



**Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU**

Faculté du Génie de la construction  
Département de Génie Civil

**MEMOIRE DE MAGISTER**

Spécialité : Génie Civil

Option : Modélisation et calcul non linéaire

Présenté par :

**M<sup>elle</sup> AMARNI Lynda**

Sujet

**Durabilité des éléments en Béton Armé en milieu agressif  
Corrosion des Armatures**

Devant le jury composé de :

Mr GABI	Smail	Maître de conférences A – UMMTO	Président
Mr MEHADDENE	Rachid	Maître de conférences A – UMMTO	Rapporteur
Mr DAHMANI	Lahlou	Maître de conférences A – UMMTO	Examineur
Mr KADRI	Mohamed	Maître de conférences A – UMB Boumerdes	Examineur

Soutenu le 31/05/2012

# REMERCIEMENTS

Mes sincères remerciements à monsieur R.MEHADDENE, Maître de conférences à l'Université de TIZI-OUZOU, qui a bien voulu proposer et diriger ce travail et surtout, pour son aide et sa contribution réelle qui ont permis de mener à terme ce mémoire.

Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury de m'avoir honoré en acceptant de juger ce modeste travail.

J'exprime ma profonde gratitude à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je remercie particulièrement ma famille pour leur soutien, leur amour et leur confiance en moi m'ont toujours été une source de motivation.

Enfin, je remercie mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

# DEDICACES

Je dédie ce travail à :

- ❖ La mémoire de mon père que Dieu l'accueille en son vaste paradis.
- ❖ Ma très chère mère à qui je dois tout.
- ❖ Mes chers (es) frères et sœurs qui m'ont toujours soutenu.
- ❖ Mes belles sœurs et mes beaux frères.
- ❖ Mes nièces et mes neveux.
- ❖ Tous mes amis(es).

# Résumé

La pénétration des ions chlorures est la cause physico-chimique essentielle qui réduit la durée de service des ouvrages en béton armé par corrosion des armatures. Elle dépend principalement des caractéristiques des matériaux et des conditions environnementales. Comme les dommages résultants de ce phénomène sont très importants financièrement, il paraît essentiel d'améliorer la résistance du béton à la pénétration de cet agent agressif. A ce titre, la détermination du profil des concentrations en ions chlorures à l'intérieur de la matrice cimentaire est d'une importance majeure car elle permet d'évaluer le temps requis par les chlorures pour atteindre les armatures en quantité suffisante pour dépassiver l'acier.

L'objectif de ce mémoire est donc de modéliser la pénétration des ions chlorures dans le béton et de quantifier l'influence de l'enrobage, des caractéristiques des matériaux et du paramètre environnemental sur la durée d'initiation de la corrosion dans les ouvrages en béton armé.

**Mots clés** :béton armé, corrosion,chlorures, climat, enrobage, armatures.

## Summary

The penetration of the ions chlorides is the essential physico-chemical cause which reduces the service life of the works to reinforced concrete by corrosion of the armatures. She depends mainly on characteristics of materials and on environmental conditions. As the resultant damage of this phenomenon is very important financially, he adorned the main part to improve the resistance of the concrete in the penetration of this aggressive agent. As such, the determination of the profile of the concentrations in ions chlorides inside the cementitious matrix is of a major importance because she allows to estimate the time(weather) required by chlorides to reach(affect) the armatures in sufficiency for depassivat the steel.

The objective of this report thus is to model penetration of the ions chlorides in concrete and of quantifier the influence of the envelope and the climatic parameters on duration of initiation corrosion of her in the works in reinforced concrete.

**Keywords:** reinforced concrete, corrosion, chlorides, climate, envelope, armatures.

# SOMMAIRE

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

## Chapitre I : Corrosion des aciers dans le béton

Introduction .....	3
I.1. Le béton armé.....	3
I.1.1. Le béton .....	3
I.1.2 L'acier .....	6
I.2. La corrosion.....	6
I.2.1. Les types de corrosion .....	6
I.2.2. Processus de corrosion .....	9
I.3. Généralités sur la corrosion des aciers dans le béton.....	11
I.4. La passivation des armatures dans le béton.....	13
I.5. Les étapes de corrosion .....	14
I.6. La dép passivation des aciers dans le béton .....	15
I.7. Amorçage de la corrosion par carbonatation .....	15
I.7.1. Généralités.....	15
I.7.2. Les réactions physico-chimiques .....	15
I.7.3. Les facteurs influençant La vitesse de carbonatation .....	18
I.7.4. Conséquence de la carbonatation sur le béton.....	21
I.8. Amorçage de la corrosion par pénétration des ions chlorures.....	23
I.8.1. Généralités.....	23
I.8.2. Les réactions physico-chimiques .....	23
I.8.3. Teneur critique en ions chlorures .....	25
I.8.4. Facteurs influant la pénétration des chlorures .....	26

<b>I.9. Formation des produits de corrosion expansifs.....</b>	<b>30</b>
<b>I.9.1. Masse d'acier consommée.....</b>	<b>31</b>
<b>I.9.2. Surface d'acier consommée .....</b>	<b>31</b>
<b>I.10. Densité du courant de corrosion.....</b>	<b>33</b>

## **Chapitre II : Pathologie de la corrosion et pénétration des chlorures dans le béton**

<b>Introduction .....</b>	<b>37</b>
<b>II.1. Pathologie de la corrosion des aciers.....</b>	<b>37</b>
<b>II.1.1. Les signes visibles de la corrosion des armatures .....</b>	<b>37</b>
<b>II.1.2. Les effets de la corrosion sur le comportement mécanique du béton ....</b>	<b>38</b>
<b>II.1.2.1. Dégradation du béton.....</b>	<b>39</b>
<b>II.1.2.2. Diminution de l'allongement à la rupture des sections d'aciers .....</b>	<b>40</b>
<b>II.1.2.3. Détérioration de l'adhérence entre l'acier et le béton.....</b>	<b>41</b>
<b>II.2. Pénétration des ions chlorures dans le béton .....</b>	<b>42</b>
<b>II.2.1. Généralités .....</b>	<b>42</b>
<b>II.2.2. Les mécanismes de transport des ions chlorures dans le béton.....</b>	<b>43</b>
<b>II.2.2.1. La convection .....</b>	<b>44</b>
<b>II.2.2.2. La diffusion.....</b>	<b>45</b>
<b>II.2.3. Les modèles de transport ionique dans les matériaux cimentaires .....</b>	<b>47</b>
<b>II.2.3.1. Modèle de Val et al .....</b>	<b>48</b>
<b>II.2.3.2. Modèle de Vu et al.....</b>	<b>52</b>

# **Chapitre III : Modélisation de la pénétration des chlorures dans le béton**

<b>Introduction .....</b>	<b>53</b>
<b>III.1. Modélisation de la pénétration des ions chlorures .....</b>	<b>53</b>
<b>III.2. Choix des valeurs des paramètres influençant la pénétration des chlorures.....</b>	<b>56</b>
<b>III.2.1. L'enrobage .....</b>	<b>57</b>
<b>III.2.2. Concentration à la surface en ions chlorures.....</b>	<b>57</b>
<b>III.2.3. Concentration critique en ions chlorures.....</b>	<b>59</b>
<b>III.2.4. Coefficient de pénétration des chlorures.....</b>	<b>61</b>
<b>III.3. Application numériques.....</b>	<b>61</b>
<b>III.3.1. Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion .....</b>	<b>62</b>
<b>III.3.2. Effet du niveau d'agressivité du milieu extérieur.....</b>	<b>66</b>
<b>III.3.3. Effet de la concentration critique en ions chlorures .....</b>	<b>66</b>
<b>Conclusion Générale .....</b>	<b>68</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>69</b>

## LES ABREVIATIONS

$E_A^0$  : le potentiel standard d'électrode à l'anode

$R_C$  : la constante des gaz parfaits

$F$  : la constante de Faraday,  $F = 96487$  coulombs

$T$  : la température

$n$  : le nombre d'électrons libérés par la réaction.

$E_C$  : le potentiel de la cathode

$E_C^0$  : le potentiel standard d'électrode à la cathode

$e'$  : la force électromotrice de corrosion

E/C : la teneur en eau

$m_a$  : la masse d'acier consommée (g),

$t$  : le temps

$i_{\text{corr}}$  : la densité du courant de corrosion ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )

$M_a$  : la masse molaire de l'acier ( $M_a = 55,85\text{g/mol}$ )

$F_p$  : facteur de corrosion par piqûre

$P_{\text{max}}$  : La profondeur de la piqûre

$P_{\text{moy}}$  : la profondeur de pénétration due à une corrosion générale

$p(t)$  : la profondeur maximale d'une piqûre le long d'une armature d'acier de surface  
 $A_a$

$a$  : la largeur de la piqûre

$A_p$  : section transversale de la piqûre

$A_1$  : la largeur de la piqûre à  $t_1$

$A_2$  : la largeur de la piqûre à  $t_2$

$D_0$  : le diamètre initial de la barre d'armature

$n_b$  : nombre de barres dans un élément en béton armé sujet à la corrosion

$A_{ar}$  : la surface résiduelle d'acier dans cet élément à l'instant  $t$

$A_{anom}$  : la section des  $n_b$  barres contenues dans un élément en béton armé sujet à la corrosion

$i_{anode}$  : la densité du courant de corrosion anode ( $\mu A/cm^2$ )

$i_{cathode}$  : la densité du courant de corrosion cathode ( $\mu A/cm^2$ )

$t_p$  : le temps depuis l'initiation de la corrosion

$i_{corr}(ini)$  : le courant de corrosion à l'initiation de la corrosion

$e$  : l'enrobage en (cm)

$C_t$  : la teneur totale en chlorure ( $kg/m^3$  de béton)

$R_c$  : la résistance ohmique de l'enrobage ( $\Omega$ )

$T$  : le temps de corrosion (an)

HR : l'humidité relative (%)

$A$  : une constante ( $\mu A/cm^2$ )

$A(t)$  : le coefficient d'absorption capillaire à une échéance donnée de l'essai, en Kg par  $m^2$  de surface exposée à l'imbibition

$C'$  : le coefficient d'absorption capillaire initial

$S$  : la vitesse d'absorption par remontée capillaire ou absorptivité ( $kg/m^2.s^{1/2}$ )

$j$  : le flux diffusif ;

$c$  : la concentration de l'espèce considérée

$D_c$  : le coefficient de diffusion ( $m^2/s$ )

$f_c$  : les chlorures libres

$b_c$  : les chlorures liés

$m_{tc}$  : la teneur volumique en chlorures totaux

$m_{fc}$  : la teneur volumique en chlorures libres

$m_{bc}$  : la teneur volumique en chlorure liés.  
 $p$  : la porosité accessible à l'eau ;  
 $C_{fc}$  : la concentration en chlorures libres.  
 $M_{bc}$  : la masse d'ions chlorures fixés par unité de masse de solide  
 $C_{bc}$  : la concentration en ions chlorures liés ( $\text{kg/m}^3$  de béton)  
 $C_{fc}$  : la concentration des chlorures libres ( $\text{Kg/m}^3$  de la solution dans les pores)  
 $\alpha_L$  et  $\beta_L$  : les constantes de Langmuir dépendant de la teneur en  $C_3A$   
 $D_{eff}$  : le coefficient de diffusion effectif des ions chlorures  
 $\rho_s$  : la masse volumique absolue du matériau  
 $C_{tc}$  : la concentration totale en ions chlorures ( $\text{Kg/m}^3$  de béton)  
 $h$  : l'humidité relative dans les pores  
 $w_e$  : la teneur en eau évaporable ( $\text{m}^3$  de la solution interstitielle/ $\text{m}^3$  de béton)  
 $D_c^*$  : le coefficient de diffusion apparent des chlorures  
 $D_h^*$  : le coefficient de diffusion apparent de l'humidité  
 $D_{h,ref}$  : la valeur de  $D_h$  dans les conditions de référence  
 $t_e$  : le temps d'hydratation équivalent  
 $U_h$  : l'énergie d'activation du processus de diffusion de l'humidité ( $U_h / R = 4700 \text{ K}$ )  
 $\alpha_0$  : un paramètre ayant des valeurs entre 0,025 et 0,1  
 $n'$  : un paramètre relatif à la diminution de la valeur de  $U_h$  par réduction de l'humidité relative.  
 $HR_{ref}$  : l'humidité relative de référence  
 $C_m$ ,  $V_m$  et  $K_s$  : les trois paramètres du modèle Brunauer-Skalny-Bodor  
 $V_{ct}$  et  $N_{ct}$  : coefficients dépendants du type de ciment  
 $C$  : la concentration des ions chlorures  
 $C(x,t)$  : la concentration des ions chlorures à une profondeur  $x$  et à un instant  $t$  donné  
 $C_s$  : la concentration des chlorures sur la surface (considérer constant dans le temps)

$C_{cr}$  : la concentration critique des chlorures

$C_0$  : la concentration initiale de chlorures dans le béton

$D_c$  : le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton

erfc : la fonction erreur

$T_{ini}$  : le temps d'initiation de la corrosion

C.V : le Coefficient de Variation

# Tables des illustrations

## Chapitre I : Corrosion des aciers dans le béton

### FIGURES

**Figure I.1** : Procédé de fabrication du ciment et du béton

**Figure I.2** : Exemple de corrosion généralisée

**Figure I.3** : Exemple de corrosion galvanisé

**Figure I.4** : Exemple de corrosion par piqûre

**Figure I.5** : Représentation schématique des processus de base de la corrosion des aciers dans le béton [3]

**Figure I.6** : Mécanisme de dissolution de l'acier dans le béton en présence d'ions chlore [4]

**Figure I.7** : Modèles principaux de détérioration de corrosion [4]

**Figure I.8** : Etapes de l'évolution de la corrosion des armatures dans le béton

**Figure I.9** : Mécanisme de carbonatation de la portlandite [8]

**Figure I.10** : La progression de la carbonatation

**Figure I.11** : Evolution de la profondeur de carbonatation en fonction du temps et du rapport E/C (20°C-50%HR). [10]

**Figure I.12** : Evolution de la carbonatation dans le béton en fonction du dosage en ciment

**Figure I.13** : Incidence De l'humidité relative de l'air sur la vitesse de carbonatation [15]

**Figure I.14** : Modèle de PAGE et al. D'attaque de l'acier par les ions chlorures [29]

**Figure I.15** : Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pates de ciment totalement hydraté et le rapport E/C

**Figure I.16** : Isotherme de fixation du chlore sur deux mortiers [48]

**Figure I.17 :** Profil en chlorure total après imbibition de 48 heures sur matériaux secs par des solutions saines à 20 g/l en NaCl [48]

**Figure I.18 :** Configuration de la piquête [56]

## TABLEAUX

**Tableau I.1 :** Teneurs critiques en ions chlorure et rapports  $Cl^- / OH^-$  relevés dans la littérature.

**Tableau I.2 :** Analyse chimique des ciments de l'étude menée par FRANCY [48]

**Tableau I.3 :** Classification des courants de corrosion

## Chapitre II : Pathologie de la corrosion et pénétration des chlorures dans le béton

### FIGURES

**Figure II.1 :** signes visibles de la corrosion des armatures [67]

**Figure II.2 :** Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures [68]

**Figure II.3 :** diagramme schématique du processus corrosion-fissuration [71]

**Figure II.4 :** Variation de l'allongement à la rupture de barres d'aciers ( $\varnothing = 6\text{mm}$ ) en fonction des charges pour différents degrés de corrosion [71]

**Figure II.5 :** Variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion [76]

**Figure II.6 :** Sollicitation d'un ouvrage en milieu marin

**Figure II.7 :** Isotherme de liaisons d'un béton Portland (teneur en  $C_3A=8\%$ )

## Chapitre III : Modélisation de la pénétration des chlorures dans le béton

### FIGURES

**Figure III.1 :** Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion dans un milieu à agressivité élevée

**Figure III.2 :** Effet de l'enrobage et des agressivités élevées et extrêmes sur le temps d'initiation de la corrosion

**Figure III.3 :** Effet de l'enrobage et des agressivités faible et modérée sur le temps d'initiation de la corrosion

**Figure III.4 :** Effet de la qualité du béton sur le temps d'initiation de la corrosion, pour les différents niveaux d'agressivité du milieu

**Figure III.5 :** Effet de la concentration en chlorure à la surface du béton, sur le temps d'initiation de la corrosion

**Figure III.6 :** Effet de la concentration critique en chlorure sur le temps d'initiation de la corrosion

### TABLEAUX

**Tableau III.1 :** Description de l'agressivité de l'environnement [85]

**Tableau III.2:** Description de l'agressivité de l'environnement [86]

**Tableau III.3:** Modèle probabilistes de la concentration critique en ions chlorures ( $kg/m^3$ )

**Tableau III.4 :** Tableau récapitulatif des valeurs des paramètres influant sur la pénétration des chlorures

# Introduction générale

# Introduction Générale

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. Les ouvrages en béton armé sont conçus et construits pour durer, mais ils se dégradent par le mécanisme de corrosion sous l'effet de l'agressivité de l'environnement au quel ils sont exposés.

La corrosion des aciers dans le béton est l'une des principales pathologies des ouvrages de génie civil. Elle entraîne des coûts très importants de maintenance, de réparation et peuvent dans certain cas mettre en cause la sécurité des structures et des usagers.

La corrosion ne se développe pas tant que le béton assure une protection physique ou chimique des armatures. En effet l'hydratation du ciment produit une solution interstitielle basique de pH élevé (environ 13) qui confère une stabilité permanente à la couche de rouille adhérente aux armatures noyées dans le béton, phénomène appelé passivation.

Cependant, l'acier peut être dépassivé par deux mécanismes principaux dont la carbonatation du béton par le dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ) de l'atmosphère ou par pénétration des ions chlorures (provenant de l'eau de mer, des embruns marins ou des sels de déverglaçage). Comparativement, la corrosion due aux chlorures est plus dangereuse que celle due à la carbonatation à cause de son développement rapide et le risque de rupture soudaine pour le cas des environnements sévères.

L'Algérie dispose d'une côte méditerranéenne de 1622km, d'où les principaux facteurs de corrosion mis en cause sont les chlorures provenant de l'eau de mer ou de l'air marin et l'utilisation de sels fondants pour le déverglaçage des routes en région montagneuse.

Dans la durée de vie d'une structure en béton armé, on peut distinguer deux périodes : Une période d'initiation et Une période de propagation. La durée de la première période est déterminée par la vitesse de neutralisation du béton d'enrobage ou la vitesse de pénétration des agents agressifs tels que les chlorures.

## Introduction générale

---

Lorsque la concentration en chlorures au niveau des barres d'aciers est suffisamment importante, la période de propagation commence, puis l'acier se corrode et sa section diminue et cause la ruine de la structure.

La façon la plus simple et la plus efficace de prédire la durée de vie des ouvrages consiste à évaluer la phase d'initiation (ou d'incubation) de la corrosion. Pour la corrosion par pénétration des ions chlorures, il s'agit de définir le temps nécessaire pour que le premier lit des armatures soit dépassivé. L'enrobage en plus d'offrir une protection chimique aux armatures, il agit comme une barrière physique qui limite la pénétration des ions chlorure.

L'objectif de ce mémoire, est de quantifier l'effet de l'enrobage, des caractéristiques des matériaux et de l'agressivité de l'environnement sur la corrosion des structures en béton armé dans un milieu marin par pénétration des chlorures.

Pour cela, le mémoire est divisé en trois chapitres :

- Le premier chapitre, comporte une présentation du milieu béton et de la corrosion : des diverses formes de corrosion plus spécifique des aciers dans le béton. ainsi, qu'une étude du phénomène de corrosion par pénétration des chlorures et par carbonatation.
- Le deuxième chapitre présente en première partie une description de la pathologie de la corrosion des structures en béton armé, et en deuxième partie une étude bibliographique des mécanismes et modèles de pénétration des chlorures dans le béton.
- Le troisième chapitre, est une modélisation de la pénétration des ions chlorures et une quantification de l'effet de l'enrobage, des caractéristiques des matériaux et de l'agressivité de l'environnement sur le temps d'initiation de la corrosion par pénétration des chlorures.

On termine par une conclusion et des recommandations.

# Chapitre I

## Corrosion des aciers dans le béton

### Introduction

Dans le cas des constructions en béton armé, la durabilité de l'ouvrage dépend essentiellement de la tenue des armatures à la corrosion. Afin de bien comprendre le phénomène de corrosion des aciers dans le béton, on définira le matériau béton et la corrosion, et on décrira les mécanismes de corrosion des aciers dans le béton.

### I.1. Le béton armé

Connu depuis l'antiquité romaine, le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. D'abord employé en complément ou en substitution de la pierre, le matériau a connu un réel essor dans son association avec l'acier dans le béton armé. La complémentarité, à la fois mécanique et chimique, entre ces deux matériaux, a permis de construire de façon économique et fiable les ouvrages nécessaires à toutes les activités humaines.

#### I.1.1. Le béton

Le béton est un mélange de ciment, eau, granulats et souvent adjuvants, réalisé en des proportions bien déterminées en fonction des caractéristiques que l'on veut obtenir. C'est une pâte considérée homogène résultante des réactions entre le ciment et l'eau.

Il y a une grande variété de ciments, mais le plus couramment utilisé est le ciment Portland CEM 1. Il est composé de clinker, de gypse (3 à 5%) et éventuellement d'ajouts (<5%). Le clinker est obtenu en cuisant, vers 1540°C, des mélanges appropriés de calcaire (80%) et d'argile (20%), il est principalement constitué de :

- Silicate tricalcique  $3CaOSiO_2$  ou  $C_3S$
- Silicate bicalcique  $2CaOSiO_2$  ou  $C_2S$
- Aluminate tricalcique  $3CaO Al_2O_3$  ou  $C_3A$
- Aluminoferrite tétracalcique  $4CaO Al_2O_3Fe_2O_3$  ou  $C_4AF$

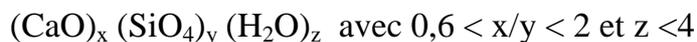
L'eau de gâchage incorporé lors de la confection du béton, lui confère à l'état frais la maniabilité et l'ouvrabilité, et développe la réaction d'hydratation du ciment et contribue à la résistance mécanique du béton au durcissement.

Les granulats sont issus de roches carbonatées ( $CaCO_3$ ,  $MgCO_3$ ,  $CaMg(CO_3)_2$ ) ou siliceuse ( $SiO_2$ ). Aggloméré par le ciment pour former une pierre artificielle. Selon le concept traditionnel, les granulats constituent le squelette du béton, et ils s'opposent à la propagation des microfissures provoqués par le retrait. Ils améliorent ainsi la résistance mécanique du béton.

Après l'addition de l'eau au ciment, des réactions chimiques vont s'opérer. En effet, sous l'action de l'eau les principaux composés du ciment se dissolvent sous forme d'ions qui interagissent entre eux et forment des composés hydratés.

Les produits d'hydratation majeurs sont les silicates de calcium hydratés C-S-H (50 à 70%) et la portlandite ou hydroxyde de calcium Ca (OH) (25 à 27%).

Les C-S-H définissent la phase hydratée la plus importante, ce sont des composés non cristallins. Ils ont les caractéristiques d'un gel et possèdent une composition variable, leur formule générale est la suivante :



L'enchevêtrement du gel C-S-H donne sa solidité au ciment et c'est d'elle que vont dépendre les propriétés mécaniques du matériau.

La portlandite, quant à elle, joue un rôle essentiel dans la durabilité des structures en béton armé et elle représente la réserve de basicité du matériau cimentaire, qui permet, en maintenant un pH élevé (>12), de protéger par passivation les aciers de la corrosion.

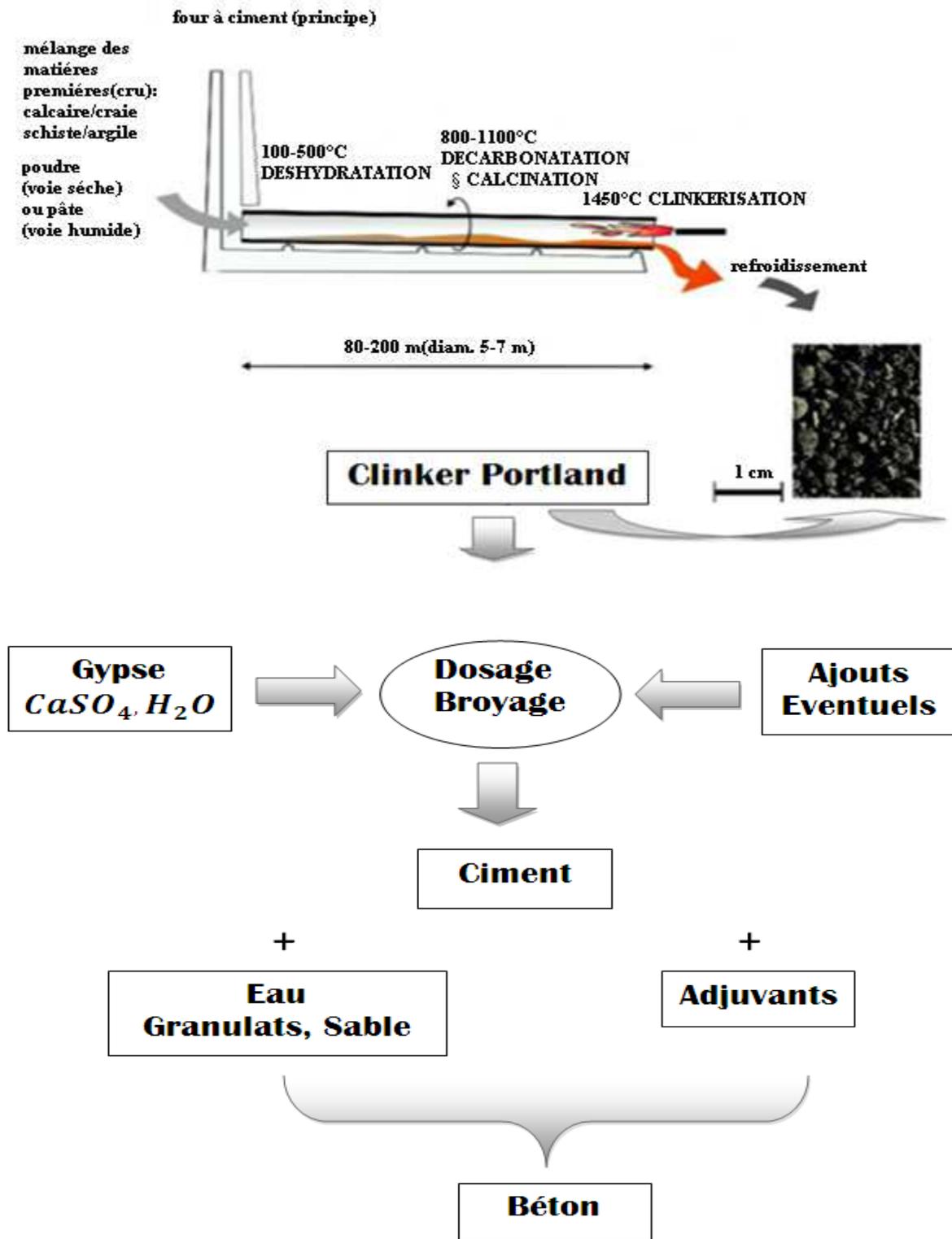


Figure I.1 : Procédé de fabrication du ciment et du béton

### I.1.2 L'acier

Le béton a une bonne résistance à la compression mais une mauvaise résistance à la traction. Pour pallier à cette insuffisance, on dispose dans les parties tendues des armatures en acier qui a une bonne résistance à la traction. L'adhérence entre le béton et l'acier est nécessaire, et elle est fonction de la surface des armatures, de la forme d'ancrage et de la résistance du béton.

Dans les constructions en béton armé, on utilise de l'acier ordinaire dont la durée de vie est assez longue pour satisfaire une durée de service déterminée.

### I.2. La corrosion

Le terme corrosion provient du latin *corrodere*, qui signifie ronger, attaquer. La corrosion affecte tous les métaux. Elle résulte d'interaction physico-chimique entre le métal et l'environnement provoquant des modifications de ses propriétés accompagnées d'une dégradation fonctionnelles de ce dernier (altération de ses propriétés mécaniques, électrique, optique, esthétiques, etc). EVANS [1] et puis WAGNER et TRAUD [2] sont les premiers à avoir défini la corrosion comme un processus électrochimique, en présence de phase liquide.

#### I.2.1. Les types de corrosion

Il existe différents types de corrosion :

- **La corrosion chimique** : c'est la réaction purement chimique entre la surface d'un matériau et un gaz ou un liquide non-électrolyte.

- **La corrosion électrochimique** : c'est une réaction électrochimique entre la surface des armatures et un liquide électrolyte. Ce type de corrosion est le plus courant dans le béton armé.

- **La corrosion atmosphérique** : elle désigne la réaction de l'oxygène de l'air à température ambiante avec un métal lorsqu'à la surface de ce dernier l'humidité et les polluants forment un film d'électrolyte.

- **La corrosion biochimique** : les bactéries présentes dans le milieu, modifient l'environnement en produisant par exemple de l'acide sulfurique qui vient consommer le métal.

La corrosion des armatures peut se présenter sous différentes formes :

- La corrosion **uniforme** ou **généralisée** est une perte de matière plus ou moins régulière sur toute la surface. Ce type de corrosion est observé sur les métaux exposés aux milieux acides.



**Figure I.2** : Exemple de corrosion généralisée

- La corrosion **galvanique**, appelée aussi corrosion bimétallique, est due à la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux (en contact) qui diffèrent par leur potentiel de corrosion. Le métal ayant le potentiel de corrosion le plus négatif, subit une corrosion accélérée provoquée par l'autre métal.



**Figure I.3** : Exemple de corrosion galvanisée

- La corrosion **caverneuse** est due à une différence d'accessibilité de l'oxygène entre deux parties d'une structure, créant ainsi une pile électrochimique. Cette attaque sélective du métal est observée dans les fissures et autres endroits peu accessibles à l'oxygène.

- La corrosion par **piqûres** est produite par certains anions, notamment les halogénures, et plus particulièrement les chlorures, qui attaquent les métaux protégés par film d'oxyde mince. Elle induit des cavités de quelques dizaines de micromètre de diamètre.



**Figure I.4** : Exemple de corrosion par piqûre

- la corrosion **sous contraintes** est une fissure du métal qui résulte de l'action commune d'une contrainte mécanique et d'une réaction électrochimique.

### I.2.2. Processus de corrosion

En milieu aqueux, le processus de corrosion électrochimique de l'acier peut être d'écrit par deux réactions électrochimiques instantanées.

Dans la zone anodique, l'acier se dissout :



Les ions ferreux  $\text{Fe}^{2+}$  peuvent s'oxyder ultérieurement en ions ferrique  $\text{Fe}^{3+}$ .

Dans la zone cathodique, les électrons libérés sont consommés par deux réactions chimiques, la réaction (I.2) correspond à la réduction de l'oxygène dissous dans l'eau, et la réaction (I.3) correspond à la réduction du proton avec dégagement d'hydrogène :



Les ions hydroxydes  $\text{OH}^{-}$  formés dans la solution peuvent ensuite se combiner aux ions ferreux  $\text{Fe}^{2+}$  et se précipiter en hydroxyde ferreux à la surface de l'acier, lorsque les concentrations en ions ferreux et hydroxydes le permettent.



Ce composé peut ensuite s'oxyder pour former de l'oxyde ferrique  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  hydraté ou de la magnétite  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  ou évoluer en oxydes hydratés :  $\gamma - \text{FeOOH}$  (lépidocrocite) qui représente la rouille fraîchement formée, ou bien en goethite  $\alpha - \text{FeOOH}$  qui représente la rouille vieillie. Ces composés, en recouvrant l'acier, forment une couche qui peut s'avérer protectrice selon son étanchéité.

Du point de vue électrochimique, ces réactions ne sont possibles, qu'à partir d'un certain potentiel effectif, appelé potentiel d'anode  $E_A$ , calculé par la relation de Nernst (équation I.5) :

$$E_A = E_A^0 + \frac{R_C T}{nF} + \ln \frac{[Fe^{2+}]}{[Fe]} \quad (I.5)$$

Où :  $E_A^0$  est le potentiel standard d'électrode à l'anode ;  $R_C$  la constante des gaz parfaits ;  $F$  la constante de Faraday,  $F = 96487$  coulombs ;  $T$  la température absolue,  $n$  le nombre d'électrons libérés par la réaction.

**Pour le fer**, on a  $E_A^0 = -0,44$  V ;  $R_C = 8,314 \frac{J}{K}$  ;  $F = 96487$  coulombs ;  $T = 26^\circ C$  ;  $n = 2$  ;  $[Fe] = 1$  , la relation (I.5) devient :

$$E_A = -0,44 + 0,0296 \log[Fe^{2+}] \quad (I.5')$$

Où :  $[Fe^{2+}]$  est la concentration en  $Fe^{2+}$  définie par la solubilité de  $Fe(OH)_2$  qui reste faible.

Le potentiel d'électrode pour la réaction cathodique (réactions I.2 et I.3),  $E_C$  est déterminé par la relation suivante

$$E_C = E_C^0 + \frac{R_C T}{nF} \ln \frac{[O_2][H_2O]^2}{[OH^-]^4} \quad (I.6)$$

Où :  $E_C^0$  est le potentiel standard d'électrode à la cathode.

**Pour le fer**, on a

$E_C^0 = -0,401$  V ;  $R_C = 8,314 \frac{J}{K}$  ;  $F = 96487$  coulombs ;  $T = 25^\circ C$ ,  $n = 4$  et  $\log[OH^-] = pH - 14$ , la relation (06) devient :

$$E_C = 1,229 + 0,0148 \log[O_2] - 0,0519 pH \quad (I.6')$$

Où :  $[O_2]$  est la concentration d'oxygène.

La force électromotrice de corrosion est la différence entre les deux potentiels  $E_C$  et  $E_A$ :

$$e = E_C - E_A \quad (I.7)$$

Pour le fer, on a :

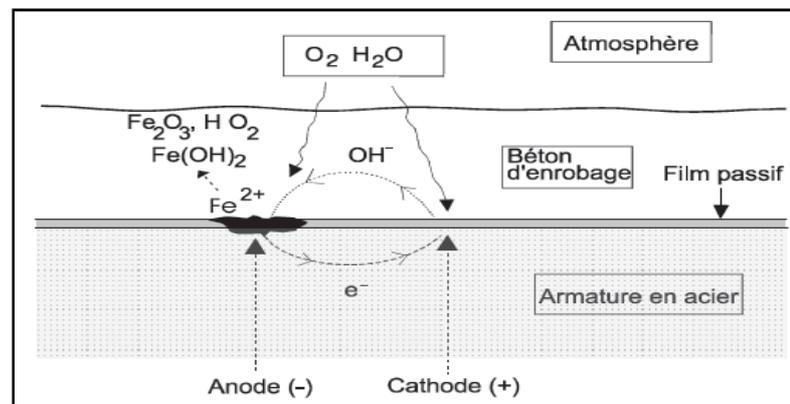
$$e = 1,669 + 0,0148 \log[O_2] - 0,0591pH - 0,0296 \log [Fe^{2+}] \quad (I.7')$$

Cette force électromotrice conduit le courant de corrosion de l'anode à la cathode. On remarque que le taux de corrosion est influencé par le pH et les concentrations d'oxygène et des ions ferreux.

### I.3. Généralités sur la corrosion des aciers dans le béton

La corrosion des aciers dans le béton est une réaction électrochimique, qui nécessite la présence simultanée de quatre milieux :

- une zone **anodique** (oxydation du fer),
- une zone **cathodique** (réduction d'espèces chimiques en solution : eau ou oxygène dissous),
- un **milieu conducteur d'électrons** (l'acier),
- un **milieu électrolytique** (le liquide interstitiel du béton).



**Figure I.5** : Représentation schématique des processus de base de la corrosion des aciers dans le béton [3]

Le béton, du fait de sa forte alcalinité (pH>12), apporte aux armatures une excellente protection face à la corrosion. Dans ces conditions, il y a formation de film protecteur très mince autour de ces aciers qui les protégera dans les conditions normales. En présence d'eau et d'oxygène, ce film passif peut être détruit par des agents agressifs comme les chlorures et les sulfates.

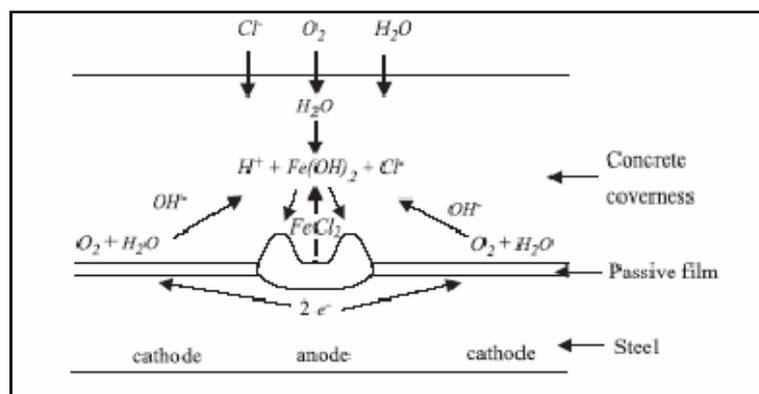
## Chapitre I : Corrosion des aciers dans le béton

La corrosion des armatures dans le béton a principalement lieu à la suite de la carbonatation du béton d'enrobage et de la pénétration des chlorures [4]. La couche passive formée sur l'acier est déstabilisée par l'abaissement du pH produit par la réaction chimique entre le dioxyde de carbone et les hydrates de la pâte de ciment. Les ions chlorures pénètrent dans la structure poreuse du béton et peuvent atteindre les armatures.

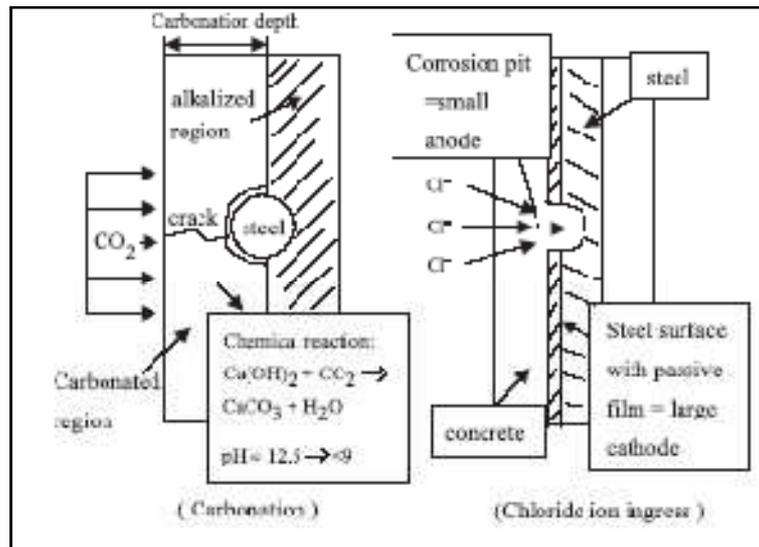
La corrosion ne se forme qu'en présence d'oxygène et d'humidité relative comprise entre 60% et 80%. Lorsque l'atmosphère est très sèche (humidité relative < 40%), ou lorsque le béton est totalement immergé dans l'eau désaérée (manque d'oxygène), la corrosion ne se produit en principe pas [5,6].

Le développement de la corrosion de l'acier dépend aussi d'autres facteurs comme le rapport E/C, le type de ciment, la qualité de l'interface acier-béton, l'épaisseur d'enrobage, la température, le pH, le potentiel de l'acier, les hétérogénéités de la surface de l'acier, etc. [5, 6,7].

Le mécanisme de dissolution de l'acier dans le béton en présence d'ions chlore est représenté par la figure I.6 et la figure I.7 montre les modèles principaux de détérioration par la corrosion consécutivement à la carbonatation et à la pénétration des ions chlorures.



**Figure I.6** : Mécanisme de dissolution de l'acier dans le béton en présence d'ions chlore [4]



**Figure I.7 :** Modèles principaux de détérioration de corrosion [4]

### I.4. La passivation des armatures dans le béton

Le pH de la solution interstitielle dans les pores du béton sain est compris entre 12,5 et 13,4. Avec cette valeur élevée de pH, l'acier se recouvre d'oxyde protecteur, qui forme la couche passive protégeant les aciers de la corrosion.

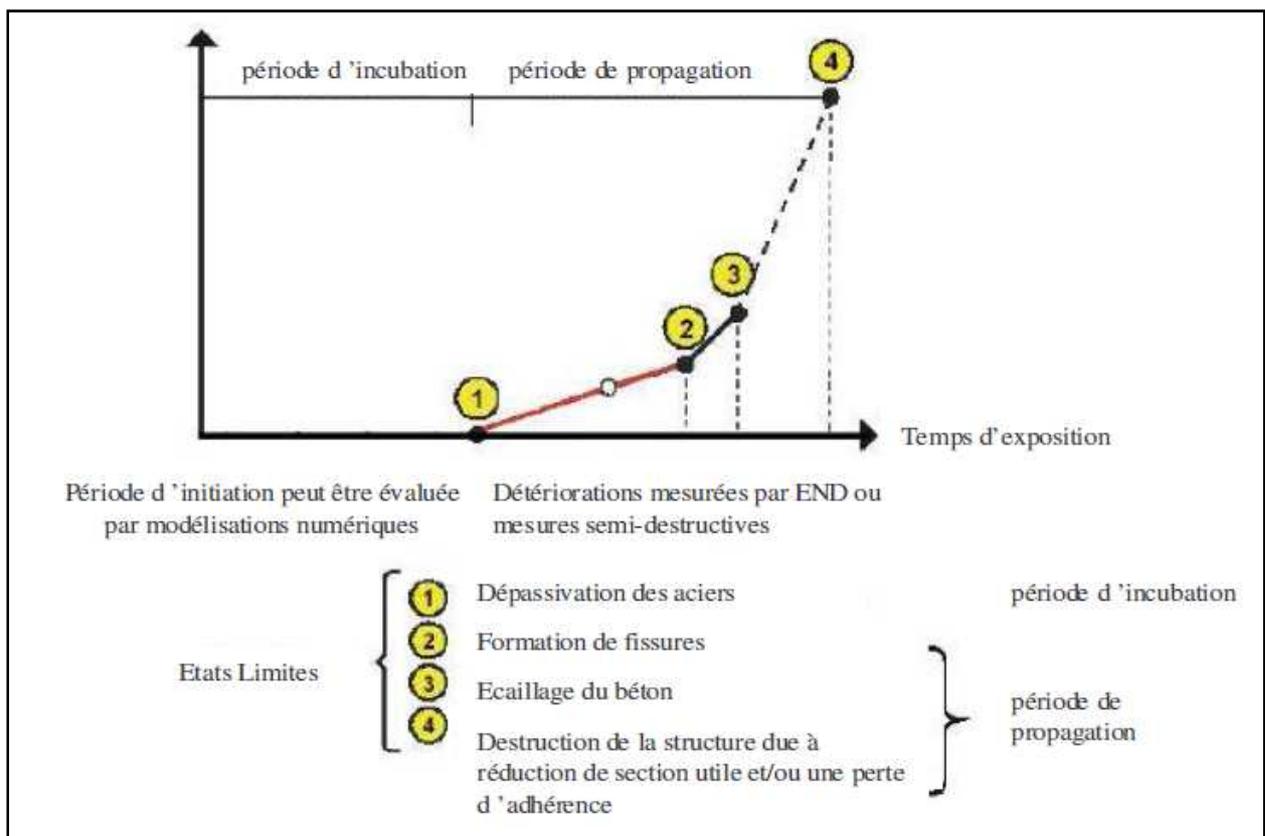
Lorsque les aciers sont dans une solution alcaline, ils sont recouverts d'un film d'oxyde. Dans le béton sain, cette couche passive est de 50-200µm d'épaisseur, elle est homogène et continue ; sa composition dépend du pH, du potentiel de l'acier et de l'existence de l'oxygène.

L'interface acier-béton peut être dans un état passif, semi passif ou active (corrosion) [6]. Pour l'état passif, le film d'oxyde se fait lentement et est composé de  $\text{Fe}_3\text{O}_4 - \gamma - \text{Fe}_3\text{O}_4$ . Pour l'état semi passif, le film d'oxyde est constitué de deux couches, la première est directement sur la surface d'acier et composée de  $\text{Fe}_3\text{O}_4 - \gamma - \text{Fe}_3\text{O}_4$ , la deuxième est formée d'un mélange de  $\alpha - \text{FeOOH}$  et de  $\text{Fe}_3\text{O}_4 - \gamma - \text{Fe}_3\text{O}_4$ . Cette couche est inhomogène et poreuse due à sa formation rapide, en conséquence, moins efficace contre la corrosion.

### I.5. Les étapes de corrosion

Le processus de corrosion des armatures du béton s'effectue généralement en deux phases (figure I.8)

- **1ère phase :** Au départ, l'acier est protégé par le film passif qui empêche la formation de rouille. Ensuite, durant la phase d'incubation, les agents agressifs pénètrent dans le béton et attaquent les armatures qui se dépassives progressivement. La période d'incubation correspond au temps requis pour que les aciers soient dépassivés sans qu'aucun dommage intérieur ni extérieur ne soit visible.
- **2ème phase :** C'est une période de propagation, où les réactions d'oxydation à la surface du métal produisent des oxydes et hydroxydes. La formation de ces produits d'oxydation va causer un gonflement et apparaitre des fissurations sur l'enrobage de béton et à long terme causé la destruction de la construction.



**Figure I.8 :** Etapes de l'évolution de la corrosion des armatures dans le béton

### I.6. La dépassement des aciers dans le béton

La dépassement des aciers est la destruction du film passif qui les entoure. Dans les bétons, la corrosion des armatures est essentiellement initiée par deux facteurs distincts :

- La carbonatation du béton d'enrobage au contact du  $CO_2$  atmosphérique,
- La pénétration de chlorures depuis le milieu environnant (milieu marin, utilisation de sels de déverglage, milieux industriels particuliers...etc...).

### I.7. Amorçage de la corrosion par carbonatation

#### I.7.1. Généralités

La carbonatation est un phénomène de vieillissement du béton, il correspond à la réaction des produits hydratés du ciment avec le  $CO_2$  atmosphérique dissous dans la solution interstitielle. Ce qui engendre une diminution du pH (jusqu'à 9 environ). La dépassement de la couche protectrice des armatures se produit lorsque le pH est inférieur à environ 9,5. La carbonatation provoque une destruction du film passif et la diminution de la porosité du béton (les produits des réactions de carbonatation ont des volumes supérieurs à ceux des réactifs).

#### I.7.2. Les réactions physico-chimiques

Le  $CO_2$  atmosphérique ayant pénétré dans le béton se dissout dans la solution interstitielle des pores de la matrice cimentaire et réagit avec certains composés du béton pour former des carbonates de calcium. La carbonatation est une réaction de neutralisation des bases (les hydroxydes) par un acide (le gaz carbonique). En réalité, tous les composants du ciment, anhydres ou hydratés, peuvent réagir et se carbonater, à l'exception du gypse. Les mécanismes prépondérants sont ceux de la carbonatation de la portlandite  $Ca(OH)_2$  et des silicates de calcium hydratés  $C - S - H$ . La dissolution du  $CO_2$  dans la solution interstitielle s'écrit selon la réaction :



Dans l'eau, l'acide carbonique ( $H_2CO_3$ ) se comporte comme un diacide faible dont la dissociation a lieu en deux phases désignées par les réactions :



Les ions  $OH^-$  dans les équations d'équilibre (I.9 et I.10) proviennent de l'autoprotolyse de l'eau qui s'écrit :



La dissolution du  $CO_2$  entraîne une baisse de la concentration en  $OH^-$  dans la solution interstitielle, ce qui réduit le pH. Pour rétablir la basicité du milieu, la portlandite se dissout suivant la réaction :



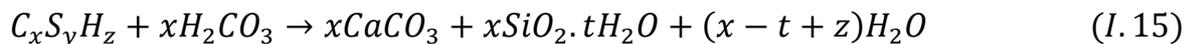
Ainsi les ions calcium  $Ca^{2+}$  libérés au cours de la réaction (I.12) réagissent avec les ions carbonates  $CO_3^{2-}$  provenant de la réaction (I.10) pour former du carbonate de calcium :



Les différentes étapes du mécanisme de carbonatation de la portlandite (Figure I.9) peuvent être représentées par l'équation simplifiée :



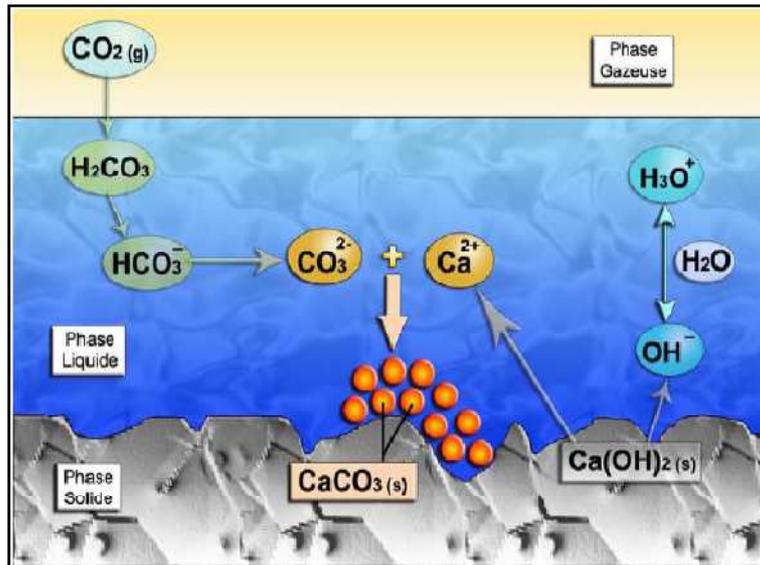
Quand au  $C-S-H$ , ils se carbonatent et donne naissance à des carbonates de calcium, à un matériau siliceux hydraté (qualifié de gel de silice) et éventuellement de l'eau libre.



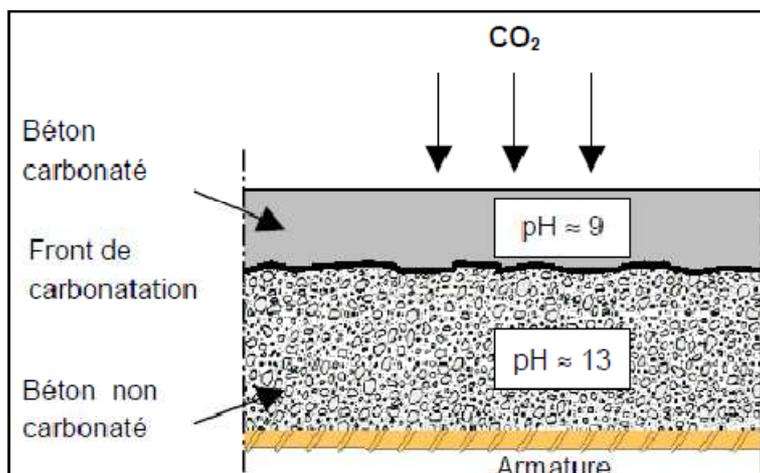
La carbonatation de la portlandite provoque un abaissement du pH dans le béton. Les C-S-H présentent la phase hydratée la plus importante dans la pâte de ciment et confèrent au béton l'essentiel de sa résistance mécanique, mais ils ont un pouvoir tampon sur le pH de la solution interstitielle plus faible que la portlandite.

Par conséquent, leur prise en compte dans le mécanisme de carbonatation n'est pas indispensable.

La carbonatation est un phénomène progressif qui, avec le temps, atteint des couches de plus en plus importantes.



**Figure I.9** : Mécanisme de carbonatation de la portlandite [8]

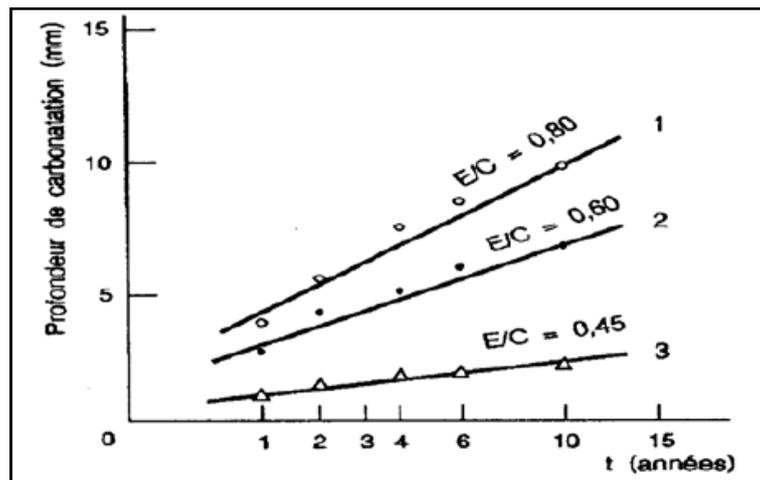


**Figure I.10** : La progression de la carbonatation

### I.7.3. Les facteurs influençant la vitesse de carbonatation

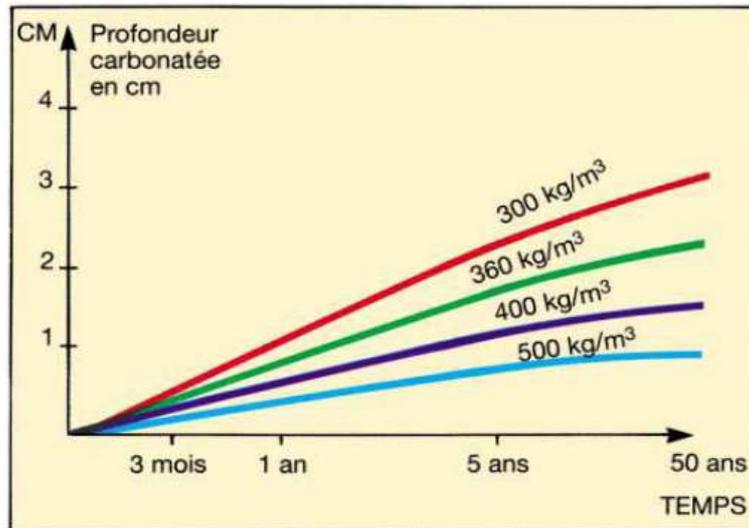
La vitesse de carbonatation dépend essentiellement des paramètres relatifs à l'environnement et au matériau béton lui-même. Les plus importants sont :

- **Le rapport E/C** : Le rapport E/C influence considérablement sur la porosité des matériaux à base de ciment [9]. Tout excès d'eau conduit à un excès de porosité favorisant la pénétration des agents agressifs en particulier le  $CO_2$ .



**Figure I.11** : Evolution de la profondeur de carbonatation en fonction du temps et du rapport E/C (20°C-50%HR). [10]

- **Le dosage en ciment** : le dosage en ciment est responsable de la quantité de matière susceptible de se carbonater. Plus le dosage en ciment est élevé, plus il y a de matière pour la carbonatation. Et puisque la carbonatation provoque une diminution de la porosité, il y aura un freinage de la vitesse de pénétration du gaz carbonique [11], c'est à dire l'augmentation du dosage du béton a un effet ralentisseur sur la propagation de la carbonatation.



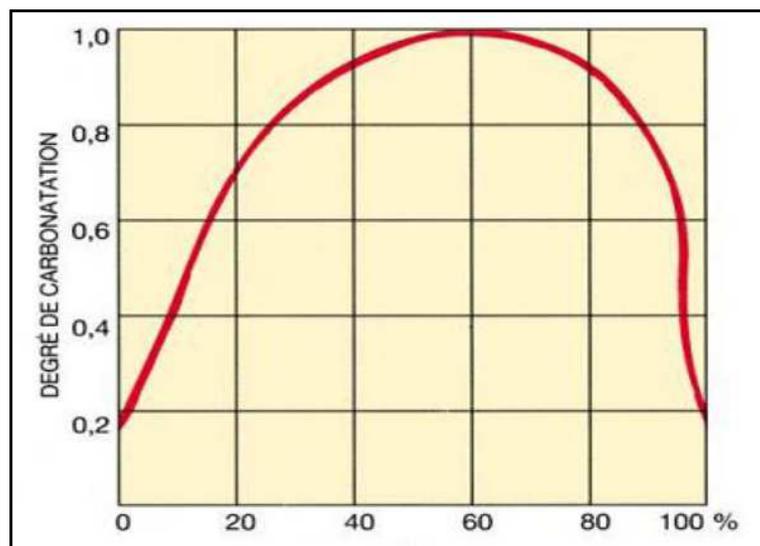
**Figure I.12** : Evolution de la carbonatation dans le béton en fonction du dosage en ciment

- **Le type de ciment** : les ciments avec des constituants secondaires (laitiers, cendres volantes, pouzzolane) ont naturellement une teneur en composés susceptibles de se carbonater inférieure à celle du ciment Portland. Ainsi, la profondeur de carbonatation des ciments avec ajouts est supérieure à celle du ciment Portland [12,13].

- **La concentration en dioxyde de carbone** : l'augmentation de la concentration en  $CO_2$  induit un accroissement de la vitesse de carbonatation, puisqu'on observe une augmentation de la vitesse de carbonatation dans des endroits où la teneur en  $CO_2$  est élevée (tunnels, garages, cheminées,...) [14]. Cependant, les variations de la teneur en  $CO_2$  de l'air ont une influence sur les bétons de résistance modérée ( $\leq 30$ MPa environ). Au-delà, la teneur en  $CO_2$  n'a plus d'influence sur la Carbonatation [15].

- **L'humidité relative** : la teneur en eau du béton ou l'humidité relative de l'air en équilibre avec le béton, est un facteur qui présente une grande influence sur la cinétique de carbonatation. La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative comprise entre 60 et 80 %. Au-delà de 80 %, la cinétique diminue rapidement pour atteindre des valeurs extrêmement faibles lorsque les pores sont saturés d'eau (humidité relative > 90 %), sachant que la diffusion du  $CO_2$  dans l'eau est dix mille fois plus faible que dans l'air [11] donc dans un environnement très sec, la cinétique de carbonatation est très faible, car la quantité d'eau présente dans les pores du béton est insuffisante pour dissoudre le dioxyde de carbone.

La Figure I.13 montre l'évolution de la corrosion d'un acier en fonction de l'humidité relative pour une atmosphère polluée par 0,01% de  $SO_2$ . On constate ici que la corrosion devient importante dès que l'humidité relative atteint 60%.



**Figure I.13** : Incidence de l'humidité relative de l'air sur la vitesse de carbonatation [15]

- **La température** : l'effet de la température sur la vitesse de carbonatation est très discutable. D'une part, une élévation de la température accélère les réactions chimiques (thermoactivation selon la loi d'Arrhenius). D'autre part, une augmentation de la température diminue la solubilité du  $CO_2$  et diminue sa concentration dans la

phase gazeuse [8]. Néanmoins, il est généralement admis qu'une élévation de la température engendre une accélération de la carbonatation [16] ;

- **La résistance à la compression** : la résistance à la compression est en relation quasi linéaire avec la profondeur de carbonatation [17]. Quand la résistance à la compression du béton augmente, la carbonatation diminue du fait de la diminution de la porosité [11]. On observe qu'au-delà de 50MPa environ, la carbonatation devient négligeable [17].

### I.7.4. Conséquence de la carbonatation sur le béton

Pour le béton seul, la carbonatation a un effet bénéfique car elle diminue la porosité, ce qui améliore ces performances mécaniques et limite la pénétration des agents agressifs. Mais négativement, la baisse du PH de la solution interstitielle provoque la dépassivation du film protecteur des armatures et favorise la corrosion des aciers. Les principales conséquences de la carbonatation sur le béton armé sont :

- **Diminution de la porosité** : La distribution de la taille des pores d'une pâte de ciment durcie est modifiée par la carbonatation [8]. Elle montre une notable réduction du volume des pores après carbonatation et ainsi une diminution de la porosité [21]. On observe une chute de la porosité de 31,6 % à 25,6 % après 32 mois de carbonatation naturelle d'un CME I de E/C = 0,3 [18].

- **Augmentation de la résistance mécanique du béton** : La carbonatation induit localement une accumulation d'humidité dans les pores : en effet, la carbonatation de la portlandite et des C-S-H libère une partie de l'eau de structure des hydrates (équations I.14, I.15). Cette eau libérée peut participer à la composition de la solution interstitielle et contribuer au transport d'agents agressifs. On note que la carbonatation de la portlandite est l'origine principale de cet élagage d'eau libre [8].

- **Evolution des propriétés de transfert** : L'évolution de la microstructure, qui accompagne la carbonatation, influence sur les propriétés de transfert des matériaux cimentaires : coefficients effectifs de diffusion aux ions et aux gaz et perméabilité aux gaz et à l'eau liquide.

Le coefficient effectif de diffusion aux gaz (oxygène ou hydrogène) est diminué après la carbonatation de matériaux à base de ciment CEM I [19]. Cependant, le coefficient de diffusion effectif des ions (chlorures par exemple) est augmenté à l'issue de la carbonatation de matériaux à base de ce ciment [20], ce phénomène pouvant être attribué aux grandes modifications de la structure des C-S-H après la carbonatation.

Quant à l'impact de la carbonatation sur la perméabilité, les essais menés par Thiery [8] montrent que la carbonatation provoque un accroissement de la perméabilité intrinsèque aux gaz et à l'eau liquide d'un béton assez poreux ( $E/C > 0,45$ ), et une réduction pour un béton de porosité modérée. Son effet sur la perméabilité intrinsèque des bétons les moins poreux est négligeable.

**- Retrait de carbonatation :** La carbonatation de la portlandite entraîne une augmentation de volume des solides de 3 % à 19 % selon le produit de réaction obtenu (Valérite, Calcite ou Aragonite), ce qui nous amène à penser qu'il s'agit d'un gonflement et non d'un retrait. Pourtant toutes les expériences mettent en évidence un « retrait ».

Ce phénomène peut être attribué à la perte d'eau provoquée par la réaction [11], du fait de l'observation que la quantité d'eau libérée lors de cette réaction s'accompagne d'un retrait qui est du même ordre de grandeur qu'un retrait infligé par le départ de la même quantité d'eau sans carbonatation. Plusieurs autres hypothèses ont été avancées dans le but d'expliquer le retrait de carbonatation qui est un phénomène assez complexe [21, 22, 23]. Ces hypothèses ont permis de mieux comprendre ce phénomène mais pas d'aboutir à une conclusion déterminée et générale.

**- Chute du pH de la solution interstitielle et corrosion des armatures :** L'alcalinité du béton ( $pH > 13$ ) assure la passivation des aciers d'armatures. Or, la carbonatation du béton entraîne une baisse du pH favorisant leurs corrosions. Lors du phénomène de corrosion. Dans la zone anodique il y aura une diminution progressive de la surface d'armature et dans la zone cathodique la formation d'une rouille expansive qui exercera une pression sur le béton qui entoure les armatures et provoqué l'éclatement du béton d'enrobage.

### I.8. Amorçage de la corrosion par pénétration des ions chlorures

#### I.8.1. Généralités

Les ions chlorures présents dans le béton peuvent avoir été introduits par l'eau de gâchage ou par des agrégats contaminés, ou bien provenir du milieu environnant (atmosphère marine, sels de déverglaçage, produits chimiques). Les chlorures peuvent exister dans le béton sous les deux formes suivantes :

- Les chlorures libres qui sont dissous dans la solution interstitielle ;
- Les chlorures piégés ou liés qui résultent de la réaction chimique avec les hydratés du ciment, ou combinés avec des agrégats, ou adsorbés physiquement sur les parois des pores de béton.

Les chlorures pénètrent dans le béton et arrivent au contact de l'acier et quand leur teneur atteint un seuil critique, ils attaquent l'acier, initialement passivé, en des points localisés. Dans ces points l'armature est dépassivée et correspondent aux zones anodiques où l'acier se dissout. Le reste de la surface qui est encore passivé correspond aux zones cathodiques. La surface des zones cathodiques étant bien plus importante que celles des zones anodiques, la dissolution de l'acier croît en profondeur plutôt qu'en surface, formant ainsi des piqûres ou des cavernes [24,25]. Le mécanisme de ce type de corrosion est complexe car la composition de la solution à l'intérieur de la piqûre est modifiée par rapport à celle de la solution interstitielle qui l'entoure [26].

#### I.8.2. Les réactions physico-chimiques

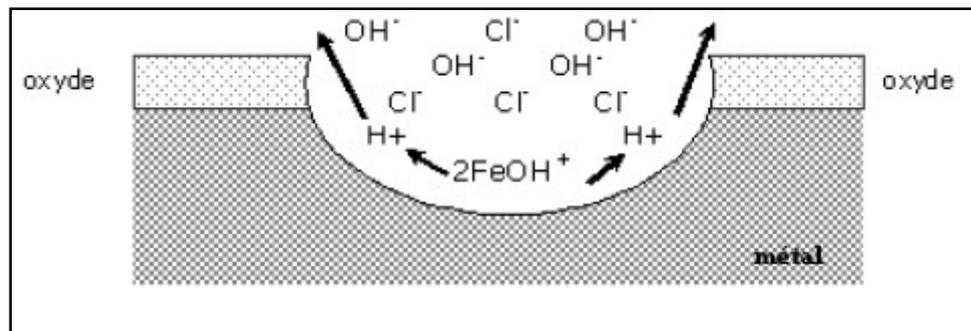
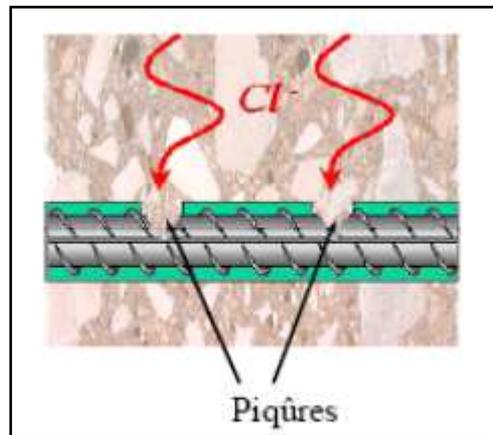
Les ions chlorures qui pénètrent dans le béton se combinent chimiquement avec l'aluminate tricalcique  $C_3A$  (composant du ciment) et forment des monochloroaluminates hydratés ( $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ ), relativement stable dans le béton.

Dans les piqûres, les ions chlorures s'associent avec l'ion hydrogène de l'eau pour former l'acide chlorhydrique qui sont constamment recyclés :



Ces réactions engendrent une importante baisse du pH, entre 3,8 et 5 [27,28], la dissolution du fer est alors accélérée et les piqûres croissent en profondeur.

- les ions ferreux diffusés hors de la piqûre se combinent avec les ions hydroxyde de la phase interstitielle du béton tandis que la réaction cathodique est la même que dans le cas de corrosion en absence de chlorure.



**Figure I.14** : Modèle de PAGE et al. D'attaque de l'acier par les ions chlorures [29]

**I.8.3. Teneur critique en ions chlorures**

Dans le cas où la solution interstitielle contient une faible concentration en ions chlorure, il n’y aura pas de dépassivation des armatures, il existe donc une teneur critique en ions chlorures nécessaire pour l’amorçage de la corrosion.

Dans la littérature, il existe plusieurs expressions de  $C_{cr}$ , la teneur critique peut s’exprimer par le rapport  $Cl^- / OH^-$  (c’est le rapport des ions activant  $Cl^-$  sur les ions passivant  $OH^-$ ), ou bien par la teneur en chlorures (libres+liés) par rapport au poids du ciment (de  $350kg/m^3$  par définition). Selon d’autres études, on considère que seuls les chlorures libres participent à la dépassivation des armatures et le seuil critique est exprimé en termes de la teneur en chlorures libre par rapport au poids du ciment. Enfin, il existe d’autres travaux qui expriment la teneur seuil par  $[Cl^-]=1,8 \text{ mol/l}$  [52]. Le tableau I.1 présente des valeurs de ces seuils reportées dans la littérature.

**Tableau I.1** : Teneurs critiques en ions chlorures et rapports  $Cl^- / OH^-$  relevés dans la littérature.

<b>Concentration en chlorures</b>	<b>Référence</b>
0,2% de $Cl^-$ solubles à l’acide en masse de ciment	Clear et al., 1973[30]
0,4 à 0,8% de $Cl^-$ totaux en masse de ciment	Locke et al., 1980[31]
0,4% de $Cl^-$ totaux en masse de ciment	Building Research Etablissement, 1982 [32]
0,15% de $Cl^-$ solubles à l’eau en masse de ciment	Holden et al.1983 [33] Popovics et al., 1983 [34]
0,2% de $Cl^-$ en masse de ciment (béton armé) 0,08% de $Cl^-$ en masse de ciment (béton pré-contraint)	ACI 222R-89-, 1989 [35]
0,06 à 1% de $Cl^-$ totaux en masse de ciment	ACI 318-89-, 1992 [36]
0,1% de $Cl^-$ totaux en masse de béton sec	Stoltzner et al., 1997 [37]
0,60 à 3,04% de $Cl^-$ totaux en masse de ciment selon les conditions expérimentales	Gouda et Halaka, 1970[38]

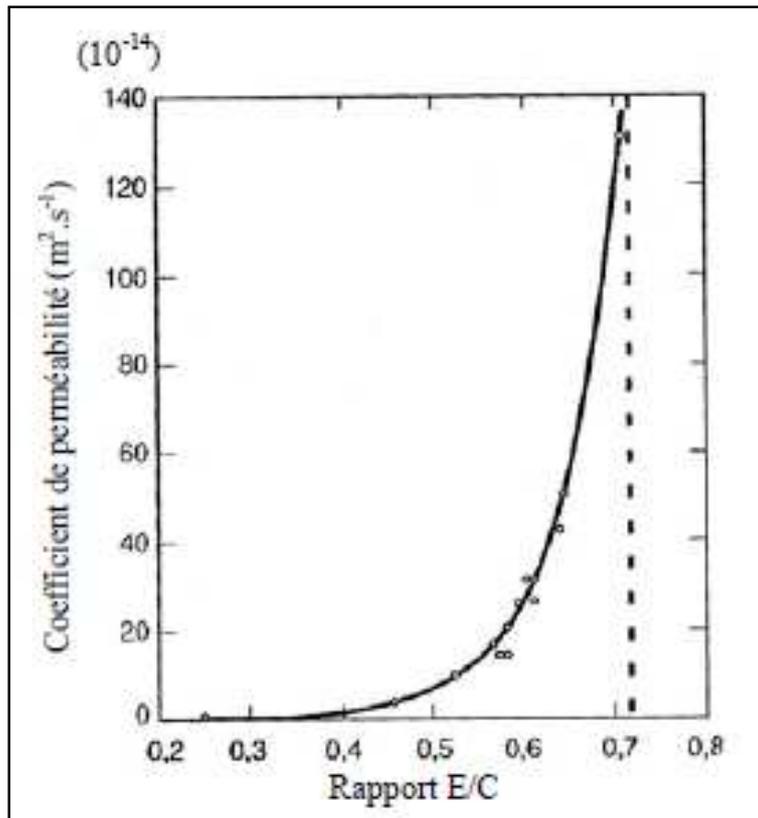
Concentration en chlorures	Référence
0,45 à 1,15% de Cl <sup>-</sup> libres en masse de ciment selon le type de béton	Kayyali et Haque, 1995 [39]
0,097 à 0,19% de Cl <sup>-</sup> totaux en masse de ciment	Hope et Ip, 1987 [40]
0,14 à 0,22% de Cl <sup>-</sup> libres en masse de ciment 0,35 à 1% de Cl <sup>-</sup> totaux en masse de ciment selon la Quantité en C <sub>3</sub> A	Hussain et al., 1995 [41]
Rapport Cl <sup>-</sup> /OH <sup>-</sup>	Référence
0,6	Hausman, 1967 [42]
0,35	Gouda, 1970 [43]
0,29 - 0,30	Diamond, 1986 [44]
0,25 - 0,8	Goni et Andrade, 1990 [45]
3,00	Lambert et al., 1991 [46]

Ces seuils ne sont pas fixes car ils dépendent du pH, de l'humidité du béton, de sa teneur en oxygène, etc.

### I.8.4. Facteurs influant sur la pénétration des chlorures

La pénétration des ions chlorures peut être influencée par des facteurs liés à la composition du matériau ou bien à sa mise en œuvre ou liés au milieu environnant. Les plus essentiels sont :

- **Le rapport E/C** : Comme pour le phénomène de carbonatation, la migration des ions chlorures à travers la structure poreuse d'un béton est fortement liée aux propriétés de transfert des bétons (diffusivité et perméabilité). Ces propriétés de transfert sont elles-mêmes liées à la microstructure des bétons. POWERS et al. [47] ont mis en évidence l'importante diminution de la perméabilité d'une pâte de ciment lorsque le rapport E/C diminue au dessous d'un rapport critique E/C=0,70 (Figure I.15). Pour des rapports E/C plus élevés, le réseau des capillarités reste toujours interconnecté, même si l'hydratation du ciment est complète.



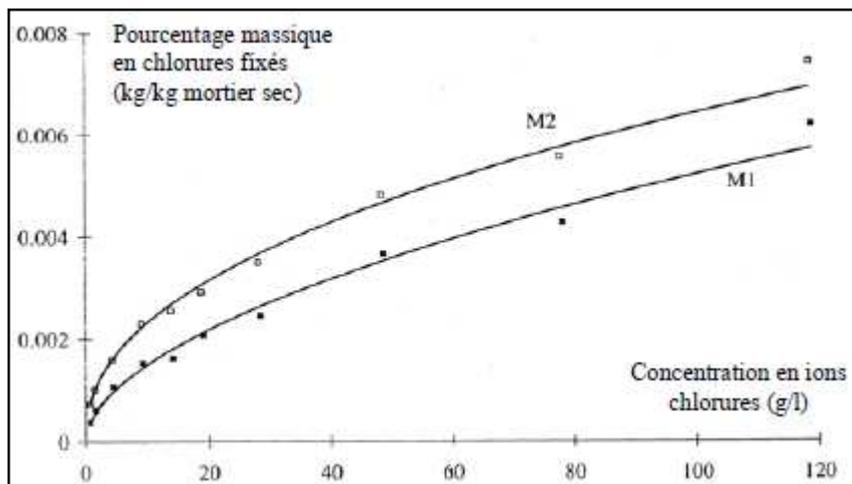
**Figure I.15 :** Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pâtes de ciment totalement hydratées et le rapport E/C

- **Les additions minérales et les ajouts :** Les additions minérales et les adjuvants donnent au béton un niveau de résistance à la compression fixé. La résistance à la compression peut constituer un critère vis-à-vis de la durabilité.

Les fillers calcaires ne modifient pas la perméabilité et la diffusivité du béton, cependant, d'autres additions minérales, comme les laitiers, les cendres volantes ou encore la fumée de silice, modifient la nature et la texture de ces hydrates. Ils réduisent la portlandite dans les hydrates. Cette réduction de la portlandite s'accompagne, en général, d'un affinement des pores et des capillaires, et donc une réduction de la perméabilité.

Cette action peut prendre quelques jours pour les fumées de silice, et quelques semaines pour les laitiers, et quelque mois pour les cendres volantes.

- **La nature du ciment :** La nature du ciment joue un rôle important dans la fixation des ions chlorures. En effet, les chlorures sont soit adsorbés sur les C-S-H, soit fixés par les aluminates ( $C_3A$ ) qui dépendent tous deux de la composition du ciment. FRANCY [48] a montré l'influence de la teneur en aluminates de ciment sur la quantité de chlorures fixés (figure 18).



**Figure I.16 :** Isotherme de fixation du chlore sur deux mortiers [48]

FRANCY a fait une comparaison des isothermes de fixation du chlore de deux mortiers de référence M1 et M2 (sable Leucate et  $E/C=0,5$ ), chaque mortier utilisant un ciment différent (tableau I.2).

**Tableau I.2 :** Analyse chimique des ciments de l'étude menée par FRANCY [48]

Mortier	Type de Ciment	Composition de Bogue (%)				
		$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$	$CaSO_4, H_2O$
M1	CEM I	67,2	16,4	4,5	6,5	4,5
M2	CEM II	58,8	14,7	11,3	6,6	4,5

On constate que le mortier M2, dont la teneur en aluminates du ciment est supérieure à celle du ciment M1, possède une capacité de fixation environ 30% supérieure à celle du mortier M1, pour une même teneur en pâte de ciment.

Une augmentation de la teneur en  $C_3A$  du ciment conduit donc à une diminution de la teneur en chlorures libres, c'est-à-dire à une augmentation de la teneur en chlorures fixés (pour une teneur en chlorures totaux constante).

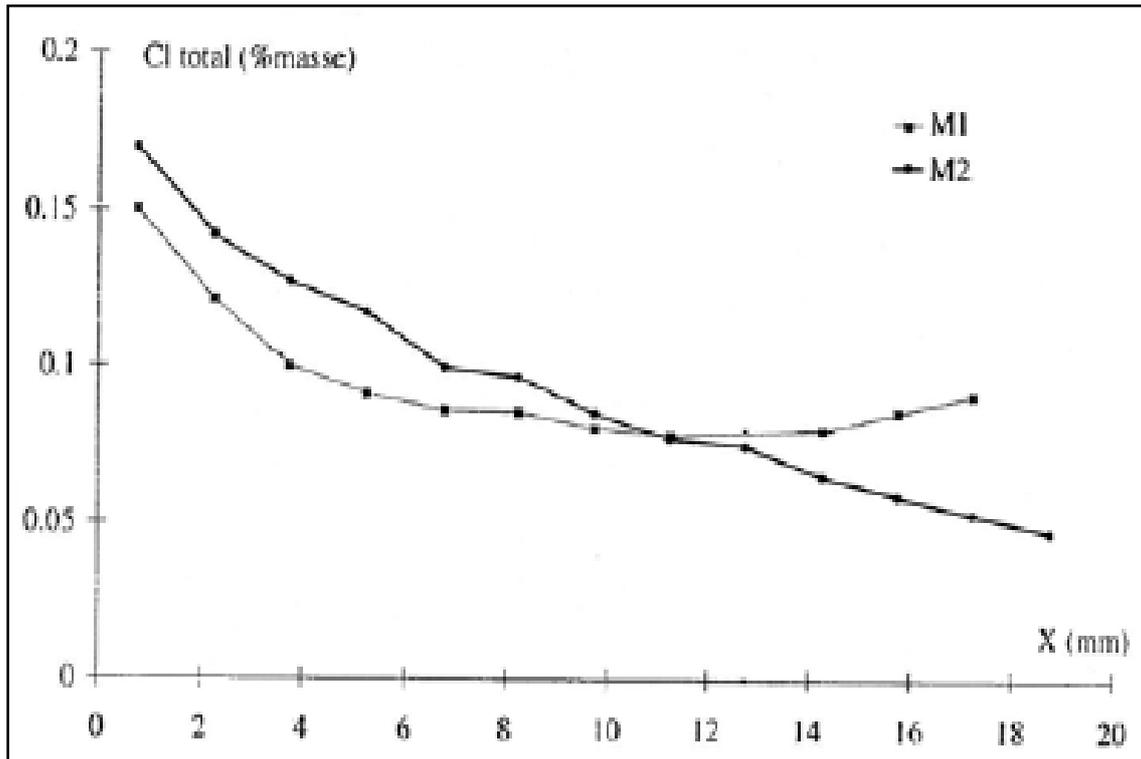
- **La teneur en eau** : Il est naturel de penser que la capacité de fixation du matériau vis-à-vis des ions chlorures est directement liée à la surface spécifique en contact avec la solution interstitielle : elle diminuerait avec l'humidité interne [49].

Cependant, malgré une diminution de la teneur en eau les parois des pores restent couvertes d'une couche adsorbée d'eau, il en résulte une augmentation de la solution au voisinage de ces pores [50]. Donc pour de faible teneur en eau, on aura des chlorures piégés dans une mince pellicule d'eau qui pourront être considérés comme fixés, et une diminution de la mobilité des ions chlorures.

- **Le flux de liquide** : Les mouvements d'eau peuvent réduire la fixation des ions chlorures. Des essais d'imbibition capillaires par solution saline menés par FRANCY [48] montre que les ions chlorures sont transportés par l'eau (figure I.17) et qu'une durée d'imbibition insuffisante ne permet pas d'atteindre l'équilibre de fixation du chlorure. Ce fait est expliqué par :

- Les chlorures transportés par l'eau dans les gros pores n'ont pas tous de suite accès aux hydrates avec les quelles ils interagissent ;
- La vitesse imposée aux ions peut réduire le nombre de chocs avec les parois des pores et donc le nombre de rétentions efficaces ;
- La forte énergie cinétique de mobilité des ions chlorures dans les pores peut favoriser la désorption par rapport à la fixation ;
- Un état initial sec du matériau peut rendre les hydrates inaptés à une fixation immédiate.

Ainsi, un flux convectif rapide gêne (ou retarde) la fixation des chlorures sur la matrice.



**Figure I.17 :** Profil en chlorure total après imbibition de 48 heures sur matériaux secs par des solutions saines à 20 g/l en NaCl [48]

- **La teneur en chlorure :** Les chlorures présents dans le béton peuvent soit être introduits lors du gâchage, soit provenir du milieu environnant. Lorsque la teneur en chlorures atteint ou dépasse une valeur critique ou valeur seuil [51,52,53], on dit qu'il y a dépassivation de la couche protectrice de l'acier, l'enrobage ne peut plus protéger les armatures et la corrosion s'amorce si les quantités d'eau et d'oxygène sont suffisantes

### I.9. Formation des produits de corrosion expansifs

En général, les produits de corrosion dominants sont l'hydroxyde ferreux ( $\text{Fe}(\text{OH})_2$ ) et l'hydroxyde ferrique ( $\text{Fe}(\text{OH})_3$ ). Ces deux produits sont les plus majoritaires parmi les produits de corrosion (d'où l'appellation de produits expansifs). On présente dans cette partie les expressions des pertes d'aciers en masse et en surface suite aux réactions de corrosion

### I.9.1. Masse d'acier consommée

La masse d'acier consommée lors de la formation des produits de corrosion peut être exprimée par la loi de Faraday [54] :

$$\frac{dm_a}{dt} = \frac{i_{corr} M_a}{nF} \quad (I.18)$$

Où :  $m_a$  est la masse d'acier consommée (g),  $t$  est le temps à partir de l'initiation de la corrosion (an),  $i_{corr}$  est la densité du courant de corrosion ( $\mu A/cm^2$ ),  $M_a$  est la masse molaire de l'acier ( $M_a = 55,85 g/mol$ ),  $n$  est la valence de l'acier  $-n = 2$  lors de la formation de  $Fe(OH)_2$  et  $n = 3$  lors de la formation de  $Fe(OH)_3$ , dont est déduite une valeur  $n = 2,5$  de façon empirique – et  $F$  est la constante de Faraday ( $F = 96500 C/mol$ ).

### I.9.2. Surface d'acier consommée

La corrosion des aciers dans le béton peut se faire sous deux formes :

Une corrosion généralisée, qui provoque une réduction uniforme de la surface d'acier et une corrosion par piqûre, qui provoque une réduction localisée et fréquemment plus agressive.

La plupart des cas de corrosion par pénétration des chlorures, induit une réduction de la section de la barre par la formation de piqûres. Ce phénomène a lieu lorsque les ions chlorures détruisent la couche protectrice de l'acier en des endroits localisés tout au long de la barre d'armature. Lorsque la corrosion est initiée en ces endroits, un environnement très agressif se forme à l'intérieur de ces piqûres. L'intérieur de la piqûre agit comme étant la région anodique donnant des électrons à la zone d'acier encore passive (cathode). Ce transfert d'électron crée un cycle auto-entretenu qui peut mener à des taux de pénétration dramatiques (jusqu'à 1mm/an) amenant à une réduction rapide des sections des barres d'armatures [55]

La profondeur de la piqûre ( $P_{max}$ ) est généralement plus grande que la profondeur de pénétration due à une corrosion générale ( $P_{moy}$ ). Le rapport entre la profondeur de la corrosion par piqûre et celle de la corrosion générale est appelé facteur de corrosion par piqûre ( $F_p$ ) et est défini par :

$$F_p = \frac{P_{max}}{P_{moy}} \quad (I.19)$$

Pour calculer la surface résiduelle des armatures sujettes à la corrosion par piqûre, Val et al [56] ont proposé un modèle supposant une forme sphérique de la piqûre (Figure I.18) et dans lequel la profondeur maximale d'une piqûre le long d'une armature d'acier de surface  $A_a$  est :

$$p(t) = \int 0,0116 \times i_{corr} \times F_p \times t \quad (I.20)$$

Où :  $p(t)$  est en mm/an. Cette équation est valable lorsque l'intensité du courant de corrosion est considérée constante dans le temps, en réalité  $i_{corr}$  est variable. Dans ce cas, l'équation (I.20) devient :

$$p(t) = \int 0,0116 \times i_{corr} \times F_p \times dt \quad (I.21)$$

Ensuite, en se basant sur la configuration présentée sur la Figure I.18, la largeur de la piqûre ( $a$ ) et sa section transversale ( $A_p$ ) peuvent être exprimées par :

$$A_p(t) = \begin{cases} A_1 + A_2 & p(t) \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ \pi \frac{D_0^2}{4} - A_1 + A_2 & \frac{D_0}{\sqrt{2}} < p(t) \leq D_0 \\ \pi \frac{D_0^2}{4} & p(t) \geq D_0 \end{cases} \quad (I.22)$$

$$A_1 = 0,5 \left[ \theta_1 \left( \frac{D_0}{2} \right)^2 - a \left| \frac{D_0}{2} - \frac{(p(t))^2}{D_0} \right| \right] \quad A_2 = 0,5 \left[ \theta_2 (p(t))^2 - a \frac{(p(t))^2}{D_0} \right] \quad (I.23)$$

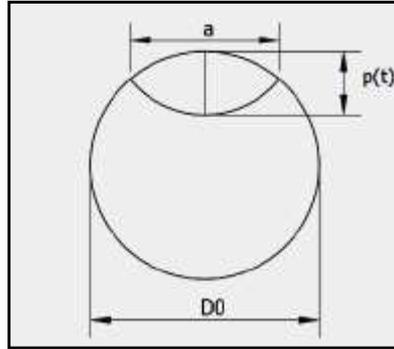
$$a = 2 p(t) \sqrt{1 - \left( \frac{p(t)}{D_0} \right)^2} \quad (I.24)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin\left(\frac{a}{D_0}\right) \quad \theta_2 = 2 \arcsin\left(\frac{a}{2p(t)}\right) \quad (I.25)$$

Où :  $D_0$  est le diamètre initial de la barre d'armature. Dans un élément en béton armé sujet à la corrosion par piqûre, contenant  $n_b$  barres, toutes de diamètre  $D_0$ , la surface résiduelle d'acier dans cet élément à l'instant  $t$  est :

$$A_{ar} = A_{anom} - \sum_{m=1}^{n_b} A_{p_m}(t) \quad (I.26)$$

$$\text{Où : } A_{anom} = n_b \cdot \pi \cdot \frac{D_0^2}{4} \quad (I.27)$$



**Figure I.18 :** Configuration de la piquê [56]

Le modèle proposé par Val et al. [56] est cohérent et assure une bonne représentation des piquê.

### I.10. Densité du courant de corrosion

La corrosion dans le béton résulte d'un processus électrochimique dans lequel la réaction de dissolution (réaction anodique) est équilibrée par une ou plusieurs réactions dites cathodiques mettant en jeu des quantités de matière (ions surtout) et des électrons. A chacune de ces réactions élémentaires correspond une vitesse de corrosion qui est égale à la quantité de matière formée par unité de temps. A chacune des réactions cathodique et anodique correspond un potentiel électrique qui dépend de sa vitesse.

A l'état d'équilibre naturel, les vitesses des charges électriques dans les demi-réactions (anodiques et cathodiques) sont égales en valeur absolue. Leur valeur commune est appelée courant de corrosion  $i_{corr}$  [57] avec :

$$i_{corr} = i_{anode} = -i_{cathode} \quad (I.28)$$

Dans le **tableau I.3**, plusieurs classifications du risque de corrosion sont présentées en fonction des valeurs de l'intensité du courant de corrosion.

**Tableau I.3 : Classification des courants de corrosion**

Classification	Courant de corrosion $i_{\text{corr}}(\mu\text{A}/\text{cm}^2)$				
	Dhir et al., 1994 [58]	Brite, 1995 [59]	Middleton et al., 1998 [60]	Gagné, 2008 [61]	Breysse et al., 2008 [62]
Négligeable		< 0,1		< 0,2	< 0,1
Faible	0,1	0,1 – 0,5	0,1 – 0,2	0,2 – 1,0	-
Modéré	1,0	0,5 – 1,0	0,2 – 1,0	1,0 – 10,0	-
Elevé	10,0	>1,0	>1,0	> 10,0	-

La détermination du courant de corrosion n'est pas facile puisque ce paramètre dépend de plusieurs facteurs, dont la disponibilité en oxygène et en eau à la surface du métal, la qualité du béton et l'enrobage.

Vu et al [63] ont proposé une méthode empirique qui permet de déterminer le courant de corrosion dans un environnement ayant une humidité relative de 75% et une température de 20°C. Pour cet environnement spécifique, le courant de corrosion est exprimé en fonction de la teneur en eau du béton et de l'enrobage par :

$$i_{\text{corr}}(\text{ini}) = \frac{37,8 (1 - E/C)^{-1,64}}{e} \quad (\text{I. 29})$$

Avec :  $i_{\text{corr}}(\text{ini})$  le courant de corrosion au début de la propagation de la corrosion en ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ),  $E/C$  la teneur en eau du béton et  $e$  l'enrobage en (cm). A partir des données de mesures du courant de corrosion, il a développé une relation entre le temps depuis l'initiation de la corrosion et le courant de corrosion :

$$i_{\text{corr}}(t_p) = i_{\text{corr}}(\text{ini}) \cdot 0,85 \cdot t_p^{-0,29} \quad (\text{I. 30})$$

Où:  $t_p$  est le temps depuis l'initiation de la corrosion. Ainsi, nous pouvons calculer le courant de corrosion à chaque instant à partir de l'initiation de la corrosion. Cette expression permet de prendre en compte la diminution du courant de corrosion dans le temps. Suite à la formation de produits rouillés à la surface de l'acier, la capacité de diffusion des ions fer diminue. Une réduction du rapport anode/cathode se produit également, ce qui se traduit par une diminution du courant de corrosion.

D'autres modèles de  $i_{corr}$ , basés sur des mesures des paramètres de corrosion, ont été proposés. En particulier, Liu et al. [64] ont proposé à partir d'analyses de régressions multilinéaires une expression de la densité du courant de corrosion en fonction de la teneur totale en chlorure, de la température, de la résistance ohmique et du temps de la corrosion active :

$$i_{corr} = 0,926X \exp(7,98 + 0,7771 \cdot \ln(1,69 C_t) - \frac{3006}{T} - 0,000116 \cdot R_c + 2,24 \cdot t^{-0,215}) \quad (1.31)$$

Avec:  $C_t$  la teneur totale en chlorure ( $\text{kg/m}^3$  de béton),  $T$  la température à la profondeur des armatures (K),  $R_c$  la résistance ohmique de l'enrobage ( $\Omega$ ) et  $t$  le temps de corrosion (an).  $R_c$  peut être exprimée au moyen d'une régression en fonction de  $C_t$  par [66] :

$$R_c = \exp[8,03 - 0,549 \cdot \ln(1 + 1,69 \cdot C_t)] \quad (I.32)$$

Plus récemment, des tests non destructifs et semi-destructifs ont été réalisés sur des échantillons de béton dans différentes conditions relatives à l'environnement (humidité relative et température) et au matériau (teneur en eau et épaisseur d'enrobage) pour mesurer l'intensité du courant de corrosion [62]. Ensuite des analyses statistiques ont été réalisées sur les séries de mesures et ont permis d'élaborer un modèle empirique de  $i_{corr}$  par analyse de régression multilinéaire [62] :

$$\ln(i_{corr}) = 0,0312(\text{HR}) - \frac{4736}{T} + 1,695 \left( \frac{E}{C} \right) - 0,391(e) + 14,589$$

$$\Rightarrow i_{\text{corr}} = A \cdot e^{0,0312HR} \cdot e^{-4736/T} \cdot e^{-0,391} \cdot e^{1,695 E/c} \quad (\text{I.33})$$

Avec : HR l'humidité relative (%), T la température (K), e l'enrobage (cm), E/C la teneur en eau et A une constante ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )

Le modèle de Vu et al. [63] ne permet pas de représenter l'effet de l'environnement sur l'évolution du courant de corrosion dans le temps. Le modèle empirique de Breysse et al [66] quantifie l'influence combinée des quatre paramètres (HR, T, e, E/C) sur la densité du courant de corrosion. Quant au modèle de Liu et al. [64], il permet de quantifier l'influence de trois paramètres (T, C<sub>t</sub>, t).

# Chapitre II

## Pathologie de la corrosion

### et pénétration des chlorures dans le béton

## Introduction

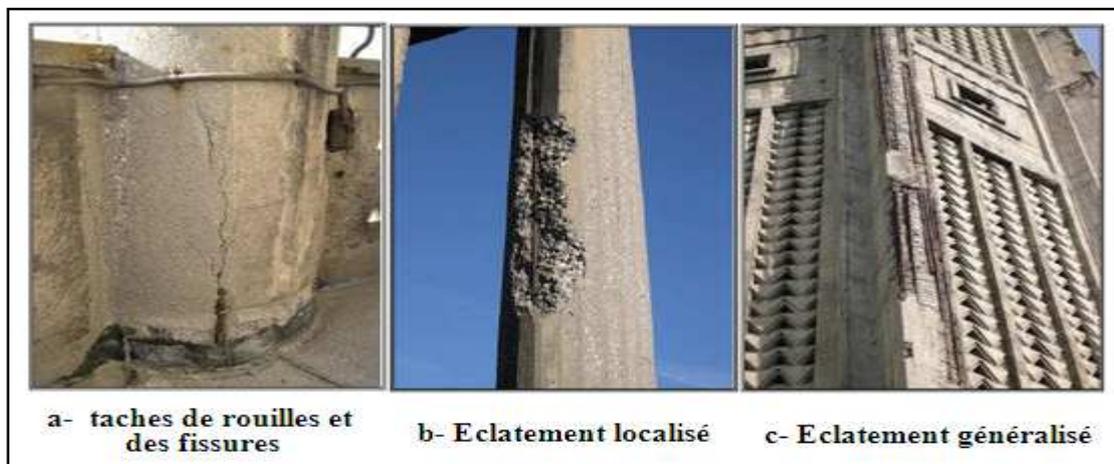
La dégradation des ouvrages en béton armé est la conséquence de multiples mécanismes, par exemple les cycles de gel-dégel, l'alcali-réaction, les défauts d'homogénéité, l'attaque des sulfates, et en fin la corrosion des armatures, qui est la cause d'environ 80% des dégradations d'ouvrages.

Dans ce chapitre, nous verrons en première partie l'influence que la corrosion peut avoir sur le comportement mécanique des structures en béton armé et on présentera en deuxième partie les mécanismes de pénétration des chlorures dans le béton et une synthèse bibliographique des modèles relatifs à ce phénomène.

### II.1. Pathologie de la corrosion des aciers

#### II.1.1. Les signes visibles de la corrosion des armatures

Au niveau de la surface du béton, les dégâts provoqués par la corrosion sont dus à l'augmentation des pressions internes. Ces dernières sont causées par l'augmentation de volume provenant de la formation des produits de corrosion (rouille). Dans ce cas, les fissures se forment au niveau des armatures et elles se propagent jusqu'à la surface. L'augmentation de ces produits de corrosion mène à l'agrandissement de l'ouverture de ces fissures qui finissent par dépasser une valeur critique. En conséquence, l'éclatement ou la désagrégation du béton a lieu et les armatures sont mises à nu. Ces dégâts visibles sont illustrés sur la figure II.1.



**Figure II.1** : signes visibles de la corrosion des armatures [67]

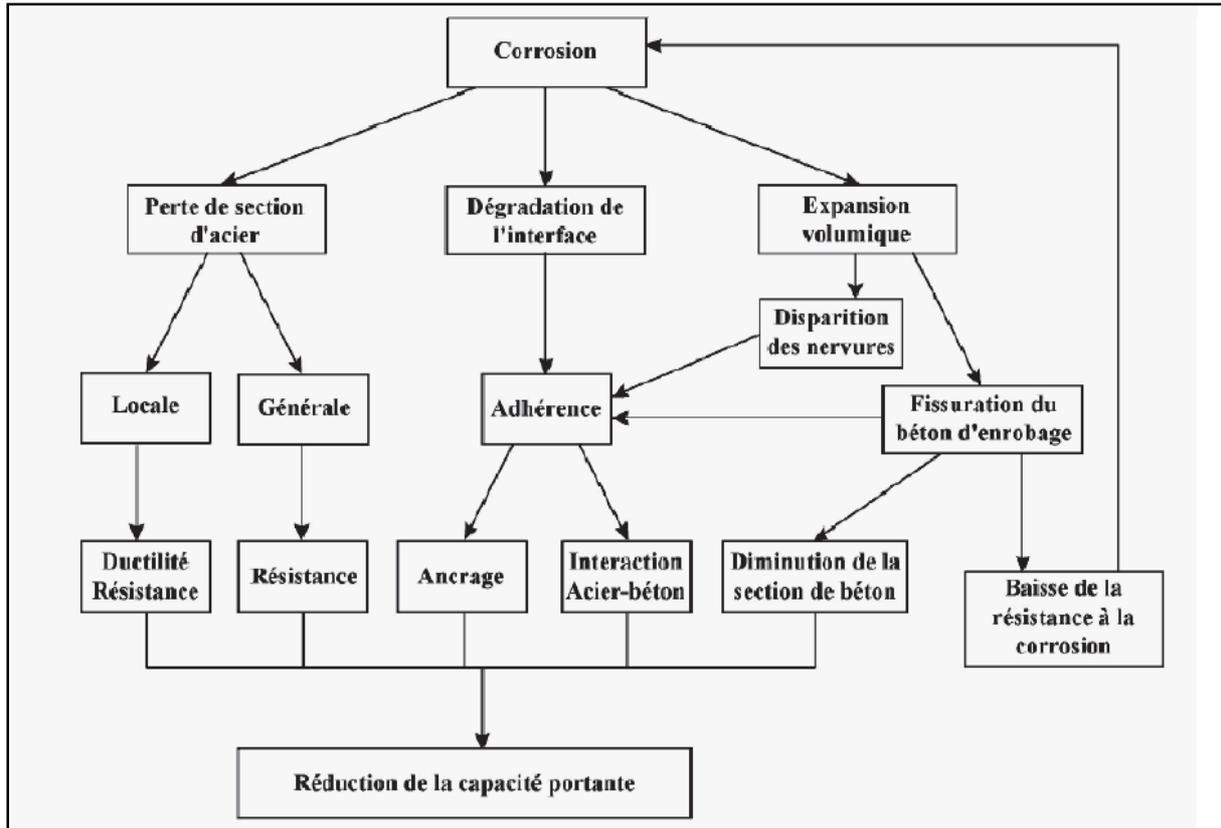
### **II.1.2. Les effets de la corrosion sur le comportement mécanique du béton**

La corrosion des aciers d'armature d'un élément en béton armé s'accompagne de plusieurs changements des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton. Ces changements évoluent par étapes.

Au début du phénomène de corrosion, il y a une perte de section d'acier qui est due soit à la corrosion par piqûre (locale) engendrée par pénétration des chlorures, soit à la corrosion généralisée provoquée par la carbonatation. De plus, la corrosion provoque une diminution de l'adhérence acier-béton. En fin, l'augmentation des produits de corrosion formés sur l'armature engendre la fissuration du béton de recouvrement.

Dans un second temps, les pertes de section peuvent mener à une diminution de la ductilité et de la résistance des éléments armés. La diminution d'adhérence peut causer une réduction de l'interaction acier-béton. La fissuration du béton d'enrobage facilite la pénétration des agents agressifs et rend l'acier exposé à la dépassivation. Lorsque la corrosion atteint un certain niveau, le béton de recouvrement éclate et il y a diminution de la section de béton. Ce phénomène peut se produire à des degrés de corrosion très faibles d'environ 1 à 2% de perte d'acier [69]. Toutes ces conséquences réduisent la capacité portante du béton armé.

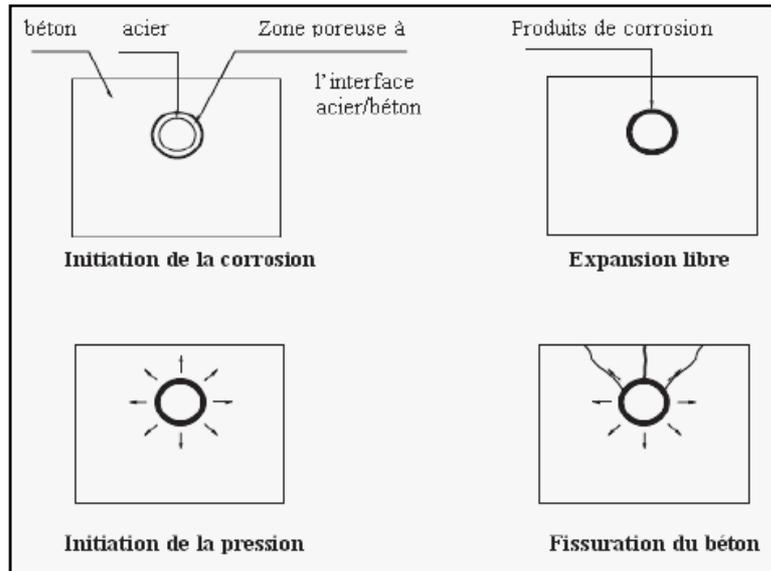
La figure II.2 montre les effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques du béton armé.



**Figure II.2 :** Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures [68]

### II.1.2.1. Dégradation du béton

Lorsque la corrosion se développe autour de l'armature, les produits générés vont avoir tendance à augmenter le volume global de l'armature. Ce ci aura pour effet l'apparition de fissures longitudinales le long de la barre d'acier ainsi que l'éclatement de l'enrobage. Certaines études [70] suggèrent que les produits de corrosion n'exercent pas dans leur totalité une pression sur le béton. Car une partie de ces produits remplit les pores autour de la barre et peut migrer à l'extérieur de l'interface acier-béton. Une fois la zone poreuse aux alentours de la barre remplie, les produits de corrosion commencent à exercer une pression sur le béton, provoquant dans la suite sa fissure. La figure II.3 présente le diagramme schématisé du processus corrosion-fissuration [71].

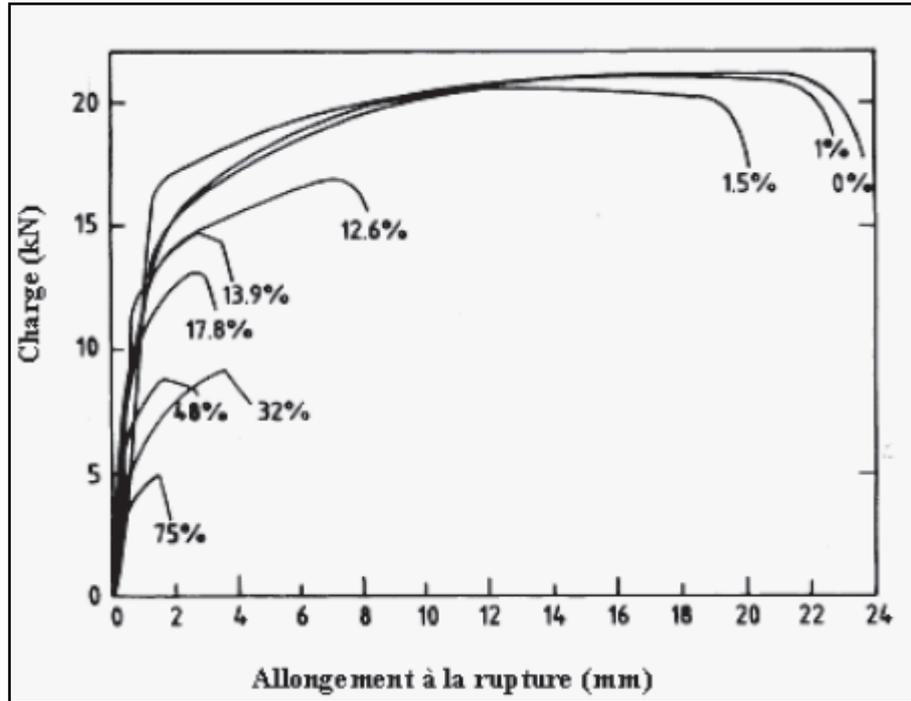


**Figure II.3** : diagramme schématisé du processus corrosion-fissuration [71]

### II.1.2.2. Diminution de l'allongement à la rupture des sections d'aciers

La corrosion des armatures provoque une diminution de la surface d'acier conduisant à la diminution de la résistance en flexion [72] ainsi qu'à la réduction de la ductilité de la section [73].

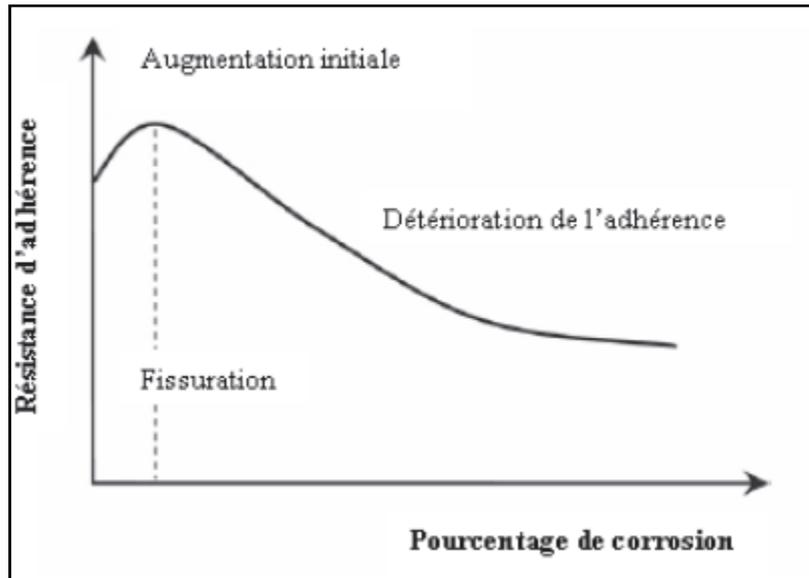
Quant à la ductilité, plusieurs essais réalisés ont montré une réduction considérable de l'allongement à la rupture avec la diminution de la section d'acier. Une réduction de l'allongement à la rupture de 30 % pour une perte de 15 % de la section d'acier et une réduction de 50% pour une perte de 28 % [74]. D'autres essais réalisés par ALMUSALLAM [73] ont permis de tracer (figure II.4) la variation de l'allongement à la rupture des barres en fonction du chargement et du degré de corrosion (c'est-à-dire en fonction de la proportion de réduction de la section d'acier). La réduction de la section des armatures provoque aussi une réduction de la limite d'élasticité de l'acier [75].



**Figure II.4 :** Variation de l'allongement à la rupture de barres d'acier ( $\text{Ø} = 6\text{mm}$ ) en fonction des charges pour différents degrés de corrosion [71]

### II.1.2.3. Détérioration de l'adhérence entre l'acier et le béton

Suite à l'accumulation des produits de corrosion autour de la barre d'acier, il y a dégradation de l'adhérence entre l'acier et le béton. Des études expérimentales réalisées par ANDRADE et al.[74] ont permis de déterminer de façon qualitative la variation de l'adhérence avec le degré de corrosion (Figure II.5); elles montrent une augmentation initiale de l'adhérence pour les faibles niveaux de corrosion suivie par une réduction considérable (supérieure à 50 %).



**Figure II.5 :** Variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion [76]

Dans le cas de la corrosion par piqûre, la perte d'adhérence est localisée au niveau des piqûres et une bonne adhérence existe sur le reste de l'armature. Pour cette raison, l'hypothèse d'une adhérence parfaite dans le calcul de la résistance de l'élément demeure appropriée et est en bon accord avec les résultats expérimentaux [77].

## II.2. Pénétration des ions chlorures dans le béton

### II.2.1. Généralités

La pénétration des chlorures dans un environnement naturel a lieu sous l'effet de deux mécanismes : l'absorption capillaire et la diffusion. L'absorption capillaire se produit lorsque le béton sec ou partiellement saturé est imbibé par la solution saline. La diffusion résulte d'une différence de concentration en ions chlorures entre la surface exposée et le cœur du béton sain, ce phénomène engendre un transport des chlorures de la zone la plus concentrée vers la zone la moins concentrée, elle se produit en milieu saturé. Dans le cas de cycle d'humidification et séchage, les deux mécanismes peuvent coexister. Cela concerne par exemple les zones de marnage des ouvrages partiellement immergés.

### II.2.2. Les mécanismes de transport des ions chlorures dans le béton

Afin de bien comprendre les mécanismes de pénétration des ions chlorures dans le béton, nous allons prendre un exemple concret avec un ouvrage situé en milieu marin (figure II.6). On peut distinguer trois parties différentes dans cet ouvrage. A ces différents types de conditions d'environnement, correspondent différents processus de transfert :

- Une partie totalement immergée : l'ouvrage est saturé en eau en permanence. Les ions chlorures vont se propager à travers le matériau uniquement par diffusion.

- Une partie immergée cycliquement grâce aux marées : le phénomène de transfert des ions chlorures est plus complexe. Dans le cas de la marée montante, le matériau est imbibé. Le mouvement des ions chlorures se décompose en deux parties : diffusion due au gradient de concentration en ions chlorures et convection due au mouvement de la phase liquide. Dans le cas du séchage (marée descendante), le problème est encore plus complexe. En effet, les ions se déplacent par diffusion et par convection seulement si la phase liquide est continue. Or dans le cas du séchage, le mouvement de l'eau se fait d'abord sous la forme liquide, puis à une certaine teneur en eau, la phase liquide n'est plus continue et le transfert se fait sous forme vapeur.

- Une partie exposée aux embruns : dans cette zone, le matériau adsorbe l'humidité par condensation capillaire et par capillarité. Le sel présent dans le matériau vient de la zone exposée aux marées. Il s'est propagé par diffusion.

Une partie des ions chlorures qui pénètrent dans le béton se lie chimiquement avec la pâte de ciment et l'autre est dissoute dans l'eau. Leur transport dans la solution interstitielle s'effectue par deux mécanismes distincts :

- Par la convection : les ions chlorures sont entraînés par les mouvements de l'eau ;
- Par la diffusion : les ions chlorures se dissolvent dans l'eau.

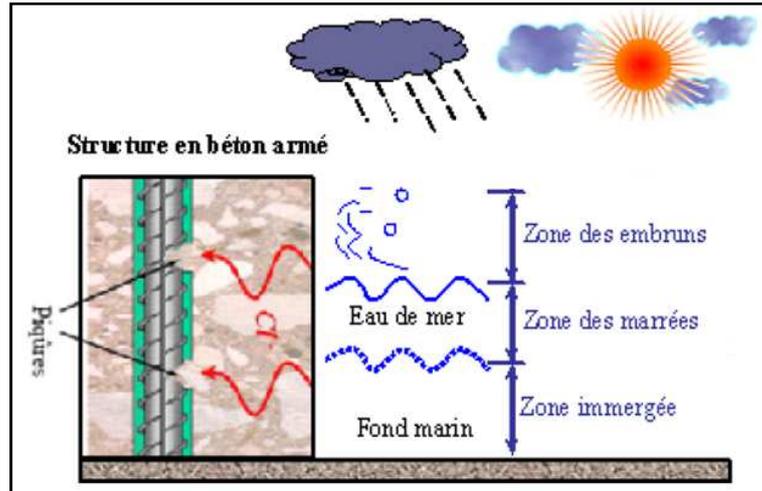


Figure II.6 : Sollicitation d'un ouvrage en milieu marin

### II.2.2.1. La convection

Dans un milieu partiellement saturé ou soumis à des cycles d'humidification et séchages, comme les parties des ouvrage exposées aux marées, embruns et sels de déverglaçage, les chlorures sont susceptibles de migrer avec la phase liquide interstitielle par convection [78,79].

L'absorption d'eau par capillarité désigne le mécanisme de transport des liquides dans le milieu poreux dû aux tensions de surface dans les capillaires. Elle ne dépend pas que du réseau poreux, mais aussi du taux de saturation du béton [80]

Le comportement des bétons soumis à des essais d'imbibition est décrit par l'équation suivante :

$$A(t) = C + St^{1/2} \quad (II.1)$$

Où :  $A(t)$  est le coefficient d'absorption capillaire à une échéance donnée de l'essai, en Kg par m<sup>2</sup> de surface exposée à l'imbibition ;  $S$  la vitesse d'absorption par remontée capillaire ou absorptivité (kg/m<sup>2</sup>.s<sup>1/2</sup>) et  $t$  le temps écoulé (s).  $C$  est l'éventuelle valeur initiale observée par certains chercheurs.

### II.2.2.2. La diffusion :

#### - Le transport par diffusion

Le transport d'une espèce par diffusion est lié au gradient de sa concentration. Dans une solution idéale, c'est-à-dire infiniment diluée, il est possible de négliger les interactions électrochimiques, alors, on peut exprimer le flux diffusif des ions par l'équation suivante:

$$J = -D_c \overrightarrow{\text{grad}}(c) \quad (\text{II.2})$$

Où :  $c$  la concentration de l'espèce considérée ;  $D_c$  le coefficient de diffusion de l'ion en solution.

Dans un volume élémentaire, où la variation de la concentration entre deux instants est égale à la quantité de matière échangée par diffusion, la relation (II.2) devient :

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\text{div}(\overrightarrow{J}) = \text{div}(D_c \overrightarrow{\text{grad}}(c)) \quad (\text{II.3})$$

Le coefficient de diffusion  $D_c$  des ions en solution dépend de la mobilité de l'ion et donc de son diamètre et de la force ionique de la solution. Si l'on considère que le volume élémentaire représentatif est cette fois-ci le milieu poreux, d'autres paramètres tels que la tortuosité ou la connectivité du réseau influent alors sur le mouvement de l'ion au sein du milieu poreux.

#### - Les ions chlorures dans le béton

Les ions chlorures dans le béton peuvent se présenter sous deux formes : Les chlorures libres ( $fc$ ), et les chlorures liés ( $bc$ ). La désorption est possible et les chlorures retournent alors sous forme ionique [78]

- la teneur volumique en chlorures totaux ( $tc$ ) s'écrit donc :

$$m_{tc} = m_{fc} + m_{bc} \quad (\text{II.4})$$

Où :  $m_{fc}$  est la teneur volumique en chlorures libre ;  $m_{bc}$  est la teneur volumique en chlorure liés.

La relation (II.4) peut encore s'écrire :

$$m_{tc} = pC_{fc} + m_{bc} \quad (II.5)$$

Avec :  $p$  est la porosité accessible à l'eau ;  $C_{fc}$  est la concentration en chlorures libres.

La capacité des ions chlorures à se fixer à la matrice cimentaire s'exprime par la relation suivante, dite isotherme d'interaction :

$$M_{bc} = f(C_{fc}) \quad (II.6)$$

Où :  $M_{bc}$  est la masse d'ions chlorures fixés par unité de masse de solide, peut se définir ainsi :

$$m_{bc} = \rho M_{bc} \quad (II.7)$$

La capacité de fixation des ions chlorures par la matrice cimentaire dépend de la température et de la nature du liant. Dans la littérature, Plusieurs équations ont été proposées dont l'isotherme de Langmuir qui s'écrit :

$$C_{bc} = \frac{\alpha_L C_{fc}}{1 + \beta_L C_{fc}} \quad (II.8)$$

Avec :  $\alpha_L$  et  $\beta_L$  les constantes de Langmuir dépendant de la teneur en  $C_3A$  (alumine tricalcique) qui influe sur la liaison des chlorures dans le béton.

### - La diffusion des ions chlorures dans le béton

L'application de la relation (II.2) ou la première loi de Fick aux ions chlorures libres dans le béton, nous donne :

$$\vec{J}_{fc} = -D_{eff} \overrightarrow{\text{grad}}(c_{fc}) \quad (II.9)$$

Où :  $D_{eff}$  est le coefficient de diffusion effectif des ions chlorures, le bilan de matière pour un volume élémentaire du matériau poreux s'écrit :

$$\frac{\partial m_{fc}}{\partial t} = -\text{div}(\vec{J}_{fc}) - m_{f \rightarrow b}$$

$$\frac{\partial m_{bc}}{\partial t} = m_{f \rightarrow b} \quad (II.10)$$

Sachant que  $m_{tc} = m_{fc} + m_{bc}$  l'équation de transfert des ions chlorures s'écrit sous la forme suivante, couramment appelé deuxième loi de Fick :

$$\frac{\partial m_{tc}}{\partial t} = -\text{div}[D_{\text{eff}} \overrightarrow{\text{grad}}(c_{fc})] \quad (\text{II. 11})$$

La relation (II.10) peut s'écrire, dans le cas d'un flux unidirectionnel :

$$\begin{aligned} \frac{\partial m_{fc}}{\partial t} &= \frac{\partial J_{fc}}{\partial x} - \frac{\partial m_{bc}}{\partial t} \\ \frac{\partial C_{fc}}{\partial t} &= -\frac{1}{p} \frac{\partial J_{fc}}{\partial x} - \frac{1}{p} \frac{\partial m_{bc}}{\partial t} \end{aligned} \quad (\text{II. 12})$$

Sachant que  $m_{bc} = \rho \cdot M_{bc} = \rho_s (1 - \rho) M_{bc}$  ; avec  $\rho_s$  est la masse volumique absolue du matériau,

$$\begin{aligned} \frac{\partial C_{fc}}{\partial t} &= -\frac{1}{p} \frac{\partial J_{fc}}{\partial x} - \frac{1-p}{p} \rho_s \frac{\partial M_{bc}}{\partial t} \\ \frac{\partial C_{fc}}{\partial t} &= -\frac{1}{p} \frac{\partial J_{fc}}{\partial x} - \frac{1-p}{p} \rho_s \frac{\partial M_{bc}}{\partial C_{fc}} \frac{\partial C_{fc}}{\partial t} \\ \frac{\partial C_{fc}}{\partial t} &= -\frac{1}{(1-p)\rho_s \frac{\partial M_{bc}}{\partial C_{fc}}} \frac{\partial J_{fc}}{\partial x} \end{aligned} \quad (\text{II. 13})$$

Et, si l'on suppose que le coefficient de diffusion  $D_{\text{eff}}$  est constant, c'est-à-dire qu'il ne dépend pas de la concentration en chlorures libres, on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{\partial C_{fc}}{\partial t} &= D_{\text{app}} \frac{\partial^2 J_{fc}}{\partial x^2} \\ D_{\text{app}} &= -\frac{D_{\text{eff}}}{p + \rho_s \frac{\partial M_{bc}}{\partial C_{fc}}} \end{aligned} \quad (\text{II. 14})$$

### II.2.3. Les modèles de transport ionique dans les matériaux cimentaires

La pénétration des ions chlorures dans le béton peut se faire par la diffusion et la convection. Dans la plupart des modèles de corrosion, on suppose qu'il s'agit d'une diffusion représenté par la deuxième loi de Fick. Dans cette partie, nous exposons deux modèles types parmi les plus utilisés dans la littérature et nous précisons celui retenu pour le reste du travail.

### II.2.3.1. Modèle de Val et al.

Dans ce modèle, le transport des chlorures dans le béton est effectué par deux phénomènes : la diffusion et la convection.

La pénétration des chlorures dans le béton partiellement saturé due à la fois à la diffusion et à la convection est décrite, dans un modèle bidimensionnel, (Val et al, 2008) [81] ont décrit la pénétration des chlorures dans le béton partiellement saturé par l'équation différentielle suivante :

$$\frac{\partial C_{tc}}{\partial t} = D_c w_e \left[ \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right] + D_h w_e \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] \quad (II.15)$$

Diffusion

Convection

Avec :  $C_{tc}$  la concentration totale en ions chlorures ( $\text{Kg/m}^3$  de béton),  $C_{fc}$  la concentration des chlorures libres ( $\text{Kg/m}^3$  de la solution dans les pores),  $h$  l'humidité relative dans les pores,  $D_c$  le coefficient de diffusion ( $\text{m}^2/\text{s}$ ),  $w_e$  la teneur en eau évaporable ( $\text{m}^3$  de la solution interstitielle/ $\text{m}^3$  de béton) et  $t$  le temps (s).

La concentration totale en ions chlorures est :

$$C_{tc} = C_{bc} + w_e C_{fc} \quad (II.16)$$

Avec :  $C_{bc}$  la concentration en ions chlorures liés ( $\text{kg/m}^3$  de béton). Ainsi l'équation précédente peut être réécrite en fonction de  $C_{fc}$

$$\frac{\partial C_{fc}}{\partial t} = D_c^* \left[ \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right] + D_h^* \left[ \frac{\partial}{\partial x} \left( C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] \quad (II.17)$$

Avec :  $D_c^*$  et  $D_h^*$  les coefficients de diffusion apparents des chlorures et de l'humidité respectivement.

$$D_c^* = \frac{D_c}{1 + \frac{1}{w_e} \left( \frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \right)} ; \quad D_h^* = \frac{D_h}{1 + \frac{1}{w_e} \left( \frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \right)} \quad (\text{II. 18})$$

Le coefficient de diffusion des chlorures de ce modèle est présenté dans la partie ci-dessous, qui traite ce coefficient en détail. Le coefficient de diffusion de l'humidité dépend de plusieurs paramètres qui apparaissent dans l'expression :

$$D_h = D_{h,\text{ref}} X f_{h1}(T) X f_{h2}(t_e) X f_{h3}(HR) \quad (\text{II. 19})$$

Avec :

$$f_{h1}(T) = \exp \left[ \frac{U_h}{R} \left( \frac{1}{T_{\text{ref}}} - \frac{1}{T} \right) \right]$$

$$f_{h2}(t_e) = 0,3 + \sqrt{\frac{13}{t_e}}$$

$$f_{h3}(HR) = \alpha_0 + \frac{1 - \alpha_0}{1 + \left( \frac{1 - HR}{1 - HR_{\text{ref}}} \right)^n} \quad (\text{II. 20})$$

Avec :  $D_{h,\text{ref}}$  le valeur de  $D_h$  dans les conditions de référence,  $t_e$  le temps d'hydratation équivalent,  $U_h$  l'énergie d'activation du processus de diffusion de l'humidité ( $U_h / R = 4700 \text{ K}$ ),  $\alpha_0$  un paramètre ayant des valeurs entre 0,025 et 0,1 et  $n$  un paramètre relatif à la diminution de la valeur de  $U_h$  par réduction de l'humidité relative et ayant des valeurs entre 6 et 16.

Pour évaluer la teneur en eau évaporable ( $w_e$ ), l'isotherme à trois paramètres de Brunauer-Skalny-Bodor (connue aussi sous le nom de modèle BSB) est utilisée. Ainsi,  $w_e$  est exprimée par :

$$w_e = \frac{C_m K_s V_m HR}{(1 - K_s HR)[1 + (C_m - 1) K_s HR]} \quad (\text{II. 21})$$

Avec :  $C_m$ ,  $V_m$  et  $K_s$  les trois paramètres du modèle. Ces paramètres peuvent être estimés en utilisant les formules empiriques suivantes (pour  $t \geq 5$  jours et  $0,3 \leq E/C \leq 0,7$ ) :

$$V_m = \left(0,068 - \frac{0,22}{t}\right) \left(0,85 + 0,45 \left(\frac{E}{C}\right)\right) V_{ct}$$

$$C_m = \exp\left(\frac{855}{T}\right)$$

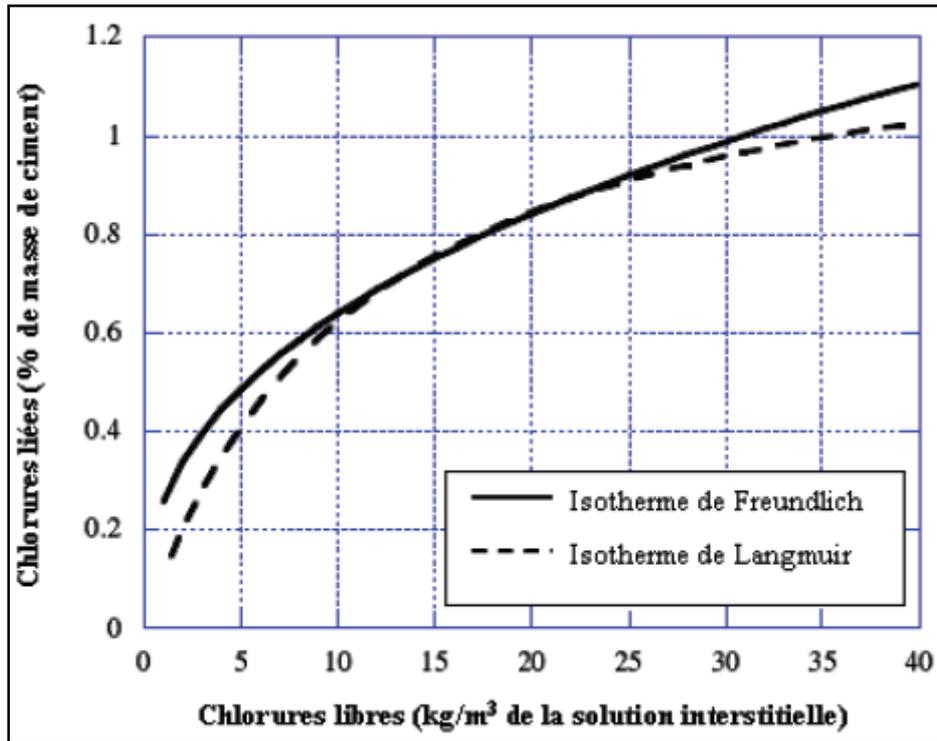
$$K_s = \frac{\left(1 - (1/N)\right) C_m - 1}{C_m - 1}$$

$$N = \left(2,5 + \frac{15}{t}\right) \left(0,33 + 2,2 \left(\frac{E}{C}\right)\right) N_{ct} \quad (\text{II. 22})$$

Avec :  $V_{ct}$  et  $N_{ct}$  des coefficients dépendant du type de ciment ; pour le ciments Portland  $N_{ct} = V_{ct} = 1$  et ce sont les valeurs retenues dans le modèle de [Val et al., 2008] et  $E/C$  le rapport eau/ciment.

Enfin, pour compléter la formulation du problème, la capacité de liaison des chlorures ( $\partial C_{bc}/\partial C_{fc}$ ) doit être déterminée. Elle correspond à la pente de la relation entre les ions chlorures liés et libres dans le béton. Cette relation est déterminée à température constante en se référant à une isotherme de liaison. En effet, il existe plusieurs isothermes décrivant la capacité de liaison. (Val et al., 2008) [81] en a étudié deux- Langmuir et Freundlich- et a trouvé que l'isotherme de Langmuir était le plus adapté.

La figure II.7 présente un exemple de la relation entre les chlorures libre et les chlorure liés dans un béton selon les 2 isothermes étudiés par (Val et al., 2008)[81]. On peut remarquer que la différence entre les 2 isothermes est faible, et le choix de l'isotherme de Langmuir est essentiellement dû à la possibilité de la modéliser que celle de Freundlich.



**Figure II.7 :** Isotherme de liaisons d'un béton Portland (teneur en  $C_3A=8\%$ )

Le modèle de (Val ,2008)[81] décrit le processus de pénétration des ions chlorures dans un milieu où l'eau peut se déplacer (non saturé d'eau) comme c'est le cas du béton soumis à différents niveaux d'humidité. Mais, les difficultés de la détermination expérimentale de certains paramètres relatifs à la convection en plus de la non validation expérimentale du modèle, s'opposent à son utilisation dans notre cas.

Toutefois, il existe beaucoup d'autres modèles prenant en compte les deux mécanismes de transport à la fois [82,83]. Le problème commun à ces types de modèles est d'une part leur complexité et d'autre part la difficulté d'obtention des paramètres expérimentaux. C'est la raison pour laquelle on ne va pas s'attarder sur ce type de modèle.

### II.2.3.2. Modèle de Vu et al

Ce modèle utilise la solution classique d'un cas particulier de la deuxième loi de Fick pour décrire la diffusion de chlorures dans la solution interstitielle :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (\text{II. 23})$$

Avec :  $D_c$  le coefficient de diffusion des chlorures,  $C$  la concentration en ions de chlorures,  $x$  la profondeur dans la direction de la diffusion et  $t$  le temps. Une solution pour cette équation différentielle en supposant un milieu isotope semi-infini est [Vu et al., 2000]

$$C(x, t) = C_0 + (C_s - C_0) \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right) \quad (\text{II. 24})$$

Où :  $C(x, t)$  est la concentration des ions chlorures à une profondeur  $x$  et à un instant  $t$  donné,  $C_s$  est la concentration des chlorures sur la surface,  $C_0$  est la concentration initiale de chlorures dans le béton,  $D_c$  est le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton et  $\operatorname{erfc}$  est la fonction erreur.

Dans ce cas, les hypothèses suivantes sont utilisées : le coefficient de diffusion est indépendant du temps, de l'abscisse et de la concentration de chlorures et de la concentration initiale de chlorures est prise égale à zéro.

Donc, théoriquement, la deuxième loi de Fick n'est utilisable que dans le cas où le béton est constamment saturé d'eau [84]. Cependant, elle représente la solution la plus utilisée dans la littérature pour décrire la pénétration des ions chlorures dans le béton en raison de sa simplicité. Ce modèle a été retenu dans cette thèse pour prédire l'initiation de la corrosion.

# Chapitre III

## Modélisation de la pénétration des chlorures dans le béton

## Introduction

La dégradation des structures en béton armé exposées à des milieux agressifs est en grande partie liée à la pénétration des ions chlorures. Celle-ci est la cause physico chimique essentielle qui réduit la durée de vie des ouvrages en béton armé par corrosion des armatures. La durée de vie des ouvrages exposés à la corrosion des armatures par pénétration des chlorures est souvent évaluée comme la période d'incubation, c'est-à-dire la période au bout de laquelle la concentration critique en agents agressives est atteinte au niveau du premier lit d'armatures.

Le temps d'initiation de la corrosion dépend de la vitesse de pénétration des ions chlorures et des caractéristiques du béton et du milieu environnant.

### III.1. Modélisation de la pénétration des ions chlorures

Dans le cadre de ce travail, on décrit la pénétration des ions chlorures dans le béton par le modèle de Vu et al. Avec solution classique de la deuxième loi de Fick (équation II.24). En écrivant différemment cette expression, on obtient :

$$\frac{C(x,t) - C_0}{(C_s - C_0)} = \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right) \quad (\text{III. 1})$$

Où :  $C(x,t)$  est la concentration des ions chlorures à une profondeur  $x$  et à un instant  $t$  donné,  $C_s$  est la concentration des chlorures sur la surface (considérer constant dans le temps),  $C_0$  est la concentration initiale de chlorures dans le béton,  $D_c$  est le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton (constant dans le temps) et  $\operatorname{erfc}$  est la fonction erreur définie par :

$$\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x) \quad (\text{III. 2})$$

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-\mu^2} d\mu \quad (\text{III. 3})$$

Afin de calculer l'intégrale de Gauss  $\int_0^x e^{-\mu^2} d\mu$  :

On Pose :

$$(I(x))^2 = \left(\int_0^x e^{-\mu^2} d\mu\right)^2 = \left(\int_0^x (e^{-\mu^2} d\mu)\right) \left(\int_0^x (e^{-v^2} dv)\right) = \iint_0^x e^{-(\mu^2+v^2)} d\mu dv$$

(intégrales indépendantes)

Le terme  $\mu^2+v^2$  invite à passer en polaire :

$$\mu = r \cos \theta \Rightarrow \mu^2 = r^2 \cos^2 \theta$$

$$v = r \sin \theta \Rightarrow v^2 = r^2 \sin^2 \theta$$

$$\text{Donc : } \mu^2 + v^2 = r^2 \cos^2 \theta + r^2 \sin^2 \theta$$

$$\mu^2 + v^2 = r^2 (\cos^2 \theta + \sin^2 \theta)$$

$$\mu^2 + v^2 = r^2$$

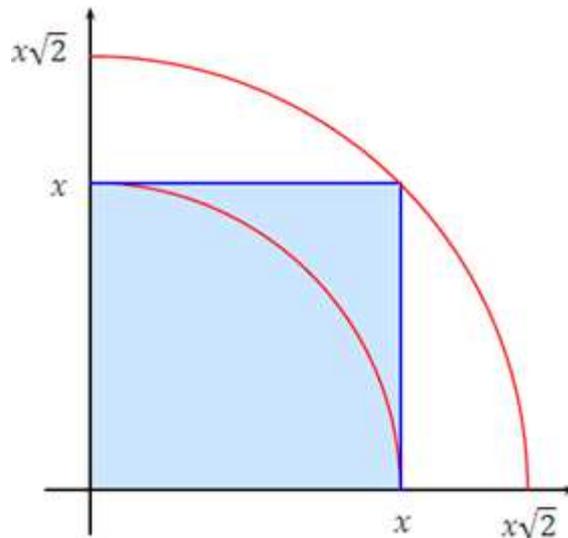
Le domaine d'intégration est:

-  $x \geq 0 \Rightarrow 0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$

- On a:  $\mu \leq x \Rightarrow \mu^2 \leq x^2$

$v \leq x \Rightarrow v^2 \leq x^2$

$$\text{Donc : } r^2 = \mu^2 + v^2 \leq 2x^2 \Rightarrow 0 \leq r \leq \sqrt{2}x$$



$$\text{Car : } J_{\text{Jacobien}} = \left| \begin{array}{cc} \frac{d\mu}{dr} = \cos\theta & \frac{d\mu}{d\theta} = -r \sin\theta \\ \frac{dv}{dr} = \sin\theta & \frac{dv}{d\theta} = r \cos\theta \end{array} \right| = r \cos^2\theta - (-r \sin^2\theta) = r$$

$$(I(x)^2) = \int_0^x \int_0^x e^{-\mu^2 - v^2} d\mu dv = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \int_0^{\sqrt{2}x} e^{-r^2} r dr d\theta$$

$$(I(x)^2) = \int_0^{\sqrt{2}x} r e^{-r^2} dr \int_0^{\frac{\pi}{2}} d\theta$$

$$(I(x)^2) = \int_0^{\sqrt{2}x} r e^{-r^2} dr \int_0^{\frac{\pi}{2}} d\theta$$

$$(I(x)^2) = \frac{\pi}{4} (1 - e^{-2x^2})$$

$$\text{D'où : } \int_0^x e^{-\mu^2} d\mu = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \sqrt{(1 - e^{-2x^2})} \quad (\text{III. 4})$$

$$\text{Et : } \text{erf}(x) = \sqrt{(1 - e^{-2x^2})}$$

$$\text{Et : } \text{erfc}(x) = 1 - \sqrt{(1 - e^{-2x^2})}$$

Pour étudier l'influence de  $x$  ;  $C$  et  $C_s$  sur la durée d'incubation de la corrosion, on calcule  $t = f(x, C, C_s)$

$$\frac{C - C_0}{(C_s - C_0)} = 1 - \sqrt{(1 - e^{-2\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right)^2})}$$

$$\frac{C - C_0}{(C_s - C_0)} - 1 = -\sqrt{(1 - e^{-\frac{x^2}{2D_c t}})}$$

$$\left(\frac{C - C_s}{(C_s - C_0)}\right)^2 = (1 - e^{-\frac{x^2}{2D_c t}})$$

$$\ln\left[1 - \left(\frac{C - C_s}{(C_s - C_0)}\right)^2\right] = -\frac{x^2}{2D_c t}$$

$$t = -\frac{1}{2 D_c \ln \left[1 - \left(\frac{C - C_s}{(C_s - C_0)}\right)^2\right]} x^2 \quad (\text{III. 5})$$

La dépassement de la couche protectrice de l'acier a lieu lorsque les chlorures arrivent au niveau des armatures et lorsque la concentration en chlorure dans le béton atteint le seuil critique  $C_{cr}$ . Ces deux conditions peuvent être exprimées par :

$$C(e, T_{ini}) = C_{cr} \quad (\text{III. 6})$$

Avec  $e$  l'enrobage et  $T_{ini}$  le temps d'initiation de la corrosion. Sous les hypothèses que la concentration en chlorure à l'instant  $t = 0$  est nul ( $C(x, 0) = 0$ ), la concentration en chlorure à la surface est constante dans le temps ( $C_s = \text{constante}$ ), et que le coefficient de diffusion  $D_c$  est constant dans le temps ( $D_c = \text{constante}$ ), le temps d'initiation de la corrosion est exprimé par :

$$T_{ini} = -\frac{1}{2 D_c \ln \left(1 - \left(\frac{C_{cr} - C_s}{C_s}\right)^2\right)} e^2 \quad (\text{III. 7})$$

### III.2. Choix des valeurs des paramètres influençant la pénétration des chlorures :

Les paramètres qui interviennent dans la phase d'initiation de la corrosion induite par les chlorures sont l'enrobage ( $e$ ), la concentration à la surface en ions chlorures ( $C_s$ ), la concentration critique en chlorures ( $C_{cr}$ ), et le coefficient de pénétration ( $D_c$ ). ( $C_s$ ) et ( $C_{cr}$ ) seront modélisées par des variables aléatoires, car il ya une grande variation des valeurs proposées pour ces deux paramètres dans la littérature.

### III.2.1. L'enrobage

L'épaisseur d'enrobage constitue une barrière physique aux ions chlorures. La plus parts des règlements actuels prescrivent des valeurs d'épaisseur minimales afin d'assurer la durabilité de la structure. Cette épaisseur permet de différer l'initiation de la corrosion en augmentant artificiellement le trajet des ions agressifs vers les armatures. Afin de quantifier l'influence de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion, on fera varier  $e$  de 30mm jusqu'à atteindre un  $T_{int}$  égale à 50ans, car Les bâtiments et les ouvrages de génie civil courants sont dimensionnés pour une durée d'utilisation de projet de 50 ans.

### III.2.2. Concentration à la surface en ions chlorures

La concentration en ions chlorures à la surface du béton dépend de l'exposition de la structure, de sa proximité de la mer et de sa sujétion aux sels de déverglaçage.

Dans les zones côtières, le vent peut transporter les embruns maritimes riches en chlorures pour de longues distances (au-delà de 3 km). Les chlorures contenus dans les embruns s'accumulent à la surface du béton lors de leur contact.

Plusieurs études proposent une classification de l'agressivité de l'environnement marin et attribuent à chaque niveau d'agressivité une valeur de  $C_s$ . Sur la base d'un grand nombre de mesures effectuées sur des ponts repartis dans tous les Etats Unis, McGee (1999) et Weyers et al. (1993) ont proposé chacun une classification de l'agressivité de l'environnement en 4 niveaux, dont les détails physiques et statistiques sont reportés dans les tableaux III.1 et III.2

**Tableau III.1:** Description de l'agressivité de l'environnement [85]

<b>Niveau d'agressivité</b>	<b>Description</b>	<b>Distribution</b>	<b>Moyenne (<math>kg/m^3</math>)</b>	<b>C.V.</b>
Faible	Structures situées à 2,84 km ou plus de la côte.	Lognormale	0,35	0,5
Modéré	Structures situées entre 0,1 km et 2,84 km de la côte sans contact direct avec l'eau de mer.	Lognormale	1,15	0,5
Elevé	Structures situées à moins de 100 m de la côte sans contact direct avec l'eau de mer et structures sujettes aux sels de déverglaçage.	Lognormale	2,95	0,5
Extrême	Structures sujettes aux cycles d'humidification et de séchage par l'eau de mer	Lognormale	7,35	0,7

**Tableau III.2 :** Description de l'agressivité de l'environnement [86]

<b>Niveau d'agressivité</b>	<b>Plage (<math>kg/m^3</math>)</b>	<b>Moyenne (<math>kg/m^3</math>)</b>
Faible	0 – 2,4	1,8
Modéré	4 – 4,7	4,5
Elevé	4,7 – 5,9	5,3
Sévère	5,9 – 8,9	7,4

La classification de Weyers et al. (1993) [86] permet de définir la concentration en ions chlorures à la surface du béton pour la majorité des situations (sels de déverglaçage, différents expositions aux embruns). Ainsi, le modèle de  $C_s$  retenu dans ce travail est tel que défini dans le tableau III.2.

### III.2.3. Concentration critique en ions chlorures

Le seuil critique de la concentration en chlorures provoquant l'amorçage de la corrosion des aciers dans le béton dépend de plusieurs paramètres comme l'humidité, la température, la formulation du béton, la teneur en  $C_3A$  du ciment, les additions minérales, les cations associés aux ions chlore, etc.

Dans la littérature, il existe plusieurs façons d'exprimer le seuil critique de la concentration en chlorure (ces expressions sont exposées au chapitre I). Une analyse des relations entre les différents paramètres des expressions du seuil critiques et les facteurs qui les influencent a été réalisée par Glass [51] :

- Lorsqu'il y a une augmentation de la teneur en eau dans le béton, il résulte une diminution de la concentration en ions chlorures, toutefois la probabilité de corrosion augmente. Donc il est plus logique d'utiliser la masse de chlorure pour l'évaluation du seuil critique plus tôt que la concentration. L'humidité a le même effet que la teneur en eau sur le seuil critique ;

- Il existe une relation entre le seuil critique et le pH de la solution interstitielle, puisqu'une diminution du pH (acidification) induit une libération d'une quantité des chlorures liés car certaines liaisons des chlorures sont réversibles. Donc il est plus approprié de considérer la teneur totale en chlorures que d'utiliser la teneur en chlorures libres.

Ainsi, dans notre travail l'expression de  $C_{cr}$  retenue est le rapport de la concentration massique en chlorures totaux. Dans la littérature, on trouve une grande différence des valeurs proposées par différents auteurs. Ces valeurs sont exposées dans le tableau III.3

Dans ce mémoire, nous nous intéressons principalement aux structures situées dans des environnements marins et l'étude réalisée par Angst et al.,2009 [96] a montré que les valeurs les plus faibles de  $C_{cr}$  ont été obtenues pour les structures exposés à ces environnement. Ainsi, le modèle probabiliste retenu est celui proposé par Enright et al., 2000[91] :

$$C_{cr} \sim U(0, 62; (C.V = 0, 1))$$

**Tableau III.3:** Modèle probabilistes de la concentration critique en ions chlorures  
( $kg/m^3$ )

Référence	Distribution	Moyenne ( $kg/m^3$ )	C.V.
Engelund et al., 1995[87]	Normale	1,38	0,2
Breit, 1997[88]	Normale	1,75	0,36
Stewart et al., 1998[89]	Uniforme [0,6 – 1,2]	0,9	0,19
Enright et al., 1998[90]	Lognormale	1	0,1
<b>Enright et al., 2000[91]</b>	<b>Lognormale</b>	<b>0,62</b>	<b>0,1</b>
Leira et al., 2000[92]	Lognormale	3,5	0,6
Duprat, 2004[93]	Uniforme [0,5 – 1,5] Uniforme [1 – 2] Uniforme [1,5 – 2,5]	1 (qualité médiocre) 1,5 (qualité courante) 2 (bonne qualité)	0,29 0,19 0,14
Izquierdo et al., 2004[94]*	Normale Normale Normale Lognormale Lognormale Lognormale	1,75 (E/C=0,5) 2,1 (E/C=0,4) 2,8 (E/C=0,3) 5,25 (E/C=0,5 ; béton submergé) 7 (E/C=0,4 ; béton submergé) 7,7 (E/C=0,3 ; béton submergé)	0,3 0,3 0,3 0,35 0,35 0,35
Suo et al., 2009[95]	Normale	2,4	0,2

\*Tous les essais sont réalisés sur du béton à base de ciment Portland ordinaire

### III.2.4. Coefficient de pénétration des chlorures

Vu les données disponibles, le coefficient de diffusion des chlorures pour des environnements marins est exprimé en fonction du rapport E/C par le modèle de Hobbs et al.,1999 [97], donné par l'équation suivante :

$$D_c = 0,04 \cdot 1166^{E/C} \cdot 10^{-12} \quad (\text{III. 8})$$

Pour un béton à base de ciment portland ordinaire et de rapport E/C=0,5, le coefficient de diffusion est égale à :  $D_c = 1,37 \cdot 10^{-12}$

### III.3. Application numériques :

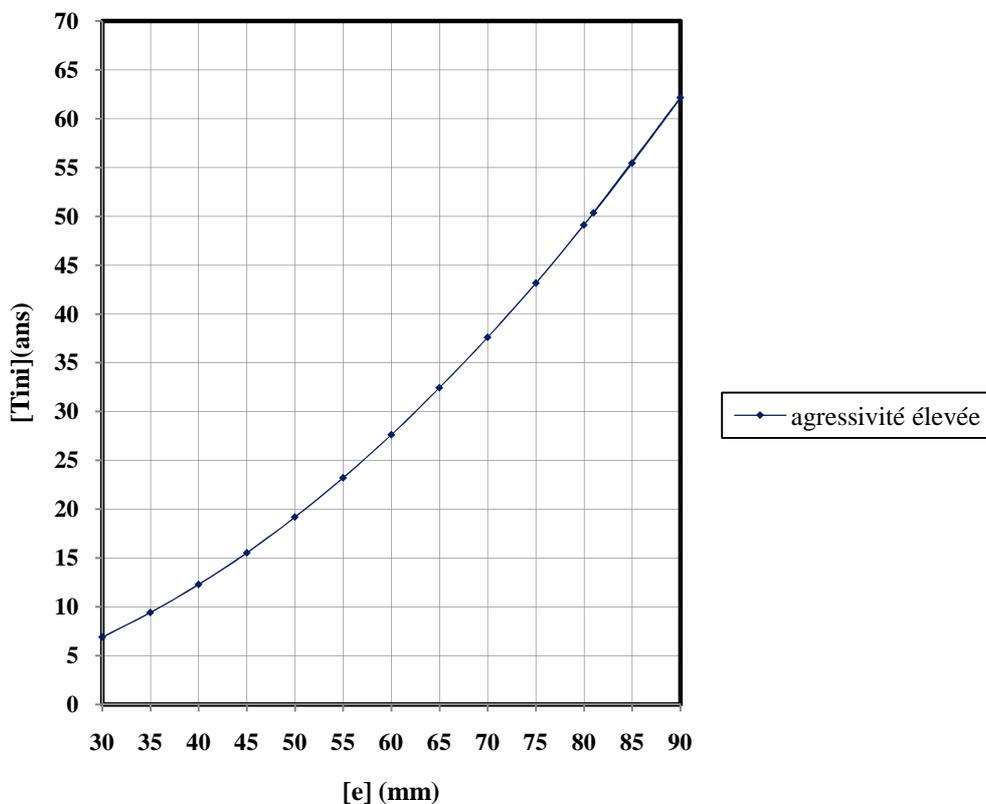
Dans cette partie, nous étudierons l'effet de chacun des paramètres qui influent sur la phase d'initiation de la corrosion induite par les chlorures. Les paramètres pris en considération sont : l'enrobage  $e$ , la concentration critique en chlorures  $C_{cr}$  le coefficient de diffusion  $D_c$  et la concentration en chlorures à la surface du béton  $C_s$ . Les valeurs prises en compte dans ce travail sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.4** : Tableau récapitulatif des valeurs des paramètres influant sur la pénétration des chlorures

Paramètre	Symbole	Distribution	Moyenne	C.V.
Enrobage	$e$	-	[3cm, $e$ ( $T_{ini} = 50\text{ans}$ )]	-
Concentration de chlorures à la surface du béton	$C_s$	-	1,8 (Agressivité faible)	-
		-	4,5 (Agressivité modérée)	-
		-	5,3 (Agressivité élevée)	-
		-	7,4 (Agressivité extrême)	-
Concentration critique en chlorures	$C_{cr}$	Lognormale	0,62	0,1
Coefficient de diffusion	$D_c$	Déterministe	$1,37 \cdot 10^{-12}$	-

### III.3.1. Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion

Afin de quantifier l'effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion, Nous appliquons le modèle (équation III.7) en tenant compte des valeurs exposées dans le tableau III.4 et en faisant varier l'enrobage de 3cm jusqu'à atteindre (e) pour  $T_{ini} = 50ans$  avec un pas de 5cm. La figure III.1 représente le temps d'initiation de la corrosion ( $T_{ini}$ ) en fonction de l'épaisseur d'enrobage ( $e$ ) dans un milieu à agressivité élevée.



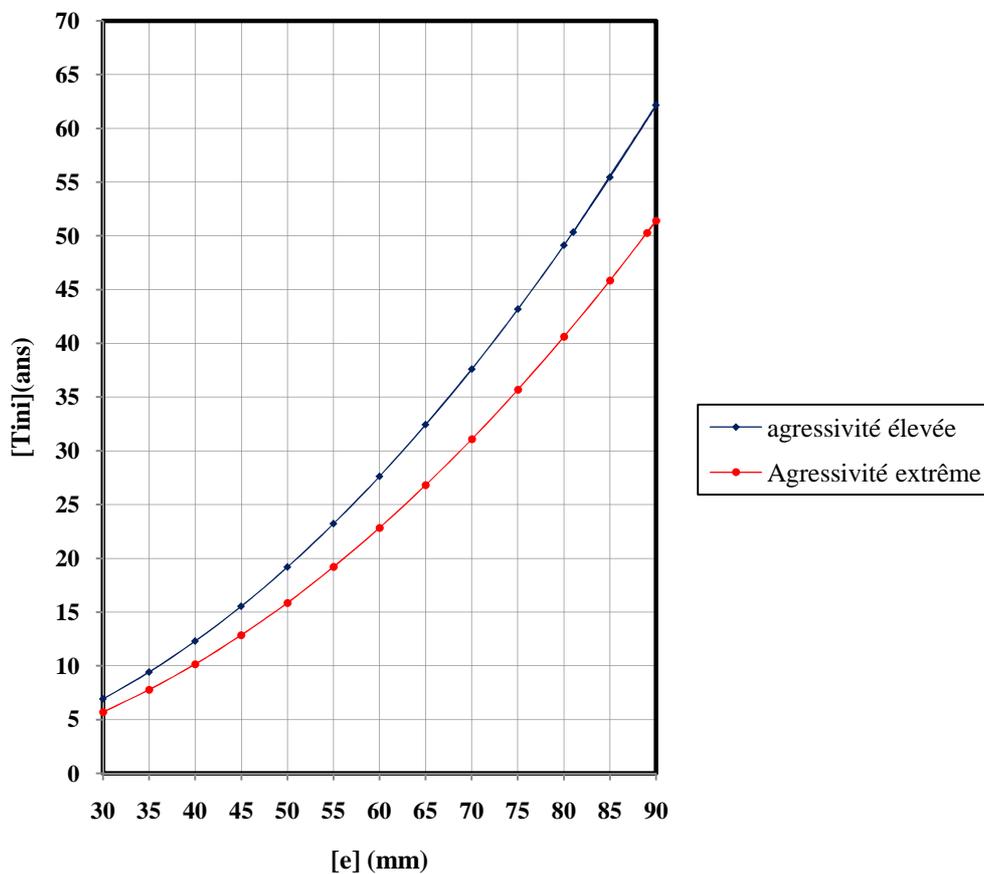
**Figure III.1** : Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion dans un milieu à agressivité élevée

Il est évident que  $T_{ini}$  augmente avec  $e$ , et on remarque que :

- Pour un environnement à agressivité élevée, l'épaisseur d'enrobage préconisé par le BAEL est de 5cm,  $T_{ini}$  est de 19ans. Un enrobage de 50mm ne protège pas suffisamment l'acier de la corrosion

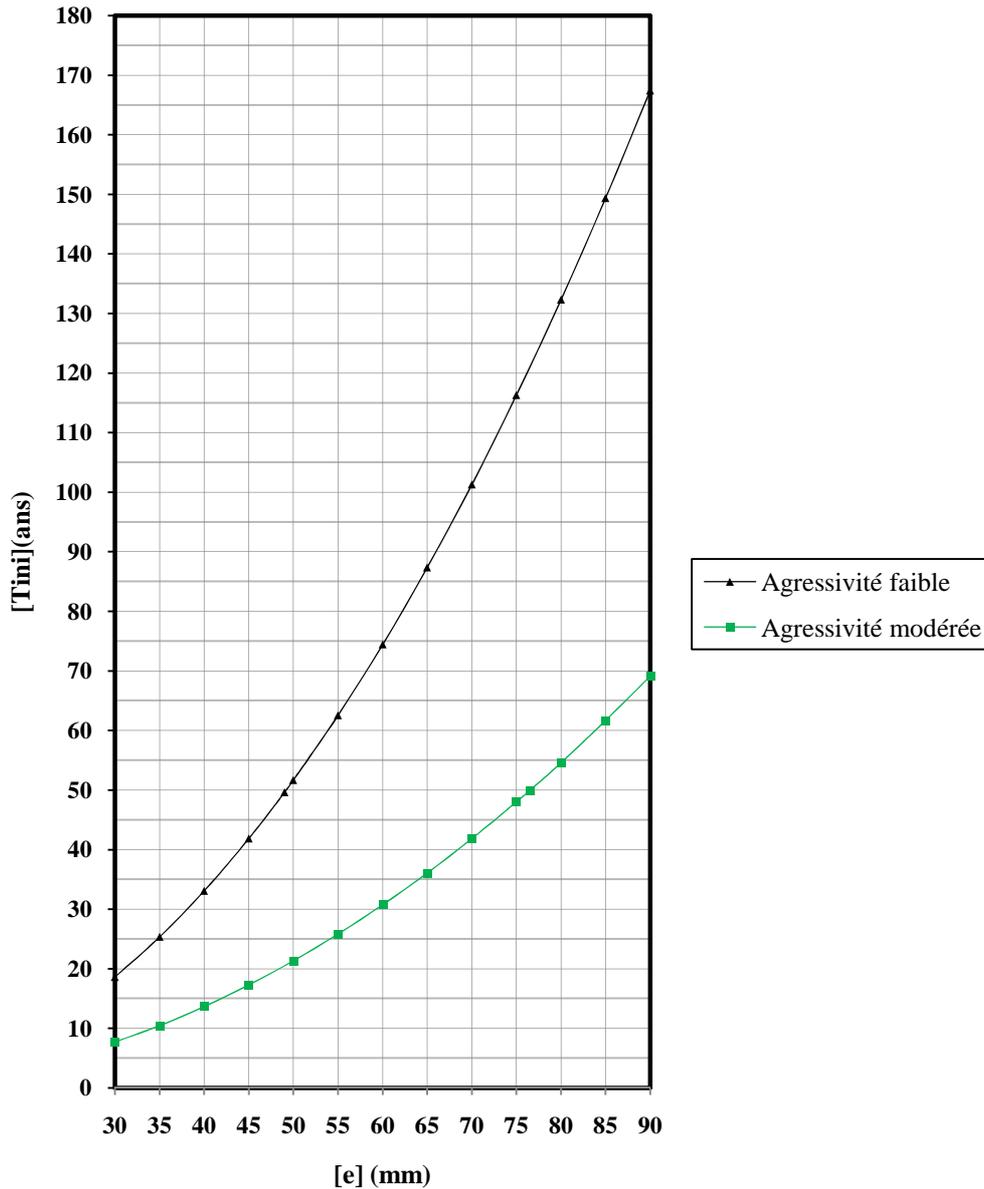
- En multipliant l'enrobage par un facteur de 2,8 (de 30 à 85mm),  $T_{ini}$  est multiplié par environ 08 (de 07 à 55ans)
- L'augmentation de  $e$  avec un pas de 5mm entre 30 et 85mm correspond à un prolongement croissant de l'initiation de la corrosion allant de 2ans entre 30 et 35mm jusqu'à 6ans entre 80 et 85mm.

L'enrobage est le seul facteur maîtrisable parmi les facteurs qui influence l'initiation de la corrosion. Afin de quantifier cette influence dans un milieu marin, nous avons représenté sur la figure III.2 ( $T_{ini}$ ) en fonction de ( $e$ ) pour les deux niveaux d'agressivité élevée et extrême.



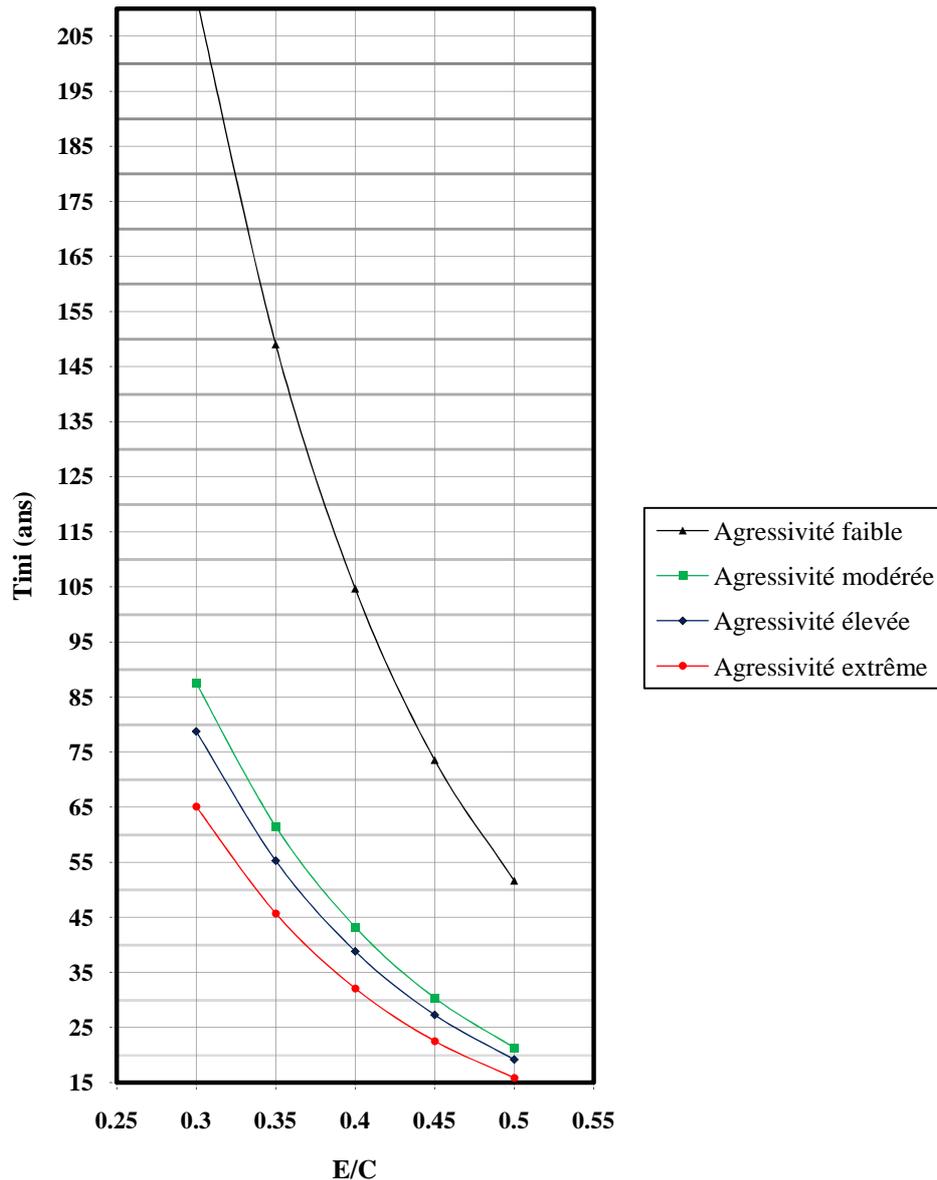
**Figure III.2.** Effet de l'enrobage et des agressivités élevées et extrêmes sur le temps d'initiation de la corrosion

Pour une valeur de  $e=5\text{cm}$ , dans le cas d'un environnement extrêmement agressif  $T_{ini}=16\text{ans}$  inférieur de 3ans à celle correspondant à un environnement fortement agressif ( $T_{ini}=19\text{ans}$ ). Le décalage entre les 2 courbes commence par une année pour  $e=3\text{cm}$  et augmente progressivement jusqu'à atteindre 11ans pour  $e=9\text{cm}$ . Ce décalage est dû à l'agressivité de l'environnement et peut être réduit en utilisant un béton de meilleure qualité.



**Figure III.3.** Effet de l'enrobage et des agressivités faible et modérée sur le temps d'initiation de la corrosion

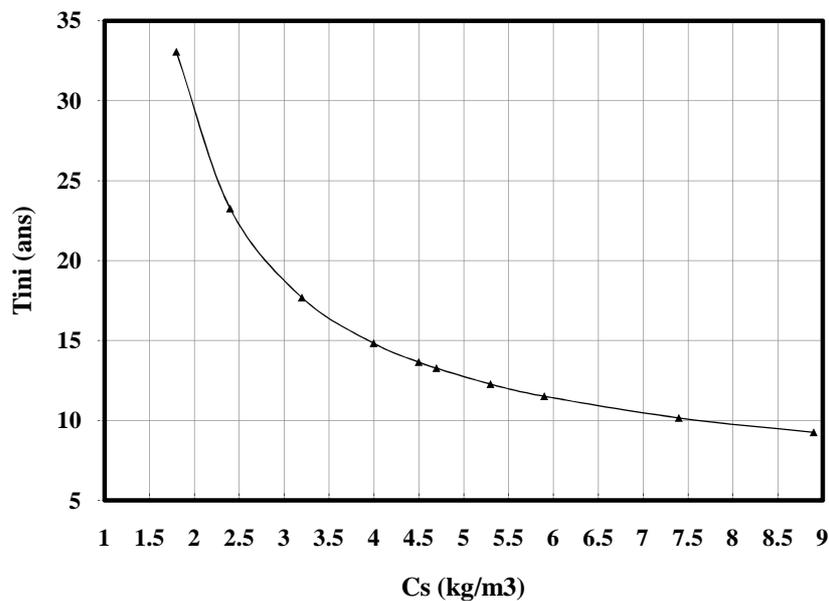
En comparant entre les deux courbes de la figure III.3 On remarque que, pour un même enrobage dans un milieu à agressivité modérée est presque 2,5 fois moins que celle correspondant à un environnement faiblement agressif. On peut toujours réduire ce décalage qui existe entre ces deux courbes en utilisant un béton moins poreux. L'effet de la qualité du béton est représenté sur la figure ci-dessous.



**Figure III.4 :** Effet de la qualité du béton sur le temps d'initiation de la corrosion, pour les différents niveaux d'agressivité du milieu

### III.3.2. Effet du niveau d'agressivité du milieu extérieur

On représente sur la figure III.5 la variation de ( $T_{ini}$ ) en fonction de ( $C_s$ ). Pour voir l'effet de l'agressivité du milieu extérieur sur le temps d'initiation de la corrosion, on a fixé l'enrobage à 4cm et on a fait varier la concentration à la surface du béton pour les valeurs minimales, moyennes et supérieures de chaque niveau d'agressivité. La corrosion du premier lit d'armature est plus rapide quand le milieu extérieur est plus agressif.



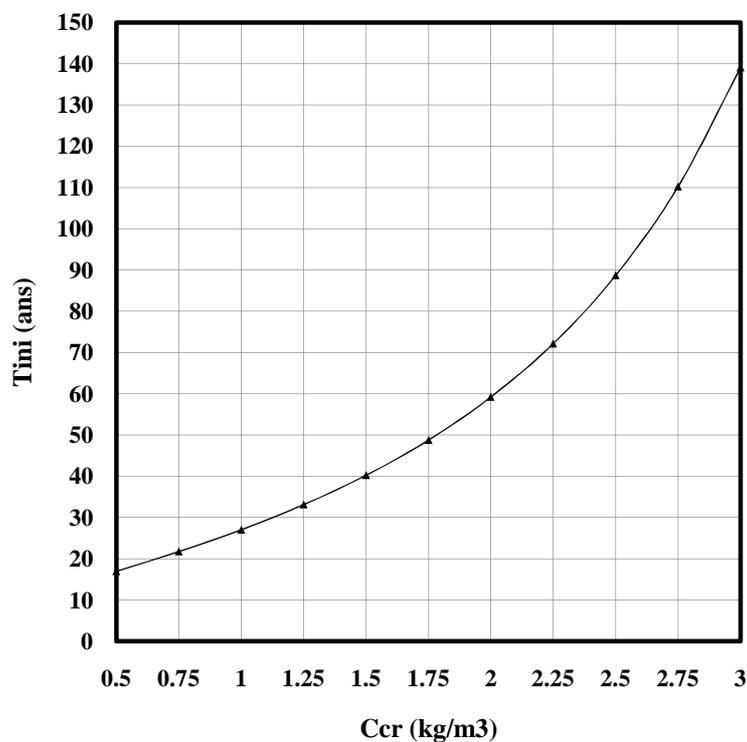
**Figure III.5 :** Effet de la concentration en chlorure à la surface du béton, sur le temps d'initiation de la corrosion

### III.3.3. Effet de la concentration critique en ions chlorures

Afin d'étudier l'effet de la concentration critique en chlorures sur le temps d'initiation à la corrosion, on représente sur la figure III.6 la variation de ( $T_{ini}$ ) en fonction de ( $C_{cr}$ ). Vu que l'intervalle de variation de ( $C_{cr}$ ) choisi dans ce travail n'est pas défini et afin de couvrir la majorité des valeurs proposées dans la littérature, nous choisissons de faire varier la concentration critique en ions chlorures ( $C_{cr}$ ) entre 0,5 et 4  $kg/m^3$  avec un pas de 0,25  $kg/m^3$ . On remarque que pour des valeurs supérieures à 3,0  $kg/m^3$  le  $T_{ini}$  dépasse les 150ans donc on se limite à représenter  $T_{ini}$  en fonction de  $C_{cr}$  entre 0,5 et 3,0  $kg/m^3$ . Dans le cas d'un environnement fortement agressif avec un  $e=50mm$  (préconiser par la réglementation dans un milieu agressif), l'augmentation de

$C_{cr}$  de 0,25  $\text{kg/m}^3$  entre 2,75 et 3,0  $\text{kg/m}^3$  induit un retardement de l'initiation de la corrosion de plus de 29 ans, tandis que l'augmentation de  $C_{cr}$  de 0,25  $\text{kg/m}^3$  entre 0,5 et 0,75  $\text{kg/m}^3$  ne permet de prolonger l'initiation de la corrosion que de 5 ans.

Cependant comme nous l'avons déjà vu, les études réalisées dans ce domaine proposent plusieurs identifications de  $C_{cr}$  avec une large plage de variation. Cette absence d'accord général sur l'identification de  $C_{cr}$  constitue une grande difficulté lors de l'élaboration des modèles prévisionnels de corrosion avec une source d'incertitude difficile à prendre en compte.



**Figure III.6.** Effet de la concentration critique en chlorure sur le temps d'initiation de la corrosion

# Conclusion générale

## Conclusion Générale

Les structures en béton armé souffrent de graves problèmes de dégradation affectant considérablement leur durabilité. En Algérie, elles sont dues essentiellement à la pénétration des chlorures. Aussi, pour améliorer la performance et la durabilité des structures en génie-civil, il est indispensable de connaître les paramètres influant la corrosion induite par les chlorures.

La durée de vie de ces structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimiques de l'environnement, ainsi que par la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre ces attaques. En pratique, on doit faire en sorte que la période d'amorçage soit la plus longue possible. Dans cette perspective, l'objectif de ce travail est d'étudier l'effet de l'enrobage et des facteurs climatiques sur la corrosion par pénétration des chlorures.

Dans notre étude, nous avons adopté un modèle simple de diffusion pure, dans lequel les caractéristiques des matériaux et l'agressivité de l'environnement sont pris en compte. Ce qui nous a permis de mettre en évidence la nécessité de la prise en compte des critères environnementaux lors de la conception des ouvrages en environnement agressif. On peut allonger l'étape d'initiation à la corrosion, en prévoyant une épaisseur d'enrobage suffisante et en diminuant la perméabilité du béton.

A l'issue de ce travail, il est recommandé d'intégrer les critères environnementaux dans les codes de conception comme sources d'agression dans la définition des classes d'exposition des ouvrages, afin de concevoir des bétons plus durables dans les environnements agressifs.

# Bibliographie

## Bibliographie

- 1- Evans U.R., J.Franklin Institut 208(1929), p. 45 cité dans « ROBIN J., Introduction aux méthodes électrochimiques, Edition MASSON et C<sup>ie</sup> (1967), 357 p. »
- 2- Wagner C., Traud W., Über die Deutung von Korrosionsvorgängen durch Überlagerung von electrochemischen Teil vorgängen und über die Potentialbildung an Mischel Elektroden, z.Elektrochem.44(1938), pp.391-402
- 3- Béton de fibre à ultra-hautes performances- Recommandations provisoires. Documentation scientifiques et techniques de l'association Française de Génie-Civil, AFGC, Bagnaux, 152p, janv. 2002.
- 4- Ming-Te Liang and Ji-Jie Lan “Reliability analysis for the existing reinforced concrete pile corrosion of bridge substructure “Cement and Concrete Research, Volume 35, Issue 3, March 2005, pp 540-550.
- 5- Pietro Pedferri; “Cathodic protection and cathodic prevention” Construction and Building Materials, Volume 10, July 1996, pp 391-402.
- 6- Shamsad Ahmad, “Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction—a review”, Cement and Concrete Composites, Volume 25, May-July 2003, pp 459-471.
- 7- Metha P.K., concrete structure, Properties and Materials, Prentice Hall, New Jersey, 1986, pp 449-550.
- 8- Thiery. M., Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.

- 9- Loo. Y.H, Chin .M.S., Tam. C.T, Ong .K.C.G., A carbonation prediction model for accelerated carbonation testing of concrete, Magazine of Concrete Research, vol. 46, no. 168, p. 191 – 200, 1994.
- 10- Baron.J, Ollivier. J.P, “La durabilité des bétons”, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1992, pp 453.
- 11- Houst. Y.F., Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie, Thèse N°1108 de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1992.
- 12- Venuat. M., Alexandre. J., De la carbonatation du béton, Revue des Matériaux de Construction, no. 638, p. 421 – 427, 1968.
- 13- Ho. D.W.S., Lewis. R.K. , Carbonation of Concrete and its Prediction, Cement and Concrete Research, vol. 17, no. 3, p. 489 – 504, 1987.
- 14- Nischer. P., The Quality of the Concrete Texture, Betonwerk + Fertigteil- Technik, vol. 52, p. 683 – 696, 1986.
- 15- Ollivier. J.P, Vichot . A, La durabilité des bétons, Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 840 pages, 2008.
- 16- CIMbéton, La durabilité des bétons, Collection technique, T48, 2006.
- 17- Tsukayama R., Abe H., Nagatakis S., Long-term experiments on the neutralization of concrete mixed with fly ash and the corrosion of reinforcement, 7e Congrès international de la chimie des ciments, Paris, 3,4, 30-35, 1980.
- 18- Pihlajavaara S.E. , Some results of the effect of carbonation on the porosity and pore size distribution of cement paste, Materials and Structures, vol. 1, no. 6, p. 521 – 527, 1968.
- 19- Daimon M. , Akiba T, Kondo R., Through pore size distribution and kinetics of carbonation reaction of Portland cement mortars, Journal of the American Ceramic Society, vol. 54, no. 9, p. 423 – 428, 1971.

- 20- Ngala V.T., Page C.L., Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, no. 7, p. 995 – 1007, 1997.
- 21- Powers T.C., A hypothesis on carbonation shrinkage, *Journal of the Portland Cement Association Research & Development Laboratories*, vol. 4, no. 2, p. 40 – 50, 1962.
- 22- Hunt C.M., Tomes L.A., Reaction of blended Portland cement paste with carbon-dioxide, *Journal of Research of the National Bureau of Standards – A. Physics and Chemistry* 66A, p. 473 – 481, 1962.
- 23- Swenson E.G., Sereda. P.J., Some ageing characteristics of lime, *Journal of Applied Chemistry*, vol. 17, no. 7, p. 198 – 202, 1967
- 24- Nurnberger U., *Betonwerk Fertigteil-Technik* 50 (1984), p601.
- 25- Neville A., Chloride attack of reinforced concrete : an overview, *Materials and Structure* (1995), pp63-70.
- 26- Page C.L., Short. N.R., Holden W.R., The influence of different cements on chloride induced corrosion of reinforcing steel, *Cement and Concrete Research* 16 (1996),pp.79-86.
- 27- Byforts K., “Chloride-initiated reinforcement corrosion (chloride binding) CBI report 1:90”, Swedish Cement and concrete Research Institute, Stockholm, 1990.
- 28- Van Muylder J., Vansathler L., Winand R. and Pourbaix M., “Electrochemical behavior of iron in localized corrosion cells in the presence of chloride”, 7th int. Cong. on Metal. Corr, Rio de Janerio, vol.2, 1978, pp 705.
- 29- Page C.L., Lambert P., Vassie P.R.W., Investigations of reinforcement corrosion I: The pore electrolyte phase in chloride-contaminated concrete, *Materials and Structures* 24 (1991), pp.243-252.

- 30- Clear K.C., Hay R.E. Time to corrosion of reinforcing steel in concrete slabs, vol.1, Report No. FHWA-RD-73-32, Federal Highway Administration, Washington D.C, (1973).
- 31- Locke C.E., Siman A., Electrochemistry of reinforcing steel in salt-contaminated concrete, ASTM STP 713, pp.3-16.
- 32- Building Research, The durability of steel in concrete: Part 2 Diagnosis and assessment of corrosion-cracked concrete, Digest 264, Building Research Establishment, Gaston (1982)
- 33- Holden W.R., Page C.L., Short M.R., The influence of chlorides and sulfates on durability of reinforced concrete, Corrosion of reinforcement in concrete construction, A.P. Crane Edition, Ellis Horwood (1983), pp. 143-150.
- 34- Popovics S., Simeonov Y., Boshinov G., Barovsky N., Durability of reinforced concrete in sea water, Corrosion of reinforcement in concrete construction, A.P. Crane Edition, Ellis Horwood (1983), pp.143-150.
- 35- ACI 222R-89, Building of Metals in Concrete, American Concrete Institute, Détroit (1989).
- 36- ACI 318-89, Building Code Requirements, American Concrete. American Concrete Institute, Détroit (1992).
- 37- Stoltzner E., Knudsen A., Buhr B., Durability of marine structures in Denmark, Proceedings of International Conference Repair of Concrete Structures, From theory to practice in a marine environment, Aage Blankvoll Edition, Norvege (1997). P. 59.
- 38- Gouda V.K., Halaka W.Y., Corrosion and corrosion inhibition of reinforced steel, British Corr. Journal 5 (1970), pp.204-208.
- 39- Kayyali O.A., Haque M.N., The ratio of Cl/OH<sup>-</sup> in chloride contaminated concrete. A most important criterion, Mag. Concrete Res. 47 (1995), pp.234-208.

- 40- Hope B.B., IP A.K.C., Chloride corrosion threshold in concrete. *ACI Materials Journal* july-august (1987), pp.306-314.
- 41- Hussain S.E., Rasheeduzzafar S.E., Al-Musallam A., Al-Gahtani A.S., Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete, *Cem. Concr.Res* 25 (1995), pp.1543-1555.
- 42- Hausmann D.A., Steel corrosion in concrete. How does it occur, *Materials Protection* 6 (1967), pp. 19-23.
- 43- Gouda V.K., Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel I: Immersed in alkaline solutions, *British Corr. Journal* 5 (1970), pp.198-204.
- 44- Diamond S., Chloride concentrations in concrete pore solutions resulting from calcium and sodium chloride admixtures, *Cerment, Concrete, and Aggregates* 8 (1986), p.97.
- 45- Goni S., Andrade C., Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in presence of chlorides, *Cement and Concrete Research* 20 (1990), pp. 525-539.
- 46- Lambert P., Page C.L., Vassie P.R.W., Investigation of reinforcement corrosion. Electrochemical monitoring of steel in chloride contaminated concrete, *Materials and Structures* 24 (1991), pp.351-358.
- 47- POWERS T.C., COPELAND L.E., HAYES J.C., MANN H.M., 1954, «Permeability of Portland cement paste », *J. Amer. Concr. Inst.* Vol. 51, n° 3, pp. 285-298.
- 48- FRANCY O., 1998, « Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau », Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier, Toulouse.
- 49- NILSSON L.O., POULSEN E., SANDBERG P., SORENSEN H.E., KLINGHOFFER O., 1996, « HETEK – chloride penetration into concrete – state of the art », Ed. The Danish Road Directorate, Copenhagen.

- 50- GREGG S.J., 1961, The surface chemistry of solids, 2nd edition, Ed. Chapman & Hall Ltd, London.
- 51- Glass G.K., Buenfeld N.R., The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete, *Corrosion Science*, vol. 39, no. 5, p. 1001 – 1013, 1997.
- 52- Pettersson K. dans Dhir R.K., Jones M.R. , (Eds.). *Concrete 2000*, vol. 1, E&FN Spon, London, p. 461, 1993.
- 53- Project Funded by the European Commission under the Transport, RTD Programme of the 4th Framework Programme - Bridge Management and Condition Monitoring, BRIME PL97-2220, January 2001.
- 54- Chen D., Mahadevan S., Chloride-induced reinforcement corrosion and concrete cracking simulation, *Cement & Concrete Composites* vol. 30, no. 3, p. 227 – 238, 2008.
- 55- Bertolini L., Elsener B., Pedferri P., Polder R., *Corrosion of steel in concrete*. Weinheim, Germany : Wiley-VCH, 392 pages, 2004.
- 56- Val D.V., Melchers R.E., Reliability of deteriorating RC slab bridges, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, vol. 123, no. 12, p. 1638 – 1644, 1997.
- 57- Raharinaivo A., Arliguie G., Chaussadent T., Grimaldi G., Pollet V., Taché G., *La corrosion et la protection des aciers dans le béton*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167 pages, 1998.
- 58- Dhir R.K., Jones M.R., McCarthy M.J., PFA concrete: chloride-induced reinforcement corrosion. *Magazine of Concrete Research*, vol. 46, no. 169, p. 269–277, 1994.
- 59- BRITE/EURAM. The residual service life of reinforced concrete structures, Final Technical Report, Report No. BRUE-CT92-0591, 1995.

- 60- Middleton C.R., Hogg V., Review of deterioration models used to predict corrosion in reinforced concrete structures, CUED/D – STRUCT/TR.173, Cambridge University, 1998.
- 61- Gagné R., GCI 714 - Durabilité et réparations du béton, Cours de l'Université de Sherbrooke (Québec, Canada), 2008.
- 62- Breyse D., Yotte S., Salta M., Schoefs F., Ricardo J., Pereira E., Uncertainties in NDT condition assessment of corroding structures in marine environment, dans la conférence MEDACHS 08 : Construction heritage in coastal and marine environments. Damage, diagnostics, maintenance and rehabilitation. LNEC, Lisbon, Portugal, January 2008.
- 63- Vu K.A.T., Stewart M.G., Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models, Structural Safety, vol. 22, no.4, p. 313 – 333, 2000.
- 64- Liu Y., Weyers R.E., Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures, Cement and Concrete Research, vol. 28, no. 3, p. 365– 79, 1998.
- 65- Liu Y., Modeling the time-to-corrosion cracking of the cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures, thèse de doctorat de Virginia Polytechnic Institute, États-Unis, 1996.
- 66- Breyse D., Yotte S., Salta M., Schoefs F., Ricardo J., Chaplain M., « Accounting for variability and uncertainties in NDT condition assessment of corroded RC-structures », European Journal of Environmental and Civil Engineering vol. 13, no. 5, special issue: Durability and Maintenance in maritime environment, p. 573 – 591, 2009.
- 67- Andrade C., Castellote M., Alonso C., Gonzalez C., Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion testes. Part I: Comparison between several methods of calculation. Materials and structures, vol. 33, pp 21-28, janv.-fév. 2000.

- 68- Paradis F., Lapointe V., Fellah S., Jolin M., Marchand J., Avancement des travaux sur l'étude de la corrosion des armatures à l'université Laval, Septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton, Toulouse-France, Juin 2006.
- 69- Auyeung Y., Balaguru P., Chung L., Bond behaviour of corroded reinforcing bars, *ACI Material Journal*, vol. 97, no. 2, p. 214 – 220, 2000.
- 70- Maaddawy T. E., Soudki K., A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking, *Cement & Concrete Composites*, vol. 29, no. 3, p. 168 – 175, 2007.
- 71- Weyers R.E.. Service life model for concrete structures in chloride laden environments, *ACI Material Journal*, vol. 95, no. 4, p. 445 – 453, 1998.
- 72- Stewart M.G., Al-Harthy A.. Pitting corrosion and structural reliability of corroding RC structures: Experimental data and probabilistic analysis, *Reliability Engineering and System Safety*, vol. 93, no. 3, p. 373 – 382, 2008.
- 73- Almusallam A., Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars, *Construction and Building Materials* vol. 15, p. 361-368, 2001.
- 74- Andrade C., Alonso C., Garcia D., Rodriguez J., Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of the steel, dans *Int. Conf. on life prediction of corrodible structures*, NACE, 12/1–12/11. 1991.
- 75- Stewart M.G., Workmanship and its Influence on Probabilistic Models of Concrete Compressive Strength, *ACI Materials Journal* (American Concrete Institute), vol. 9, no. 4, p. 361 – 372, 1995.
- 76- Berto L., Simioni P., Saetta A., *Numerical modelling of bond behaviour in RC structures affected by reinforcement corrosion*, *Engineering Structures*, vol. 30, no. 5, p. 1375 – 1385, 2008.

77- Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., *Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcements*, Construction building and materials, vol. 11, no. 4, p. 239 – 248, 1997.

78- François R., Francy O., Caré S., Baroghel-Bouny V., Lovera P., Richet C. (2001) Mesure du coefficient de diffusion des chlorures, Comparaison entre régime permanent et régime transitoire, Revue française de génie civil, volume 5 – n°2-3/2001, pp. 309-329.

79- Baroghel-Bouny V. et al. (2004), Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction, Etat de l'art et Guide pour la mise en oeuvre d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité, Association Française de Génie Civil.

80- Basheer L., Kropp J., Cleland D. J. (2001) Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review, Construction and Building Materials 15, 93-103.

81- Val D., Trapper P., Probabilistic evaluation of initiation time of chloride induced corrosion, Reliability Engineering and System Safety, vol. 93, no.3, p. 364 – 372, 2008.

82- Roelfstra, 2001

83- Kong J.S., Ababneh A. N., Frangopol D.M., Xi Y., Reliability analysis of chloride penetration in saturated concrete, Probabilistic Engineering Mechanics, vol.17, no. 3, p. 305 – 315, 2002.

84- Bonnet S., Khelidj A.. La durée de vie des ouvrages en béton armé situés sur la façade atlantique, MEDACHS - Interreg IIIB Atlantic Space - Project N°197, Report n°2-1 Concrete in marine environment, 2007.

85- McGee R., Modelling of durability performance of tasmanian bridges. In: Melchers RE, Stewart MG, editors. ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering (1) 297-306, 1999 (cité par [Vu et al., 2000]).

- 86- Weyers R.E., Prowell B.D., Sprinkel M.M., Vorster M., Concrete Bridge Protection, Repair, and Rehabilitation Relative to Reinforcement Corrosion: A Methods Application Manual ; Strategic Highway Research Program, National Research Council Washington DC, SHRP-S-360, 1993.
- 87- Englund S., Sorensen J.D., Krenk S., Estimation of the time to initiation of corrosion in existing uncracked concrete structures ; Application of Statistics and Probability , ICASP8 Proceedings, Paris, France Balekma, p. 501-506, 1995.
- 88- Breit W., Disertation, Aachen Technische Hochschule, 1997 (cité par [Izquierdo et al., 2004]).
- 89- Stewart M.G., Rosowsky D.V., Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks, Structural Safety, vol. 20, no. 1, p. 91 – 109, 1998.
- 90- Enright M.P., Frangopol D.M., Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion, Engineering structures vol. 20, no. 11, p. 960 – 971, 1998.
- 91- Enright M.P., Frangopol D.M., Survey and evaluation of damaged concrete bridges, Journal of Bridge Engineering, vol. 5, no. 1, p. 31 – 38, 2000.
- 92- Leira J.B., Lingard J., Statistical analysis of laboratory test data for service life prediction of concrete subjected to chloride ingress ; Application of Statistics and Probability, ICASP 9 Proceedings, Sydney Australia, Balekma, p. 291-296, 2000.
- 93- Duprat F., Analyse probabiliste de la fiabilité des poutres en béton armé corrodées, Revue Française de Génie Civil, vol. 8, no. 2-3, p. 261 – 288, 2004.
- 94- Izquierdo D., Alonso C., Andrade C., Castellote M., Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation: Experimental and statistical study, Electrochimica Acta, vol. 49, no. 17-18, p. 2731 – 2739, 2004.
- 95- Suo Q., Stewart M.G., Corrosion cracking prediction updating of deteriorating RC structures using inspection information, Reliability Engineering and System Safety, vol. 94, no. 8, p. 1340 – 1348, 2009.

96- Angst U., Elsener B., Larsen C.K., Vennesland Ø., Critical chloride content in reinforced concrete — A review ; Cement and Concrete Research, vol. 39, no.12, p. 1122-1138, 2009.

97- Hobbs D.W., Aggregate influence on chloride ion diffusion into concrete, Cement and Concrete Research, vol. 29, no. 12, p. 1995 – 1998, 1999.