolanique		BHP-BTHP	Béton Aux cendres	Béton au laitier				
	CEM I 52,5 PM ES	CEM II 32,5 au Filler calc.			5 à 12 % FS	CEM II 32,5 (25 % CV)	CEM II 32,5	CEM III/A	CEM III/B
Teneur en $Ca(OH)_2$ (% / masse initiale de ciment)	22-26	19-22	13-20	20	15-18	8-15	13-20	3-5	8-12

## **I.7 Justification du choix des indicateurs de substitution**

### **I.7.1 Porosité accessible au mercure**

Il peut être intéressant de mesurer la porosité par intrusion de mercure, car cette technique donne en plus accès à des paramètres complémentaires très utiles, que sont les caractéristiques de la structure poreuse, telles que la distribution des volumes poreux en fonction du rayon des pores ou encore le diamètre critique. La porosimétrie par intrusion de mercure constitue l'un des principaux outils d'investigation de la structure poreuse des bétons, **(Baroghel-Bouny, Juillet 2004)**.

### **I.7.2 Résistivité électrique**

Dans un béton saturé en eau, le courant électrique se propage essentiellement via l'espace poreux saturé. En l'absence de carbonatation et de chlorures, l'influence de la composition chimique de la solution interstitielle sur la résistivité électrique reste faible, si la solution reste alcaline. En effet, aux fortes valeurs de pH, la résistivité de la solution interstitielle se situe dans la fourchette 0,3 à 1,0  $\Omega \cdot m$ . Cette valeur est très faible comparativement à celle d'un béton saturé par cette même solution, qui, après plusieurs jours d'hydratation, atteint plusieurs  $\Omega \cdot m$ . Le paramètre prépondérant est donc la connectivité du réseau poreux.

La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple de caractériser de façon indirecte la connectivité du réseau poreux d'un milieu saturé. En outre, plus la porosité est élevée, plus la résistivité est faible, du fait d'une plus grande fraction volumique de pores occupée par la phase liquide interstitielle. La résistivité électrique caractérise donc également le volume des pores. La résistivité d'un béton saturé en eau est dépendante de la présence de carbonatation ou de chlorures. En effet, quand le béton se carbonate, la solution interstitielle est beaucoup plus diluée et la résistivité de celle-ci peut augmenter significativement. A contrario, dans un béton contaminé par les chlorures, la présence de ces ions abaisse la résistivité de la solution par rapport à des valeurs typiques de milieu alcalin.

La résistivité électrique d'un béton sain, saturé en eau, est inversement proportionnelle au coefficient de diffusion effectif des chlorures.

La mesure de la résistivité électrique constitue donc un moyen simple de déterminer le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure sans mesure directe de ce dernier.

On peut mesurer la résistivité électrique sur n'importe quel type d'éprouvette (cylindres ou cubes), par exemple sur des éprouvettes identiques à celles utilisées pour la mesure de la résistance mécanique à la compression. Les éprouvettes doivent être saturées en eau.

La mesure consiste à disposer deux électrodes sur les faces parallèles de l'échantillon avec des éponges humides pour faciliter le contact électrode-béton. On applique alors une différence de potentiel électrique et on mesure le courant induit. La résistivité électrique est calculée par la loi d'Ohm (5), **(Oualit Mehena, 2009)**.

$$\rho = E/I \cdot A/L \quad (5)$$

E: Différence de potentiel électrique,

I: Intensité du courant,

A: Section transversale des électrodes,

L: Distance entre électrodes ou hauteur de l'échantillon.

### I.7.3 Quantité d'électricité selon l'essai AASHTO

La mesure de la quantité d'électricité selon l'essai AASHTO (Norme ASTM C 1202) est encore beaucoup pratiquée aujourd'hui pour évaluer l'aptitude d'un béton à se laisser pénétrer par les chlorures.

Un système de classes existe, permettant un classement « qualitatif » des formules de béton (Norme ASTM C 1202). Cet essai peut donc éventuellement être utilisé à la place de la détermination d'un coefficient de diffusion des chlorures, lorsque seule une information qualitative (dans un but comparatif) est recherchée. On notera toutefois que même dans ces conditions, la signification et l'interprétation du résultat de l'essai, et donc l'utilité du résultat, peuvent être sujets à caution, (Oualit Mehena, 2009).

### I.7.4 Coefficient de diffusion du CO<sub>2</sub> dans les matériaux carbonatés

Le coefficient de diffusion du CO<sub>2</sub> (dans un matériau carbonaté) est très pertinent d'un point de vue théorique, car il apparaît dans les équations décrivant le processus de carbonatation en milieu poreux non saturé. Pour la prévention de la corrosion induite par la carbonatation, et en particulier pour les modèles prédictifs de carbonatation, ce paramètre peut donc être utilisé préférentiellement au coefficient de diffusion des chlorures.

Cependant, bien que des dispositifs de mesure du coefficient de diffusion du CO<sub>2</sub>, sur matériaux carbonatés, aient été mis au point dans différents laboratoires, il n'existe pas encore de méthode de mesure validée sur béton durci de ce paramètre. Ce dernier ne peut donc être retenu qu'en tant qu'indicateur de substitution, (Oualit Mehena, 2009).

### I.7.5 Coefficient de diffusion de l'eau tritiée

Selon le problème à traiter et afin d'obtenir une bonne adéquation processus physico-chimiques / matériau / méthode d'essai, d'autres espèces que les ions chlorure peuvent être choisies dans l'objectif de quantifier l'aptitude à la diffusion. Ainsi, dans le cas des BFUP, c'est le coefficient de diffusion de l'eau tritiée qui sera déterminé, (Oualit Mehena, 2009).

## I.8 Méthodes de détermination des indicateurs de durabilité généraux

### I.8.1 Remarques préliminaires

Les méthodes de mesure directes disponibles pour quantifier les **indicateurs de durabilité généraux** et les indicateurs spécifiques à l'alcali-réaction, ainsi que les essais utilisables pour

quantifier des paramètres permettant d'accéder indirectement aux indicateurs de durabilité généraux, sont synthétisés dans le **tableau I.** , avec leur précision et les délais d'obtention des résultats.

Les méthodes qui vont être décrites ici sont pour la plupart relatives à des essais de laboratoire conventionnels dont les conditions peuvent paraître éloignées de la réalité in situ. Cependant, ces méthodes ont l'avantage de se référer à des essais praticables par la majorité des laboratoires, dans des conditions bien définies et sur lesquels il existe un consensus à l'heure actuelle en France et dans d'autres pays. Ces méthodes permettent de quantifier les paramètres de manière aussi fiable, répétable et reproductible que possible avec les moyens actuellement disponibles, (**Oualit Mehena, 2009**).

**Tableau I.2:** Méthodes de mesure directes des indicateurs de durabilité et méthodes de mesure des paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes, (**Oualit Mehena, 2009**)

Paramètre à déterminer	Méthode	Délai <sup>(1)</sup>	Durée totale de l'essai <sup>(2)</sup>	Précision de la mesure <sup>(3)</sup>
<b>Indicateurs de durabilité généraux</b>				
<b>Porosité accessible à l'eau (%)</b>	Pesée hydrostatique	15 jours	3,5 mois	1,5 %
<b>Coefficient apparent ou effectif de diffusion des chlorures (<math>m^2 \cdot s^{-1}</math>)</b>	Migration en régime stationnaire	15 jours	4 mois	15 % de la valeur moyenne
	Migration en régime non stationnaire	1 semaine	3,5 mois	15 % de la valeur moyenne
	Diffusion en régime non stationnaire	3mois	6 mois	15 % de la valeur moyenne
<b>Perméabilité apparent ou effectif apparente aux gaz(<math>m^2</math>)</b>	CEMBUREAU	45 jours	4,5 mois	30%
<b>Perméabilité à l'eau liquide ( m )</b>	Perméamètre à eau sous pression	15 jours	3,5 mois	1 ordre de grandeur
<b>Teneur en <math>Ca(OH)_2</math>(% massique)</b>	ATD	1 semaine	3,5 mois	1,5 %
	Analyse chimique	1 semaine	3,5 mois	2%
<b>Paramètres requis pour l'application des méthodes indirectes</b>				
<b>Caractéristiques de la structure poreuse</b>	Mesures par intrusion de mercure	15 jours	3,5 mois	1,5
<b>Résistivité électrique(<math>\Omega \cdot m</math>)</b>	Méthode proposée dans [6]	1 semaine	3,5 mois	10 % de la valeur moyenne
<b>Isothermes de sorption de vapeur d'eau</b>	Méthode des solutions salines saturées	6mois	9mois	10 % de la valeur moyenne

Isothermes d'interaction matrice-chlorures	Par exemple, test d'immersion	2mois	5mois	10 % de la valeur moyenne
<p>(1) Ce délai peut varier dans une marge de quelques jours en fonction du matériau testé.</p> <p>(2) Incluant la durée de cure (3 mois).</p> <p>(3) La précision dépend de l'essai considéré et éventuellement de la formule de béton. Les valeurs indiquées sont basées sur les résultats de campagnes inter-laboratoires et d'essais de répétitivité menés sur des éprouvettes de laboratoire. Ces valeurs sont susceptibles d'évoluer en fonction des avancées des groupes travaillant spécifiquement sur le sujet.</p>				

### I.8.2 Porosité accessible à l'eau

Parmi les méthodes à disposition, la détermination de la **porosité accessible à l'eau** par pesée hydrostatique est une mesure simple et praticable sur une large variété de matériaux. Elle présente de plus l'avantage d'être largement connue et de longue date. On dispose donc d'éléments sur sa reproductibilité. Ces critères contribuent à justifier la sélection de la porosité accessible à l'eau parmi les indicateurs de durabilité. De plus, cette méthode étant certainement la plus simple parmi toutes celles permettant d'accéder aux différents indicateurs de durabilité, les spécifications proposées sont préférentiellement basées sur la porosité à l'eau.

Les mesures sont réalisables selon le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM : détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau. L'essai comprend les étapes suivantes : saturation en eau sous vide, pesée hydrostatique et étuvage à  $T = 105 \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$  jusqu'à stabilisation de la masse, c'est-à-dire lorsque deux pesées consécutives espacées de 24 heures ne diffèrent pas de plus de 0,05 %.

Il est possible également de déterminer le profil de porosité accessible à l'eau d'une éprouvette, et a fortiori la valeur moyenne sur l'ensemble de l'éprouvette, par des mesures de gamma densimétrie. Le principe et le mode opératoire de cet essai semi-destructif sont décrits, ainsi que sa méthode de calcul est explicitée, (**Oualit Mehena, 2009**).

### I.8.3 Coefficients de diffusion des ions chlorure (en conditions saturées)

#### I.8.3.1 Essais de diffusion

■ Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être directement obtenu à partir d'un essai de diffusion en régime stationnaire, en appliquant la première loi de **Fick**. Il est précisé que ces essais sont particulièrement longs et deviennent donc impraticables avec des matériaux peu poreux.

- Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de diffusion en régime non stationnaire en appliquant la seconde loi de Fick pour l'analyse des profils obtenus expérimentalement.

- Il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre si l'on a quantifié en plus la porosité du matériau et les interactions chlorures-matrice, par exemple à partir de la détermination expérimentale de l'isotherme d'interaction, (**Baroghel-Bouny, Juillet 2004**).

### **I.8.3.2 Essais de migration sous champ électrique**

Les essais de migration sous champ électrique présentent l'avantage d'être plus rapides que les essais de diffusion. Différentes techniques expérimentales et méthodes sont présentées en détails avec leurs avantages respectifs dans la référence.

- Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure peut être déterminé directement à partir d'un essai de migration sous champ électrique en régime stationnaire. Le coefficient de diffusion peut être calculé soit à partir de la solution de la cellule aval initialement exempte de chlorures (par dosages des chlorures, ou par mesure de la conductivité électrique), soit à partir de la solution de la cellule amont (par dosages des chlorures).

- Le coefficient de diffusion apparent peut être directement obtenu à partir d'un essai de migration en régime non stationnaire. La méthode proposée par Tang & Nilsson, en 1992 est la plus appliquée.

Elle a depuis, fait l'objet d'un mode opératoire standardisé dans les pays nordiques. L'essai est très rapide et répétable.

Le coefficient de diffusion apparent peut également être obtenu à partir d'un essai de migration en régime stationnaire, lorsque les mesures sont effectuées dans la cellule aval (titrages ou conductivité).

La méthode consiste à identifier le temps  $T_{lag}$ , associé à l'intersection de la droite de tendance correspondant au régime stationnaire avec l'axe des temps.

- De même que dans le cas de la diffusion, il est possible de déduire l'un des coefficients à partir de l'autre, [9], si l'on a quantifié en plus la porosité et les interactions chlorures-matrice, ou en utilisant des formules théoriques ou empiriques prenant en compte ou non les interactions. Il est à noter que les interactions intervenant au cours d'un essai de diffusion, d'une part, et d'un essai de migration, d'autre part, seront a priori différentes, (**Oualit Mehena, 2009**).

## **I.8.4 Perméabilité aux gaz**

### **I.8.4.1 Méthodes de mesure disponibles**

La perméabilité aux gaz des bétons durcis peut être mesurée en laboratoire (sur éprouvettes ou sur prélèvements issus d'ouvrages) après un séchage préalable en appliquant soit une charge constante, c'est-à-dire un gradient de pression constant (appareillage CEMBUREAU), soit une charge variable. La mesure au perméamètre à charge constante a fait l'objet de recommandations de la part de l'AFPC-AFREM, sous l'intitulé « Essai de perméabilité aux gaz du béton durci ». C'est donc cet essai qui sera décrit ici, (**Oualit Mehena, 2009**).

### **I.8.4.2 Mesure au perméamètre à charge constante (CEMBUREAU)**

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette en béton à un gradient de pression constant de gaz. La perméabilité (en  $m^2$ ) est alors déterminée à partir de la mesure du flux (débit massique) de gaz traversant l'éprouvette en régime permanent, en appliquant la **loi de Darcy**.

Le résultat direct de la mesure est une perméabilité apparente, car il dépend de la nature du fluide et de la pression appliquée. Le gaz le plus couramment utilisé pour la mesure est l'oxygène, mais l'essai peut également être pratiqué avec tout autre gaz inerte vis-à-vis du béton tel que l'azote ou l'air sec (suivant l'alimentation en gaz choisie au niveau du dispositif expérimental).

Le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM préconise de réaliser l'essai à une surpression P relative = 0,1 MPa.

Toutefois, si l'on souhaite déterminer la perméabilité intrinsèque du matériau, c'est-à-dire une perméabilité indépendante de la pression du gaz, il est nécessaire de réaliser des mesures à différentes pressions, afin de pouvoir effectuer le calcul. L'appareil CEMBUREAU permet de réaliser des essais à une P relative comprise entre 0,1 et 0,5 MPa. On peut par ailleurs accéder directement à la perméabilité intrinsèque par une technique différente de l'appareil CEMBUREAU, la technique d'impulsion de pression, y compris pour des matériaux faiblement perméables.

Avec l'appareil CEMBUREAU, il est possible de déterminer la perméabilité aux gaz sur une large gamme de bétons allant des matériaux très poreux de résistance moyenne 20-25 MPa ( $K_{\text{gaz}} \approx 10^{-15} m^2$ ), jusqu'aux bétons à très hautes performances contenant des fumées de silice, de résistance moyenne 120 MPa ( $K_{\text{gaz}} \approx 10^{-19} m^2$ ). Il est donc envisageable de comparer et de classer des formules de béton très différentes sur la base de ces mesures, (**Oualit Mehena, 2009**).

### **I.8.4.3 Pré-conditionnement des éprouvettes**

Préalablement à la mesure de la perméabilité aux gaz par l'appareil CEMBUREAU, il est nécessaire d'une part, de sécher au moins partiellement l'éprouvette destinée à la mesure afin

que le gaz puisse percoler à travers cette éprouvette et d'autre part, de connaître le taux de saturation en eau moyen, ou mieux, la répartition de la teneur en eau, de l'éprouvette, correspondant à la perméabilité mesurée.

Il est possible de sécher les échantillons sous vide, par lyophilisation, ou encore par étuvage, (Oualit Mehena, 2009).

## **I.8.5 Perméabilité à l'eau liquide**

### **I.8.5.1 Mesure directe dans le cas des bétons perméables**

Dans le cas des bétons perméables et très perméables, la perméabilité à l'eau liquide peut être déterminée expérimentalement à partir d'un essai de perméabilité de l'eau sous pression. La mesure consiste à saturer en eau une éprouvette, à appliquer une pression d'eau progressivement croissante par paliers sur l'une de ses faces et à mesurer la quantité d'eau ayant traversé l'éprouvette (lorsque le flux est constant) en fonction de la valeur et de la durée des différents paliers. On notera que différents dispositifs expérimentaux existent et qu'aucun mode opératoire recommandé par l'ensemble de la communauté scientifique n'a pour l'instant été publié, (Baroghel-Bouny, Juillet 2004).

### **I.8.5.2 Méthodes applicables dans le cas des bétons faiblement perméables**

Dans le cas des bétons faiblement et très faiblement perméables (bétons ordinaires de bonne qualité et bétons à hautes et à très hautes performances), la mesure directe de la perméabilité à l'eau liquide avec un perméamètre courant, telle que décrite précédemment, est délicate et difficile à effectuer. En effet, tout d'abord la saturation préalable de l'éprouvette peut s'avérer difficile et une forte pression d'eau liquide est nécessaire pour obtenir des débits mesurables. De plus, pour les bétons très compacts, la valeur escomptée pour la perméabilité à l'eau liquide peut être inférieure à  $10^{-21}$  m<sup>2</sup>. Or les perméamètres courants permettent d'exercer des différences de pression allant seulement jusqu'à 10 MPa. De ce fait, pour un ordre de grandeur de  $10^{-21}$  m<sup>2</sup> de la perméabilité, une épaisseur d'éprouvette de l'ordre de 5 cm et une saturation complète, la loi de Darcy prévoit une vitesse de filtration de l'ordre du cm/an.

En conséquence, si l'on souhaite mesurer la perméabilité à l'eau liquide de bétons faiblement perméables de façon purement expérimentale (mesure du flux d'eau traversant l'éprouvette sous gradient de pression d'eau, il est nécessaire d'adapter le dispositif expérimental et éventuellement la méthode d'essai. Des techniques spécifiques ont donc été développées actuellement pour mesurer la perméabilité à l'eau liquide de ces bétons.

Il existe également des méthodes basées sur la mesure de la profondeur de pénétration d'eau sous pression, mais où l'échantillon n'est pas préalablement saturé, qui permettent de quantifier le transport sous gradient de pression, mais pas la perméabilité à proprement parler.

Il est également possible pour déterminer la perméabilité à l'eau liquide d'avoir recours à une méthode indirecte, combinant modèle et expérience, telle que celle décrite dans la référence , ou encore de déduire ce paramètre à partir d'autres indicateurs de durabilité ou paramètres complémentaires (tel que le diamètre des pores critique) à l'aide de la relation de Katz-Thompson, développée à l'origine pour les roches sédimentaires et basée sur la théorie de la percolation. Des exemples de calcul avec la relation de Katz-Thompson, pour des matériaux à base de ciment, figurent dans les références, (**Oualit Mehena, 2009**).

### **I.8.6 Teneur en portlandite $\text{Ca(OH)}_2$**

La teneur en portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$  peut être mesurée par thermogravimétrie (ATG). Cette technique consiste à suivre en continu les pertes de masse d'un échantillon lors d'une montée en température linéaire, depuis la température ambiante et jusqu'à 1 100 °C.

Le départ de l'eau de constitution de la portlandite se produit entre 400 et 550 °C. Cet essai fait l'objet d'un mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées. La littérature témoigne de la fiabilité et de la précision de cette méthode.

Il est à noter que la thermogravimétrie permet en outre la quantification des paramètres complémentaires degré d'hydratation et teneur en ciment, ainsi que de la teneur en  $\text{CaCO}_3$ . Cette méthode permet donc, dans ce dernier cas, d'accéder à un témoin de durée de vie très utile à la prédiction de la carbonatation du béton.

Dans le cas où la quantité d'anhydres résiduels est faible, la teneur en portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$  peut être mesurée par analyse chimique.

La teneur en portlandite peut également être estimée sur la base du dosage en ciment, du rapport E/C et de la teneur en additions minérales de la formule de béton. Une formule de calcul ainsi qu'un mode opératoire sont proposés, (**Oualit Mehena, 2009**).

### **I.9 Structure poreuse des bétons**

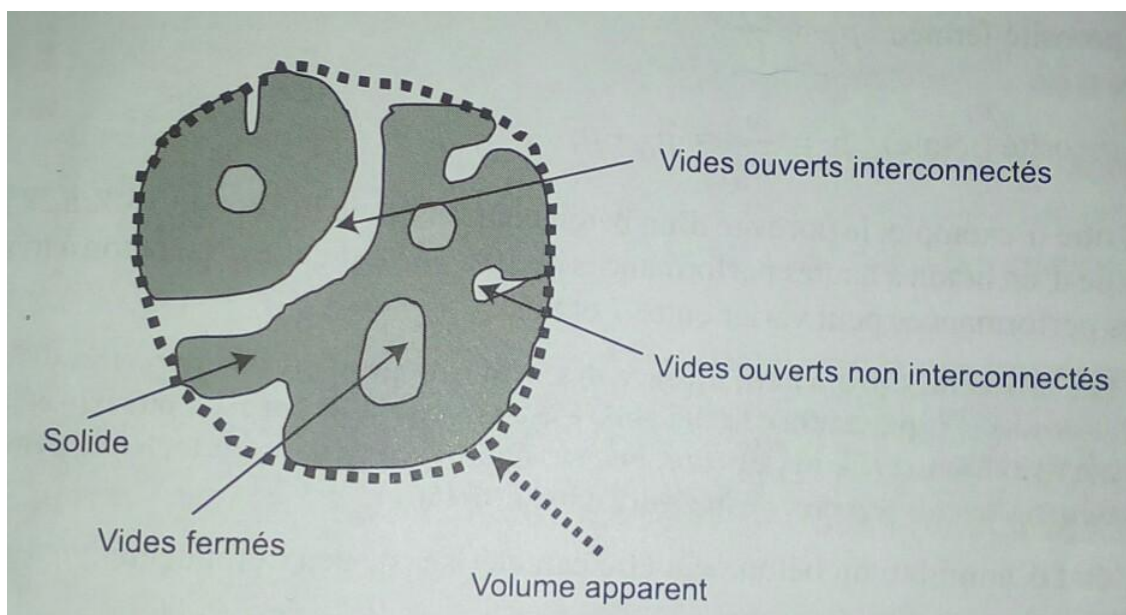
La recherche d'une forte compacité sera toujours une condition nécessaire pour une bonne durabilité. Le béton étant un matériau composite associant une phase granulaire et une phase liante, sa structure poreuse dépend de l'arrangement granulaire et de la structuration de la phase liante. Concevoir un béton durable consistera donc à optimiser le squelette granulaire et à rechercher une phase liante dense, ceci en conciliant les autres impératifs de fabrication, notamment des propriétés à l'état frais compatibles avec les moyens de mise en oeuvre, (**VICHOT J.-P. O., Avril 2008**).

## I.9.1 Définitions et caractérisation de la structure poreuse des bétons

### I.9.1.1 la structure poreuse d'un matériau

Le béton est un matériau polyphasique. Il est composé d'une phase solide, d'une phase liquide et d'une phase gazeuse. Le solide est constitué des granulats, des hydrates et des parties du liant non hydratées. La phase liquide est la solution interstitielle et la phase gazeuse est un mélange d'air et de vapeur d'eau, (VICHOT J.-P. O., Avril 2008).

Schématiquement, le béton, matériau poreux, peut être représenté selon la **figure I.**



**Figure I.16 :** description schématique d'un matériau poreux, (VICHOT J.-P. O., Avril 2008).

Pour décrire un solide poreux, on définit les grandeurs suivantes :

- $V_a$ , le volume apparent contenu dans l'enveloppe du matériau
- $v_s$ , le volume de la partie solide du matériau
- $v_o$ , le volume des pores « ouverts », c'est à dire communiquant avec l'extérieur,
- $v_{o,i}$ , le volume des pores ouverts interconnectés à travers lesquels un fluide peut traverser le matériau,
- $v_{o,ni}$ , le volume des pores ouverts non interconnectés,
- $v_f$ , le volume des pores fermés.

On peut écrire les relations suivantes entre ces volumes :

$$V_a = v_s + v$$

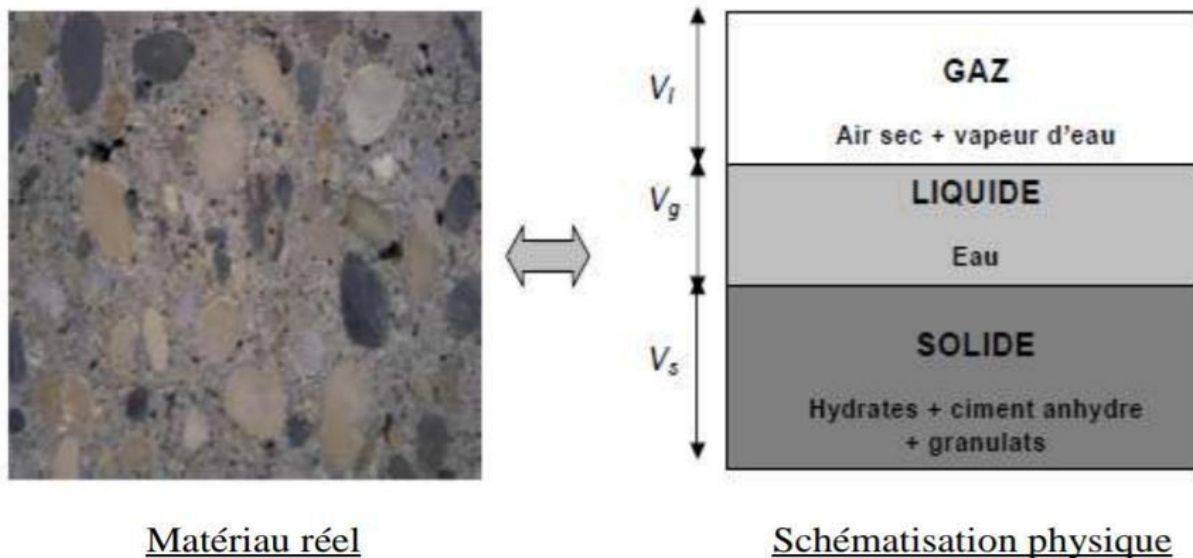
Où  $v=v_o+v_f$  et  $v_s=v_{o,i}+v_{o,ni}$

On définit également des porosités en rapportant les volumes de vides au volume apparent :

- Porosité ouverte interconnectée :  $p_{o,i}=v_{o,i}/V_a$  ;
- Porosité ouverte non interconnectée :  $p_{o,ni}=v_{o,ni}/V_a$  ;
- Porosité ouverte :  $p_o=v_o/V_a=p_{o,i}+p_{o,ni}$  ;
- Porosité fermée :  $p_f=v_f/V_a$  ;
- Porosité (totale) :  $p =v/V_a=p_o+p_f$ .

### I.9.1.2 Description physique d'un matériau poreux

D'un point de vue générale, un matériau poreux de type béton ou roche, à l'état "naturel", est un milieu hétérogène tri-phasique constitué d'une phase solide (matrice) supposée indéformable et de deux phases fluides en équilibre thermodynamique: une phase liquide (eau) et une phase gazeuse (air+vapeur d'eau) assimilée à un gaz parfait (Figure I.17). La température de ces deux phases est supposée dans tous les cas supérieure à 0°C et inférieure à 100 °C a fin d'écarter les états extrêmes de gel et d'ébullition de l'eau, (Mohamed Rabehi, 15 / 12 / 2014)



**Figure I.17** : Schématisation macroscopique d'un matériau poreux dans un état hydrique quelconque, (Mohamed Rabehi, 15 / 12 / 2014)

### I.9.2 Porosité

La porosité est le premier facteur qui apparait comme fondamental dans la caractérisation des bétons. Il est important de limiter la porosité car elle affecte la durabilité des ouvrages et peut conduire à une perte de capacité structurale en influençant la résistance en compression et d'autres propriétés du béton.

La porosité diminue au cours du temps avec la progression de l'hydratation du ciment. Les paramètres de transfert comme la diffusivité ou la perméabilité dépendent largement de la porosité, (Ilgar ALLAHYARI, 20/5/ 2016).

**Tableau I.3:** Définition des différents types de porosité d'un matériau, (Mohamed Rabeih, 15 / 12 / 2014).

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

### I.9.2.1 Classification des pores

La structure du béton est caractérisée par l'existence de trois groupes des pores, :

- **Les pores isolés** : se trouvent à l'intérieure, et ils ne communiquent pas avec le milieu extérieur.
- **Les pores interconnectés** : sont formés de l'espace continue dans le milieu poreux, et dont le rôle est de transporter des matières à travers le matériau, soit par la diffusion ou par la perméabilité.
- **Les pores aveugles ou bras mort** : qui sont interconnectés d'un seul cotés, ils peuvent être accessibles des fluides extérieurs, mais ils ne participent pas au transport des matières à travers le matériau, (Houmeur Mouaadh, 2018).

### I.9.2.2 Porosité et durabilité des bétons

Le béton est un matériau composé d'un squelette granulaire et d'une phase liante. Sa structure poreuse dépend de la porosité des granulats, du dosage en granulats et de la composition et des conditions de cure. La porosité du béton est une caractéristique très importante qui influence les propriétés mécaniques et les propriétés de transfert. Les bétons, appelés poreux, ayant une macroporosité supérieure à 10-15 % (porosité totale supérieure à 20-25 %) ont une surface exposée très élevée qui rend ces bétons peu durables.

La plupart des granulats utilisés dans les bétons ne sont pas poreux et pourtant la porosité va dépendre fondamentalement de celle de la pâte cimentaire et de sa quantité dans le béton. La pâte cimentaire est constituée d'air occlus, de pores capillaires et de pores d'hydrates. L'air occlus constitue les pores les plus grands du béton. Néanmoins, étant donnée la faible teneur en air occlus des bétons compacts (<2 %) ces pores ne constituent pas une menace pour la durabilité du béton. Les pores capillaires ont une taille inférieure mais influencent fortement

les propriétés de transfert des bétons, surtout, lorsqu'ils sont interconnectés, (**Hécto Cuadrado Rica, 22/2/2016**).

### **I.9.3 Compacité et durabilité**

Un béton durable est un béton compact (présentant une faible porosité) dont les constituants de qualité ont été bien choisis conformément aux normes, qui a été correctement formulé et fabriqué et, enfin, qui a été mis en oeuvre en respectant les règles strictes de bonne pratique (adéquation de l'ouvrabilité aux conditions de chantier, vibration, cure, etc.). Ces principes généraux restent valables dans tous les cas, mais ils doivent être complétés pour répondre à des actions particulières afin de supprimer les risques éventuels de réactions entre les constituants, ou résister à des alternances de cycles de gel et de dégel, (**DERACHE, Novembre 2004**).

## **I.10 Influence des additions minérales sur la structure poreuse**

### **I.10.1 Les calcaires**

La qualité du béton est la première condition d'une bonne durabilité. Puisque les CEM II aux calcaires produisent à peu près les mêmes hydrates que les CEM I, l'important pour la qualité d'un béton n'est pas la quantité de ciment en soi, mais plutôt la quantité d'hydrates, la porosité et la taille des pores.

Les corrélations entre porosité et degré d'hydratation d'une part, et entre résistance et porosité d'autre part, sont les mêmes pour les deux types de ciment CEM I et CEM II aux calcaires. De plus la distribution de la taille des pores est approximativement la même, (**VICHOT J.-P. O., Avril 2008**).

- ❖ *Les calcaires : à même résistance à la compression, même porosité et même répartition de la dimension des pores.*

### **I.10.2 Les cendres volantes et laitiers de haut fourneau**

Des résultats d'études effectuées sur pâtes montrent que les cendres volantes et le laitier entraînent un accroissement de la porosité et de la taille des pores aux premiers âges consécutif à une quantité d'hydrates plus faible (les comparaisons ne sont pas ici à même classe de résistance). La réactivité des cendres volantes et des laitiers qui se développe après quelques semaines, vient renforcer les effets de l'hydratation du clinker et conduit à long terme à une porosité du même ordre de grandeur et à une diminution de la taille des plus gros pores. Ces résultats dépendent fortement de la réactivité des cendres volantes et du laitier, de la durée de la cure et de la température, (**VICHOT J.-P. O., Avril 2008**).

- ❖ *Cendres volantes et laitiers de haut fourneau : la pouzzolanité ou l'hydraulicité peuvent réduire la porosité à long terme si le béton est conservé humide.*

**I.11 Conclusion :**

Les structures et ouvrages en béton armé sont soumis, dès leur plus jeune âge, à des contraintes d'ordre mécanique ou environnementales. Leur comportement vis-à-vis de la durabilité est essentiellement lié au comportement particulier du matériau béton. En effet, celui-ci réagit sans cesse avec l'environnement.

La durée de vie est alors devenue à la fois une exigence et un souci, il convient de l'assurer par une conception et une mise en œuvre adéquates, de la quantifier, de la restaurer ou de la prolonger. Les maîtres d'ouvrages ont donc le souci de connaître l'état du patrimoine existant afin de s'assurer de sa stabilité dans le temps, tout en étudiant les désordres qui peuvent survenir essentiellement des phénomènes de corrosion des armatures afin de mieux maintenir, diagnostiquer et réparer ces désordres , **(Nassima, 2016)**.

**Chapitre II :**  
**Transport diffusif dans le**  
**béton**

## II.1 Introduction

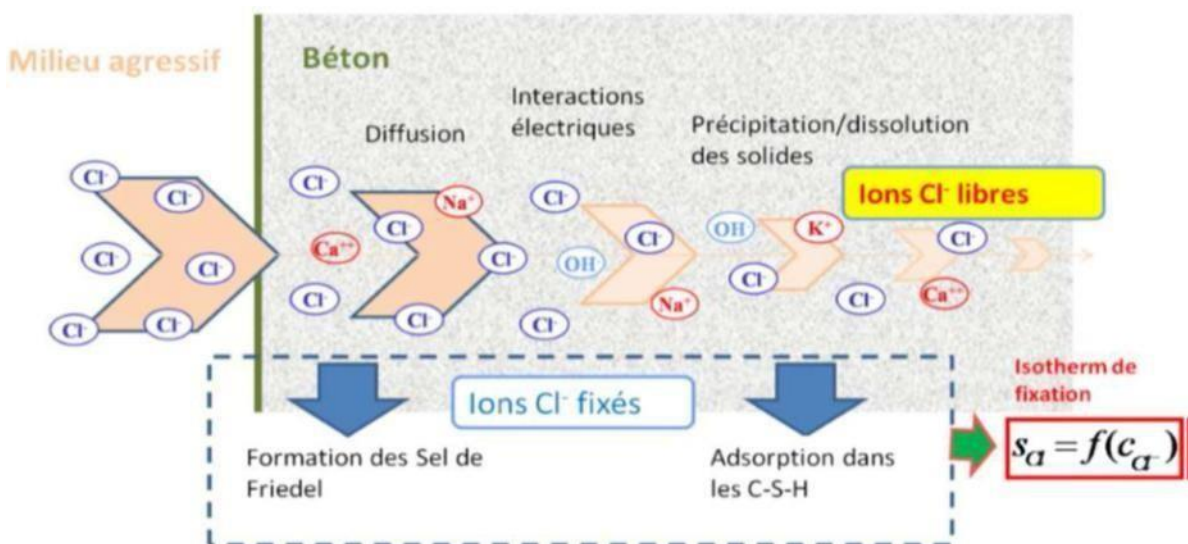
Le béton est un matériau poreux dont les pores peuvent contenir de l'eau et de l'air, la proportion variant selon le degré de saturation du matériau. La dégradation du matériau est souvent attribuable à l'entrée d'agents agressifs comme les chlorures ; les pores sont leurs chemins d'accès pour pénétrer et circuler dans le béton.

Le transport est le terme général utilisé pour définir l'ensemble des mouvements des différentes espèces ioniques. Plusieurs mécanismes peuvent être responsables de leur déplacement dans un milieu. La plupart du temps, ils agissent simultanément et sont interreliés. Dans le béton, différents mécanismes peuvent être impliqués dans le transport des ions. Les principaux sont la diffusion et l'advection. La pénétration des chlorures dans le béton peut être influencée par certains facteurs dont la structure poreuse du matériau, la température, l'humidité relative et la concentration en chlorures de la solution d'exposition, (Joelle Perreault-Chabot, 2010).

Dans ce chapitre nous tenons présenter la mécanisme de pénétration des ions chlorures et la modélisation Selon la loi de Fick et Nernst-Planck, en plus nous présentons les méthodes de détermination des différents coefficient de diffusion.

## II.2 La pénétration des chlorures dans le béton

Il est bien connu maintenant que lorsque les ions chlorures pénètrent dans le béton, ils sont soit dissous dans la solution des pores en chlorures libres, soit ils interagissent chimiquement et physiquement avec les hydrates du ciment pour donner des chlorures liés (Figure II.1).



**Figure II.1:** Schématisation de la pénétration des ions chlorure dans un béton, (Touil Brahim, 2017).

Généralement, la liaison chimique ou chimisorption résulte de la réaction entre les ions chlorures et les composés aluminates (C3A et C4AF) de la matrice cimentaire du béton ainsi que leurs produits d'hydratation pour former une phase solide complexe à base de chlorure connu sous le nom de sel de Friedel. Physiquement, la liaison est associée essentiellement aux forces électrostatiques qui maintiennent des ions chlorures à la surface du gel C-S-H. Quel que soit l'origine physicochimique des interactions citées précédemment, la cinétique de fixation semble être, quant à elle, très rapide devant les processus de diffusion, et peut affecter la durabilité du béton

En milieu non saturé, il a été observé par certains chercheurs l'existence de chlorures cristallisés qui sont dues essentiellement à la remontée capillaire, l'évaporation d'eau, le cycle humidification-séchage et l'hydratation du ciment, ce qui entraîne d'une part une pression sur la structure poreuse due à l'augmentation du volume total de la solution et les cristaux de sel produits par rapport au volume de la solution sursaturée avant la cristallisation, et conduit d'autre part à l'augmentation du volume du sel due à l'hydratation, (Touil Brahim, 2017).

### **II.2.1 Mécanismes de pénétration des chlorures**

Dans les zones immergées, l'agressivité de l'eau de mer est essentiellement de nature chimique et les ions chlorure diffusent dans l'ouvrage sous gradient de concentration, de la surface contenant des chlorures en grande quantité vers le cœur du matériau. Une évolution importante de la microstructure de la pâte de ciment peut être observée notamment avec la formation de nouveaux composés expansifs tels que le trisulfoaluminate de calcium ou l'ettringite qui peuvent éventuellement causer des gonflements et de la fissuration à l'intérieur de la structure en béton. Par contre, dans ces zones, où le béton est constamment saturé, les risques de corrosion des aciers sont limités du fait du très faible coefficient de diffusion de l'oxygène dans l'eau.

En zone de marnage, les chlorures peuvent pénétrer par absorption capillaire et migrer avec la phase liquide par convection dans la zone concernée par les cycles (Saetta et col., 1993) (Wang, 2012). En outre, le problème est plus complexe en raison des actions physiques qui viennent se superposer aux processus chimiques : l'action mécanique des vagues, la marée, les cycles d'humidification/séchage, les variations de température journalières et saisonnières, dissolution/recristallisation de sels (chlorure de sodium), etc. s'ajoutent aux problèmes d'ordre chimique. Les risques de corrosion des aciers sont également les plus importants dans ces zones.

Dans les zones aériennes, le béton est exposé aux embruns marins et les chlorures sont absorbés par capillarité (gradient de pression) au sein du béton, mais moins rapidement que dans la zone de marnage. Cette zone aérienne n'est pas sollicitée mécaniquement par les vagues\* ; mais les variations thermo-hydriques\* sont influentes dans cette zone.

Dans le cadre de cette étude, on s'intéresse particulièrement aux dégradations de type chimique. Les essais de laboratoire concernent les bétons saturés uniquement, quant aux essais in situ, les bétons saturés et partiellement saturés correspondant aux différentes zones sus-indiquées, sont considérés, (Touil Brahim, 2017).

## II.2.2 Modélisation de la pénétration des chlorures

Effleurer le seuil critique en ions chlorures, induit éventuellement l'amorçage de la corrosion des armatures suite à la pénétration des chlorures en fonction du temps ainsi que de sa concentration et de l'exposition de l'ouvrage dans le milieu agressif environnant. Modéliser ce phénomène revient à prédire l'état de pérennité du matériau en terme de résistance aux agents agressifs, et par conséquent garantir la sécurité des aciers vis-à-vis de la corrosion.

Nombreux sont les modèles qui ont été mis en place afin de simuler ce transfert ionique. Ils sont fondés sur diverses lois de transport, notamment celle de Fick qui s'appuie sur la neutralité chimique des ions dans un milieu très dilué, contrairement à celle de Nernst-Planck qui tient compte de l'activité de diverses sortes d'espèces qui se situent et diffusent dans les milieux poreux, (MEZOUAR. M et CHERIF. R, 2013).

### II.2.2.1 Modèles fondés sur la loi de FICK

C'est à [COL 1970] dont revient l'apanage, car c'était les premiers ayant pris l'initiative de cette démarche décrivant le phénomène de transfert diffusif des chlorures au sein de la solution interstitielle du béton. Fortement construit sur la considération constante de la concentration en chlorures en surface, ainsi que le coefficient de diffusion apparent, le tout est interprété par :

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4D_a(t-t_{ex})}} \right) \quad (\text{II.1})$$

Où :

$C(x, t)$  : concentration en chlorures à la profondeur  $x$  de la surface exposée,

$C_i$  : concentration en ions chlorures initiale dans la solution interstitielle,

$D_a$  : coefficient de diffusion apparent,

$C_s$  : concentration en ions chlorures à la surface exposée,

$t$  : âge du béton et  $t_{ex}$  : temps pendant lequel le matériau était exposé aux chlorures,

$\operatorname{erfc}$  est la fonction d'erreur.

Nombre de travaux a été mené a la grâce de ce modèle antérieur et grâce à sa simplicité, seulement qu'il dépend de certaines hypothèses et cela peut limiter son application car [NGU 2007] a constaté que ces conjectures ont aptitude uniquement de mettre en exergue que les

ouvrages ancestraux, puisque le coefficient de diffusion s'atténue progressivement dans le temps. En outre, le retour d'expérience et l'historicité d'usage de cette approche a bien démontré que le modèle surestime la pénétration des ions chlorures puisque le coefficient de diffusion apparent est pris tel une constante alors qu'il a tendance à varier au fil du temps. Alors malgré cet optimisme, cela représente un sérieux désavantage pour le modèle. Sauf qu'il est toujours aussi convoité par plusieurs chercheurs, suite à sa simplicité, ou bien afin de le coupler à d'autres phénomènes, (MEZOUAR. M et CHERIF. R, 2013).

### **II.2.2.2 Modèles Érigés Sur La Loi De Nernst-Planck**

Cette approche dite aussi multi-espèces, est moyennement plus réaliste que la précédente suite à la considération d'autres ions autres que les chlorures. Ainsi, leurs charges qui génèrent une accélération positive pour des espèces paresseuses (diffusivement parlant), et négative pour des contaminants ioniques plus actifs. Et donc la création d'un champ électrique au sein de leur milieu génère l'opposition de signes de certaines espèces ; cela est appelé champ de diffusion électrique, qui en effet, permet d'assurer un mouvement concerté des ions lors des phénomènes diffusifs imposé par le respect de la condition de l'électro neutralité. Le modèle semble opportun puisqu'il met en exergue la réelle simulation ou presque de l'état de la solution interstitielle. Ce profil est acquis en résolvant numériquement l'équation de la conservation de chacune des espèces, notamment :  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  et  $\text{OH}^-$ . peuvent être également ajoutées les réactions de dissolution et précipitations des hydrates en présence en utilisant leur constante d'équilibre pour rendre le problème encore plus complet . Considérant quatre espèces ioniques principales présentes dans la solution interstitielle, [MAS 1997] et [TRU 2000] ont utilisé cette approche pour décrire la pénétration des ions chlorures dans le béton. [MAS 1997] considère la fixation des ions chlorures par une courbe d'isotherme de type Langmuir. Le coefficient de diffusion effectif est identifié par la théorie de la percolation. Par contre, [TRU 2000], utilise une isotherme de type Freundlich pour modéliser les interactions ions-matrice et le coefficient de diffusion est déterminé expérimentalement et considéré comme une fonction du temps. Cette approche reste malgré ses qualités, peu lacunaire car les mécanismes d'interactions ions matrice sont pas assez clarifiés car [DJE 2012] a cité que ces interactions sont décrites par une courbe d'équilibre entre les ions en phase liquide et ceux en phase solide. Il est donc difficile de tenir compte d'autres interactions chimiques telles que la sulfatation, la carbonatation ou la lixiviation car ces phénomènes modifient aussi l'équilibre entre la phase solide et la phase liquide. Ce dernier l'a bien démontré dans une approche dite de type géochimie, (MEZOUAR. M et CHERIF. R, 2013).

## **II.3 Transport dans un milieu sature**

### **II.3.1 Diffusion des chlorures dans le béton**

La diffusion résulte de l'agitation aléatoire d'espèces soumises à un gradient de potentiel chimique engendrant un transfert de la zone la plus concentrée vers la zone la moins

concentrée (gradient de concentration). En supposant que le béton est un milieu homogène, la diffusion des chlorures dans le béton peut être exprimée par les lois classiques de Fick.

Il existe deux types de diffusions : diffusion stationnaire (ou régime permanent) et la diffusion non stationnaire (régime transitoire). Cependant, il faut rappeler que deux hypothèses sont prises en compte, la solution des pores est idéale (infiniment diluée) et les espèces chimiques sont considérées comme des particules électriquement neutres, (**Touil Brahim, 2017**).

### **II.3.2 Type De Diffusion**

#### **II.3.2.1 Diffusion moléculaire**

La diffusion moléculaire peut se définir comme l'agitation thermique des molécules qui provoque le déplacement aléatoire des particules. Ce phénomène se nomme mouvement Brownien [Arsenault, 1999 et Delagrave, 1996]. Dans un fluide, la présence d'une différence de concentration mènera les molécules à se déplacer de la zone la plus concentrée vers la zone la moins concentrée jusqu'à l'obtention d'une concentration constante dans le milieu [Arsenault, 1999 et Delagrave, 1996]. la diffusion des molécules est généralement caractérisée par un coefficient de diffusion. Ce facteur s'exprime en unité de surface par le temps ( $m^2/s$ ), (**Joelle Perreault-Chabot, 2010**).

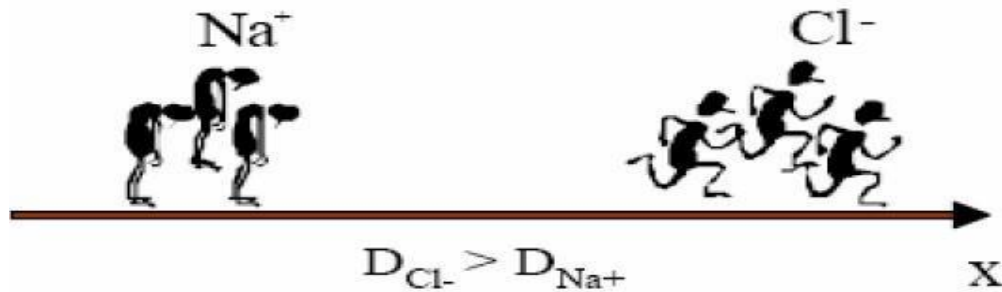
#### **II.3.2.2 Diffusion ionique**

Contrairement aux molécules, les ions sont chargés électriquement. Cette caractéristique vient influencer le transport par diffusion des ions. Dans une solution ionique, l'électro neutralité doit être maintenue puisque aucun courant n'est induit. Ainsi, comme les ions ne se déplacent pas tous à la même vitesse, les ions les plus lents ralentissent les ions les plus rapides et vice-versa, afin de maintenir l'électro neutralité de la solution. La solution interstitielle contenue dans la porosité du béton est composée de plusieurs espèces ionique, (**Joelle Perreault-Chabot, 2010**).

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.

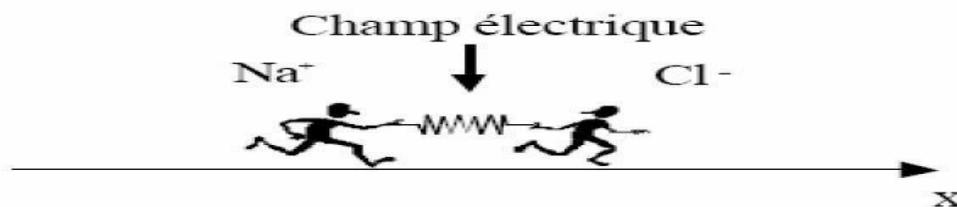
L'exemple d'une solution constituée de Na Cl dissous dans laquelle existe un gradient de concentration permet de mieux appréhender le phénomène. En l'absence de potentiel de jonction liquide, les ions  $Na^+$  et  $Cl^-$  pourraient se déplacer indépendamment. Le coefficient de diffusion des chlorures étant plus important que celui des ions sodium, les chlorures

devraient se déplacer plus vite en solution et, par conséquent, interdire le respect de l'électro neutralité (Figure II.2), (Ghehioueche, 2018).



**Figure II.2 :** Influence du coefficient de diffusion en solution sur la vitesse de déplacement, (Ghehioueche, 2018).

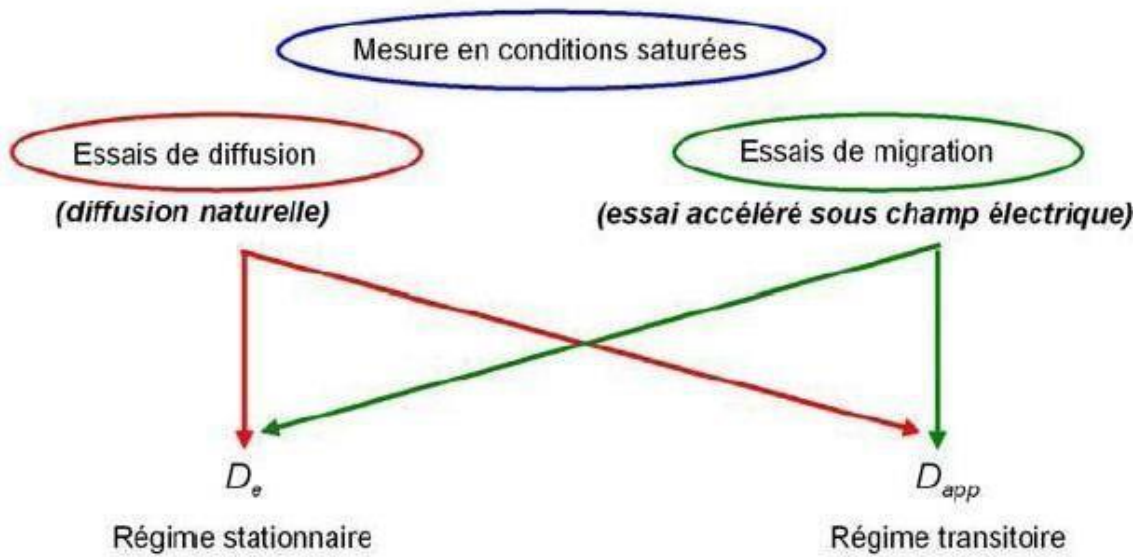
En réalité, l'existence du potentiel de jonction liquide permet d'assurer un mouvement concerté des ions lors des phénomènes diffusifs. Par conséquent, le respect de l'électro-neutralité de la solution est vérifié en tout point (Figure II-3).déplacement des ions en l'absence de potentiel de jonction liquide, (Ghehioueche, 2018).



**Figure II.3:** Influence du potentiel de jonction liquide sur la diffusion des ions, (Ghehioueche, 2018).

### II.3.3 Détermination du coefficient de diffusion

Afin de prédire la durabilité potentielle d'une structure, le coefficient de diffusion demeure un paramètre fondamental pour comprendre les phénomènes de transport des chlorures dans les matériaux cimentaires comme le béton. Ces dernières années, les chercheurs tentent toujours à améliorer les méthodes expérimentales ainsi que les moyens en vue de réduire la durée des essais de diffusion. La mesure de ce paramètre en condition saturée peut s'effectuer comme indiqué dans la figure II.4, (Belarouci. A, 2011).



**Figure II.4 :** Organigramme des méthodes de mesure du coefficient de diffusion des chlorures, (Belarouci, A, 2011).

- ✚ **Le régime stationnaire ou permanent** considéré lorsque les interactions entre la matrice cimentaire et les ions chlorures on atteint l'équilibre et n'interfèrent plus sur le flux des ions chlorures traversant le béton. Le coefficient de diffusion du béton est, dans ce cas, désigné effectif ( $D_{eff}$ ) et déterminé à partir de ce flux constant d'ions chlorures en application de l'équation de Nernst-Planck.
- ✚ **Le régime transitoire** au cours duquel les interactions entre la matrice cimentaire et les ions chlorures sont en évolution et interfèrent sur le flux des ions chlorures traversant le béton. Le coefficient de diffusion du béton est, dans ce cas, désigné apparent ( $D_{app}$ ). Ce dernier est déterminé à partir de la profondeur du front de pénétration des ions chlorures dans l'échantillon du béton suivant la méthodologie proposé par L. Tang, (Belarouci, A, 2011).

### II.3.4 La diffusion :

#### II.3.4.1 Diffusion en régime stationnaire :

Dans ce type d'essai, le flux de pénétration des ions chlores devient constant et s'effectue à travers la solution interstitielle contenue dans les pores. Le coefficient de diffusion effectif peut être obtenu à partir de l'équation (II.2)

$$D_{ediff} = - \frac{Jd}{\frac{\partial c_f}{\partial x}} \dots\dots\dots(II.2)$$

Avec :

$c_f$  : concentration en chlorures libres par unité de masse de solution,

Si on prend en considération la structure poreuse du béton, l'équation (II.2) devient :

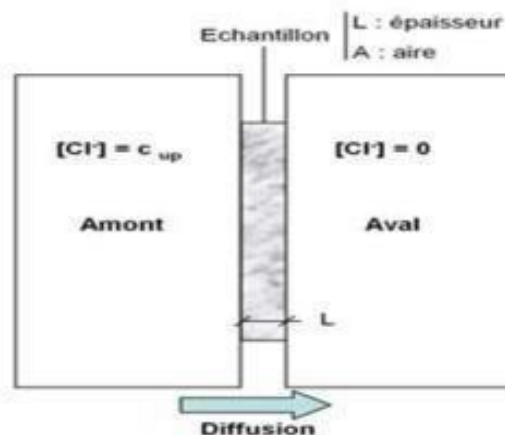
$$\frac{D_{ediff}}{p} = - \frac{1}{p} \frac{J_d}{\frac{\partial c_f}{\partial x}} \dots\dots\dots(II.3)$$

Où p : porosité du béton

Afin de caractériser la diffusion des ions chlorures dans la solution au niveau des pores du béton, on peut définir le coefficient de diffusion intrinsèque noté  $D_x$  par la relation suivante :

$$D_x = \frac{D_{ediff}}{p} \dots\dots\dots(II.4)$$

Le coefficient de diffusion peut être directement obtenu à partir d'un essai de diffusion en régime stationnaire, en appliquant la première loi de Fick. Il est à préciser que ces essais sont particulièrement longs et deviennent donc impraticables avec des matériaux peu poreux.



**Figure II.5 :** Schéma d'une cellule de diffusion, (Belarouci. A, 2011).

Ces essais consistent à déterminer la quantité d'ions chlorures qui traversent un échantillon du compartiment amont au compartiment aval. Par dosages chimiques réguliers du compartiment aval, on doit mesurer à chaque fois le flux de chlorures ayant traversé l'échantillon.

Du fait de l'appauvrissement du compartiment amont et de l'enrichissement du compartiment aval en chlorures, un renouvellement des solutions amont et aval est généralement réalisé lors des prélèvements effectués pour doser les chlorures. Les conditions aux limites sont ainsi maintenues les plus stables possibles.

La partie linéaire de la courbe représentée sur la figure II.6, représente le régime permanent au bout d'un certain temps d'essai. Nous pouvons ainsi calculer le coefficient de diffusion effectif en utilisant la première loi de Fick, (Belarouci. A, 2011).

$$D_{ediff} = \frac{L}{C_p} J_d \dots\dots\dots(II.5)$$

Le flux des ions chlorés J est exprimé par :

$$J_d = \frac{\Delta c_f}{t} \dots\dots\dots(II.6)$$

Avec :

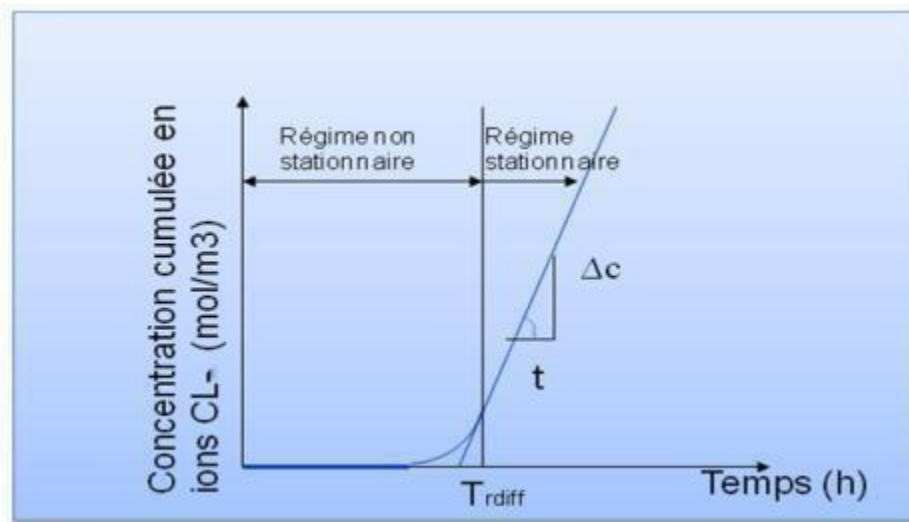
$J_d$  : flux effectif en régime stationnaire (mol/m<sup>2</sup>.s)

$D_{ediff}$  : coefficient de diffusion (m<sup>2</sup>/s) (représente la pente de la partie linéaire de la courbe)

$C_p$  : concentration de l'espèce diffusante (mol/m<sup>3</sup>),

$L$  : épaisseur de l'échantillon (m),

$\Delta c_f$  : différence de concentration des ions chlorés traversant la section apparente du matériau pendant l'intervalle de temps  $t$  (voir figure II.6).



**Figure II.6** : Evolution de la concentration cumulée en ions chlorés dans le compartiment aval en fonction du temps, (Belarouci. A, 2011).

La durée de cet essai dépend de l'épaisseur de l'échantillon et des caractéristiques du béton à savoir :

- ✓ le type de ciment,
- ✓ le rapport E/C,
- ✓ la taille des granulats.

La durée de la phase du régime stationnaire est évaluée suivant le temps de retard  $T_{rdiff}$ . La quantité cumulée des ions chlorés  $Q(t)$  diffusée dans le compartiment aval, exprimée par la

relation (II.7), est obtenue à partir de la première loi de Fick et de l'équation de conservation de la matière.

$$\frac{Q(t)L}{C_0} = D_{ediff}t - \frac{\alpha L^2}{6} - \frac{2\alpha L^2}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{n^2} \exp\left(-D_{ediff} \frac{n^2 \pi^2}{\alpha L^2} t\right) \dots\dots\dots(II.7).$$

Avec :

$\alpha$  : facteur de retard qui dépend des isothermes d'interaction.

Cette quantité cumulée présente donc une asymptote linéaire en fonction du temps et on peut l'écrire, lorsque le régime est stationnaire (t suffisamment grand) :

$$\frac{Q(t)L}{C_0} = D_{ediff}t - \frac{\alpha L^2}{6} \dots\dots\dots(II.8).$$

Le temps de retard  $T_{rdiff}$  s'écrit :

$$T_{rdiff} = \frac{\alpha L^2}{6D_{ediff}} \dots\dots\dots(II.9)$$

L'interprétation des résultats de l'essai de diffusion en régime stationnaire repose sur quelques hypothèses :

- ✓ la différence de concentration entre le compartiment amont et aval reste constante au cours de l'essai,
- ✓ il n'y a pas de potentiel local induit par les particules chargées,
- ✓ il n'y a pas d'interaction entre les flux des différents ions,
- ✓ l'activité ionique de la solution est négligeable.

Compte tenu de la durée d'essai qui peut atteindre plusieurs années pour les bétons, cet essai est réservé aux pâtes de ciment et aux mortiers.

Pour diminuer la durée de l'essai de diffusion, deux possibilités sont envisageables :

- ✓ augmenter le gradient de concentration,
- ✓ Et/ou évaluer le coefficient de diffusion en régime transitoire, (Belarouci. A, 2011).

**II.3.4.2 Diffusion en régime non stationnaire (transitoire):**

Les chlorures peuvent interagir avec la matrice cimentaire. Dans un volume d'échantillon donné de béton, la concentration totale  $C_t$  en chlorure est définie par :

$$c_t = p c_f + (1 - p) \rho_s c_b \dots\dots\dots(II.10)$$

Avec :

$\rho_s$ : masse volumique du solide,

$c_b$ : concentration en chlorures liés à la matrice par unité de masse du matériau.

Ces interactions qui privent les chlorures de tout mouvement par rapport à la matrice cimentaire, résultent d'interactions physiques et chimiques :

- ✓ Les interactions physiques : adsorption de chlorures sur la surface de la phase solide C-H-S
- ✓ Les interactions chimiques : formation des sels de Friedel ( $\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{O}_6\text{Cl}_2, 10\text{H}_2\text{O}$ )

En utilisant la relation (II. 10), l'accroissement du diffusant en fonction du temps est définie par l'équation de conservation suivante :

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = \frac{\partial J_d}{\partial x} = D_{ediff} \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

En remplaçant l'équation (II. 10) dans (II. 11), on obtient la 2<sup>ème</sup> loi de Fick :

$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = \frac{D_{ediff}}{p + (1-p) \rho_s \frac{\partial c_b}{\partial c_f}} \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} = D_{adiff} \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2} \dots\dots\dots(\text{II.12}).$$

avec

$D_{adiff}$ : coefficient de diffusion apparent déterminé en régime non stationnaire ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),

$\frac{\partial c_b}{\partial c_f}$ : capacité de fixation du béton.

Le facteur de retard  $\alpha$  est exprimé par la relation suivante :

$$\alpha = p + (1 - p) \rho_s \frac{\partial c_b}{\partial c_f} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

Le coefficient de diffusion apparent est exprimé alors par :

$$D_{adiff} = \frac{D_{ediff}}{\alpha} \dots\dots\dots(\text{II.14})$$

L'étude de la diffusion en régime transitoire consiste à placer un échantillon de béton saturé en immersion dans une solution à forte concentration en chlorures. L'éprouvette est placée dans une enceinte fermée de telle sorte qu'une seule face soit en contact avec la solution saline. Les autres faces sont recouvertes de résine ou de papier aluminium adhésif. La température est maintenue constante ( $T = 20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ ), (**Belarouci, A, 2011**).

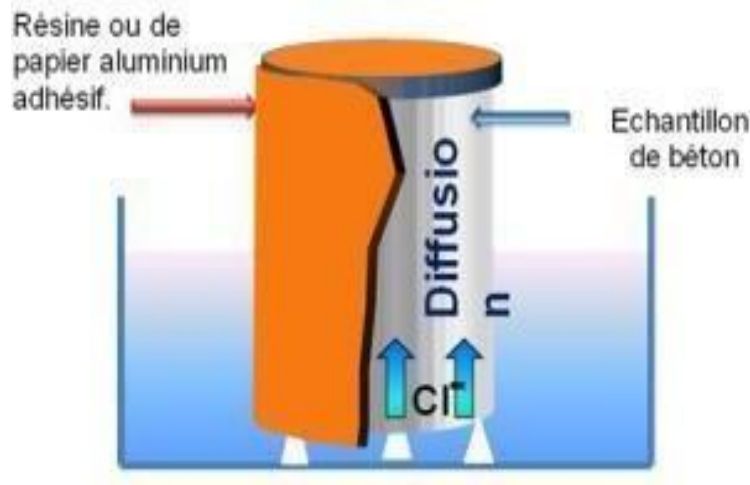


Figure II.7. Schéma de Principe de l'essai d'immersion inspiré, (Belarouci. A, 2011).

A une échéance donnée, l'éprouvette est sortie de l'enceinte et des prélèvements (parallèlement à la surface exposée) sont effectués à diverses profondeurs, afin de récolter des échantillons sous forme de poudre pour mesurer après les concentrations.

A partir de ce profil, la solution analytique de la seconde loi de Fick en milieu semi-infini est ajustée au profil expérimental (figure II.8) où trois paramètres de calage sont nécessaires dont le coefficient de diffusion recherché.

Le coefficient de diffusion apparent  $D_{\text{adiff}}$  (en  $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$ ) est déterminé à partir de l'équation (II.14). Solution particulière de la seconde loi de Fick, cette relation relie « la racine carrée de la concentration en chlorure libres » à la profondeur :

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{\text{adiff}}t}}\right) \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

Avec :

$C(x, t)$  : quantité de chlorures totaux (mol/kg de béton) au temps  $t$  (s) et à l'abscisse  $x$  (m),

$C_s$  : concentration en surface de l'échantillon (mol/kg de béton),

$C_i$  : concentration initiale dans l'échantillon (mol/kg de béton),

$D_a$  : coefficient de diffusion apparent ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),

$t$  : durée de l'immersion (s),

$x$  : profondeur de pénétration (m),

erf : fonction erreur.

Du fait que l'équation (II.14) est une solution de la seconde loi de Fick qui caractérise une diffusion pure sans interaction chlorures-matrice, le coefficient de diffusion  $D_{\text{adiff}}$  doit être

préférentiellement déterminée même si les résultats obtenus à partir des deux types de chlorures sont voisins, (Belarouci. A, 2011).

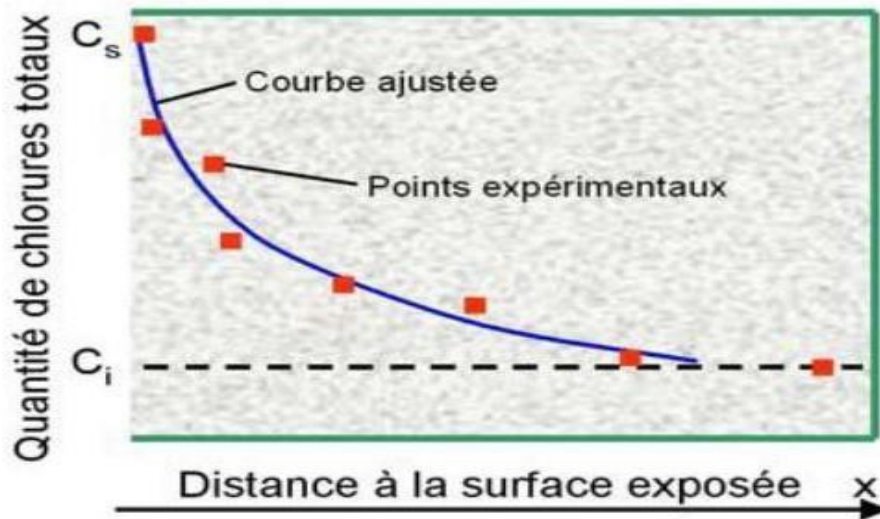


Figure II.8 : Profil en chlorures dans le béton après immersion, (Belarouci. A, 2011).

**II.3.5 Essais migration :**

La migration désigne le transport des ions sous l’influence d’un champ électrique. Il s’agit aussi d’une généralisation du transport par diffusion.

Dans une solution pure, sous l’action d’un gradient de potentiel électrique, les ions migrent avec une vitesse moyenne  $v_m$  :

$$v_m = u \frac{\partial \phi}{\partial x} \dots\dots\dots(II.16)$$

La mobilité de l’ion considéré,  $u$  peut être évaluée selon la relation d’Einstein :

$$u = D \frac{zF}{RT} \dots\dots\dots(II.17)$$

Avec :

D : coefficient de diffusion de l’ion considéré dans une solution infiniment diluée,

z : valence de l’ion considéré,

F : constante de Faraday (96480 j/v.mol).

C’est une hypothèse forte car cette relation est bien respectée pour les solutions très diluées ; ce qui n’est pas le cas pour une solution contenue dans les pores du béton ou par exemple l’eau de mer.

Si  $n$  : densité d'ions chlores contenues dans la solution,

$\Delta t$  : intervalle de temps pendant lesquelles les ions chlores passent à travers l'aire  $S$ ,

$(Sv_m\Delta t).n$  : est alors le nombre d'ions passés à travers la section  $S$ .

$J_m$  : le flux des ions chlores passant à travers cette aire  $S$  peut s'écrire :

$$J_m = \frac{(Sv_m\Delta t)n}{A\Delta t} = nv_m \left( \frac{\text{nbreCl}^-}{m_{sol}^2 \cdot S} \right) \dots\dots\dots (II.18)$$

En mettant les équations (II. 16) et (II. 17) dans l'équation (II. 18), nous avons :

$$J_m = C_f \cdot D \frac{zF}{RT} \frac{\partial \phi}{\partial x} \left( \frac{\text{Kg Cl}^-}{m_{sol}^2 \cdot S} \right) \dots\dots\dots (II.19)$$

Supposant que le champ électrique est constant :

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{E}{L} \dots\dots\dots (II.20)$$

D'où :

$$J_m = D \frac{zFE}{RTL} C_f \dots\dots\dots (II.21)$$

Le flux d'ions dans la solution contenue dans les pores du béton est :

$$J_{om} = D_x \frac{zFE}{RTL} C_f \dots\dots\dots (II.22)$$

Avec :

$J_{om}$ : flux à travers une unité d'aire de solution, (Belarouci. A, 2011).

### II.3.5.1 Migration en régime stationnaire

Pour évaluer le coefficient de diffusion en régime stationnaire Demig, la méthode expérimentale est similaire à celle de l'essai de diffusion mais avec application d'un champ électrique. Lors de l'essai de migration la pénétration des ions chlores s'effectue par deux processus, par diffusion sous l'effet du gradient de concentration décrit par l'équation (II.16) et par migration sous l'effet d'un champ électrique décrit par l'équation (II.17). La relation de Nernst Planck présente une combinaison de ces deux processus, dans le cas d'un béton saturé :

$$J = -D \frac{\partial c_f}{\partial x} + V C_f \dots\dots\dots (II.23)$$

Avec :

$$V = \frac{z_c F E}{R T L} D \quad (\text{diffusion due au champ électrique}) \dots \dots \dots (II.24)$$

En régime stationnaire, le flux d'ion est constant, l'application d'un champ électrique suffisamment important supérieur à 10V permet de négliger le terme relatif à la diffusion naturelle par rapport aux flux dû au champ électrique. De ce fait, le coefficient de diffusion  $D_{emig}$  est déterminé par la relation (II. 15), si on considère que la concentration est indépendante du temps et de l'espace et la concentration contenue dans les pores du béton reste constante et égale à  $C_0$  :

$$D_{amig} = \frac{R L T}{z F E c_0} J \dots \dots \dots (II.25)$$

Pour maintenir les conditions aux limites constantes, il faut éviter la diminution de la concentration des ions chlores dans la solution amont pendant l'essai, soit :

- ✓ en augmentant le volume du compartiment amont afin qu'il soit suffisamment grand,
- ✓ que le temps d'essai doit être relativement court, **(Belarouci, A, 2011)**.

### II.3.5.2 Migration en régime transitoire

Le processus en régime non stationnaire est défini par :

$$\frac{\partial c_t}{\partial t} = - \frac{\partial J_m}{\partial x} = - D_{amig} \frac{z F E}{R T L} \frac{\partial c_f}{\partial x} \dots \dots \dots (II.26)$$

En insérant l'équation (II.9) dans (II.25), on obtient :

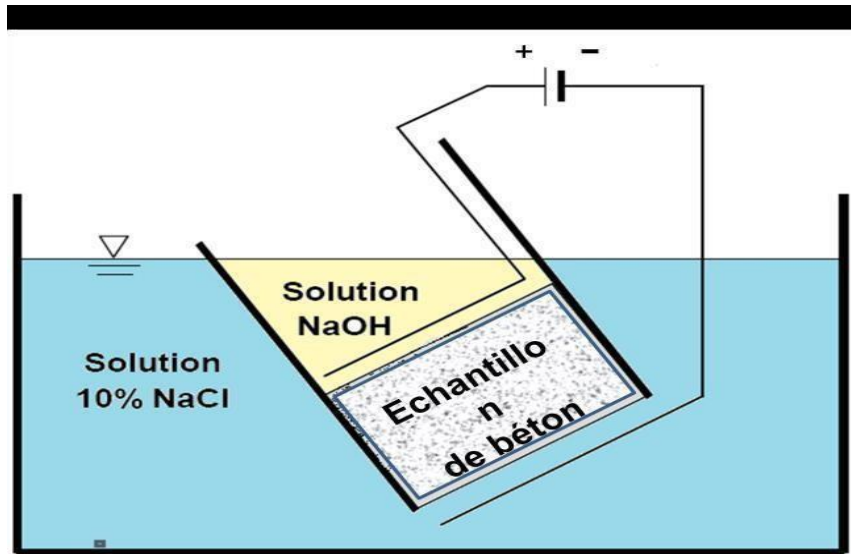
$$\frac{\partial c_f}{\partial t} = t \frac{D_{amig}}{p + (1-p) \rho \frac{\partial c_b}{\partial c_f}} \frac{z F E}{R T L} \frac{\partial c_f}{\partial x} = x D_{amig} \frac{z F E}{R T L} \frac{\partial c_f}{\partial x} \dots \dots \dots (II.27)$$

Avec :

$D_{amig}$  : coefficient de diffusion apparent obtenu en régime non stationnaire par essai de migration (m<sup>2</sup>/s).

Tang et Nilson [TAN, 96] ont développé un test rapide appelé CTH Rapide Méthode qui permet d'évaluer le coefficient de diffusion apparent durant l'essai de migration. Le principe consiste à déterminer ce coefficient sur une éprouvette de 50 mm d'épaisseur dont la surface extérieure est recouverte d'une bande scellant de 150 mm de largeur. Cette bande scellant doit dépasser de 100 mm les côtés de l'éprouvette pour retenir 150 ml de solution d'eau saturée en Ca(OH)<sub>2</sub> lors de l'essai. L'éprouvette scellée est d'abord immergée dans une solution contenant 3% de Na Cl et saturée en Ca(OH)<sub>2</sub> (**Figure II.9**). Une différence de potentiel de 30 V est appliquée à travers le cylindre pour un temps donné, pendant lequel on enregistre la température de la solution et le courant électrique. Après l'essai, le cylindre est scié en deux le

long de leur axe longitudinal pour mesurer la profondeur de pénétration des ions à l'aide de la technique de colorimétrie au nitrate d'argent, (Belarouci, A, 2011).



**Figure II.9 :** Schéma de principe de la cellule de migration conçue par Tang et Nilson, (Belarouci, A, 2011).

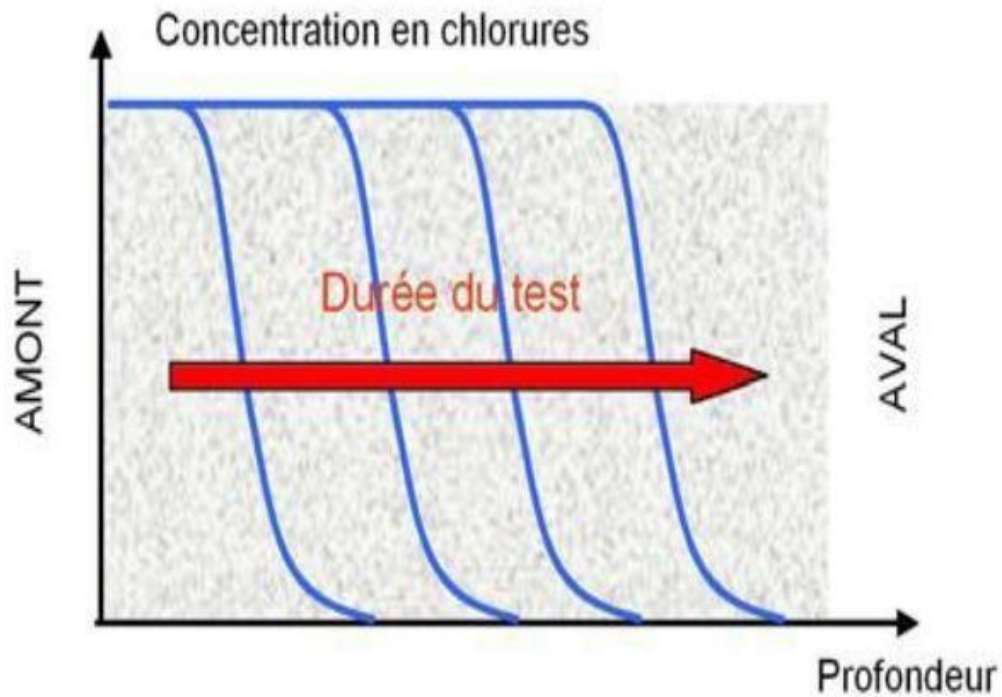
En considérant le processus de migration unidirectionnel ; la variation de concentration en fonction de la profondeur  $x$  donne le profil de concentration théorique (figure II.10). Pour chaque profondeur limite des chlorures  $X_d$  et pour un temps donné, le profil de concentration possède un point d'inflexion  $X_f$  dont l'expression est tirée de l'équation suivante :

$$x_f = x_d - x\sqrt{x_d} \dots\dots\dots(II.28)$$

Avec :

$x_d$  : concentration limite de l'indice colorimétrique.

$$x = 2\sqrt{\frac{RLT}{zFE}} \operatorname{erf}^{-1}\left(1 - \frac{2c_d}{c_0}\right) \dots\dots\dots(II.29).$$



**Figure II.10 :** Allure du profil de concentration selon Tang et Nilson, (Belarouci, A, 2011).

Pour une durée de test  $t$ , le front de pénétration des chlorures se déplace jusqu'à une profondeur  $x_f$  et la concentration en chlorures libres de ce front ne peut pas dépasser  $C_0$  (concentration de la solution contenue dans les pores du béton). La relation (I.37) devient :

$$D_{amig} = \frac{D_{amig}}{p+(1-p) \rho_s \frac{\int_0^{c_b} dc_h}{\int_0^{\gamma b c_0} dc_f}} = \frac{RTL \int_0^{x_f} dx}{zFE \int_0^t dt} \dots\dots\dots(\text{II.30})$$

$$D_{amig} = \frac{D_{amig}}{p+(1-p) \rho_s \frac{c_b}{\gamma b c_0}} = \frac{RTL x_f}{zFE t} \dots\dots\dots(\text{II.31})$$

Avec :

: Constante d'interaction pour un test en régime non stationnaire ( $0 < \gamma b < 1$ )

le coefficient  $D_{amig}$  est alors calculé par la relation (II. 32) :

$$D_{amig} = \frac{RTL}{zFE} \frac{x_d - x \sqrt{x_d}}{t} \dots\dots\dots(\text{II.32})$$

### II.4 Facteurs influencent le transport des chlorures

Plusieurs paramètres peuvent influencer le transport des chlorures au sein d'un matériau cimentaire. Ces paramètres sont soit liés aux propriétés intrinsèques du matériau, soit à

l'environnement extérieur. Dans les sections suivantes, on mettra en revue brièvement, quelques-uns des facteurs intrinsèques. Plus de détail sera consacré aux facteurs extrinsèques.

**II.4.1 Facteurs liés au matériau**

Différents éléments liés au matériau cimentaire, tels que : la nature du ciment, le rapport eau/ciment, l'âge et la période de cure, etc., peuvent influencer le coefficient de diffusion et contribuer à la réduction du transfert de masse à l'intérieur d'une structure située sur le littoral.

Afin d'évaluer le comportement du béton, plusieurs recherches ont été effectuées en faisant varier ses paramètres de composition. On va, dans ce qui suit, présenter les résultats de travaux de recherches synthétisés à partir de la littérature, (Touil Brahim, 2017).

**II.4.1.1 Effet du ciment et du rapport E/C**

Dans ce contexte, on peut citer les travaux de Page et col. (Page et col., 1981) qui ont constaté dans leurs investigations que le coefficient de diffusion est de 2 à 6 fois plus élevé lorsque le rapport E/C augmente de 0,4 à 0,6. Aussi, la valeur du coefficient de diffusion peut être affecté par le type du liant comme on le voit dans le tableau II.1, (Touil Brahim, 2017).

**Tableau II.1** : Effet du type de ciment sur le coefficient de diffusion, (Touil Brahim, 2017).

Type du liant	De (10 <sup>-13</sup> m <sup>2</sup> /s)
CEM I / 65 % laitiers	4,1
CEM I / 30 % cendres volantes	14,7
CEM I	44,7
SRPC (ciment résistant aux sulfates)	100

L'effet de la composition de la pâte de ciment durcie et le rapport E/C d'un béton sur la diffusion des chlorures a été aussi étudié par Frey et col. (Frey et col., 1994). Leurs résultats ont montré que le coefficient de diffusion augmente avec l'augmentation du rapport E/C et la réduction de la teneur en ciment et la teneur en alumine (Tableau II.2), (Touil Brahim, 2017).

**Tableau II.2** : Coefficient de diffusion d'un ciment Portland pour différentes compositions, (Touil Brahim, 2017).

Ciment	C <sub>3</sub> A	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>4</sub> AF	De (10 <sup>-12</sup> m <sup>2</sup> /s) au rapport E/C			
				0,4	0,5	0,6	0,7
PC35	<1%	<3%	-	6,0	7,0	10,0	19,0
PC45	<1%	<3%	-	2,9	3,0	5,0	11,0

PC55	<1%	<3%	-	1,7	2,1	3,2	6,5
PC35	≈1%	-	≈7%	0,2	0,5	1,1	3,0
PC45	≈1%	-	≈7%	0,09	0,25	0,50	1,5
PC55	≈1%	-	≈7%	0,05	0,07	0,11	0,21

#### II.4.1.2 Effet des additions

Le remplacement partiel du ciment portland par les additions minérales telles que les laitiers, les cendres volantes et les matériaux pouzzolaniques, conduit à la réduction du transport d'ions chlorure au sein des matériaux cimentaires.

Papadakis (Papadakis, 2000) a étudié l'effet de la fumée de silice et des cendres volantes sur la diffusion des chlorures dans le béton en utilisant le NORDTEST (NT Build 443, 1995). Il a constaté que les mélanges incorporant des additions telles que les cendres volantes ou la fumée de silice, présentaient significativement de plus faibles teneurs en chlorures totaux à toutes les profondeurs, à l'exception d'une fine couche près de la surface d'exposition. Cette caractéristique se traduit par un coefficient de diffusion inférieur.

Les résultats obtenus par Yang et Wang (Yang et Wang, 2004) sur des essais d'immersions en solution chlorhydrique pendant 90 jours et des essais de migration accélérés réalisés sur des mélanges de béton contenant des cendres volantes ou du laitier ont également montré que, dans les deux cas, le coefficient de diffusion est nettement réduit en raison d'une amélioration de la structure des pores. Ils ont également rapporté une diminution du coefficient de diffusion quand le rapport E/C diminue, (Touil Brahim, 2017).

#### II.4.1.3 Effet de la cure et d'hydratation

L'avantage de la cure humide conduit à une amélioration de la structure poreuse du béton et par conséquent de ses propriétés de pénétration comme il a été rapporté dans de nombreuses études.

Ramezani pour et Malhorta (Ramezani pour et Malhorta, 1995) ont examiné l'effet de différentes cures sur la résistance à la pénétration de chlorure selon la norme ASTM C1202 à différents âges allant jusqu'à 180 jours, dans laquelle la performance des bétons utilisant des laitiers, des cendres volantes et de la fumée de silice ont été étudiés. Les bétons ont été soumis à quatre types de cure : un durcissement en cure humide, une cure à température ambiante après le démoulage, une cure à température ambiante après deux jours de cure humide, et une cure à 38 °C de température et 65% d'humidité.

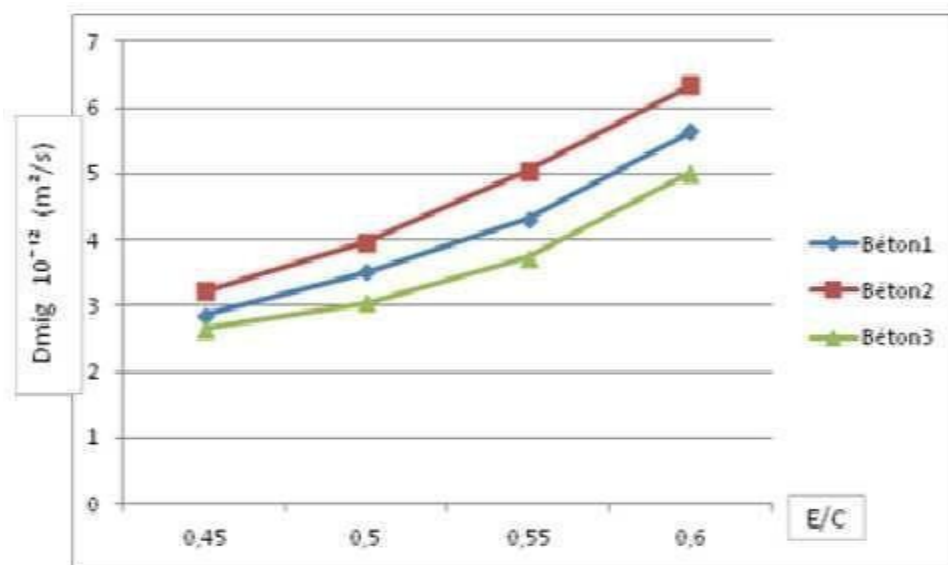
Les résultats ont montré que la cure humide est essentielle pour atteindre la plus faible pénétration des chlorures dans le béton. Les bétons n'ayant pas reçu de cure après démoulage ont montré les performances les plus faibles. Les bétons qui ont subi une cure humide pendant deux jours seulement ont affichés des résultats significativement meilleurs que les bétons

n'ayant pas mûri en cure humide. Aussi, les résultats ont indiqué que la diminution des périodes de cure humide amène à une porosité plus élevée et des bétons plus perméables. La résistance des bétons contenant des cendres volantes ou du laitier semble être plus sensible à un mauvais durcissement que le béton de contrôle avec les quantités croissantes utilisées de cendres volantes ou de laitier dans les mélanges. L'incorporation de laitier ou de fumée de silice ou de volumes importants de cendres volantes dans les mélanges de béton, augmentent la résistance aux ions chlorure et produit des bétons plus durables.

Hassoune et col. (Hassoune et col., 2014) ont étudié l'effet du rapport E/C, de la nature du ciment et du temps de cure sur le coefficient de migration de trois bétons :

- ✓ Béton1 : béton à base de ciment CEM II/A 42.5 ayant mûri pendant 1 mois,
- ✓ Béton 2 : béton à base de ciment CEM II/A 32.5 ayant subi 1 mois de cure,
- ✓ Béton 3 : béton à base de ciment CEM II/A 42.5 ayant mûri pendant 8 mois.

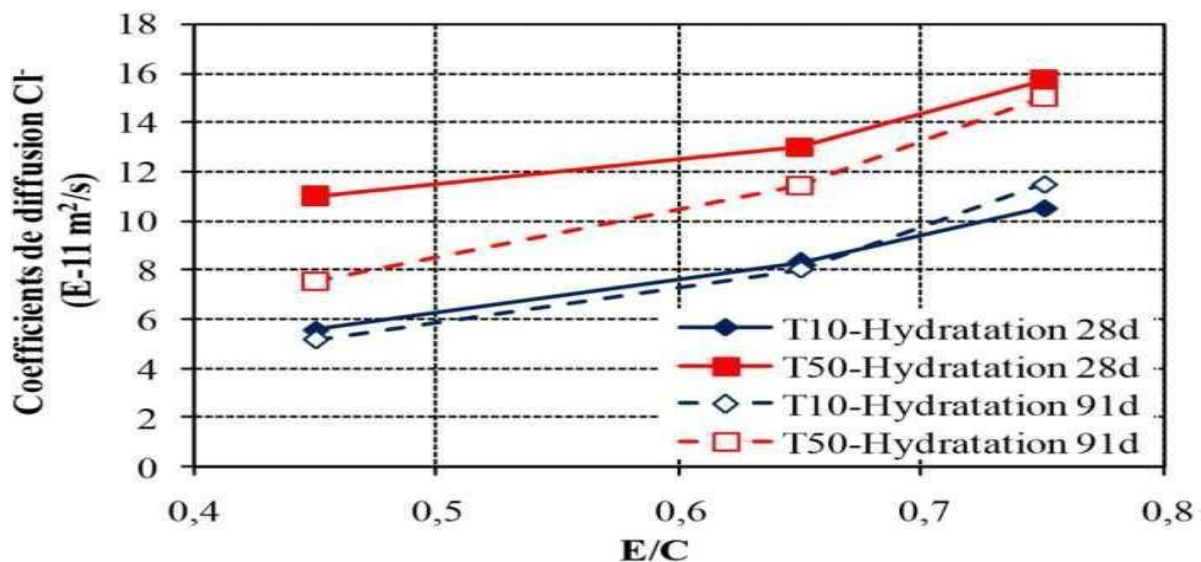
Il a été constaté une augmentation du coefficient de diffusion effectif des chlorures avec l'accroissement du rapport E/C pour les bétons étudiés. En revanche, ce coefficient diminue avec l'augmentation de la classe de résistance des ciments. De plus, l'âge du béton favorise la diminution relative du coefficient de diffusion (Figure II.11). Par ailleurs, les résultats obtenus montrent, que l'influence du rapport E/C et la nature des ciments composés utilisés, sur la fixation des chlorures dans les bétons étudiés n'est pas très significative, (Touil Brahim, 2017).



**Figure II.11:** Evolution du coefficient de diffusion en fonction du type de béton et du rapport E/C, (Touil Brahim, 2017).

Dans le même contexte les travaux de Zhang et col. (Zhang et col., 2005) sur des bétons utilisant deux types de ciment canadiens (Type 10 et Type 50), montrent que le ciment de type 50 (faible concentration en C3A) ne pouvait pas fixer autant d'ions chlorures que le ciment de

type 10 et de cette manière la quantité d'ions chlorures libres présents dans la solution poreuse d'un béton réalisé à base d'un ciment de type 50 contribue à accroître le phénomène de diffusion par rapport à un béton à base d'un ciment de type 10. En résumé les essais de migration réalisés par Zhang et col. (Zhang et col., 2005) sur ces deux types de béton en fonction du rapport E/C, du type de ciment et de l'âge ont montré que les coefficients de diffusion des mélanges d'un béton de rapport E/C de 0,75 sont supérieurs à ceux de 0,45. Les bétons avec un ciment type 10 présentent des coefficients de diffusion plus faibles que celui de type 50. Finalement, il est possible de noter une réduction du coefficient de diffusion pour des bétons dont l'âge passe de 28 à 91 jours (Figure II.12), (Touil Brahim, 2017).

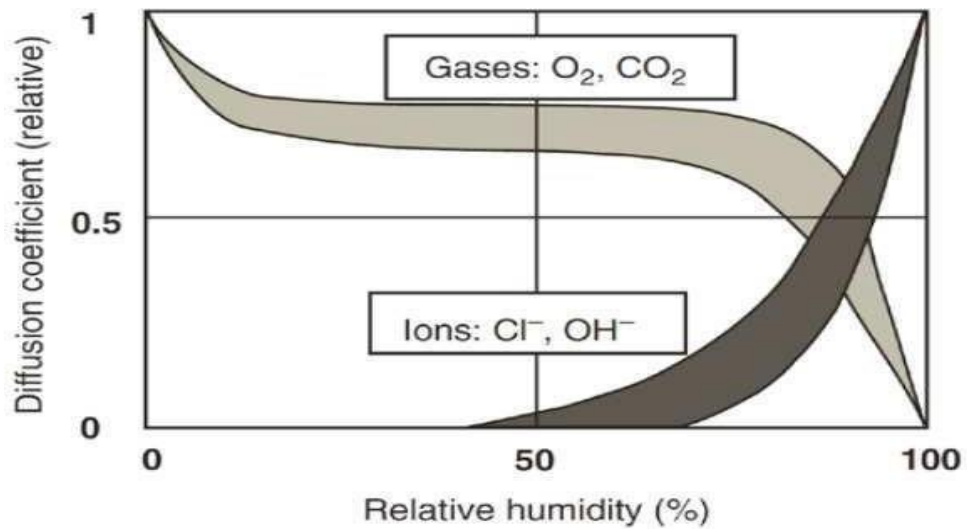


**Figure II.12** : Effet de la modification des différents facteurs (type de ciment, E/C, hydratation) sur le coefficient de diffusion des ions chlorures, (Touil Brahim, 2017).

## II.4.2 Facteurs liés à l'environnement

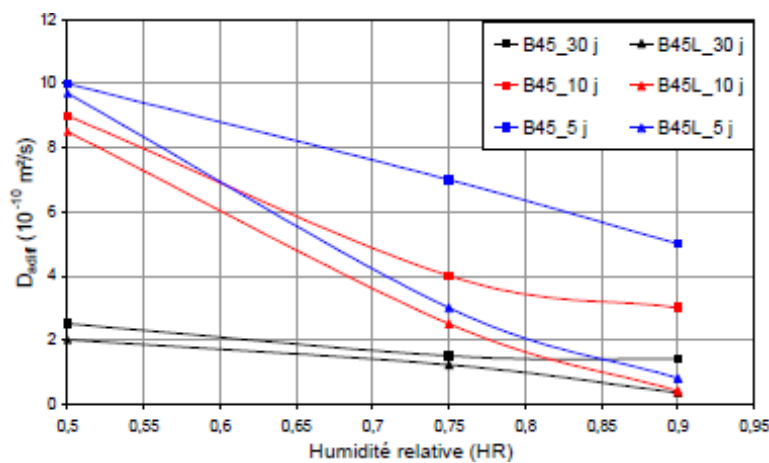
### II.4.2.1 Influence de l'humidité relative

Le processus de transport est fortement influencé par l'humidité relative. Les ions chlorure ont besoin d'une phase liquide continue dans le système des pores pour diffuser. La vitesse de diffusion des ions chlorure dans le béton est donc élevée en milieu saturé ou presque saturé et devient négligeable pour une humidité relative inférieure à 50%. La figure II.13 illustre schématiquement comment la diffusion du chlorure est influencée par l'humidité relative, (Touil Brahim, 2017).



**Figure II.13 :** Influence de l’humidité relative sur le coefficient de diffusion des ions chlorure, (Touil Brahim, 2017).

En simulant l’effet de marnage avec contrôle de l’humidité relative dans une enceinte climatique, Ben Fraj (Ben Fraj, 2009) a démontré dans ses travaux de thèse que le coefficient de diffusion des ions chlore, sur des bétons composés de CEM I et de CEM I avec des laitiers, augmentent avec la diminution de l’humidité relative (voir figure II.14). Le gradient d’humidité joue un rôle majeur dans le transport des ions chlore. En réduisant l’humidité relative, on désature les pores et on favorise alors l’absorption capillaire, (Touil Brahim, 2017).

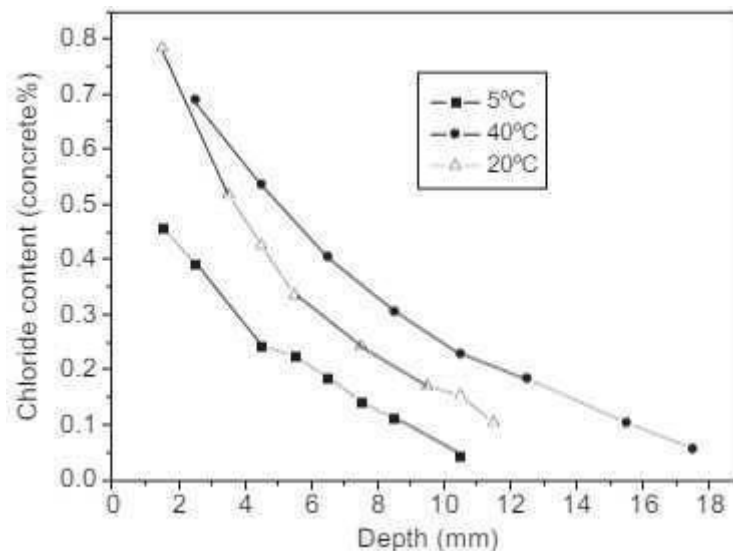


**Figure II.14 :** Évolution du coefficient de diffusion en fonction de l’humidité relative, (Touil Brahim, 2017).

### Influence de la température

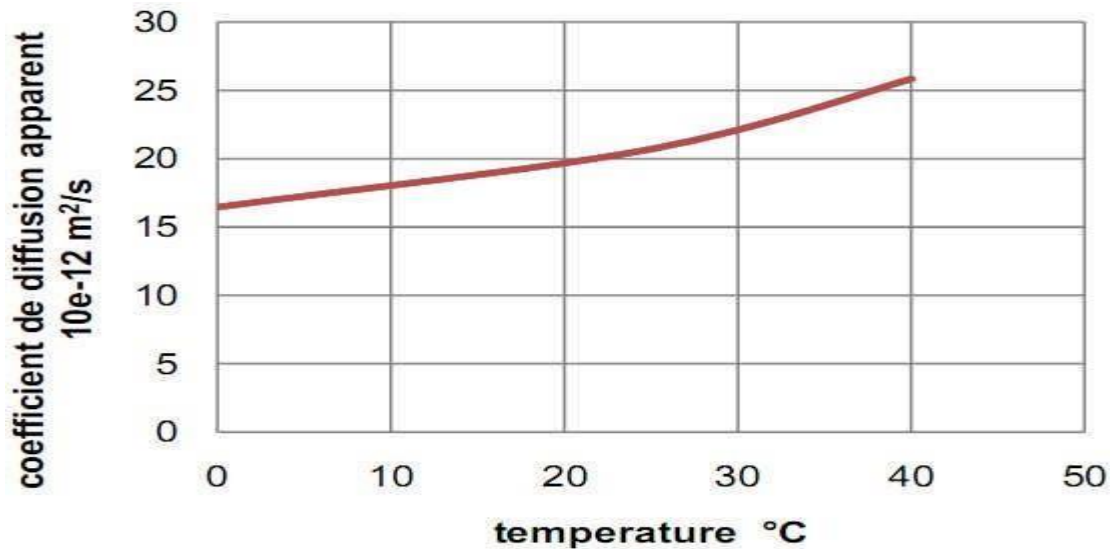
Il est connu que la température est un catalyseur qui agit sur la cinétique de diffusion. Ainsi, l'effet de la température affecte le transport des ions chlorures dans le béton de deux manières. Le mouvement des ions chlorures peut d'une part, être accéléré par l'augmentation de la température, car la vitesse moléculaire augmente avec celle-ci, et d'autre part, la quantité de chlorures piégée par les hydrates de ciment peut être ainsi influencée par la fluctuation de la température. En effet, une température élevée peut à la fois diminuer la fixation physique des chlorures en raison de la vibration thermique plus élevée de ces derniers et augmenter la teneur en chlorures liée chimiquement, à cause de l'augmentation de la vitesse des réactions.

Yang et Weng (Yang et Weng, 2011) ont utilisé un test de migration accéléré des chlorures (ACMT) pour un béton non chauffé (20°C) et un béton chauffé (95°C). L'essai a montré une augmentation significative des coefficients de migration des chlorures trois à onze fois en régime non stationnaire et trois à sept fois pour un régime stationnaire, lorsque la température des échantillons de béton est passée de la température ambiante de 20°C à 95°C. Il a été rapporté aussi que l'évolution des pores et leurs connectivités est en grande partie à l'origine de cette augmentation, plus particulièrement en zone d'interface agrégat/matrice, (Touil Brahim, 2017).



**Figure II.15 :** Exemple de profil des chlorures du béton à différentes températures, (Touil Brahim, 2017).

[BEL 2011] a constaté qu'une variation du gradient thermique de 0 à 40°C, accroît le coefficient de diffusion de 57% pour un béton ordinaire (figure II.16), (MEZOUAR. M et CHERIF. R, 2013).



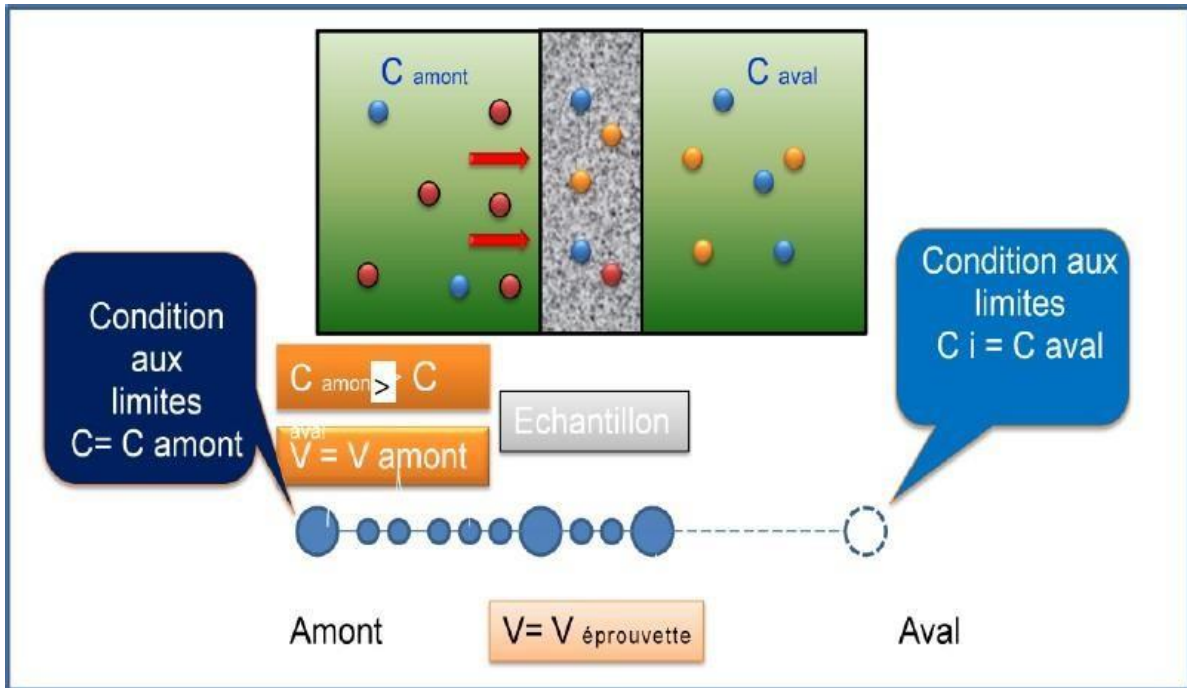
**Figure II.16:** Effet de la température sur le coefficient de diffusion, (MEZOUAR. M et CHERIF. R, 2013).

Dans la majorité des cas, nous avons, en période estivale, une augmentation du coefficient de diffusion. Cette augmentation est influencée par l'humidité relative qui diminue et la température qui augmente. L'augmentation de la température, influe sur la vitesse des réactions chimiques et l'adsorption des ions chlore au sein du matériau, et fait augmenter le coefficient de diffusion, (Touil Brahim, 2017).

## II.5 Méthode de détermination en condition saturé des différents coefficients de diffusion des chlorures dans le béton

### II.5.1 Essai de diffusion en régime stationnaire $D_{\text{eff}}$

Ce type d'essai consiste à mettre un échantillon de béton saturé entre deux compartiments remplis pour l'un, d'une solution chlorée (compartiment amont, figure II.9), pour l'autre, d'une solution dépourvue de chlorures (compartiment aval). Sous l'effet du gradient de concentration de part et d'autre de l'éprouvette, les chlorures diffusent au travers de celle-ci de l'amont vers l'aval. Les solutions employées sont généralement basiques afin d'éviter que le matériau n'ait pas à subir des évolutions microstructurales notables pendant la durée de l'essai. Ces solutions sont généralement composées soit de chaux ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), soit d'un mélange de soude ( $\text{Na OH}$ ) et de potasse ( $\text{KOH}$ ). La solution chlorée est obtenue par ajout de  $\text{Na Cl}$  ou de  $\text{KCl}$ . Cet essai est plus communément appelé essai de diffusion. Le gradient de concentration est maintenu constant en renouvelant régulièrement les solutions dans les compartiments, (Belarouci. A, 2011).



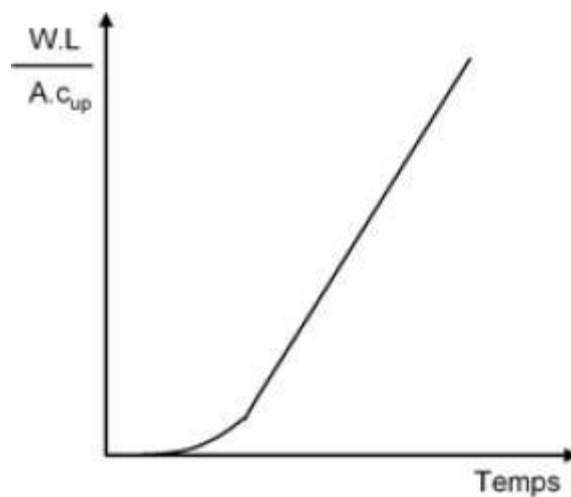
**Figure II.17 :** Principe des essais de diffusion des ions, (Belarouci. A, 2011).

Par dosages chimiques réguliers du compartiment aval, le flux de chlorures au travers de l'échantillon est mesuré. La figure II.18, présente la courbe d'évolution avec le temps de la quantité cumulée de chlorures  $W$  (mol) ayant pénétré dans le compartiment aval :

$A$  : surface exposée de l'échantillon ( $m^2$ ),

$L$  : épaisseur de l'échantillon (m),

$c_{up}$  : concentration en chlorure à l'amont ( $mol/m^3$ ).



**Figure II.18 :** Evolution du flux de chlorures en aval, (Belarouci. A, 2011).

Le régime permanent apparaît au bout d'un certain temps de l'essai et se traduit par la partie linéaire de la courbe. Le flux constant ( $\Delta W/A.\Delta t$ ) permet de calculer le coefficient de diffusion effectif en utilisant la première loi de Fick :

$$J_e = D_{ediff} \frac{C_{up}}{L} \dots\dots\dots (II.33)$$

Avec :

$J_e$  : flux effectif en régime stationnaire (mol/m<sup>2</sup>.s),

$D_{ediff}$  : coefficient de diffusion effectif (m<sup>2</sup>/s).

Le coefficient de diffusion est par conséquent la pente de la partie linéaire de la courbe figure II.18. Il s'agit d'une simplification puisque l'expression du flux par la première loi de Fick est incomplète. Il faudrait connaître le champ électrique local créé par les espèces ioniques en présence pour l'exprimer avec l'équation de Nernst-Planck. Les valeurs obtenues dépendent donc de la concentration  $C_{up}$  et du cation associé à  $Cl^-$ .

La durée de cet essai est fonction de l'épaisseur de l'échantillon et des caractéristiques du béton comme le type de ciment (la capacité de fixation augmente la durée du régime transitoire), le rapport E/C, la taille des granulats, etc.

Cependant, le délai d'obtention du régime permanent est très long, plus d'un an pour un échantillon d'un béton ordinaire de 3 cm d'épaisseur, (Belarouci, A, 2011).

**II.5.2 Essais de diffusion en régime transitoire  $D_{app}$  :**

**II.5.2.1 Essai d'immersion**

✓ **Objet de la mesure et domaine d'application**

L'essai présenté ici a pour objet de déterminer en laboratoire le coefficient de diffusion (apparent) des ions chlorures en conditions saturées à partir des profils de concentration en chlorures. Ces dernières sont déterminées par les méthodes d'extraction et de dosage des chlorures totaux et libres (solubles dans l'eau) recommandées par l'AFPC-AFREM.

Cette méthode s'applique aux bétons ou mortiers se trouvant dans un environnement susceptible de contenir des chlorures.

✓ **Principe de l'essai**

L'essai de diffusion consiste à soumettre une éprouvette de béton à une solution saline contenant des chlorures. L'éprouvette est placée dans une enceinte fermée de telle sorte qu'une seule face soit en contact avec la solution saline. Les autres faces sont recouvertes de résine ou de papier aluminium adhésif. La température est maintenue constante (ici  $T = 20 \pm 2^\circ C$ ).

A une échéance donnée, l'éprouvette est sortie de l'enceinte et des prélèvements (parallèlement à la surface exposée) sont effectués à diverses profondeurs, afin de récolter des échantillons sous forme de poudre. Les échantillons peuvent être obtenus par grignotage ou sciage-broyage. A partir de ces échantillons, les chlorures totaux et libres sont extraits puis dosés afin de déterminer les concentrations. Les profils de concentration peuvent ainsi être représentés graphiquement en fonction de la profondeur.

#### ✓ Méthodologie

A l'issu de l'essai de diffusion, les mesures et les calculs s'effectuent en trois phases :

- Prélèvement.
- Filtrage et dosage : détermination des profils de concentration en chlorures.
- Calcul du coefficient de diffusion apparent, (Belarouci, A, 2011).

#### II.5.2.2 ASTM C1556 (sur la base de NT BUILD 443) :

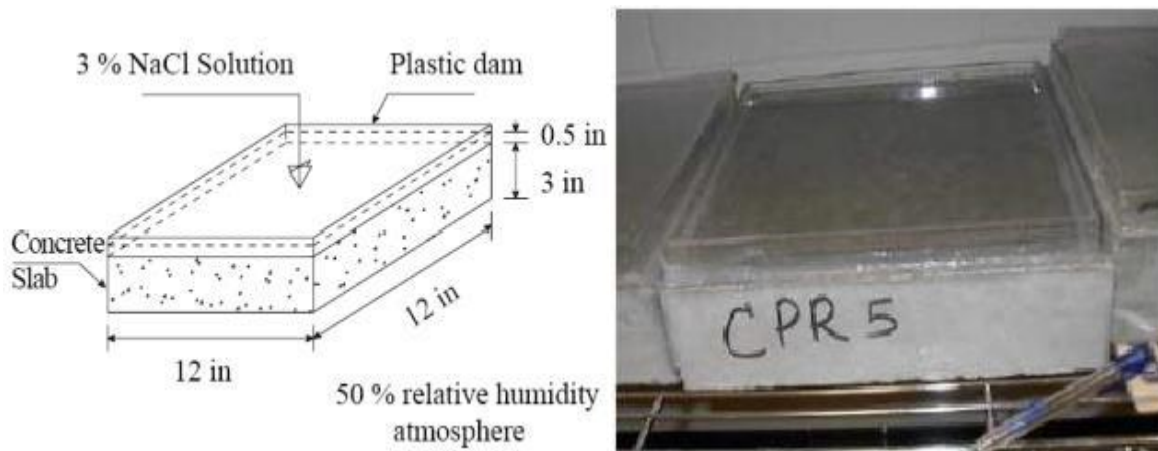
C'est un essai d'immersion destiné à la détermination du coefficient de diffusion des chlorures en régime non stationnaire par mesure du profil de pénétration. Il est défini comme un essai accéléré de pénétration des chlorures, qui consiste à immerger une éprouvette en béton dans une solution concentrée en chlorures (165 g/L en NaCl) pendant au moins 35 jours. La détermination du profil par grignotages parallèlement à la surface d'exposition nous permet de déterminer un coefficient de diffusion en régime transitoire noté  $D_{nssd}$  (non-steady-state diffusion coefficient). La méthode d'élaboration de cet essai est décrite par la norme Nord Test BUILD 443 Figure II.19, (Belarouci, A, 2011).



**Figure II.19** : Essai d'immersion d'éprouvettes de béton selon NT Build 443, (Belarouci, A, 2011).

### II.5.2.3 ASTM C1543 ( basé sur AASHTO T 259) :

Le test T259 AASHTO est un essai pour mesurer à long terme la pénétration de chlorure dans le béton. L'essai nécessite trois dalles de forme carrée d'au moins 75 mm d'épaisseur et ayant une surface de 0.03 m<sup>2</sup> de coté (12 inch). Après une cure de 14 jours, ces dalles sont stockées dans une salle à 50% d'humidité relative pendant 28 jours. Après la période de conditionnement, un réservoir surmonte la surface supérieure de la dalle où est placée une solution de Na Cl 3 % durant 90 jours, tandis que la face inférieure est laissée exposée à l'air libre pour le séchage (voir Figure II.20), (Belarouci, A, 2011).



**Figure II.20** : Schéma de principe de l'essai AASHTO T 259, (Belarouci, A, 2011).

La norme ASTM C1543 recommande que les côtés latéraux du corps d'épreuve (dalle) soient étanchéifiés pour empêcher toute évaporation et imposer un contrôle unidirectionnel de la pénétration des chlorures. En revanche, la norme AASHTO T259 ne prévoit pas d'étanchéité sur les côtés.

À la fin de l'essai (après 90 j), des prélèvements seront effectués tous les 13 mm (0.5 pouce) à des profondeurs progressives par grignotage. Les résultats des titrages sur les poudres prélevées permettront de tracer le profil des chlorures. La détermination des concentrations en chlorure à chaque profondeur s'effectuera selon la norme NT BUILD 208 ou méthode équivalente.

Il convient de noter, cependant, que le type de cation (s) dans la solution du réservoir placé sur la face supérieure de la dalle affecte le taux de pénétration des ions chlorures. Par exemple, la pénétration des chlorures serait plus rapide avec une solution de KCl qu'avec une solution de NaCl.

Cette méthode d'essai détermine la pénétration des chlorures dans le béton sous un étang de solution de chlorure de sodium. Cette méthode est applicable à tous les types de béton, ainsi

que les bétons traités avec des systèmes tels que les mastics, enduits pénétrants, ou colle mince, (Belarouci, A, 2011).

### II.5.3. Essai de migration en régime stationnaire $D_{eff}$ (Mesure des flux de matière)

#### II.5.3.1 Essai de migration (AFREM) :

##### ✓ Objet de la mesure

L'objet de cette méthode est de déterminer à partir d'un essai de migration sous champ électrique, le coefficient de diffusion effectif des chlorures dans le béton durci en régime stationnaire et en conditions saturées.

##### ✓ Principe de l'essai

Un échantillon cylindrique de béton d'épaisseur constante est placé au centre d'une cellule constituée de deux compartiments (figure II.21) qui contiennent, du côté aval, une solution exempte de chlorures (eau distillée ou solution basique), et du côté amont, la même solution additionnée de chlorures.



Figure II.21: Cellules de migration des ions chlorures, (Belarouci, A, 2011).

L'essai consiste à mesurer le flux de chlorures traversant l'échantillon lorsque ce flux est devenu constant, ainsi que la différence de potentiel  $\Delta E$  entre les faces de l'échantillon. Le flux de chlorures dans le matériau est déterminé à partir des mesures de la concentration en chlorures dans les solutions.

##### ✓ Préparation des échantillons

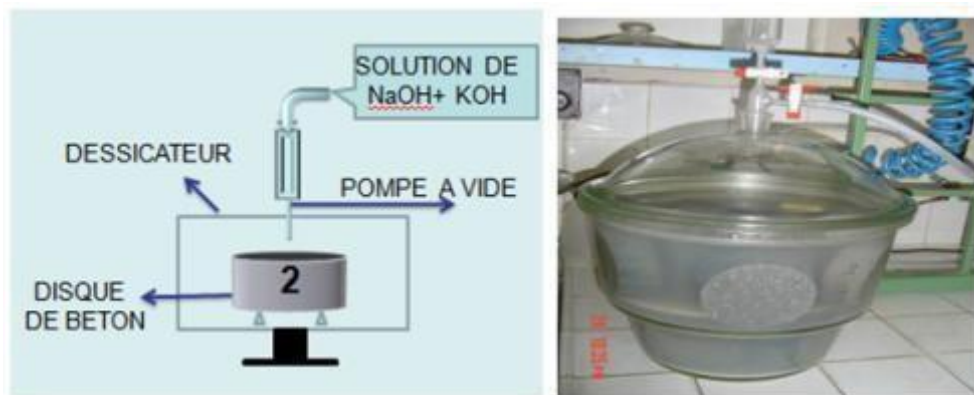
Les échantillons sont saturés selon la procédure AFPC-AFREM. Le principe consiste à placer un échantillon dans un dessiccateur étanche. Une fois le dessiccateur fermé, le vide est réalisé à l'aide d'une pompe jusqu'à ce que l'on atteigne une pression constante de 25 mbars, le vide

est maintenu pendant 4h. Pour s'assurer que le dégazage du disque est terminé, le dessiccateur est déconnecté de la pompe à vide, on vérifie ensuite à l'aide d'un manomètre que la pression ne remonte pas dans l'échantillon. Après vérification, le récipient est reconnecté à la pompe à vide. La solution basique est introduite progressivement de façon à recouvrir le corps d'épreuve d'environ 2 cm de solution après 15 min (Figure II.22). La pression est maintenue constante pendant 20 h + 1 h à  $20 \pm 2$  °C.

La solution support est une solution basique contenant 1g/l de soude (NaOH) et 4.65 g/l de potasse (KOH) préparée dans une eau déminéralisée. Cette solution support est choisie pour se rapprocher du pH de la solution interstitielle typique du béton afin de limiter les effets de lixiviation.

#### ✓ Dispositif expérimental

Le coefficient de diffusion effectif Demig est déterminé en régime stationnaire à l'aide d'une cellule de migration. Après avoir préparé le corps d'épreuve (voir II.2.1) et saturer l'échantillon (figure II.21) celui-ci est introduit dans la cellule, (Belarouci, A, 2011).



**Figure II.22** : Saturation de l'échantillon, (Belarouci, A, 2011).

Chaque cellule est formée de deux compartiments cylindriques en PVC et de plexi-glaces transparent avec une capacité de 1.82 l approximativement. Le diamètre des échantillons est égal à environ 11 cm et la section offerte pour la diffusion est constante de l'ordre de 78.5 cm<sup>2</sup>. Un joint en silicone marin est placé entre le tube de la cellule et la périphérie de l'éprouvette. Ce joint imperméable permet d'assurer une parfaite étanchéité de part et d'autre des deux faces latérales du corps d'épreuve. Le temps de séchage du joint est d'environ 4 heures.

Les deux compartiments sont remplis de solution 1g/l de NaOH et 4.65 g/l de KOH, le compartiment amont contient en plus, une solution chargée en NaCl de concentration  $C_{amont} = 30$  g/l. La concentration en chlorures de la solution amont est choisie de telle manière qu'elle soit proche à celle de l'eau de mer (l'océan Atlantique a une salinité proche de 35 g.l<sup>-1</sup> et la mer Méditerranée 40 g.l<sup>-1</sup>). L'application du champ électrique est effectuée par l'intermédiaire de deux électrodes : l'une sous forme d'un disque inoxydable (cathode)

placée dans le compartiment amont, l'autre sous forme de spirale en cuivre-niobium placée dans le compartiment aval (anode) (figure II.18). Ces électrodes sont reliées à un générateur de tension continue, dont l'électrode du compartiment amont est branchée au pôle négatif de l'alimentation et l'électrode du compartiment aval est reliée au pôle positif.

Deux électrodes de référence sous forme de tige en cuivre-niobium sont placées au plus près de l'échantillon. Ces électrodes sont ensuite reliées à un voltmètre qui nous permet de connaître la différence de potentiel au bord de l'échantillon.

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

Ce choix résulte d'un compromis entre la volonté de minimiser les phénomènes de diffusion par rapport aux phénomènes de migration, la limitation de l'échauffement des solutions par effet Joule et la durée des essais, (Belarouci, A, 2011).

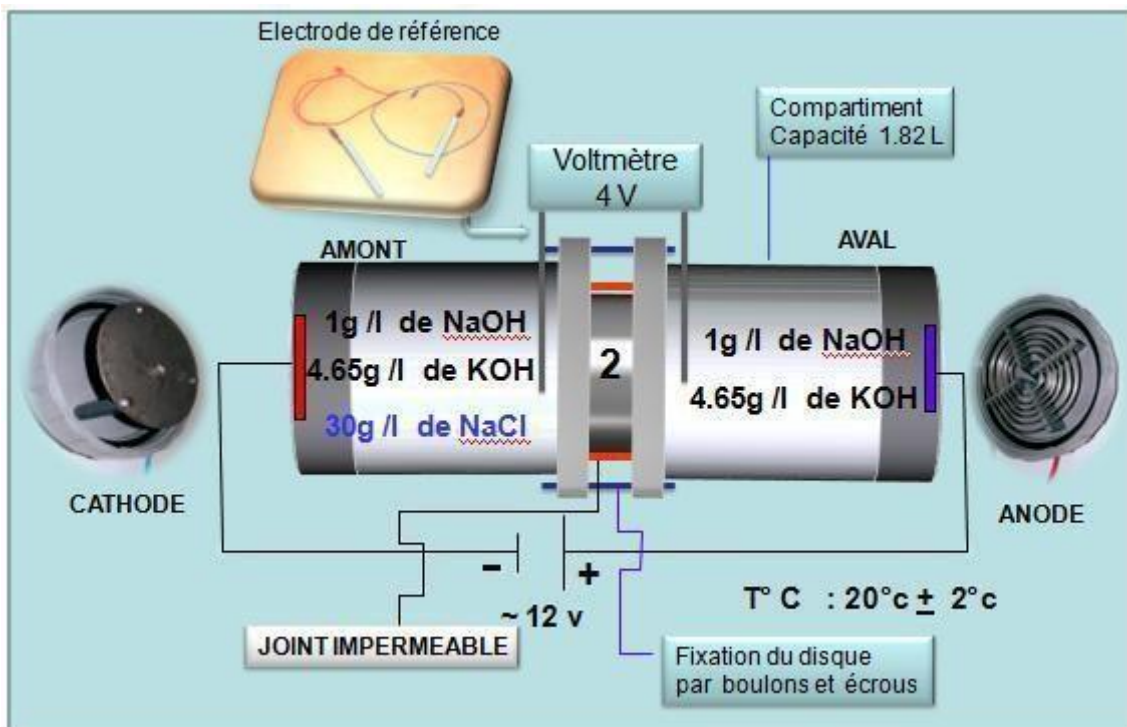


Figure II.23 : Schéma de principe d'une cellule de migration, (Belarouci, A, 2011).

**II.5.4 Essai de migration en régime non stationnaire (transitoire)****II.5.4.1 La norme AASHTO T 277 (2005) : indication de la capacité électrique du béton pour résister à la pénétration des chlorures (Rapid Chloride Test of Permeability) [ASTM 1202,07]**

Cette méthode d'essai a été initialement développée par la Portland Cement Association, en vertu d'un programme de recherche financé par la Federal Highway Administration (FHWA). La méthode d'essai originale peut être trouvée dans FHWA/RD-81/119, "Détermination rapide de la perméabilité aux ions chlorures du béton."

Depuis, la méthode a été développée. Elle a été modifiée et adaptée par les diverses organisations de normalisation. Il s'agit notamment de :

- AASHTO T277, «Méthode d'essai normalisée pour la détermination rapide de la perméabilité aux chlorures du béton »
- ASTM C1202, « Test Standard pour indiquer la capacité électrique du béton à résister à la pénétration des chlorures »

De nombreuses structures en béton sont construites aujourd'hui avec des exigences pour le béton de faible perméabilité. L'industrie de la construction accepte cette procédure en tant qu'essai pour déterminer la perméabilité aux chlorures. Avant le développement de l'essai, la perméabilité aux chlorures a été mesurée par un test d'immersion, comme l'AASHTO T259-80, «La résistance du béton à la pénétration aux ions chlorures." L'essai d'immersion prend généralement 90 jours ou plus et implique le prélèvement d'échantillons de béton à différentes profondeurs pour déterminer le profil des chlorures. La FHWA voulait un test qui pourrait être réalisé in situ. A cet effet, les chercheurs ont développé une méthode d'essai qui permettrait d'accélérer la migration. Ils ont constaté que lorsqu'un courant électrique est appliqué à une éprouvette de béton il augmente et accélère la vitesse de migration des chlorures dans le béton. Les chercheurs ont également constaté qu'en mesurant la quantité d'électricité (coulomb), les résultats se corrélaient avec ceux donnés par l'essai d'immersion. A partir de ces conclusions, les chercheurs ont élaboré des procédures d'essai qui sont actuellement spécifiées dans AASHTO T277 et ASTM C1202.

L'échantillon de béton est fixé entre deux compartiments remplis des solutions suivantes : NaCl 3 % et Na OH 0,3 N. L'essai consiste à appliquer entre les deux faces de l'échantillon une différence de potentiel de 60 V pendant 6 heures, et à mesurer toutes 30 minutes l'intensité du courant qui traverse l'échantillon. Le résultat de l'essai est une quantité d'électricité (en Coulomb) pour 6 h d'essai. Cependant, la mesure de charge au cours de l'essai peut résulter de la migration d'autres espèces ioniques que les chlorures – les ions hydroxyde en particulier – et donc ne pas fournir un classement performantiel pertinent, (Belarouci, A, 2011).

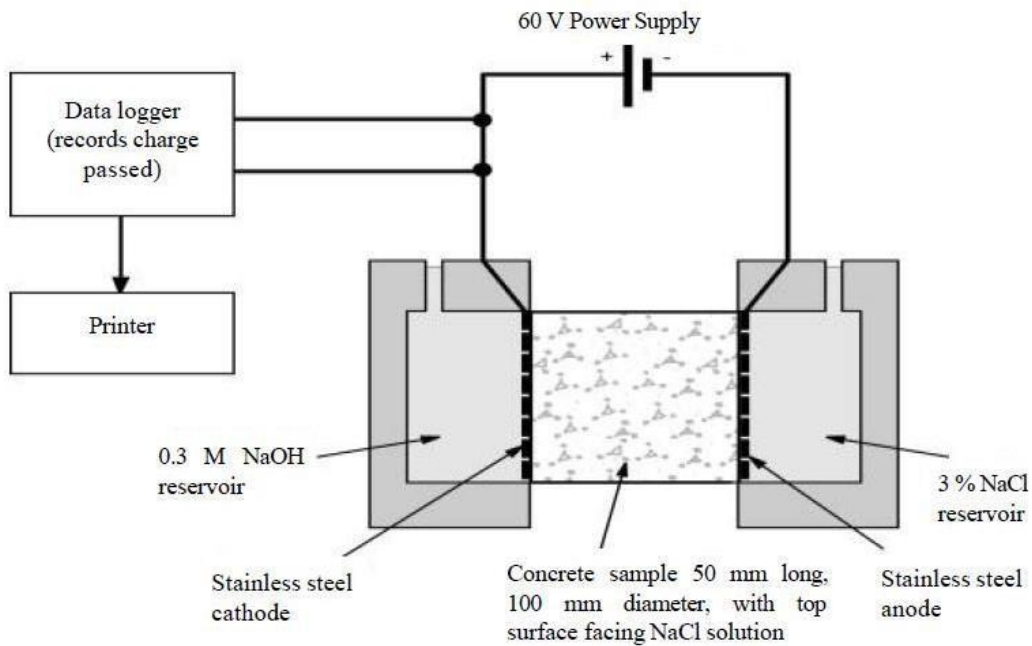


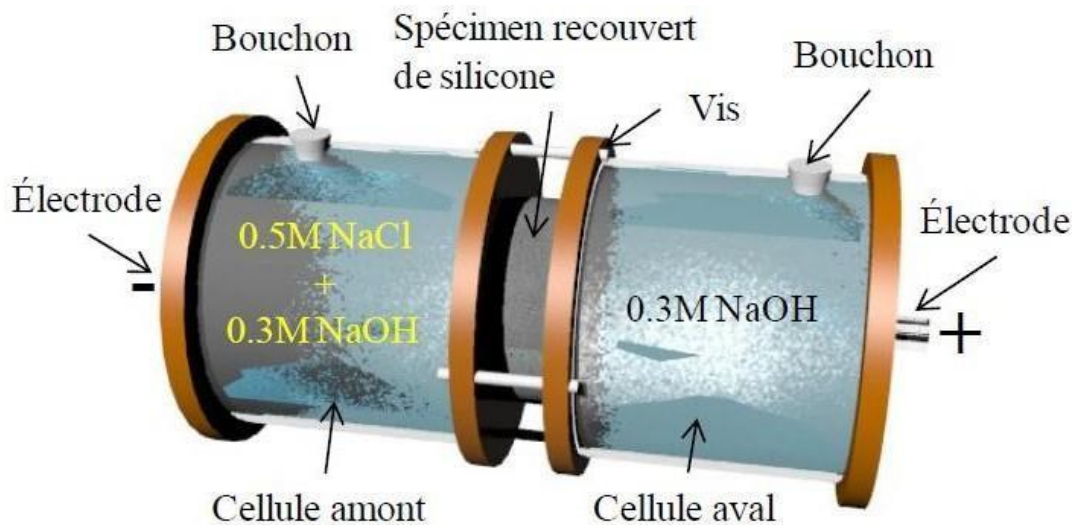
Figure II.24: AASHTO T277 (ASTM C1202) test setup, (Belarouci, A, 2011).

### II.5.4.2 Migration

L'essai de migration est une version modifiée et améliorée de la norme ASTM C1202 :Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Pénétration, mieux connu sous le nom d'essai RCPT. Le principe de fonctionnement des deux essais est semblable. Dans les deux cas, le transport des ions à travers une éprouvette de béton saturé est accéléré par l'application d'un potentiel électrique à la cellule.

Pour l'essai de migration, les éprouvettes de béton sont d'abord immergées dans une solution de NaOH à 300 mmol/L et saturées sous vide pendant approximativement 24 heures. Après la période de saturation, la surface courbe des disques est enduite de silicone.

Les cylindres de 50 mm de hauteur et de 100 mm de diamètre sont ensuite montés sur des cellules de migration telles que montrées à la figure II.25. L'imperméabilité du joint à l'eau est maintenue avec de la silicone. La cellule amont est remplie d'une solution à 300 mmol/L de NaOH et 500 mmol/L de NaCl, tandis que la cellule aval contient une solution de NaOH à 300 mmol/L. Pendant l'essai, le potentiel traversant l'éprouvette est maintenu à une valeur constante prédéterminée. L'intensité du courant, le potentiel ainsi que la concentration en chlorures dans la cellule aval sont mesurés régulièrement sur une certaine période, (Joelle Perreault-Chabot, 2010)



**Figure II.25:** Essai de migration, (Joelle Perreault-Chabot, 2010).

Les essais de résistance à la pénétration aux chlorures (RCPT : rapid chloride permeability test) ont été réalisés selon la norme ASTM C1202 : Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. Les résultats obtenus par cet essai ne sont pas utilisés comme paramètre d'entrée pour la modélisation. Par contre, ce test est généralement plus utilisé que l'essai de migration pour caractériser la résistance des bétons à la pénétration des chlorures. En effet, l'essai de migration est assez récent. Il ne fait donc l'objet d'aucune norme. L'essai RCPT étant normalisé, des valeurs cibles sont de plus en plus souvent spécifiées dans les exigences des bétons de chantier. Cet essai a donc été mené pour des fins de comparaison seulement, (Joelle Perreault-Chabot, 2010).

#### ✓ Principe de la méthode d'essai

La présente méthode d'essai consiste à relever sur ampèremètre la quantité du courant électrique qui traverse un échantillon de béton d'une épaisseur de (51mm) d'épaisseur de (102mm) de diamètre nominal au cours d'une période de 6 heures. Une différence de potentiel de 60 V est appliquée à travers les extrémités de l'échantillon, dont l'un est plongé dans une solution de chlorure de sodium et l'autre dans une solution d'hydroxyde de sodium. La charge totale passée, en coulombs, est corrélée à la résistance de l'échantillon à la pénétration des ions chlorures.

Initialement développée pour des évaluations plus générales des matériaux, l'utilisation de la méthode d'essai a évolué dans la pratique et elle est maintenant utilisée dans des applications telles que le contrôle qualité. Dans de tels cas, il est impératif que la procédure de cure au moment de l'essai soient clairement définis, (Belarouci, A, 2011).

## ✓ Réactifs et matériels

1. Produits de calfeutrage en caoutchouc de silicone ou d'autres produits d'étanchéité en caoutchouc synthétique, graisses de silicone, et joints en caoutchouc,
2. Pompe à vide, enceinte de saturation
3. Chlorure de sodium en solution 3% en masse (qualité réactif) dans l'eau distillée.
4. Solution d'hydroxyde de sodium 0,3 N (qualité réactif) dans l'eau distillée,
5. Deux chambres symétriques (méthacrylate de méthyle), chacune contient une électrode,
6. Thermomètre (0 à 120° C),
7. Générateur de courant capable de fournir une tension de 60 +1 V en courant continu
8. Ampèremètre,
9. Voltmètre numérique (DVM), 3 chiffres, de 0 à 99,9 minimum gamme V, précision nominale 6 0,1%,
10. Deux câbles conducteurs, n° 14 (1,6 mm),
11. Divers accessoires du laboratoire de chimie, (Belarouci. A, 2011).

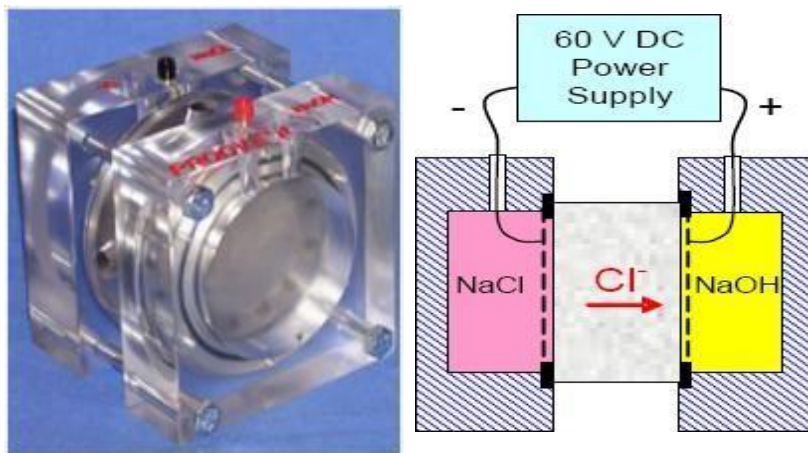


Figure II.26: Principe d'une cellule de migration de type ASTM, (Belarouci. A, 2011).

## ✓ Interprétation des résultats

Un tableau classant la résistance du béton à la pénétration des chlorures a été proposé par cette norme (voir tableau II.3).

**Tableau II.3 :** Les cinq catégories indicatrices des niveaux de perméabilité aux chlorures du béton, (Belarouci. A, 2011).

Charge ayant traversé l'échantillon de béton (Coulomb)	Perméabilité aux ions chlores	Type de béton (dosage E/C)
> 4000	élevée	E/C>0.6 ; élevé
> 2000 – 4000	modérée	0.4<E/C<0.5 ; modéré
> 1000 – 2000	faible	E/C<0.4 ; conventionnel
100 – 1000	très faible	béton à base de résine
< 100	négligeable	Béton imprégné de polymère, Béton polymère

Pour réduire les effets de la chaleur et les changements résultant de la conductivité au cours de la période de 6 heures d'essai, il a été suggéré de considérer les valeurs antérieures de façon à obtenir une quantité d'électricité équivalente à 6 heures. Par exemple, les données prises à 30 minutes seraient multipliées par 12 pour obtenir une valeur équivalente à 6 heures. Parce que les résultats du test sont très variables (comme pour la plupart, sinon la totalité, des tests de résistance de pénétration), deux ou trois spécimens sont habituellement testés pour chaque échantillon de béton. La charge totale traversant l'échantillon (en coulombs) est déterminée par le calcul de l'aire totale située sous la courbe du temps en fonction du courant. Par conséquent, les valeurs plus élevées à la fin de l'essai indiquent une plus grande perméabilité.

Si le courant est enregistré toutes les 30 minutes, la formule suivante peut être utilisée :

$$Q = 900(I_0 + 2I_{30} + 2I_{60} + \dots + 2I_{300} + 2I_{330} + I_{360}) \dots \dots \dots \text{II.34}$$

Où :

Q : charge ayant traversé l'éprouvette de béton (coulombs),

I<sub>0</sub> : courant (ampères) mesuré immédiatement après que la tension soit appliquée,

I<sub>t</sub> = courant (ampères) à l'instant t (min) après que la tension soit appliquée,

### II.6 Conclusion

En ce qui concerne la diffusion des ions chlores, l'analyse des mécanismes et des essais existants a permis de sélectionner deux modes opératoires :

- ✓ l'essai de migration en régime permanent qui a l'avantage de découpler les effets de la fixation des chlorures par la matrice cimentaire et les effets des caractéristiques du réseau poreux. Il peut donc être utilisé pour la compréhension des phénomènes, pas

uniquement dans le cas de la pénétration des chlorures, mais aussi pour la pénétration d'autres substances agressives,

- ✓ l'essai en régime transitoire a l'avantage de la représentativité, comme permettent de le supposer l'analyse des mécanismes mis en jeu

Il ya un certain nombre de méthodes d'essai ASTM et AASHTO pour évaluer la résistance du béton à la pénétration des substances agressives notamment les ions chlorures. Ils mesurent la pénétration des électrolytes au sein du béton par des mécanismes différents et doivent être choisis en fonction des conditions environnementales auxquelles les ouvrages seront exposés afin d'adapter la composition du béton.

Certains tests sont longs à réaliser et ne conviennent que pour la recherche ou des tests de présélection. Les essais de conductivité électrique demeurent de bons indicateurs de la résistance du béton à la pénétration des polluants. Jusqu'à l'obtention de meilleurs tests standards, est disponible : l'indice des tests rapides, telle que la norme ASTM C1202 ou AASHTO TP 64, qui sont les plus utiles, (**Belarouci. A, 2011**).

**Chapitre III :**  
**Programme expérimental**

### **III.1 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  $\text{Ca(OH)}_2$ . 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.

### III.1 Caractéristique des matériaux de béton

#### III.1.1 Introduction :

Dans cette partie nous allons déterminer les caractéristiques essentielles des différents constituants entrant dans la composition du béton. La connaissance de ces caractéristiques est primordiale à toute recherche ou étude, puisque chacune de ces caractéristiques peut influencer sur les résultats de l'étude. C'est pour cette raison que nous allons procéder à la caractérisation de chaque constituant de notre béton.

Les matériaux utilisés sont :

- Le ciment MATINE de l'usine LAFARGE de M'sila ;
- L'eau potable du laboratoire (laboratoire de génie civil de Msila) PH 8.5 ;
- Granulats :
  - Le sable fin de la région de BOUSAADA (OUED MAITAR) ;
  - Le gravier de carrière située à 25Km de M'sila ;
  - Adjuvant Super plastifiants **MEDAPLAST SP 40** ;
  - Ajout : Terre blanche de la région HAMMAM DHALAA.

#### III.1.2 Le ciment :

Le ciment retenu pour la composition des bétons est ciment composé de type (CEMII/B –L 42.5N) à classe de résistance 42,5 de LAFARGE de M'sila conforme à la norme Algérienne (NA442- 2013) et Européenne(EN 197-1).



Figure III.1: Sac de lave de ciment

**Caractéristiques physiques ciment ( MATINE) :**

**Tableau III.1 :** Propriétés physiques de ciment MATINE .

Propriétés physiques	Valeur
Consistance normale (%)	<b>26.5 ± 2.0</b>
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm <sup>2</sup> /g) (NA231)	<b>3700 –5200</b>
Retrait à 28 jours (µm/m)	<b>&lt;1000</b>
Expansion (mm)	<b>≤ 3.0</b>
Début de prise à 20°C (NA 230)(min)	<b>150±30</b>
Fin de prise à 20°C (NA 230) (min)	<b>230±50</b>

**Caractéristiques chimiques , minéralogiques et mécaniques :**

**Tableau III.2 :** Caractéristique chimique, minéralogiques et mécaniques du ciment MATINE.

Analyses chimiques	Perte au feu (NA 5042)(%)	10.0±2
	Teneur en sulfates (SO <sub>3</sub> )(%)	<b>2.5±0.5</b>
	Teneur en Magnésium MgO(%)	<b>1.7±0.5</b>
	Teneur en Chlorures (NA5042)(%)	<b>0.02- 0.05</b>
Composition minéralogiques	C <sub>3</sub> S(%)	<b>60±3</b>
	C <sub>3</sub> A(%)	<b>7.5±1</b>
Résistance à la compression	à 2 jours	<b>10 ≤</b>
	à 28 jours	<b>42.5 ≤</b>

**III.1.3 L'eau de gâchage :**

L'eau utilisée pour le gâchage des bétons est l'eau du robinet du laboratoire (laboratoire de génie civil de Msila) d'un PH de 8.5 .

### III.1.4 L'adjuvant :

L'adjuvant utilisé est un super plastifiant haut réducteur d'eau dit **MEDAPLAST SP 40** sa plage d'utilisation est fixée par la fiche technique.

#### Description et Caractéristiques :

- Aspect ..... Liquide
- Couleur ..... Marron
- PH ..... 8,2
- Densité .....  $1,20 \pm 0,01$
- Teneur en chlore .....  $< 1\text{g/L}$
- Extrait sec ..... 40%

#### Dosage:

Plage de dosage recommandée : 0,6% à 2,5% du poids de ciment soit 0,5L à 2L pour 100 kg de ciment Le dosage optimal doit être déterminé sur chantier en fonction du type de béton et des effets recherchés.

Le MEDAPLAST SP 40 est conditionné en bidons (**Figure III.1**)

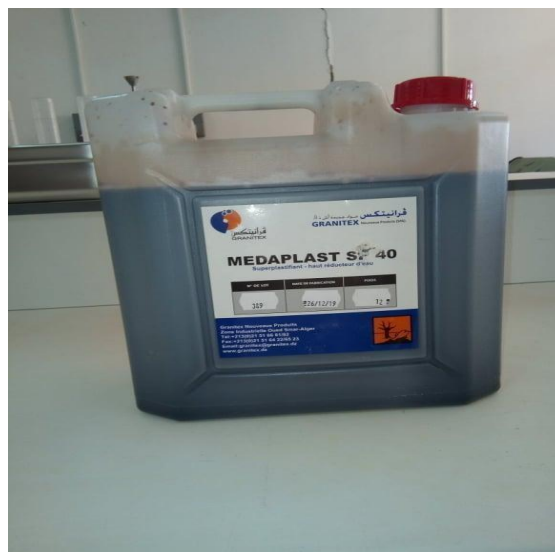


Figure III.2 : Super plastifiant MEDAPLAST SP 40.

### III.1.5 Le sable :

#### III.1.5.1 Origine du sable :

Le sable du dune de base de notre recherche provient : des abords (BOUSAADA)  
 Le sable concassé

**III.1.5.2 Caractéristiques physiques 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.

**III.1.5.2.1 La masse volumique (absolue) : (NF EN 1097 -6 (2001))**

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.

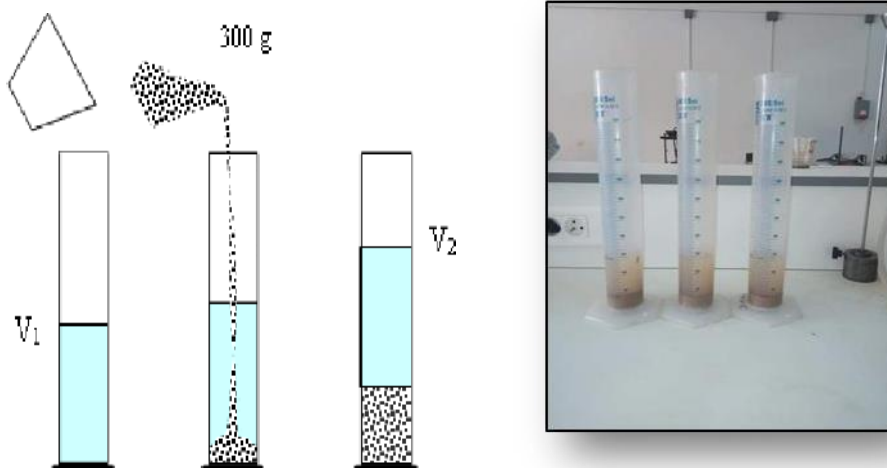
**Mode opératoire (Méthode de l'éprouvette graduée )**

Cette méthode est très simple et très rapide. Elle utilise du matériel très courant de laboratoire . Tout e fois sa précision est faible.

1. Remplir une éprouvette graduée avec un volume V1 d'eau .
- 2 . Peser un échantillon sec M de granulats et l’introduire dans l'éprouvette en prenant soin d’éliminer toutes les bulles d'a i r .
3. Le liquide monte dans l 'éprouvette . Lire le nouveau volume V2 .

La masse volumique est alors donnée par la relation :

$$\rho = \frac{M}{V_2 - V_1} \dots\dots\dots III.1$$



**Figure III.3 :** Détermination de la masse volumique absolue (Méthode de l'éprouvette graduée).

**Résultats obtenus :**

**Tableau III.3 :** Masses volumiques absolue du sable Boussaâda et sable concassé

	Sable de dune (m=60 g)			Sable concassé(m=60 g)		
V1	120	120	120	120	120	120
V2	145	145	145	145	144	144
V2-V1	25	25	25	25	24	24
La masse (g)	60			60		
$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.4	2.4	2.4	2.4	2.5	2.5
$\rho_{moy}$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.4			2.47		

**III.1.5.2.2 Masse volumique (apparente) : (NF EN 1097 -6 (2001))**

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau pris en tas , comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules .

**Mode Opératoire :**

Tamiser le sable dans le tamis de 3.5mm.

peser le récipient de 1L de volume vide soit m1 .

Remplir le récipient par l 'entonnoir avec une distance de chut e de 15cm.

Araser la couche supérieur du récipient à l'aide d'une réglette que l'on anime d'un mouvement de « va et vient »,

peser le récipient plein : soit m2 (g) sa masse.

La masse volumique apparente et donnée par la relation :

$$\rho = \frac{m_2 - m_1}{V} \dots\dots\dots III.2$$

**Résultats obtenus :****Tableau III.4 :** Masse volumique apparente de sable Boussaâda et sable concassé.

	Sable de dune			Sable concassé		
$M_1(g)$	116	116	116	116	116	116
$M_2(g)$	1421	1432	1419	1457	1458	1453
$M_2-M_1(g)$	1305	1316	1303	1341	1342	1347
$\rho(g/cm^3)$	1.450	1.462	1.448	1.490	1.491	1.496
$\rho_{moy}(g/cm^3)$	1.453			1.493		

**III.1.5.2.3 Equivalente de sable : NF P 18-598**

Nous essaie permet 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 vente 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 cours horizontale en 30 secondes à la main à l'aide d'un agitateur mécanique.

Retirer ensuite le bouchon, le rincer avec la solution lavant 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 la vante atteigne le 2ème repère.  
Laisser ensuite reposer pendant 20 minutes.

**A .Equivalent de sable visuel (ESV) :**

Après 20 minutes de dépôt de sable, lire la hauteur h1 du niveau le du flocculant jusqu'au fond de l'éprouvette à l'aide d'une réglette.  
Mesurer également avec la règle la hauteur h2 comprise entre le niveau supérieur de la partie sédimentaire et le fond de l'éprouvette.

Equivalent de sable visuel (ESV) :

$$EVS = \frac{h2}{h1} \times 100 [\%] \dots\dots\dots III.3$$

Où : h2 < h1 avec : h1 : sable propre + éléments fins.

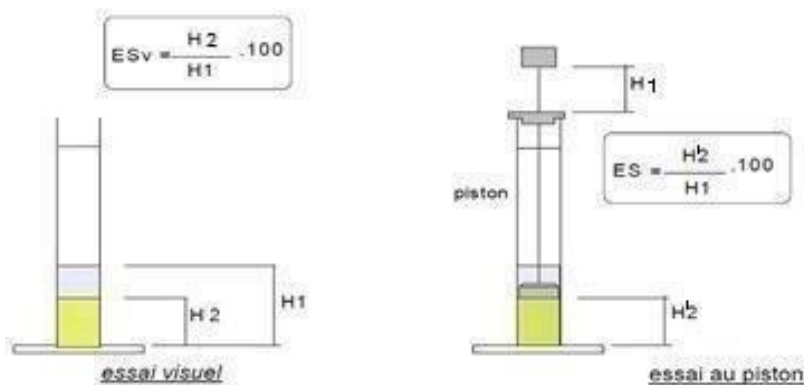
**B .Equivalent de sable au piston (ESP) :**

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.

$$ESP = \frac{h'2}{h1} \times 100 [\%] \dots\dots\dots III.4$$

Où : h'2 < h1 avec : h'2 : la hauteur du sable.



**Figure III.4 :**Essai l'équivalent de sable (ES).

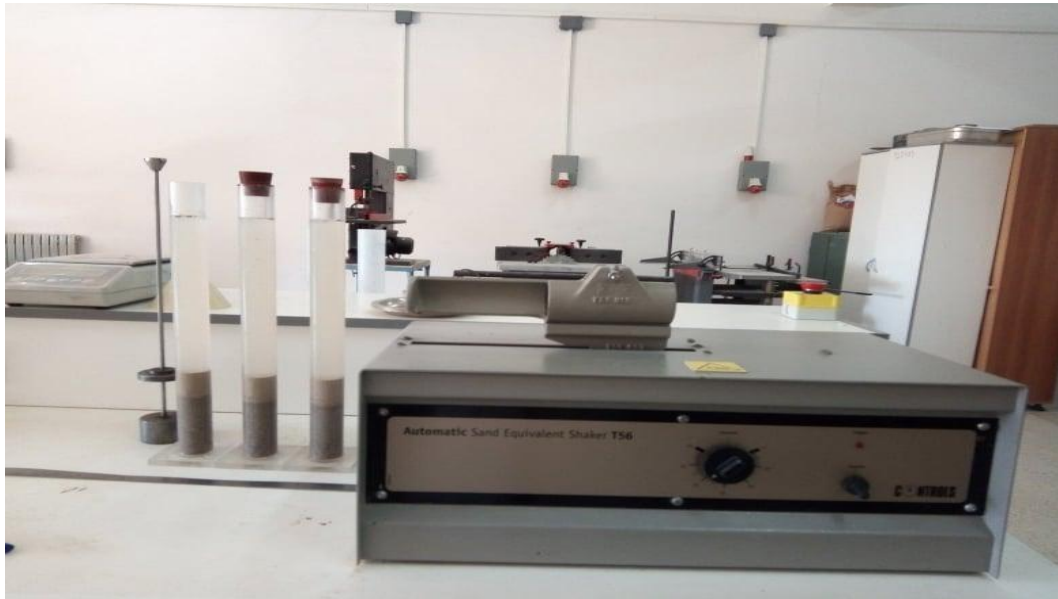


Figure III.5 : Agitateur automatique pour l’essai équivalent de sable .

**Résultats obtenus :**

**Pour sable de BOUSSAADA :**

**Tableau III.5 :** Equivalent de sable BOUSSAADA .

N° d’ essai	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	ESV (%)	ESP(%)
01	11.7	9.1	8.3	77.78	70.94
02	12.2	9.4	8.7	77.04	71.31
03	12.5	9.3	8.4	74.4	68.85

$(EVS)_{moy} = 76.41 \%$

$(ESP)_{moy} = 70.36 \%$

Donc :  $75 < ESV < 85\%$

$70 < ESP < 80\%$

Pour le sable concassé

**Tableau III.6 :** Equivalent de sable concassé.

N° d’ essai	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	ESV (%)	ESP(%)
01	12.8	8.8	8.7	68.75	67.96
02	12.7	8.9	8.5	70.07	66.92
03	13.1	9.3	8.2	70.99	62.59

(EVS)moy= 69.93 %

(ESP)moy= 65.82 %

Donc : 65<ESV<75%

65<ESP<70

**Tableau III.7** : 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≥85	E.S≥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 eau

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

le sable concassé : C'est un sable légèrement argileux de propriété admissible pour des bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait.

### III.1.5.2.4 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 (1.5 kg) de matériau (sable).
- Peser chaque tamis à vide à 1g près, soit mi 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<sub>i</sub>** masse du tamis (I) + le sable. La différence entre **M<sub>i</sub>** et **m<sub>i</sub>** (tamis de plus grandes mailles) correspond au refus partiel **R<sub>1</sub>** du tamis 1.
- Reprendre l'opération pour le tamis immédiatement inférieur.
- Ajoute le refus obtenu sur le sixième tamis à **R<sub>1</sub>**, soit **R<sub>2</sub>** la masse des différents refus cumuler du tamis **2(R<sub>2</sub>=R<sub>1</sub>+Refus partiel sur tamis)**.
- Poursuivre l'opération avec le reste des tamis pour obtenir les masses de Différents refus cumulés **R<sub>3</sub>, R<sub>4</sub>,...**

Le tamisât cumulé est donne par la relation suivante : **T=100 -Rc.....I.5**

Où :

**T** : Tamisât en%

**Rc** : Refus cumulés en % .

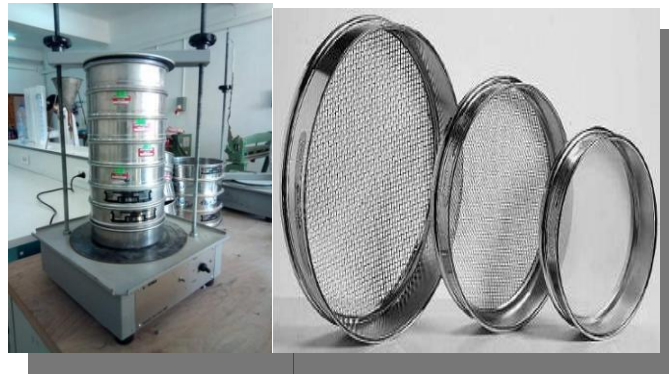


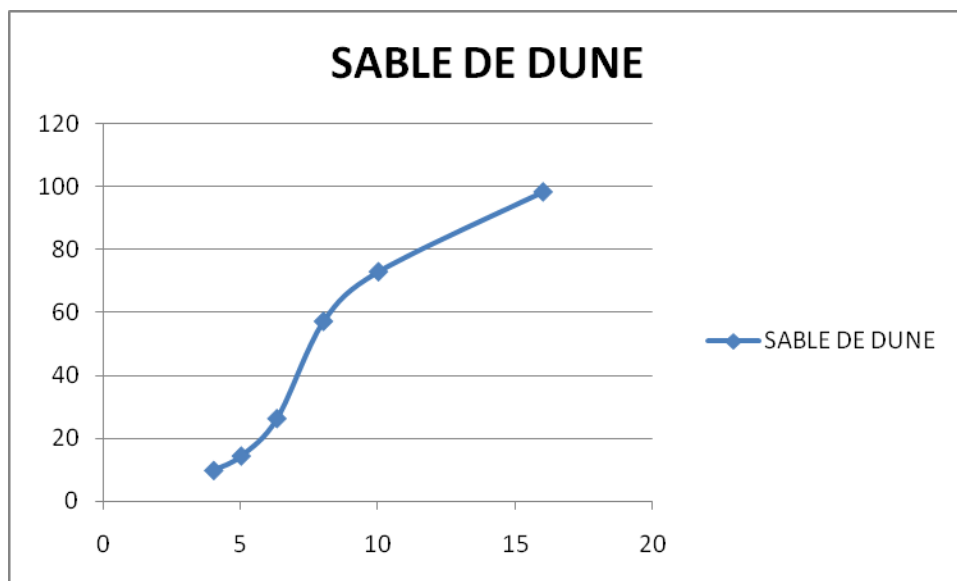
Figure III.6 : Détermination de l'analyse granulométrique.

Les résultats d'analyses granulométriques Pour le sable concassé et sable de BOUSSAADA est comme suit :

Pour le sable de BOUSSAADA :

Tableau III.8 : Analyse granulométrique du sable de Boussaâda

Tamis (mm)	Poids de refus(kg)	Refus cumulé		Tamisât cumulé(%)
		(kg)	(%)	
5	0.003	0.003	0.200	99.8
2.5	0.116	0.119	7.933	92.06
1.25	0.06	0.179	11.933	88.07
0.63	0.055	0.234	15.600	84.4
0.315	0.702	0.936	62.400	37.6
0.16	0.41	1.346	89.733	10.27
0.08	0.142	1.488	99.200	0.8
Fond	0.009	1.497	99.800	0.2



**Figure III.7** : la courbe granulométrique du sable de Boussaâda.

Pour le sable concassé :

**Tableau III.9** : Analyse granulométrique du sable concassé.

Tamis (mm)	Poids de refus(kg)	Refus cumulé		Tamisât cumulé(%)
		(Kg)	(%)	
5	0.004	0.004	0.26	99.74
2.5	0.122	0.126	8.4	91.6
1.25	0.936	1.062	70.8	29.2
0.63	0.162	1.224	81.6	18.4
0.315	0.178	1.402	93.46	6.54
0.16	0.064	1.466	97.73	2.27
0.08	0.029	1.495	99.66	0.34
Fond	0.005	1.500	100	0

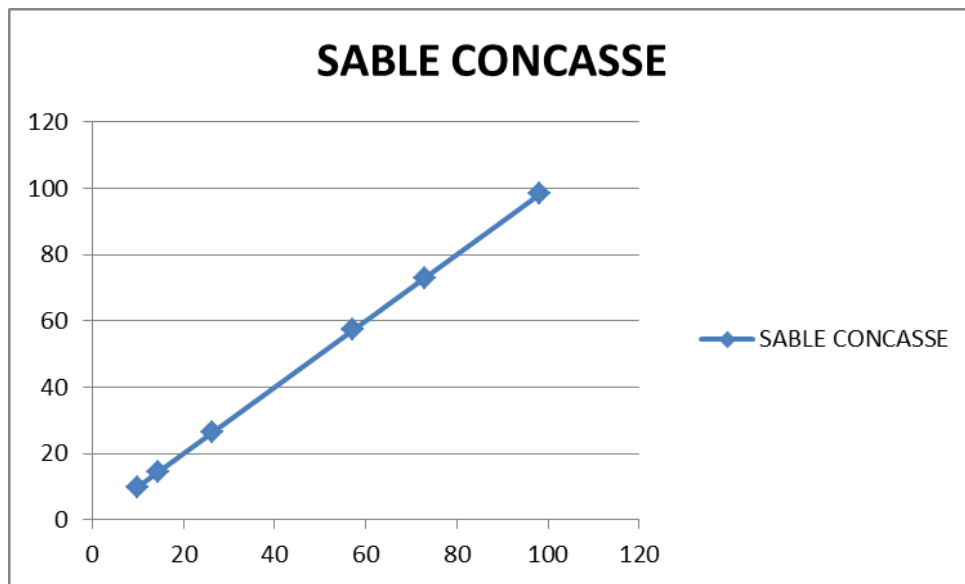
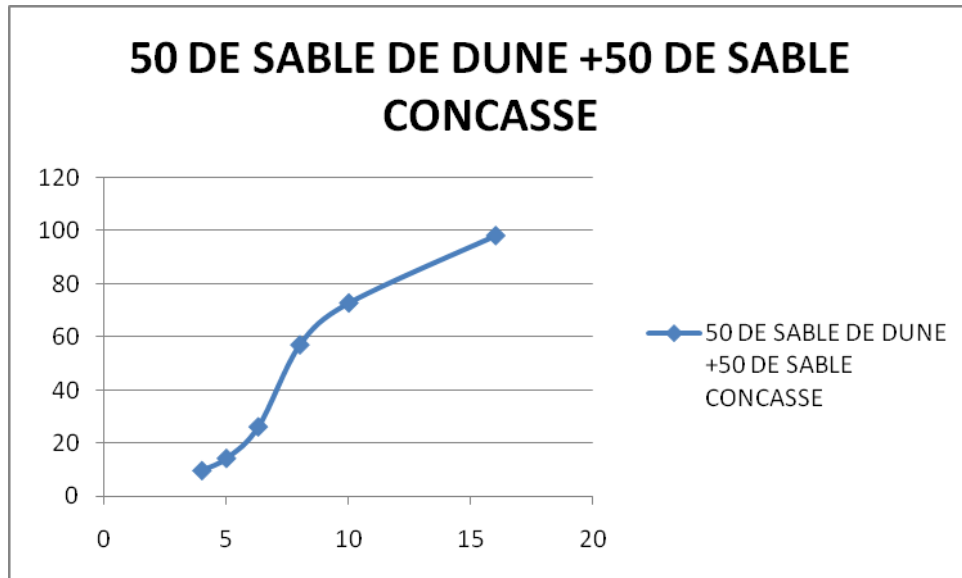


Figure III.8: la courbe granulométrique de sable concassé.

Pour 50 % sable BOUSSAADA et 50 % sable concassé

Tableau III.10 : Analyse granulométrique du mélange 50% sable concassé avec 50% sable du dune

Tamis (mm)	Poids de refus(kg)	Refus cumulé		Tamisât cumulé(%)
		(g)	(%)	
5	0.004	0.004	0.26	99.74
2.5	0.104	0.108	7.2	92.8
1.25	0.28	0.388	25.8	74.2
0.63	0.228	0.616	41.06	58.94
0.315	0.517	1.133	75.5	24.5
0.16	0.263	1.396	93.06	6.94
0.08	0.094	1.49	99.33	0.67
Fond	0.006	1.496	99.73	0.27



**Figure III.9 :** la courbe granulométrique de mélange de 50% sable concassé avec 50% sable du dune .

Pour 30 % sable BOUSSAADA et 70 % sable concassé

**Tableau III.11 :** Analyse granulométrique du mélange 70% sable concassé avec 30% sable du dune

Tamis (mm)	Poids de refus(kg)	Refus cumulé		Tamisât cumulé(%)
		(Kg)	(%)	
5	0.002	0.002	0.13	99.87
2.5	0.113	0.115	7.66	92.34
1.25	0.669	0.784	52.26	47.74
0.63	0.187	0.981	65.4	34.6
0.315	0.277	1.258	83.86	16.14
0.16	0.181	1.439	95.93	4.07
0.08	0.051	1.49	99.33	0.67
Fond	0.005	1.495	99.66	0.34

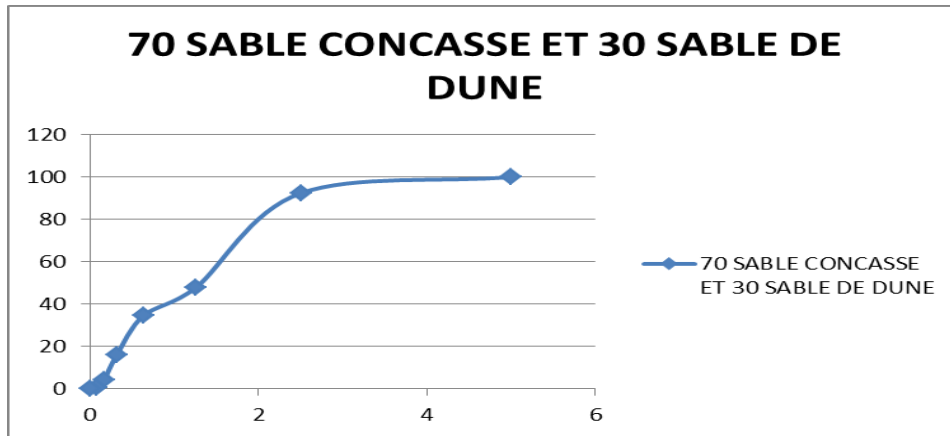


Figure III.10 : la courbe granulométrique de mélange de 70% sable concassé avec 30% sable du dune .

**III.1.5.2.5 Module de finesse :**

C'est un facteur très important, qui nous permet de juger la grosseur du sable , il est exprimé 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 :

$$Mf = \frac{\sum Rc}{100} \dots\dots\dots III.6$$

Où :

Rc : Refus cumulé.

Pour le sable du dune : Mf = 1.07

Pour le sable concassé : Mf=3.52

Pour mélange 50% sable BOUSSAADA et 50% sable concassé : Mf =2. 42

Pour mélange 30% sable BOUSSAADA et 70% sable concassé : Mf =3.05

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<Mf<1.5 C'est un sable très fin ;

Pour le sable concassé : Mf>2.5 donc c'est un sable gros

Pour mélange 50% sable BOUSSAADA et 50% sable concassé 2<Mf<2,5 alors le mélange est moyen

Pour mélange 30% sable BOUSSAADA et 70% sable concassé  $M_f > 2,5$  le mélange est gros

**III.1.6 Le gravier :**

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

**III.1.6.1 L'origine :**

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).

Les fractions du gravier sont :

Fraction 3 /8

Fraction 8 /16.

**III.1.6.2 Caractéristiques physique de gravier utilisé :**

**III.1.6.2.1.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 M2 ce poids.

La masse volumique apparente est déterminée par la formule suivante :  $\rho$  (kg/L)

$$\rho \text{ (kg/L)} = \frac{M2 - M1}{V} \dots\dots\dots\text{III.7}$$

Où :

V : Volume du récipient.

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

M2 : Le poids du récipient plein de gravier.

**Tableau III.12** : Masse volumique apparente pour le gravier 3/8 et le gravier 8/16.

	Gravier 3/8			Gravier 8/16		
<b>M<sub>1</sub>(g)</b>	<b>116</b>	<b>116</b>	<b>116</b>	<b>116</b>	<b>116</b>	<b>116</b>
<b>M<sub>2</sub>(g)</b>	<b>1390</b>	<b>1330</b>	<b>1350</b>	<b>1303</b>	<b>1316</b>	<b>1302</b>
<b>M<sub>2</sub>-M<sub>1</sub>(g)</b>	<b>1274</b>	<b>1214</b>	<b>1234</b>	<b>1187</b>	<b>1200</b>	<b>1186</b>
<b>ρ(g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.42</b>	<b>1.35</b>	<b>1.37</b>	<b>1.3</b>	<b>1.33</b>	<b>1.32</b>
<b>ρ<sub>moy</sub>(g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>1.38</b>			<b>1.32</b>		

**III.1.6.2.2 Masse volumique absolue :**

**Mode opératoire :**

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

**Tableau III.13** : Masse volumique absolue pour les graviers de fraction 3/8 et fraction 8/16.

	Gravier 3/8 (m=120 g)			Gravier 8/16 (m=120g)		
V1	200	200	200	200	200	200
V2	240	245	240	249	248	247
V2-V1	40	45	40	49	48	47
ρ (g/cm <sup>3</sup> )	3.0	2.67	3	2.45	2.5	2.55
ρ <sub>moy</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	2.89			2.5		

**III.1.6.2.3 Analyse granulométrique :**

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

**Pour gravier de fraction 3/8**

**Tableau III.14** : Analyse granulométrique pour le gravier fraction 3/8.

Tamis (mm)	Poids de refus(kg)	Refus cumulé		Tamisât cumulé(%)
		(kg)	(%)	
8	0.025	0.025	1.66	98.34
6.3	0.24	0.265	17.66	82.34
5	0.37	0.635	42.33	57.67
4	0.489	1.124	74.93	26.07
3.15	0.217	1.341	89.4	10.6
2.5	0.118	1.459	97.26	2.74
Fond	0.034	1.493	99.53	0.47

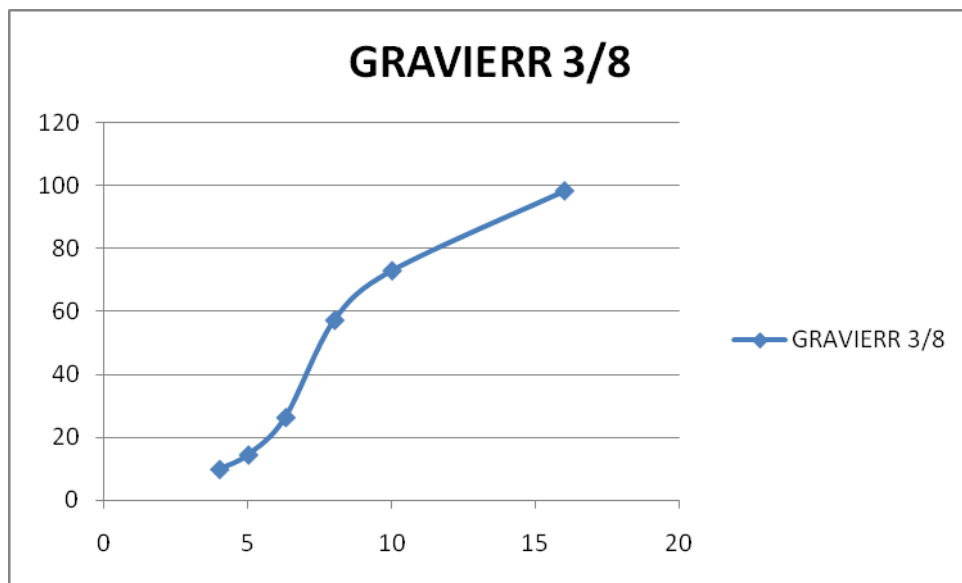


Figure III.11 : la courbe granulométrique de gravier 3/8.

**Pour gravier de fraction 8/16**

Tableau III.15 : Analyse granulométrique gravier 8/16.

Tamis (mm)	Poids de refus(kg)	Refus cumulé		Tamisât cumulé(%)
		(kg)	(%)	
16	0.046	0.046	3.06	96.94

10	1.022	1.068	71.2	28.8
8	0.335	1.403	93.53	6.47
5	0.091	1.494	99.60	0.4
3	0.001	1.495	99.66	0.34
Fond	0.004	1.499	99.93	0.07

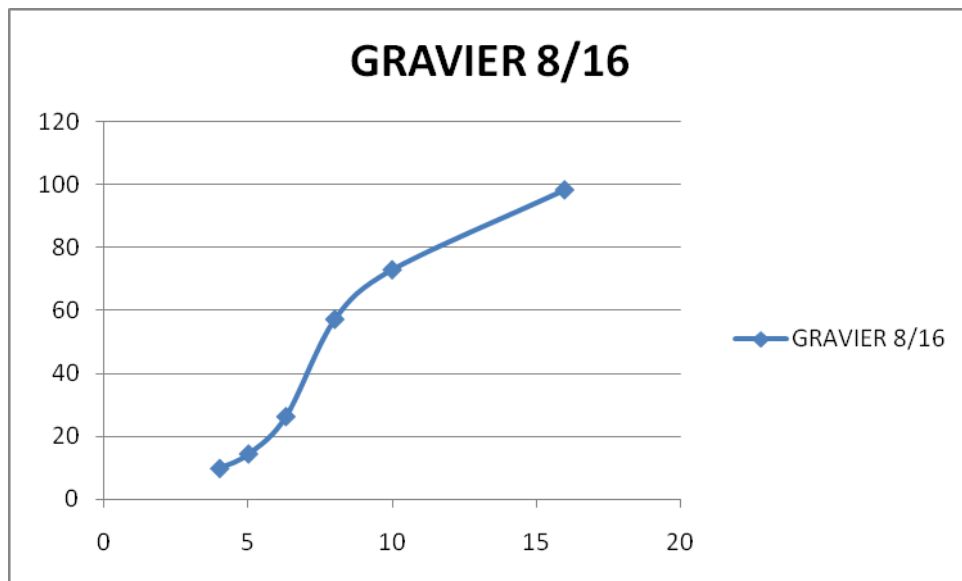


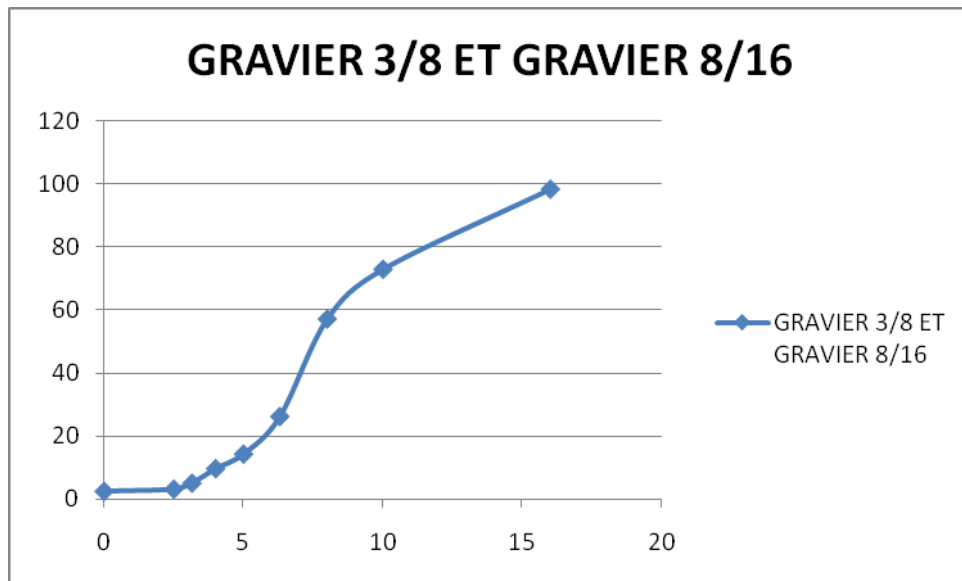
Figure III.12 : la courbe granulométrique le gravier de fraction 8/16.

**Pour le mélange de gravier 3/8 (60%) et gravier 8/16 (40%).**

Tableau III.16 : Analyse granulométrique pour le mélange de gravier 3/8 (60%) et gravier 8/16 (40%)

Tamis (mm)	Poids de refus(kg)	Refus cumulé		Tamisât cumulé(%)
		(kg)	(%)	
16	0.026	0.026	1.73	98.27
10	0.338	0.406	27.06	72.94
8	0.205	0.611	40.73	59.27
6.3	0.469	0.074	71.6	28.4
5	0.178	1.252	83.46	16.54
4	0.139	1.391	92.73	7.27

3.15	0.069	1.46	97.33	2.67
2.5	0.029	1.489	99.26	0.74
Fond	0.01	1.499	99.93	0.07



**Figure III.13 :** la courbe granulométrique de mélange de 60% gravier 3/8 avec 40% gravier 8/16.

**III.1.7 L'ajout :**

L'ajout utilisé est un terre blanche se forme des roches de la région HAMMAM DHALAA , les roches broyer dans laboratoire de Géo Matériaux de université M'sila et tamiser avec tamis 0.63.



**Figure III.14:** L'ajout d'argile blanche(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).



**Figure III.15:** Concasseur(Broyeur) utilisé pour préparer l'ajout(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).

## III.2 Préparation des corps d'épreuve

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.

### III.2.1 Composition et mise en œuvre :

les détails de chacune composition de confection des béton sont reportons dans le tableau suivant :

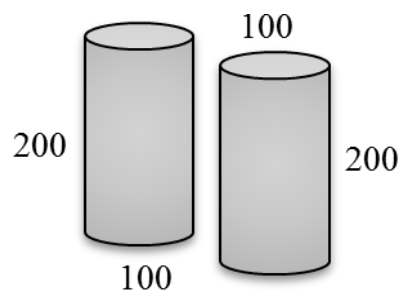
Tableau III.17 : tableau des compositions de béton.

Essai	Ciment	G/S	S <sub>d</sub> /S <sub>c</sub>	Ajout (%)	Cure	E/C
1	250	1	50_50	0	20°_90%	0.6
2	250	1	50_50	0	Milieu agressif	
3	250	1	50_50	10	20°_90%	0.97
4	250	1	50_50	10	Milieu agressif	
5	250	1	30_70	0	20°_90%	0.81
6	250	1	30_70	0	Milieu agressif	
7	250	1	30_70	10	20°_90%	0.98
8	250	1	30_70	10	Milieu agressif	
9	250	2	50_50	0	20°_90%	0.47
10	250	2	50_50	0	Milieu agressif	
11	250	2	50_50	10	20°_90%	0.93
12	250	2	50_50	10	Milieu agressif	
13	250	2	30_70	0	20°_90%	0.45 estimée
14	250	2	30_70	0	Milieu agressif	
15	250	2	30_70	10	20°_90%	0.45 estimée
16	250	2	30_70	10	Milieu agressif	
17	600	1	50_50	0	20°_90%	0.27
18	600	1	50_50	0	Milieu agressif	
19	600	1	50_50	10	20°_90%	0.5
20	600	1	50_50	10	Milieu agressif	
21	600	1	30_70	0	20°_90%	0.3
22	600	1	30_70	0	Milieu agressif	
23	600	1	30_70	10	20°_90%	0.44
24	600	1	30_70	10	Milieu agressif	
25	600	2	50_50	0	20°_90%	0.3
26	600	2	50_50	0	Milieu agressif	
27	600	2	50_50	10	20°_90%	0.47
28	600	2	50_50	10	Milieu agressif	
29	600	2	30_70	0	20°_90%	0.45 estimée
30	600	2	30_70	0	Milieu agressif	
31	600	2	30_70	10	20°_90%	0.45 estimée
32	600	2	30_70	10	Milieu agressif	

### III.2.2 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 sera introduite avec le Super plastifiant 2.5 % 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

Deux 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)**.



**Figure III.16:** Epreuve de l'essai diffusion.

### III.2.3 Cure appliquée :

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 coupées en 3 disques de  $50 \pm 1$  mm d'épaisseur à l'aide d'une scie à béton.

Ensuite, les éprouvettes sont conservés selon deux modes de cures pendant 28 jours comme suit :

1-16 Epreuves subit dans l'eau à 20°C et 100% HR ( Figure III.16).

2-16 Epreuves subit dans un milieu agressive contient 5 % de  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  ( Figure III.18 ).



**Figure III.17:** cure dans l'eau à 20 °C pendant 28 jours(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).



**Figure III. 18:** Découpage par sciage(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).



**Figure III. 19:** Cure agressive 0.5% de  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  (Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).

### III .3 Expériences de migration sous champs électrique des ions chlorures Selon la norme ASTM C1202 :

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 Dapp, 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 III. ). 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 a été réalisé par l'université Mohamed Boudiaf à Msila à l'aide de ce nouvel appareil qui est l'appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton (Figure III.19 ), 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 autre

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.



**Figure III.20 :** Appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).



**Figure III.21:** Avant et aval de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton(Laboratoire Développement des Géo Matériaux, M'sila).

### **III.4 LA Méthode des plans d'expériences :**

Les plans d'expériences permettent d'organiser au mieux les essais qui accompagnent une recherche scientifique ou des études industrielles. Ils permettent en effet de modéliser au mieux un phénomène aléatoire, le plus souvent complexe, à l'aide d'un minimum d'essais. Ils s'inscrivent donc dans la démarche constante d'amélioration de la qualité ou de la productivité, (YAHIAOUI Idris, 2015).

Les plans d'expériences constituent essentiellement une stratégie de planification d'expériences afin d'obtenir des conclusions solides et adéquates de manière efficace et économique. La méthodologie des plans d'expériences se base sur le fait qu'une expérience convenablement organisée, conduira fréquemment à une analyse et à une interprétation statique relativement simple des résultats, (Sandrine KARAM, 26/11/2004).

#### **III.4.1 Choix de la méthode d'expérimentation :**

La méthode d'expérimentation choisie doit faciliter l'interprétation des résultats. Elle doit également minimiser le nombre des essais sans toutefois sacrifier la qualité. La théorie des plans d'expériences assure les conditions pour lesquelles on obtient la meilleure précision possible avec le minimum d'essais. On a donc le maximum d'efficacité avec le minimum d'expériences et par conséquent le coût minimum, (Jacques Goupy, 2005).

Cette méthode nous aide à faire des expériences mieux organisées surtout à ne faire que les bonnes expériences, c'est-à-dire celles qui vont nous apporter la meilleure information expérimentale que nous puissions espérer que nous en tiriez le maximum de renseignements. Nous prendrons nos décisions en connaissance de cause et nous trouverons des solutions à nos problèmes, (Ghehiouche, 2018).

#### **III.4.2 Le plan factoriel complet et le plan factoriel fractionnel**

##### **III.4.2.1 Plans factoriels complets à deux niveaux**

Ces plans possèdent un nombre de niveaux limité à deux pour chaque facteur. Toutes les combinaisons de niveaux sont effectuées au cours de l'expérimentation. Ces plans peuvent être utilisés indistinctement pour les variables continues et pour les variables discrètes, (Jacques GOUPY, 2006).

##### **III.4.2.2 Plans factoriels fractionnaires à deux niveaux 2k-q**

Les plans factoriels fractionnaires sont des plans factoriels qui permettent d'étudier tous les facteurs mais dont le nombre d'essais est réduit par rapport aux plans factoriels complets. Un plan factoriel fractionnaire à 2 fois moins, ou 4 fois moins ou  $2^q$  fois moins d'essais que le factoriel complet correspondant, (Jacques GOUPY, 2006).

- ❖ *Dans notre étude nous avons choisi le plan factoriel complet parce que nous travaillons à deux niveaux pour chaque facteur.*

#### III.4.3.1.2 Définition des niveaux des facteurs

Il s'agit de choisir les niveaux haut et bas de chaque facteur (voir tableau III.17).

- ❖ **Dans notre étude les facteurs et le niveau de chaque facteur influant sur la durabilité sont :**

\***Dosage de ciment** : niveaux -1=250 ; niveaux +1 = 600 ;

\* **G/S** : niveaux -1= 1 ; niveaux +1 = 2 ;

\***Sd/Sc** niveaux : -1= 0.43 ; niveaux +1 = 1.

\***Ajout (%)** niveaux: -1= 0 ; niveaux +1 = 10

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

#### III.4.3.2 La réponse :

Une réponse doit être représentative, quantifiable et la moins dispersée possible pour des variables d'entrées maîtrisées et constantes. Pour appliquer la méthodologie des plans d'expériences, il est conseillé d'avoir une réponse exprimée sous forme quantitative.

- ❖ *La réponse dans notre étude est : La mesure de coefficient de diffusivité pour l'évaluation de la durabilité.*

#### III.4.4 Logiciels utilisés :

##### III.4.4.1 Présentation de logiciel « Mini tab » :

Mini tab est un logiciel propriétaire commercial de statistiques. Il est développé par Mini tab, Inc. pour le système d'exploitation Windows uniquement. Il est largement utilisé par les universités pour enseigner les statistiques, et les développeurs le dirigent particulièrement aux entreprises en affichant leur intention de les rendre plus performantes selon la méthode « Six Sigma ». Logiciel développé depuis 1972 et disponible en 8 langues.

##### **Diagramme de Pareto :**

Le diagramme de Pareto est un graphique représentant l'importance de différentes causes d'un phénomène. Ce diagramme permet de mettre en évidence les causes les plus importantes sur le nombre total d'effet et ainsi de prendre des mesures ciblées pour améliorer une situation.

### **Diagramme des effets principaux :**

Un graphique des effets principaux permet d'examiner les différences entre les moyennes des niveaux d'un ou plusieurs facteurs. On parle d'effet principal lorsque les différents niveaux d'un facteur ont une incidence sur la réponse. Un graphique des effets principaux affiche la moyenne de la réponse pour chaque niveau de facteur connecté par une ligne.

Lorsque vous sélectionnez Stat > ANOVA > Graphique des effets principaux, Minitab crée un graphique qui utilise les moyennes des données. Après avoir ajusté et stocké un modèle, vous pouvez l'utiliser pour générer des graphiques utilisant des moyennes ajustées.

### **Diagramme des interactions :**

La fonction Diagramme des interactions permet de déterminer l'influence d'un facteur de catégorie sur la relation entre un second facteur de catégorie et une réponse continue. Ce diagramme affiche les moyennes correspondant aux niveaux d'un facteur sur l'axe des X, ainsi qu'une courbe distincte pour chaque niveau d'un autre facteur.

### **Equation de régression :**

Une équation de régression permet de décrire la relation entre la réponse et les termes du modèle. L'équation de régression est une représentation algébrique de la droite de régression. L'équation de régression pour le modèle linéaire prend la forme suivante :

$$Y = b_0 + b_1x_1.$$

Dans l'équation de régression, Y représente la variable de réponse,  $b_0$  est la constante ou

l'ordonnée à l'origine,  $b_1$  est le coefficient estimé du terme linéaire (également appelé pente

de la droite) et  $x_1$  est la valeur du terme.

L'équation de régression avec plusieurs termes prend la forme suivante :

$$y = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + \dots + b_kX_k$$

Dans l'équation de régression, les lettres représentent les éléments suivants :

y est la variable de réponse

b0 est la constante

b1, b2, ..., bk sont les coefficients

X1, X2, ..., Xk sont les valeurs du terme

Si le modèle contient à la fois des variables continues et des variables de catégories, le tableau de l'équation de régression peut afficher une équation pour chaque combinaison de niveaux des variables de catégorie. Pour utiliser ces équations afin d'effectuer des prévisions, vous devez choisir celle qui est la mieux adaptée, en vous fondant sur les valeurs des variables de catégorie, puis entrer les valeurs des variables continues.

### **Conclusion :**

La méthode des plans d'expériences consiste à organiser la démarche expérimentale et l'analyse décisionnelle en appliquant des règles rigoureuses basées sur l'exploitation des propriétés algébriques et statistiques des matrices décrivant les expériences. Elle amène une méthodologie pour résoudre nos problèmes d'optimisation.

# **CHAPITRE IV**

## **RESULTATS ET DISCUSSIONS**

**IV.1. Plan d'expériences par Mini tab :**

L'analyse des résultats a été effectuée par le logiciel **Mini tab** qui représente une application de la méthodologie des plans d'expérience.

Ce logiciel permet de présenter les résultats sous forme:

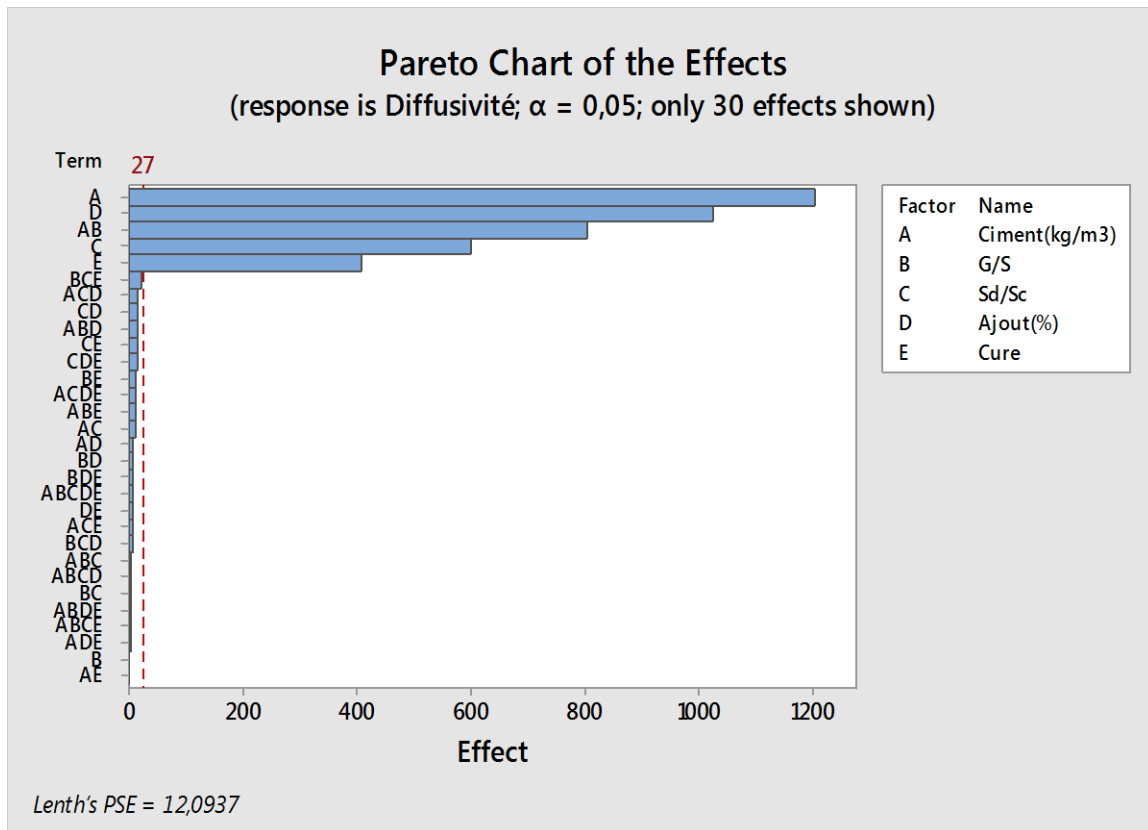
- 1- Matrice **d'expériences et résultats sous forme d'un tableau** tableaux des différents combinaisons des variables (les facteurs) et les valeurs des résultats obtenus .
- 2- Diagramme de Pareto des effets pour la réponse.
- 3- Diagrammes des relations de chaque facteur avec la réponse ainsi que l'effet de chaque facteur pris individuellement sur la réponse.
- 4- Diagrammes des interactions des facteurs prise deux à deux sur la réponse.
- 5- La modélisation par une équation mathématique de l'ensemble des expériences effectuées par une fonction qui lie la réponse avec les différents facteurs et leurs interactions ;  
cette modélisation permet de prédire la réponse pour n'importe quelle valeur de facteurs choisis.
- 6- Les diagrammes de surface entre les facteurs et la réponse.

Tableau IV.1: Matrice d'expériences et résultats.

	<b>Ciment(kg/m3)</b>	<b>G/S</b>	<b>Sd/Sc</b>	<b>Ajout(%)</b>	<b>Cure</b>	<b>Diffusivité en Coulomb</b>
1	250	1	50/50	0	Eau saine	3090
2	250	1	50/50	0	Eau Agressive	3450
3	250	1	50/50	10	Eau saine	2030
4	250	1	50/50	10	Eau Agressive	2410
5	250	1	30/70	0	Eau saine	3615
6	250	1	30/70	0	Eau Agressive	4110
7	250	1	30/70	10	Eau saine	2635
8	250	1	30/70	10	Eau Agressive	3028
9	250	2	50/50	0	Eau saine	2251
10	250	2	50/50	0	Eau Agressive	2640
11	250	2	50/50	10	Eau saine	1210
12	250	2	50/50	10	Eau Agressive	1636
13	250	2	30/70	0	Eau saine	2861
14	250	2	30/70	0	Eau Agressive	3284
15	250	2	30/70	10	Eau saine	1835
16	250	2	30/70	10	Eau Agressive	2229
17	600	1	50/50	0	Eau saine	1041
18	600	1	50/50	0	Eau Agressive	1410
19	600	1	50/50	10	Eau saine	88
20	600	1	50/50	10	Eau Agressive	421
21	600	1	30/70	0	Eau saine	1635
22	600	1	30/70	0	Eau Agressive	2050
23	600	1	30/70	10	Eau saine	614
24	600	1	30/70	10	Eau Agressive	1025
25	600	2	50/50	0	Eau saine	1835
26	600	2	50/50	0	Eau Agressive	2270
27	600	2	50/50	10	Eau saine	815
28	600	2	50/50	10	Eau Agressive	1270
29	600	2	30/70	0	Eau saine	2460
30	600	2	30/70	0	Eau Agressive	2881
31	600	2	30/70	10	Eau saine	1400
32	600	2	30/70	10	Eau Agressive	1800

## V.2. Interprétations des résultats des diagrammes :

### V.2. 1. Résultats du Diagramme de Pareto des effets pour la diffusivité :



**Figure IV.1:** Diagramme de Pareto des effets pour la diffusivité

#### La question qui se pose qu'elles sont les facteurs les plus influents sur la diffusivité ?

- Nous remarquons que **la ligne rouge** passe par **quatre facteurs et une interaction de deux facteurs** cela signifie que ce sont les facteurs les plus influents, mais avec un effet graduel, qui sont classés par l'ordre suivant :
  - 1- **(A)**Le dosage de ciment;
  - 2- **(D)**Pourcentage de l'ajout;
  - 3-**(AB)**L'interaction du dosage de ciment avec le rapport G/S;
  - 4- **(C)**Le rapport Sd/Sc;
  - 5-**(E)**Le mode de cure.
- Alors que le rapport **G/S** n'a pas un effet sur la diffusivité quelle que soit sa valeur

### V.2. 1. Résultats des diagrammes des effets de chaque facteur pris individuellement pour la diffusivité:

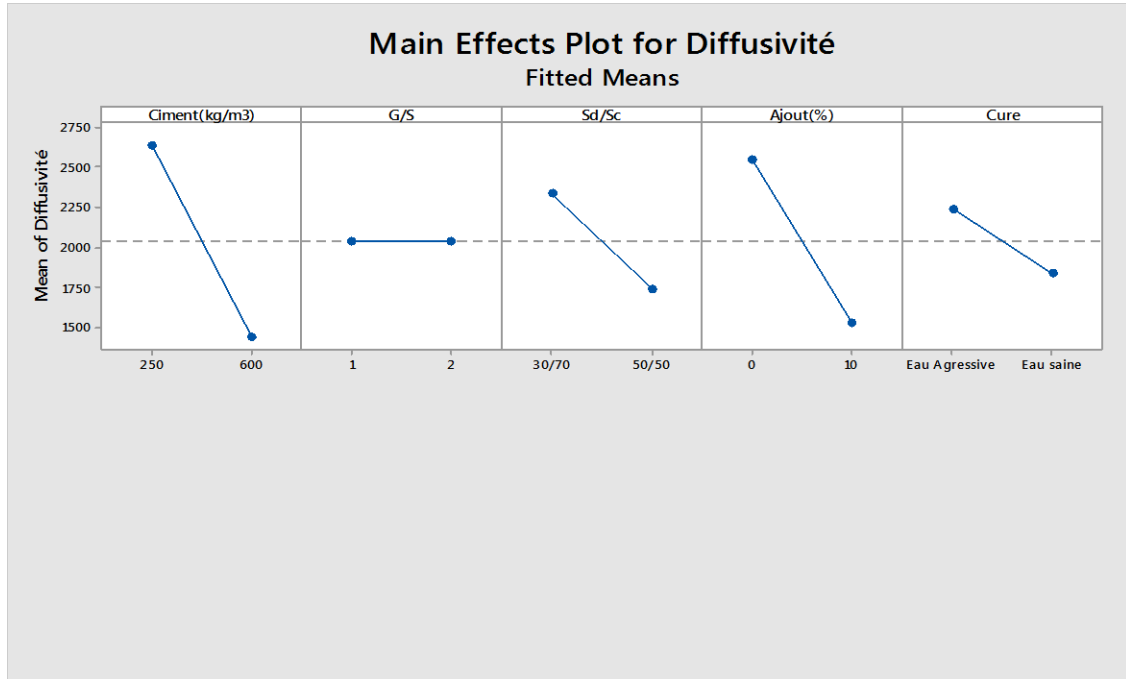


Figure IV.2: Diagrammes des effets principaux pour la diffusivité.

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

- 1- Elle **diminue fortement** Lorsque le dosage de ciment **augmente**.
- 2- La diffusivité n'a pas été affecté par le rapport G/S quelle que soit sa valeur.
- 3- Elle **diminue** en utilisant le rapport **Sd/Sc (50/50)** au lieu du Sd/Sc(30/70).
- 4- Elle **diminue** fortement en utilisant **10% d'ajout** au lieu de son absence.
- 5- Elle **diminue** en utilisant une cure dans l'**eau saine** que celle dans l'eau agressive.

### V.2. 3. Diagramme des interaction pour la diffusivité :

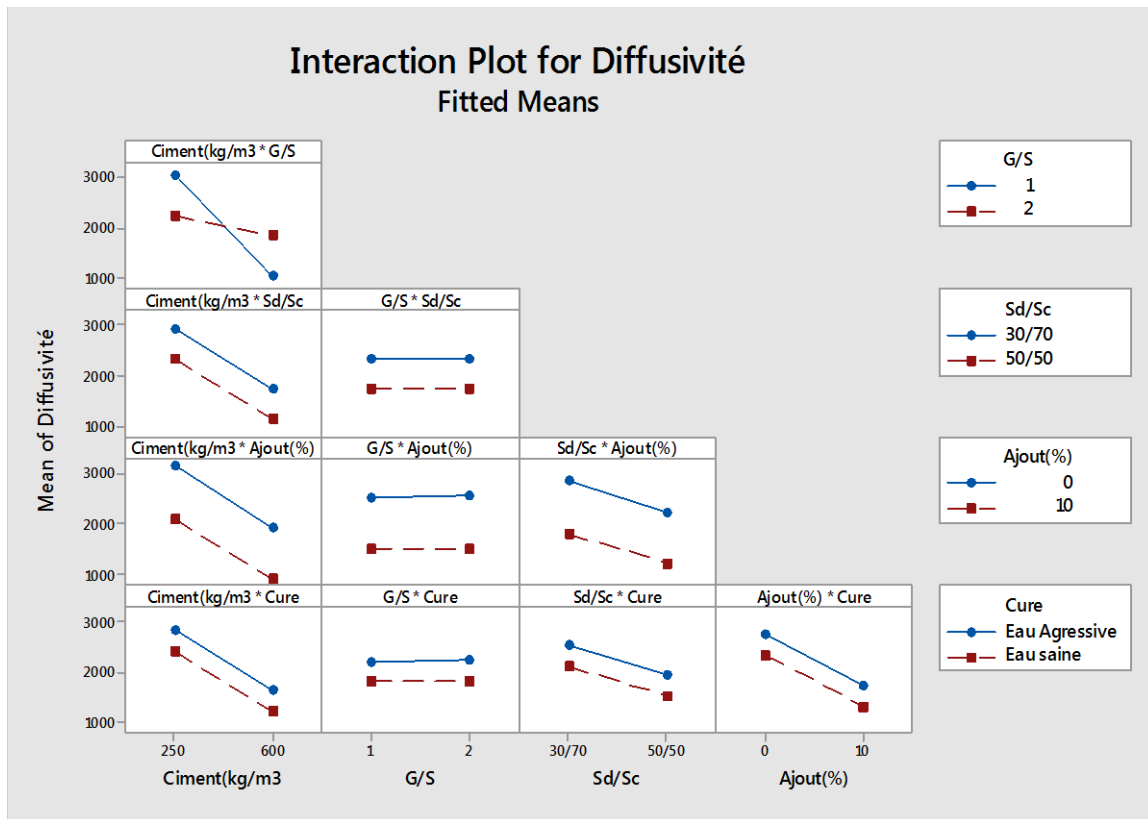


Figure IV.3: Diagrammes des l’interaction des facteurs prise deux à deux pour la diffusivité.

1- Un dosage de ciment **600 kg/m<sup>3</sup>** et une cure dans l’**eau saine** produit un **béton moins perméable**.

-Un dosage de ciment **250 kg/m<sup>3</sup>** et une cure dans l’**eau agressive** produit un **béton perméable**.

2- Quelle que soit la valeur de **G/S**: Pour une cure dans l’**eau saine** produit un **béton moins perméable**.

et pour une cure dans l’**eau agressive** produit un **béton perméable**.

3- Un rapport **Sd/Sc (50/50)** et une cure dans l’**eau saine** produit un **béton moins perméable**.

-Un rapport **Sd/Sc (30/70)** et une cure dans l’**eau agressive** produit un **béton perméable**.

4- Une( %) d’ajout **10%** et une cure dans l’**eau saine** produit un **béton moins perméable**.

- En l’absence d’ajout et une cure dans l’**eau agressive** produit un **béton perméable**.

5- Un dosage de ciment **600 kg/m<sup>3</sup>** et une ( %) d'ajout **10%** produit un **béton moins perméable**.

-Un dosage de ciment **250 kg/m<sup>3</sup>** et en l'absence d'ajout produit un **béton perméable**.

6- Quelle que soit la valeur de **G/S**: Pour une ( %) d'ajout **10%** produit un **béton moins perméable**.

et le **béton perméable** est obtenu en l'absence d'ajout.

7- Un rapport **Sd/Sc (50/50)** et une ( %) d'ajout **10%** produit un **béton moins perméable**.

- Un rapport **Sd/Sc (30/70)** et en l'absence d'ajout produit un **béton perméable**.

8- Un dosage de ciment **600 kg/m<sup>3</sup>** et un rapport **Sd/Sc (50/50)** produit un **béton moins perméable**.

-Un dosage de ciment **250 kg/m<sup>3</sup>** et un rapport **Sd/Sc (30/70)** produit un **mauvais béton**.

9- Quelle que soit la valeur de **G/S**: Par un rapport **Sd/Sc (50/50)** produit un **béton moins .perméable)**

et le **béton perméable** est obtenu par un rapport **Sd/Sc (30/70)**.

10- Un dosage de ciment **600 kg/m<sup>3</sup>** et un rapport **G/S=1** produit un **béton moins perméable**.

-Un dosage de ciment **250 kg/m<sup>3</sup>** et un rapport **G/S=2** produit un **mauvais béton**.

**IV.2.4 Modélisation par une équation mathématique :**

**Equation de régression en unités non codées :**

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

$$\begin{aligned}
 \text{Diffusivité} = & 6993 - 10,48 \text{ Ciment (kg/m3)} - 1975 \text{ G/S} - \\
 & 258,3 \text{ Sd/Sc} - 111,8 \text{ Ajout (\%)} \\
 & - 257,7 \text{ Cure} + 4,671 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} - \\
 & 0,08286 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{Sd/Sc} \\
 & + 0,02736 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{Ajout (\%)} \\
 & + 0,1329 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{Cure} - 29,21 \text{ G/S} * \text{Sd/Sc} \\
 & + 4,632 \text{ G/S} * \text{Ajout (\%)} + 31,29 \text{ G/S} * \text{Cure} - \\
 & 6,354 \text{ Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} + 82,21 \text{ Sd/Sc} * \text{Cure} \\
 & + 5,961 \text{ Ajout (\%)} * \text{Cure} + 0,04786 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} * \text{Sd/Sc} \\
 & - 0,01493 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} * \text{Ajout (\%)} - \\
 & 0,08214 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} * \text{Cure} \\
 & + 0,01421 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} - \\
 & 0,09286 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{Sd/Sc} * \text{Cure} \\
 & - 0,006643 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{Ajout (\%)} * \text{Cure} \\
 & + 2,868 \text{ G/S} * \text{Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} \\
 & - 32,57 \text{ G/S} * \text{Sd/Sc} * \text{Cure} - 3,161 \text{ G/S} * \text{Ajout (\%)} * \text{Cure} - \\
 & 9,504 \text{ Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} * \text{Cure} \\
 & - 0,004071 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} * \text{Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} \\
 & + 0,02929 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} * \text{Sd/Sc} * \text{Cure} \\
 & + 0,003643 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} * \text{Ajout (\%)} * \text{Cure} \\
 & + 0,02021 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} * \text{Cure} \\
 & + 3,704 \text{ G/S} * \text{Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} * \text{Cure} - \\
 & 0,009214 \text{ Ciment (kg/m3)} * \text{G/S} * \text{Sd/Sc} * \text{Ajout (\%)} * \text{Cure}
 \end{aligned}$$

**Equation simplifiée a l'interaction de deux facteurs**

$$\begin{aligned}
 \text{Diffusivité} = & 6993 - 10,48 \times \text{Ciment(kg/m3)} - 1975 \text{ G/S} - 258,3 \text{ Sd/Sc} - 111,8 \text{ Ajout(\%)} \\
 & - 257,7 \text{ Cure} + 4,671 \text{ Ciment(kg/m3)} * \text{G/S} - 0,08286 \text{ Ciment(kg/m3)} * \text{Sd/Sc} \\
 & + 0,02736 \text{ Ciment(kg/m3)} * \text{Ajout(\%)} + 0,1329 \text{ Ciment(kg/m3)} * \text{Cure} - 29,21 \text{ G/S} * \text{Sd/Sc} \\
 & + 4,632 \text{ G/S} * \text{Ajout(\%)} + 31,29 \text{ G/S} * \text{Cure} - 6,354 \text{ Sd/Sc} * \text{Ajout(\%)} + 82,21 \text{ Sd/Sc} * \text{Cure}
 \end{aligned}$$

**Exemple1:**

1: Ciment = 600 ; 2 : G/S = 1 ; 3: Sd/Sc = +1 ; 4 : Ajout = 10 ; 5: Cure = +1

$$\begin{aligned}
 \text{Diffusivité} = & (6993) - (10.48 \times 600) - (1975 \times 1) - (258 \times 1) - (111.8 \times 10) - (257.7 \times 1) + (4.67 \times \\
 & 600 \times 1) - (0.082 \times 600 \times 1) + (0.027 \times 600 \times 10) + (0.132 \times 600 \times 1) - (29.21 \times 1 \times 1) + 4.63 \times 1 \times 10 \\
 & + 31.29 \times 1 \times 1 - 6.35 \times 1 \times 10 + 82.21 \times 1 \times 1
 \end{aligned}$$

**Diffusivité= 6993– 6288 – 1975 -258 -1118 -257.7 +2802-49.7 -29.21 +164.16 +79.74 -29.21 +4.63 +31.29 -63.54 +82.21 = 88.64Coulomb → (Très faible)**

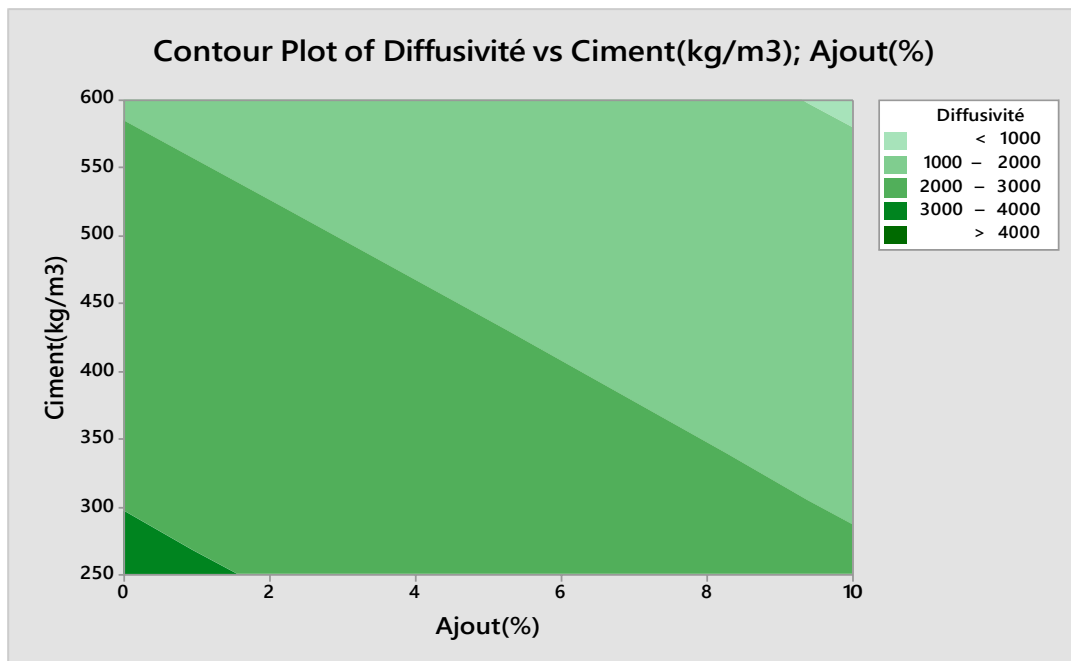
**Exemple 2:**

1: Ciment = 250 ; 2: G/S = 2 ; 3: Sd/Sc = -1 ; 4: Ajout = 0 ; 5: Cure = -1

**Diffusivité = (6993) – (10.48 x 250) – (1975 x 2)–(258x(-1))–(111.8 x 0)–(257.7 x(-1)) + (4.67 x 250x2) - ( 0.082 x 250 x (-1)) + (0.027 x250 x 0)+ (0.132 x 250 x(-1))- (29.21 x2 x(-1) + 4.63 x2x0 +31.29x2x(-1) -6.35x(-1)x0 +82.21x(-1)x(-1)**

**Diffusivité= 6993– 2620 – 3950 +258 +257.7 +2335+20.5 -33 +58.42 -62.58 +82.21 = 3339.25 Coulomb → (Très forte)**

**IV.5 Les diagrammes de surface pour la diffusivité :**



**Figure IV.4 :** diagrammes de surface pour la diffusivité vis-à-vis Ciment(kg/m<sup>3</sup>); Ajout(%) .

**1- (<1000) → diffusivité très faible**  
 Lorsqu'on utilise un dosage de ciment de **600 kg/m<sup>3</sup>** avec **10% d'ajout**.

**2- (1000 – 2000) diffusivité faible**  
 -Lorsqu'on utilise un dosage de ciment de **600 kg/m<sup>3</sup>** seulement sans ajout.  
 -Le même résultat obtenu lorsqu'on utilise un dosage de ciment de **300 kg/m<sup>3</sup>** avec un pourcentage d'ajout **10%**

**3- (2000 – 3000) diffusivité est forte** soit en utilise un forte dosage de ciment avec un faible pourcentage d'ajout ou en utilise un faible dosage de ciment avec un pourcentage d'ajout élevé.

**4-(2000 – 4000) diffusivité modéré**  
 Lorsqu'on utilise un dosage de ciment inferieur à **300 kg/m<sup>3</sup>**et un pourcentage d'ajout inferieur à **2%**.

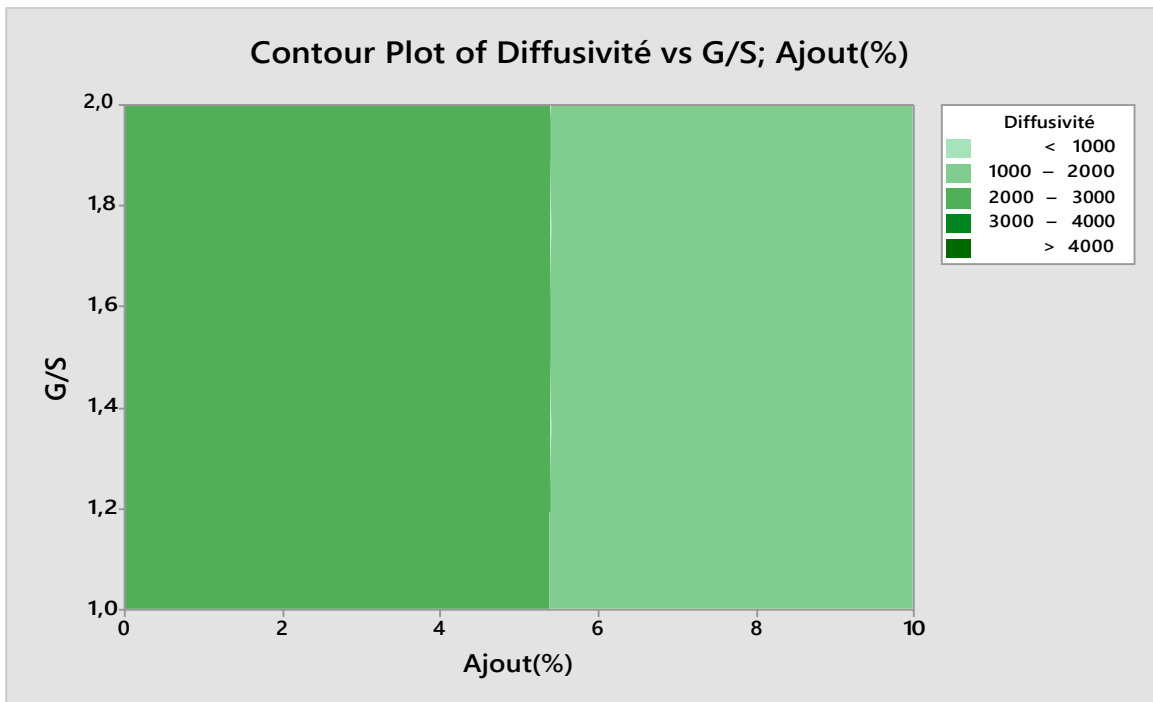


Figure IV.5: Diagrammes de surface pour la diffusivité vis-à-vis Ciment(kg/m<sup>3</sup>); Ajout(%).

- 1- Les résultats montre que quelle que soit la valeur de **G/S** la **diffusivité est forte** Jusqu'à une pourcentage d'ajout **5.5%**.
- 2- À partir du pourcentage **5.5% d'ajout** jusqu'à **10%** on obtenons **une faible diffusivité**.

### *Conclusion*

- Nous concluons qu'il faut utiliser cet ajout car il a un effet très important sur la diffusivité.
- Aussi nous permet d'économiser la moitié de la quantité de ciment.

**CONCLUSION GENERALE**

# *Conclusion générale*

La résistance mécanique n'est plus le seul facteur pris en compte par l'ingénieur, dans le calcul de la stabilité des structures en béton armé. La performance durabilité qui traduit le vieillissement de ces structures dans des milieux agressifs, est d'actualité car elle peut être à l'origine de la diminution de la durée de vie du béton armé soumis à des milieux d'agressivité sévère.

Le phénomène de pénétration des ions chlorures dans le béton est un sujet vaste et complexe. Il englobe beaucoup de paramètres, plus ou moins couplés, liés au matériau et au milieu environnant.

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 travail de ce mémoire a pour origine les problèmes associés à la pénétration des chlorures dans le béton. Dans ce cas, il est nécessaire de pouvoir quantifier le transfert des agents agresseurs dans les matériaux cimentaires. En dépit des essais de transport existants déjà, leur durée ou leur complexité nécessite une compréhension de leurs possibilités.

Ce travail nous apporte surtout une méthodologie et une procédure expérimentale pour contrôler un béton soumis à une agression chimique et aussi apprendre à contrôler l'efficacité de quelques paramètres (G/S, Sd/Sc, dosage de ciment, pourcentage d'ajout) contre ces agression. 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 d'acides  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  à 5%.

Puis on a mis en évidence l'effet de l'endommagement du béton au moyen d'une expérimentation menée au laboratoire de Développement des Géo Matériaux à l'université Mohamed Boudiaf à M'sila à l'aide de l'appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton. Ainsi, la détermination de la diffusivité aux ions chlorures en milieu saturé par un essai sous champ électrique semble être une bonne solution pour accélérer le transport des ions à travers le béton et ainsi réduire la durée de l'expérimentation. Cette 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 matières dangereuses à manipuler en outre le NAOH ainsi que les acides, 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.

Les résultats de cette recherche de pénétration des chlorures réalisés en laboratoire a permis d'observer l'influence de certains facteurs et d'arriver aux conclusions suivantes :

## *Conclusion générale*

---

- La diffusivité diminue fortement Lorsque le dosage de ciment augmente.
- La diffusivité n'a pas été affecté par le rapport G/S quelle que soit sa valeur.
- Elle diminue en utilisant le rapport Sd/Sc (50/50) au lieu du Sd/Sc(30/70).
- Elle diminue fortement en utilisant 10% d'ajout au lieu de son absence.
- Elle diminue en utilisant une cure dans l'eau saine que celle dans l'eau agressive.

Cette étude nous a permis d'acquérir plusieurs connaissances:

- ✓ Nous a permis de s'insérer dans le monde de la recherche scientifique.
- ✓ Savoir gérer les équipements de recherche scientifique.
- ✓ Savoir analyser, organiser et modéliser les résultats par la méthodologie des plans d'expériences.
- ✓ Savoir évaluer la durabilité du béton par l'essai de diffusivité pour n'importe quelle type de béton voulu.
- ✓ Savoir formuler un béton durable et moins perméable.
- ✓ Savoir connaître les facteurs affectant la diffusion dans le béton

### **Perspectives :**

Nous avons proposé dans cette étude une méthode pour prédire la diffusivité aux ions chlorures dans le béton. L'essai proposé est couramment utilisé pour évaluer l'aptitude des bétons à limiter la pénétration des chlorures et de la, pour « quantifier » leur durabilité.

Comme perspectives de ce travail de recherche, de nouvelles investigations peuvent être menées afin de mieux connaître le comportement du béton en milieu agressive.

Les bétons étudiés dans le cadre de ce travail ont donné des valeurs plus ou moins élevées de diffusivité aux ions chlorures. Il est important de souligner que l'utilisation d'ajout de la terre blanche a un effet très important pour l'amélioration des performances du béton en réduisant le taux de diffusion des ions chlorures.

Ces axes de recherche contribueront à la compréhension des phénomènes complexes relatifs au comportement des bétons locaux exposés aux environnements agressifs en vue d'améliorer leurs performances en matière de résistance à la pénétration des ions chlores.

**Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

---

- Amina, G. M. (11/ 07 / 2019). *L'IMPACT DE LA CORROSION DES ARMATURES SUR LES DEGRADATIONS DU BETON ARME*. Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem.
- AMIRI, O. (10/01/2014). *Étude multiphysique du transfert de chlorures dans les bétons insaturés : Prédiction de l'initiation de la corrosion des aciers*. UNIVERSITE DE LA ROCHELLE.
- Baroghel-Bouny, V. (Juillet 2004). <<Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction>>. *Guide AFGC Conception des bétons en vue d'une durée de vie donnée des ouvrages - Indicateurs de durabilité*. Paris.
- Belarouci. A. (2011). *Influence de la température sur le transfert des ions chlorures dans les bétons, mémoire de Magister*. UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID - TLEMCEM.
- BENCHEIKH, M. (2017-2018). *DURABILITE DES MATERIAUX*. Université Mohamed Boudiaf de Msila.
- BENOSMAN, A. S. (16 Septembre 2006). *Comportement mécanique et durabilité des matériaux composites Mortier-Polymère( PET)*. Université d'Oran ES-SENLA.
- CORDIER, N. (28 novembre 2013). *Concevoir, construire et gérer des structures durables en béton Approche performantielle et évolutions normatives Principales agressions et attaques des bétons*. France.
- DERACHE, C. (Novembre 2004). *BÉTONS ET OUVRAGES D'ART La durabilité des bétons*.
- Fouzia, C. R. (Novembre 2018). *La corrosion et les ouvrages en béton armé dans les zones humides en Algérie : cas de wilaya d'Annaba*. Université Larbi Ben Mhidi, Oum El Bouaghi.
- Ghehiouche, S. K. (2018). *Elaboration et caractérisation de durabilité des bétons par l'étude des propriétés de diffusion des chlorures (cas d'environnement chimique agressif), mémoire de master*. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF – M'SILA.
- GUIRAUD, P. (09décembre 2014). *Durée d'utilisation de projet*. Toulouse.
- Hécto Cuadrado Rica. (22/2/2016). *Étude du comportement de bétons de coproduits coquilliers pour une utilisation en récifs artificiels*. Université CAEN Normandie.
- Houmeur Mouaadh, T. L. (2018). *Pathologie des bétons des stations d'épuration sous l'influence des eaux agressives, Mémoire de Master*. Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- <http://www.guidebeton.com/>. (s.d.). *pathologies-beton*. Consulté le Mai 2020, sur <http://www.guidebeton.com/>.
- <https://www.futura-sciences.com/>. (s.d.). Récupéré sur [sciences/definitions/physique-durabilite-2075/](https://www.futura-sciences.com/sciences/definitions/physique-durabilite-2075/).
- <https://www.gislrgec.f>. (s.d.). Récupéré sur <https://www.gislrgec.fr/pages/21/durabilite-materiaux-et-ouvrages>.
- <https://www.universalis.fr>. (s.d.). <https://www.universalis.fr>. Consulté le Mai 2020, sur [/encyclopedie/beton/5-durabilite/](https://www.universalis.fr/encyclopedie/beton/5-durabilite/).
- Ilgar ALLAHYARI. (20/5/ 2016). *Approche performantielle des bétons :Vers une meilleure caractérisation des indicateurs de durabilité, Thèse de doctorat*. UNIVERSITÉ DE TOULOUSE.

## *Références bibliographiques*

---

- Jacques Goupy. (2005). *INTRODUCTION AUX PLANS D'EXPÉRIENCES*, 5e édition. Dunod, Paris.
- Jacques GOUPY. (2006). *LES PLANS D'EXPERIENCES*. MODULAD, .
- Joelle Perreault-Chabot. (2010). *Modélisation de la pénétration des chlorures dans les stationnements multiétagés*, . Université Laval.
- Kahina HADDAD. (26/06/2018). *Caractérisation des paramètres influençant la durabilité des matériaux cimentaires à base de matériaux de recyclages*. Thèse de Doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- KHIAL, N. (2016). *Utilisation des méthodes non destructives pour la caractérisation des bétons dans un environnement agressif*. TIZI-OUZOU.
- M. Dierkens. (19-20 janvier 2011). *Construire des Ouvrages d'Art en Béton, Durabilité du béton armé*. France.
- MEZOUAR. M et CHERIF. R. (2013). *Etude de la diffusion des chlorures au sein des bétons locaux, mémoire de master*. Université Abou Bekr Belkaid- TLEMEN.
- Mohamed Rabehi. (15 / 12 / 2014). *Apport à la caractérisation de la porosité ouverte du béton d'enrobage par l'utilisation des tests d'absorption capillaire*, Thèse de Doctorat. Université Mohamed Khider – Biskra.
- Oualit Mehena. (2009). *Indicateurs de durabilité du béton dans le contexte Algérien, Mémoire de magistère*,. Université M'Hamed Bougara-BOUMERDES.
- Sandrine KARAM. ( 26/11/2004). *Application de la méthodologie des plans d'expériences et de l'analyse de données à l'optimisation des processus de dépôt*, Thèse de doctorat. UNIVERSITE DE LIMOGES.
- TOUIL BRAHIM. (2009). *ETUDE DE LA DIFFUSION DES CHLORURES DANS LES BETONS LOCAUX*, mémoire de magister. UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID - TLEMEN.
- Touil Brahim. (2017). *Etude de la durabilité des bétons dans un environnement marin; Approche performentielle et predictive basée sur les indicateurs de durabilité*, Thèse de doctorat. Université Aboubakr Belkaid- Tlemcen.
- VICHOT, J.-P. O. (Avril 2008). *LA DURABILITE DES BETONS Bases scientifiques pour la formulation des bétons durables dans leur environnement*. Paris, France.
- YAHIAOUI Idris. (2015). *Les plans d'expériences Initiation à la construction et l'analyse des plans factoriels complets à deux niveaux et du plan composite centré*. Université A. MIRA - Bejaia.

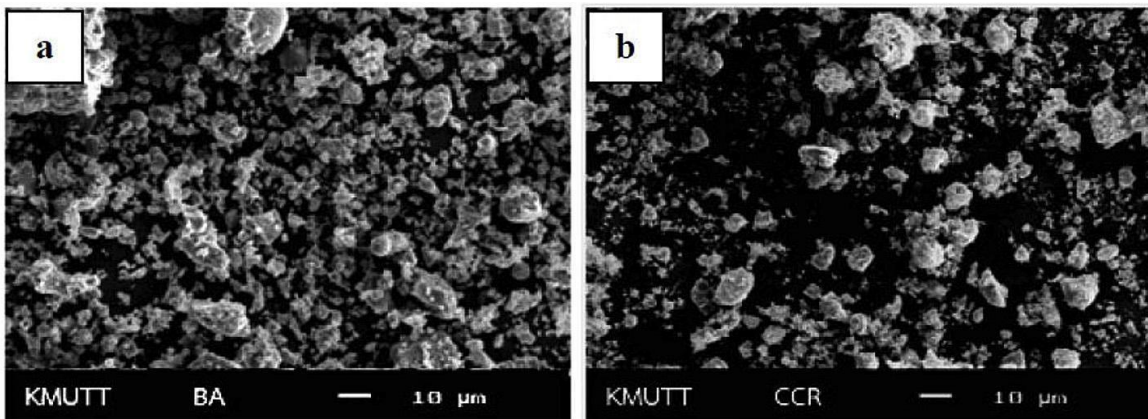
**Annexes**

### Etat actuelle de la recherche dans le domaine d'évaluation expérimentale de la durabilité du béton par l'essai de diffusivité

**01-** En Thaïlande, d'après l'article de Chaianunt Rattanashotinunt et al, 2017, qui a fait une enquête sur la résistance, la migration des chlorures et la perméabilité à l'eau des bétons écologiques à partir de sous-produits industriels, leurs étude vise à utiliser les déchets industriels pour produire du béton écologique où ils ont utilisé le mélange de résidu de carbure de calcium broyé (CCR) et la cendre de bagasse broyée (BA) comme liant dans le béton au lieu du ciment Portland ordinaire.

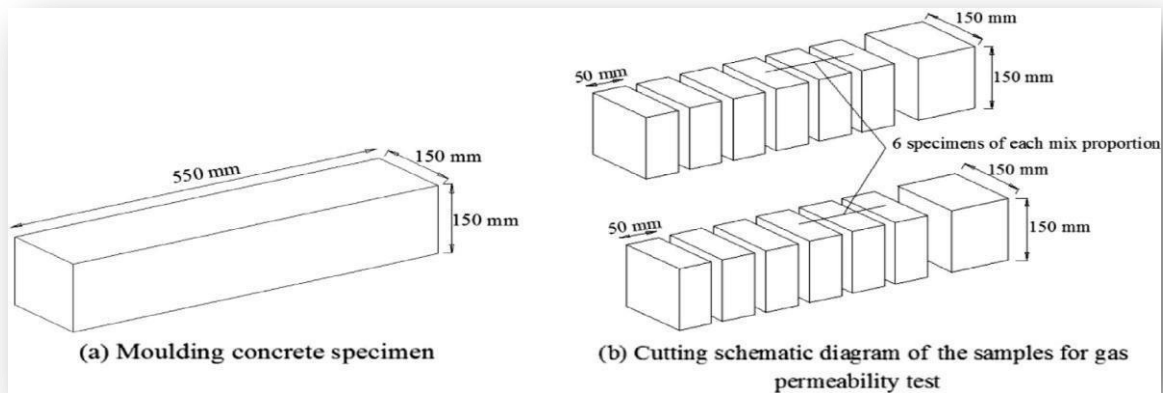
Le test de migration du chlorure a utilisé un courant électrique sur une échantillon de béton cylindrique de 10x20 cm.

La détermination des valeurs du coefficient de migration des chlorures des bétons a été à 28 et 90 jours.



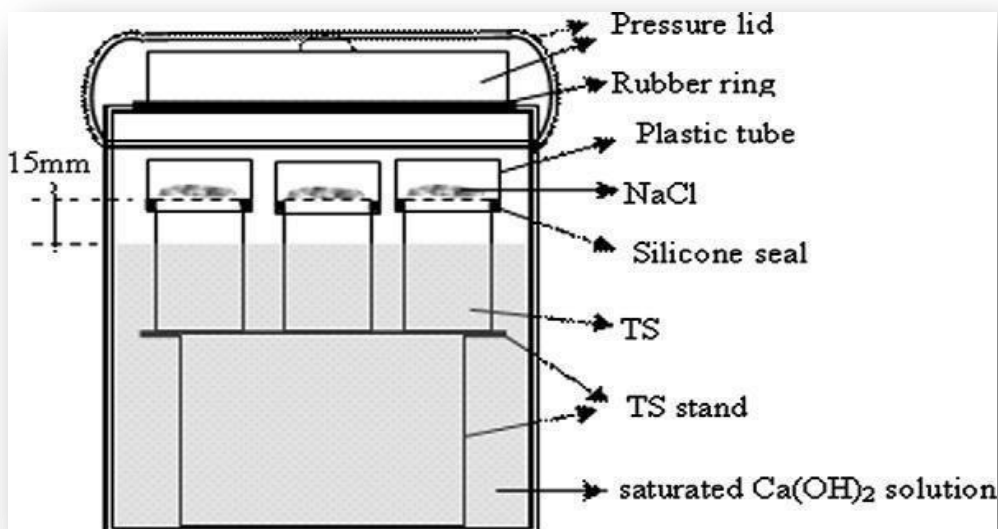
Images de particules de liants: (a) Cendre de bagasse moulue, BA; (b) Résidu de carbure de calcium broyé, CCR.

**02-** En Chine, d'après l'article de Junzhi Zhang et al, 2017, qui étudie l'effet des structures poreuses sur la perméabilité aux gaz et la diffusivité des chlorures du béton. Ainsi ils ont utilisé le test ASTM C1202 sur des échantillons de 100 mm x50 mm pour déterminer le coefficient de diffusion efficace des chlorures et pour déterminer le coefficient de perméabilité aux gaz ils ont utilisé la méthode Cembureau sur des échantillons de 150 mm x150 mm x550 mm après un durcissement standard de 28 jours sous conditions climatiques comme suit : une température de  $20 \pm 5$  °C et une humidité relative de 95%.



Préparation des éprouvettes de béton expérimentales et des échantillons d'essai.

**03-** En Brésil, d'après l'article de A.T.C. Guimarães et al, 2009, Une méthodologie récemment proposée pour mesurer le coefficient de diffusion des ions chlorure à travers le béton partiellement saturé d'eau a été appliquée, La méthode est basée sur la mise en contact de NaCl solide avec la surface du béton lors du test de diffusion. Des échantillons cylindriques ont été fabriqué de 50 mm de hauteur et 30 mm de diamètre durcis pendant 28 jours dans une chambre humide. Après durcissement, les échantillons ont été conservés dans un environnement de laboratoire jusqu'à l'âge de 150 jours après le coulage. Les temps des essais de diffusion ont été fixés à: 7 jours, 16 jours, 21 jours et 130 jours, pour le 100%, 90%, 75% et 50% SD, respectivement.



Éprouvettes d'essai (TS) lors d'expériences de diffusion en conditions saturées.

- Tableau de l'état actuelle de la recherche dans le domaine d'évaluation expérimentale de la durabilité du béton par l'essai de diffusivité :

## Annexes

<b>Auteur(année)</b>	<b>Pays</b>	<b>Sujet</b>	<b>Appareil</b>	<b>Nouveauté</b>	<b>Résultat</b>
<b>Feng Xu et al (2019)</b>	<b>Chine</b>	<b>l'effet de l'attaque sulfate sur la diffusivité du chlorure du béton fissuré soumis à une solution composite</b>	<b>test d'électrode sélective ionique (ISE) pour mesurer la concentration de chlorure</b>	<b>Utilisation des cendres volantes de type F (FA) conformes à la norme ASTM C618</b>	<b>constate que la présence d'ions sulfate ralentit la diffusion du chlorure dans le béton fissuré avec une concentration plus faible d'ions chlorure libres et totaux</b>
<b>Jianxin Peng et al (2018)</b>	<b>Chine</b>	<b>Influence des fissures sur la diffusivité des chlorures dans le béton:</b>	<b>La deuxième loi de Fick est adoptée pour déterminer la concentration de chlorure</b>	<b>une approche numérique à méso-échelle pour étudier la diffusivité du chlorure dans le béton fissuré</b>	<b>L'étendue de la zone endommagée et le coefficient de diffusion dans la DZ sont les paramètres importants du présent modèle à cinq phases</b>
<b>Han Young Moon et al (2005)</b>	<b>Corée</b>	<b>Relation entre le diamètre moyen des pores et la diffusivité des chlorures dans divers bétons</b>	<b>-la technique de porosimétrie par intrusion de mercure. -Cellule de migration</b>	<b>Bétons a différent types de ciments Portland</b>	<b>la diffusivité du chlorure a augmenté avec le diamètre moyen des pores présentant un facteur de corrélation très satisfaisant supérieur à 0,91.</b>
<b>N. Gowripalan et al (2000)</b>	<b>Australie</b>	<b>Diffusivité du chlorure du béton fissuré en flexion</b>	<b>La pré-fissuration à mi-portée des prismes par l'utilisant d'une charge en trois points puis placer les profils de chlorure.</b>	<b>au milieu du prisme une fine ligne de fissure a été générer par La pré-fissuration</b>	<b>Pour <math>W_{cr} / C = 0,01</math> Le coefficient de diffusion du chlorure apparent (<math>D_a</math>) dans la zone de tension s'est avéré plus élevé que dans la zone de compression</b>
<b>C.S. Poon et al (2005)</b>	<b>Chine</b>	<b>Résistance à la compression, diffusivité des chlorures et structure des pores du méta kaolin haute performance et du béton de fumée de silice</b>	<b>La pénétrabilité du chlorure du béton a été déterminée en suivant les procédures de la norme ASTM C1202-94</b>	<b>Le méta kaolin (MK) Fumée de silice condensée (SF)</b>	<b>le béton MK a un développement de résistance supérieur et une résistance aux chlorures similaire au béton SF et à un E/C de 0,3 a une porosité inférieure que le béton témoin (ordinaire)</b>