

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib - Ain Témouchent
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Travaux Publics

Thème :

DURABILITE DES OUVRAGES MARINS EN BETON ARME :

" PHENOMENE DE LA CORROSION DES ACIERS "

CAS – SKT-

Présenté en septembre 2015 par :

M^r : DAOUD MOKHTAR

Devant le Jury composé de :

M^{me} ABDESSLAM RABHA	Présidente
M^r AMARA KHALED	Examineur
M^{me} DERBAL AHLEM	Examinatrice
M^r HOUMADI YUCEF	Encadreur

REMERCIEMENT

Je tiens à exprimer toute ma gratitude et ma reconnaissance à mon encadreur Dr. Houmadi Youcef d'avoir accepté de diriger ce travail et d'avoir mis à ma disposition tous les moyens qui m'ont permis de mener à terme cette étude et aussi pour ses précieux conseils et ses encouragements.

Je tiens aussi à remercier M^{me} Abdesslam Rabha pour l'intérêt qu'il a bien voulu porter à ce travail ainsi que pour l'honneur qu'il m'a fait en présidant le jury.

Mes remerciements vont également au M^{me} Derbal Ahlem et au M^r Amara Khaled pour s'être intéressé à ce travail et d'avoir bien voulu m'honorer de leur présence dans ce jury.

Mes remerciements s'adressent également à tous ce qui m'ont aidé et m'ont permis de faire aboutir ce travail, en particulier: Mr Haddad Ali-Ingénieur en génie civil à SKT.

Je remercie aussi tous mes collègues et mes amis au département de Génie civil, pour l'ambiance conviviale et amicale qui m'a été très profitable.

En fin, mes remerciements à mon épouse pour son soutien, son encouragement, sa compréhension et sa patience dans tous les domaines et surtout au cours de cette thèse.

DEDICACE

A mes chers parents Badra et Boumediene

A mes frères et sœurs Mahi, Zouacui, Mama, Zouacouia et Mokhtaria

A la femme de ma vie, mon épouse M

Résumé :

Le principal risque identifié en terme de durabilité des bétons armés en milieu marin est lié à la pénétration d'un agent sévèrement agressif : les chlorures. Ce phénomène a pour conséquence la corrosion des armatures. Le sujet est largement étudié dans le monde car l'enjeu économique est très important.

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.

Mots clés : Béton Armé, Corrosion, Ions Chlorures, Armatures.

Abstract

The main risk identified in terms of durability of reinforced concrete in marine environment is linked to the penetration of a severely aggressive agent : chlorides. This phenomena cause the corrosion of reinforcement of concrete. The subject is widely studied in the world because the economic part is very important.

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.

Keywords : *Reinforced Concrete, Corrosion, Ions Chlorides, Armatures.*

ملخص

يرتبط الخطر الرئيسي المحدد من حيث متانة الخرسانة المسلحة في البيئة البحرية إلى تغلغل وكيل شديد العدوانية: ألا وهي الكلوريدات. هذه الظاهرة لها أثر يؤدي إلى تآكل حديد التسليح. الموضوع يدرس على نطاق واسع في العالم لان التحدي الاقتصادي هام جدا.

إن تغلغل ايونات الكلوريد سبب فيزيائي كيميائي مهم يؤدي إلى خفض مدة خدمة هياكل الخرسانة المسلحة عن طريق تآكل حديد التسليح. ذلك يعتمد أساسا على خصائص المواد والظروف البيئية. كما أن الأضرار الناجمة عن هذه الظاهرة مهمة جدا من الناحية المالية، يبدو من الضروري لتحسين مقاومة الخرسانة لتغلغل وكيل عدواني. على هذا النحو، تحديد تركيزات ايونات الكلوريدات داخل المصفوفة الإسمنتية أمر ذو أهمية كبرى باعتباره أداة لتقدير الوقت اللازم من قبل الكلوريدات للوصول إلى حديد التسليح بكميات كافية من أجل تجاوز الفولاذ.

كلمات البحث: الخرسانة المسلحة، التآكل، ايونات الكلوريد ، حديد التسليح.

Table des Matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I

Notions Fondamentales sur la corrosion

1. La Corrosion	3
1.1. Introduction.....	3
1.2. Aspect physico-chimique de la corrosion	3
1.2.1. Phases de la corrosion	4
1.2.2. Formes de la corrosion	5
1.2.3. Facteurs influençant la corrosion des armatures	5
1.2.3.1. Humidité relative	5
1.2.3.2. Enrobage	6
1.2.3.3. Température.....	6
1.2.3.4. Teneur en chlorure	6
1.2.3.5. Oxygène.....	6
1.2.3.6. Agents agressifs autres que les chlorures	6
1.2.4. Réactions de corrosion des aciers dans le béton	7
1.3. Phase d'initiation de la corrosion	8
1.3.1. Pénétration des ions de chlorures dans le béton.....	9
1.3.1.1. Modèle de Val et al.....	10
1.3.1.2. Modèle de Vu et al.....	13
1.3.2. Modèles du coefficient de diffusion des chlorures.....	14
1.3.2.1. Modèle de Matsumura et al.	15
1.3.2.2. Modèle de Saetta et al.....	16
1.3.2.3. Modèle de Samson et al.....	16
1.3.2.4. Modèle de Hobbs et al.	17
1.3.2.5. Modèle de Martin-Perez et al.	17
1.3.3. Temps d'initiation de la corrosion	18
1.3.4. Concentration critique en ions chlorures.....	19
1.3.5. Concentration en ions chlorures à la surface du béton.....	20
1.4. Propagation de la corrosion.....	20
1.4.1. Formation des produits de corrosion expansifs.....	21
1.4.1.1. Masse d'acier consommée.....	21
1.4.1.2. Surface d'acier consommée.....	21
1.4.2. Densité du courant de corrosion	23
1.5. Conclusion.....	26

Chapitre II

Pathologie de la corrosion des aciers

Introduction.....	27
1.Pathologie de la corrosion des aciers.....	27
1.1. Les signes visibles de la corrosion des armatures.....	27
1.2. Effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques du béton armé.....	27
1.2.1. Dégradation du béton.....	28
1.2.2. Diminution de l’allongement à la rupture des sections d’aciers.....	29
1.2.3. Détérioration de l’adhérence entre l’acier et le béton.....	30
2. Carbonatation du béton.....	31
2.1. Introduction	31
2.2. Aspect physico-chimique.....	31
2.2.1. Les minéraux cimentaires	32
2.2.2. Le dioxyde de carbone	32
2.2.3. Carbonatation des hydrates du béton.....	33
2.2.4. Facteurs influençant la vitesse de carbonatation	33
2.2.5. Conséquences de la carbonatation sur le béton.....	35
2.2.5.1. Diminution de la porosité	35
2.2.5.2. Augmentation de la résistance mécanique du béton	36
2.2.5.3. Augmentation de la teneur en eau.....	36
2.2.5.4. Evolutions des propriétés de transfert.....	36
2.2.5.5. Retrait de carbonatation.....	37
2.2.5.6. Chute du pH de la solution interstitielle et corrosion des armatures.....	37
2.3. Modélisation de la carbonatation	37
2.3.1. Coefficient de diffusion du CO ₂ dans le béton.....	37
2.3.1.1. Modèle de Paradais et al.	38
2.3.1.2. Modèle de Yoon et al.	38
2.3.2. Variation de la porosité avec la carbonatation	38
2.3.2.1. Expression de Meier et al.	39
2.3.2.2. Expression de Park	39
2.3.3. Profondeur de la carbonatation.....	40
2.3.3.1. Modèle Duracrete.....	40
2.3.3.2. Modèle de CEB	41
2.3.3.3. Capacité de liaison du CO ₂	41
2.3.4. Temps d’initiation de la corrosion	42
2.3.5. Propagation de la corrosion	42
2.4. Conclusion	43

Chapitre III

Etude de cas – SKT-

1. Introduction.....	44
2. Description de projet.....	44
3. Sitologie.....	45
4. Formulation du béton utilisé en mer.....	46
4.1. Qualification du ciment.....	47
4.2. Qualification du béton.....	49
4.3. Les caractéristiques des blocs béton de lestage.....	52
4.4. Coulage des conduites avec leurs lignes de chloration.....	52
4.5. Caractéristiques des stabilisateurs.....	53
4.5.1. Matériaux.....	54
4.5.2. PRINCIPE DE CONCEPTION DES STABILISATEURS.....	54
5. La protection cathodique.....	55
5.1. Introduction.....	55
5.2. Principe de la protection cathodique.....	56
5.2.1. Critère de protection cathodique.....	56
5.2.1.1. Le potentiel (métal/solution).....	56
5.2.2. Principaux domaines d'application.....	57
6. PROTECTION PAR ANODES SACRIFICIELLES.....	57
6.1 Généralités.....	57
6.2. CARACTÉRISTIQUES DES ANODES.....	58
6.2.1. Anodes à base de zinc.....	58
6.2.2. Anodes à base d'aluminium.....	58
7. La protection cathodique de la centrale électrique a cycle combiné de Terga... ..	59
7.1. DONNÉES D'ENTRÉE POUR LA PROTECTION CATHODIQUE.....	59
7.2. CALCUL DES SURFACES EXPOSEES.....	60
7.3. Répartition des anodes.....	60
7.4. Les Manchettes offshore.....	62
8. La Signalisation Maritime Des Tetes d'Aspiration.....	62
9. CONCLUSION.....	65
Conclusion Générale.....	66
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	67

LES ABBREVIATIONS

Rc : 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.

Ec : le potentiel de 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_{corr} : la densité du courant de corrosion ($\mu A/cm^2$)

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

F_p : facteur de corrosion par piqûre

P_{max} : La profondeur de la piqûre

P_{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 t1

A_2 : la largeur de la piqûre à t2

D0 : le diamètre initial de la barre d'armature

nb : 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

$A_{a,am}$: la section des nb 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 ($\mu A/cm^2$)

tp : 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 (n)

T : le temps de corrosion (an)

HR : l'humidité relative (%)

A : une constante ($1.1A/cm^2$)

$A(t)$: 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 ($kg/m^2.s$)

j : le flux diffusif

c : la concentration de l'espèce considérée

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

\sim : Les chlorures libres

b , les chlorures liés

m'' : la teneur volumique en chlorures totaux m_f : 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 (kg/m^3 de béton)

C_fC : la concentration des chlorures libres (Kg/m^3 de la solution dans les pores)

α_L et β_L : les constantes de Langmuir dépendant de la teneur en C3A

$Deff$: le coefficient de diffusion effectif des ions chlorures

P_s : la masse volumique absolue du matériau

C_{tc} : la concentration totale en ions chlorures (Kg/m^3 de béton)

h : l'humidité relative dans les pores

w_e : la teneur en eau évaporable (m^3 de la solution interstitielle/ 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 ($U_h / R = 4700 \text{ K}$)

α_0 : un paramètre ayant des valeurs entre 0,02 5 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

Tables des illustrations

Liste des figures

Figure I-1 Phases de la corrosion [Silva, 2004]	4
Figure I-2 Formes de la corrosion [Raharinaivo et al., 1998].....	5
Figure I-3 Mécanisme de la corrosion des aciers [Ollivier et al., 2008].....	8
Figure I-4 Formation des produits de corrosion du fer dans un béton sain ou « pollué » [Concrete corrosion, 2007].....	8
Figure I-5 Sollicitation d'un ouvrage en milieu marins	10
Figure I-6 Isothermes de liaisons d'un béton Portland (teneur en C3A=8 %)	13
Figure I-7 Profil de concentration en chlorures dans un béton [Ollivier et al., 2008].....	14
Figure I-8 Configuration de la piqûre [Val et al., 1997].....	23
Figure II-1 signes visibles de la corrosion des armatures [Ollivier et al., 2008].....	27
Figure II-2 Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures [Paradis, 2006].....	28
Figure II-3 Diagramme schématique du processus corrosion - fissuration [Weyers et al., 1998].....	29
Figure II-4 Variation de l'allongement à la rupture de barres d'aciers ($\ell = 6$ mm) en fonction des charges pour différents degré de corrosion [Almusallam, 2001].....	30
Figure II-5 Variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion [Saetta et al., 2008]	31
Figure II-6 Changement de la concentration du CO ₂	33
Figure III-1 La centrale de Terga en 3D.....	44
Figures III-2 Le site de Terga.....	45
Figure III-3 Les ouvrages réalisés avec de CRS.....	51
Figure III-4 Bloc de lestage.....	52
Figure III-5 Installation des conduites.....	53
Figure III-6 Stabilisateur.....	53
Figure III-7 : installation des stabilisateurs en offshore.....	55
Figure III-8 Anodes à base de zinc.....	58
Figure III-9 Anodes à base d'aluminium.....	58

Figure III-10 La répartition des anodes sur les têtes d'aspirations.....	61
Figure III-11 Installation des tours de prises d'eau.....	61
Figure III-12 Les Manchettes offshore connecté avec les anodes sacrificielles.....	62
Figure III-13 Fiche technique de la bouée dz signalisation maritimes.....	64
Figure III-14 Mise en place de la bouée de signalisation maritime.....	64

Liste des tableaux

Tableau I-1 Classification des courants de corrosion.....	24
Tableau II-1 Relation entre la baisse de porosité et le rapport E/C dans un béton carbonaté [Ngala et al., 1997].....	35
Tableau III- 1 Composition théorique du béton.....	48
Tableau III- 2 : Vérification des spécifications de la norme NF EN 206-.....	50
Tableau III- 3 : La fiche technique du ciment utilisé dans le projet de Terga.....	51
Tableau III-4 : le potentiel de protection nécessaire pour la protection cathodique de quelques métaux.....	57

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

La durabilité des ouvrages en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent résister à ces agressions, des désordres dont le plus fréquent est la corrosion des armatures apparaissent dans le béton de ces structures. Ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles ; ils hypothèquent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, leur ruine.

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. Pour optimiser le dimensionnement et réaliser des ouvrages plus résistants et plus durables, les concepteurs ont besoin de connaître le processus de corrosion et ses interactions environnementales et structurelles.

Cependant, l'acier peut être dépassivé par deux mécanismes principaux dont la carbonatation du béton par le dioxyde de carbone (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.

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.

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.

Dans ce travail de recherche, nous nous intéressons aux caractéristiques des matériaux de construction et à la corrosion par les ions chlorures est la principale cause de dégradation des bétons. (Les ouvrages en bétons sont exposés aux sels marins). La corrosion par carbonatation constitue également une source de dégradation importante en occupant la deuxième position après l'attaque par les chlorures.

L'objectif de ce mémoire, est consiste à étudier l'agressivité de l'environnement sur la corrosion des structures en béton armé dans un milieu marin par pénétration des chlorures.

Le mémoire est divisé en trois chapitres,

Le premier chapitre porte sur la dégradation des armatures ; il est consacré à l'étude du phénomène de corrosion. Les aspects chimiques du processus de dégradation par pénétration des chlorures.

Le deuxième chapitre traite les pathologies sur la corrosion des aciers.

Le troisième chapitre concerne : le cas étudié est celui d'un projet de skt(Shariket Kahraba Terga) dont le projet est une centrale électrique a cycle combiné de terga à Ain Temouchent.

Chapitre I

NOTIONS FONDAMENTALES SUR LA CORROSION

1. La corrosion

1.1. Introduction

Le béton armé est le matériau de construction le plus répandu dans le génie civil. Néanmoins, la connaissance de sa performance à long terme, et l'impact incertain de l'environnement sur son comportement, rendent difficile une évaluation précise de la durabilité des ouvrages au cours du temps.

La durée de vie d'un ouvrage peut se définir par le temps durant lequel l'utilisation de l'ouvrage se fait en toute sécurité. Cette durée de vie est influencée par de nombreux paramètres tels que la durabilité des matériaux, la durabilité des assemblages de plusieurs matériaux, l'évolution de l'environnement, et pour ce qui nous intéresse ici, le cumul des dégradations et actions pathologiques. La dégradation des ouvrages en béton armé est la conséquence de multiples mécanismes, par exemple les cycles gel/dégel, l'alcali-réaction, les défauts d'homogénéité, l'attaque des sulfates, et enfin la corrosion des armatures, qui est la cause d'environ 80 % des dégradations d'ouvrages. Le mécanisme de corrosion relève de plusieurs domaines, la chimie, la physique et la mécanique. Dans ce chapitre, après avoir analysé les mécanismes physico-chimiques relatifs à la corrosion, nous verrons l'influence que le phénomène peut avoir sur le comportement mécanique de structures en béton armé.

Parmi les nombreux agents agressifs auxquels les ouvrages peuvent être exposés, le dioxyde de carbone et les chlorures sont les plus importants. Ces agents sont responsables de l'un des principaux mécanismes de dégradation des ouvrages existants : la corrosion. Ces phénomènes sont respectivement identifiés par corrosion due à la pénétration de chlorures (notamment présents dans le sel de déverglaçage ou par corrosion par carbonatation due à l'action du dioxyde de carbone dissous dans l'eau interstitielle. La teneur de ces agents peut dépasser un certain seuil critique. La cinétique de corrosion devient importante et les dégradations produites peuvent influencer la durabilité et la stabilité de la structure.

Ce chapitre est consacré dans un premier temps à la description chimique du phénomène de corrosion. Les paramètres influents, ainsi que les altérations physiques, sont présentés. Dans un second temps, quelques modèles de pénétration des agents agressifs sont introduits.

1.2. Aspect physico-chimique de la corrosion

Avant d'être placée dans le coffrage, une armature en acier est rouillée, parce qu'elle a d'abord été exposée à l'atmosphère. Lorsque le béton frais est mis en place autour de cet acier, l'eau de gâchage pénètre à travers les pores de la rouille, où elle forme progressivement de la

ferrite de calcium hydraté ($4CaO \cdot Fe_2O_3 \cdot 13H_2O$). Mais surtout, cette eau réagit avec l'acier et forme sur celui-ci une fine couche d'hydroxydes de fer $Fe(OH)_2$ et de calcium $Ca(OH)_2$.

Tous ces produits au voisinage de l'acier donnent à la solution interstitielle du béton un pH élevé, de l'ordre de 13 qui permet d'assurer la protection de l'acier par passivation. Une telle protection disparaît si la teneur en chlorure dépasse un certain seuil ou si la profondeur de carbonatation dépasse l'enrobage.

1.2.1. Phases de la corrosion

La durée de vie d'un ouvrage en béton armé vis-à-vis de la corrosion des aciers est souvent décrite à travers les étapes suivantes (**Figure I-1**) :

- phase d'initiation (ou d'incubation) : c'est le stade durant lequel les agents agressifs, tels que le dioxyde de carbone (CO_2) ou les chlorures (Cl^-), présents dans le milieu environnant, pénètrent dans le béton ;
- phase de propagation : cette phase commence lorsque ces agents agressifs se trouvent à des concentrations fortes au niveau des armatures. Cette phase correspond à la croissance de la rouille, qui peut ensuite faire éclater le béton d'enrobage.

Ainsi, pour décrire la corrosion des aciers dans les bétons, il convient de préciser, d'une part, la pénétration des agents agressifs dans le béton et, d'autre part, les conditions de dépassivation de ces armatures, puis la vitesse de dissolution du métal et la croissance de la rouille. L'observation de la dégradation d'un ouvrage en béton armé intervient souvent au cours de la phase de propagation, lorsque les destructions deviennent visibles, c'est-à-dire bien souvent tardivement. Il devient alors très lourd de réparer l'ouvrage et il convient donc de prévoir les effets à long terme de ces agressions. Cette prévision est fondée sur la définition des investigations à effectuer. Elle doit permettre en particulier d'ajuster une formulation adéquate du béton et de définir les paramètres d'exécution de l'ouvrage en fonction de son environnement.

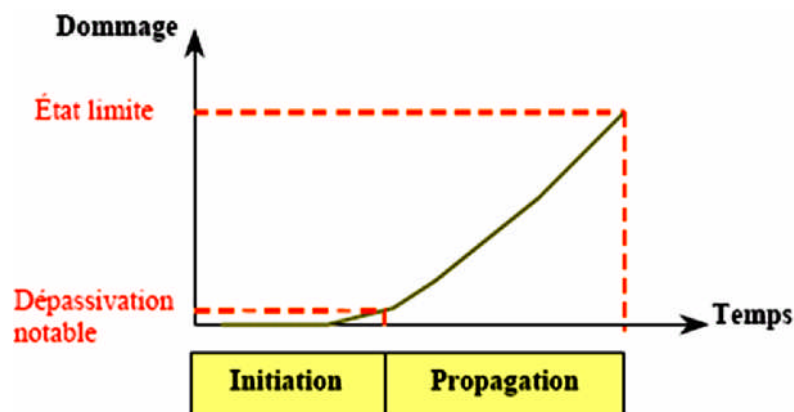


Figure I-1 Phases de la corrosion [Silva, 2004]

1.2.2. Formes de la corrosion

La dissolution (anodique) d'un métal se produit en des zones très variables et la localisation de celles-ci détermine l'aspect de la corrosion. Il en résulte que l'aspect d'un métal corrodé est de différents types (**Figure I-2**) :

-corrosion généralisée : la corrosion a un aspect à peu près uniforme (**Figure I-2.a**) ; ce type a lieu si la zone de réaction cathodique est loin de celle de dissolution, ou si les zones cathodiques et anodiques sont très petites et à peu près régulièrement alternées ;

-corrosion localisée : ce type de corrosion a lieu si les zones anodiques sont petites et se trouvent à des endroits fixes; il apparaît alors de petites cuvettes ou piqûres de corrosion (**Figure I-2.b**). Dans le cas où le matériau métallique a des constituants très différents, il peut apparaître une dissolution sélective (**Figure I-2.c**), mais ceci ne concerne pas les aciers placés dans le béton ;

- corrosion sous contrainte : celle-ci est induite par l'action simultanée de la corrosion et d'une sollicitation mécanique (**Figure I-2.d**). Si cette sollicitation est maintenue dans le temps, il s'agit de corrosion sous contrainte. Dans ce cas, une fissure peut se former, se développer au cours du temps et éventuellement provoquer la rupture du métal tendu. Si la sollicitation oscille, alors il s'agit de corrosion par fatigue. Dans ce cas aussi, des fissures peuvent apparaître et se développer jusqu'à provoquer la rupture de l'élément sollicité mécaniquement.

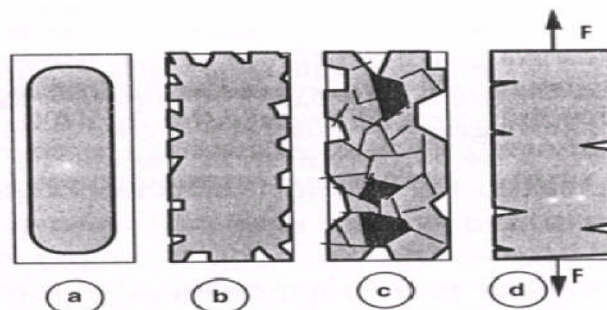


Figure I-2 Formes de la corrosion [Raharinaivo et al., 1998]

1.2.3. Facteurs influençant la corrosion des armatures

La corrosion dépend de plusieurs facteurs dont certains sont liés au milieu environnant et d'autres aux caractéristiques du béton. Une description des différents facteurs contribuant à la corrosion est présentée par [Raharinaivo et al., 1998]. On présente ci-dessous les facteurs prépondérants.

1.2.3. 1. Humidité relative

Les réactions de corrosion (dissolution métallique ou passivation) ne se produisent qu'en présence d'une solution qui est ici contenue dans les pores du béton durci. Cette solution peut s'évaporer puis rentrer dans le béton dans les zones proches de la surface. Par contre, à cœur (à une

profondeur supérieure à 35 mm en général), le béton reste saturé d'eau. Par ailleurs, la composition de cette solution dépend fortement des agents qui ont pu entrer dans le béton et l'altérer. La pénétration des gaz est plus rapide si le béton n'est pas saturé de liquide. Ainsi l'humidité du béton influe de deux façons sur la corrosion ou la passivation des armatures. Lorsque l'humidité du béton est faible, la pénétration de certains gaz est facilitée ; par contre, la corrosion ne se produit qu'en présence de liquide.

1.2.3.2. Enrobage

L'enrobage de béton autour des armatures a pour rôle principal d'assurer une transmission des forces par adhérence entre le béton et l'acier. En outre l'enrobage de béton protège les aciers de deux façons : par une protection physique, le béton constituant une barrière vis-à-vis des agents agressifs et par une protection chimique, grâce au pH élevé de la solution interstitielle du béton, lequel maintient stable la couche protectrice formée sur les aciers.

1.2.3.3. Température

Les réactions chimiques sont accélérées avec l'augmentation de la température. Par ailleurs, une élévation de température augmente la solubilité des gaz (oxygène, etc.) et des sels dans l'eau.

1.2.3.4. 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 chlorure atteint ou dépasse une valeur critique ou valeur seuil [Glass et al., 1997 ; Brime, 2001 ; Petterson, 1993], 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.

1.2.3.5. Oxygène

L'oxygène dissous dans un liquide ou dans une phase aqueuse joue un rôle primordial dans la réaction, dite cathodique, de corrosion des aciers ($O_2 + 2H_2O + e^- \rightarrow 4OH^-$). Ainsi, plus la teneur en oxygène est élevée, plus grande est la vitesse de réaction de dissolution du métal. Parallèlement, plus la teneur en oxygène est élevée, plus le potentiel mixte du métal se rapproche de la valeur correspondant à la réduction de l'oxygène. En d'autres termes, ce potentiel mixte se déplace vers les valeurs positives.

1.2.3.6. Agents agressifs autres que les chlorures

L'eau qui entoure le béton ou qui pénètre par intermittence dans celui-ci (pluie, etc.) peut contenir divers sels. Ceux-ci contribuent à la formation des produits de corrosion de l'acier enrobé. C'est ainsi, par exemple, que les sulfates réagissent comme les chlorures, au niveau qualitatif. Une rouille

verte peut se former en l'absence d'oxygène. Celle-ci peut ensuite se transformer en produits classiques en relâchant des sulfates solubles. Mais, au niveau quantitatif, l'effet des sulfates reste négligeable. En pratique, sauf en cas de pollution d'origine industrielle, seuls les chlorures et le dioxyde de carbone sont les facteurs de dépassivation des aciers dans le béton.

1.2.4. Réactions de corrosion des aciers dans le béton

L'exposition des armatures à l'air permet la formation d'une couche naturelle de rouille. Vue la porosité élevée de cette rouille, l'eau de gâchage du béton frais pénètre par capillarité à travers ses pores et des cristaux de ferrite de calcium hydraté peuvent se former ($4 CaO FeO_3 13H_2O$).

L'hydratation du ciment produit également l'hydroxyde de calcium ($Ca(OH)_2$) qui assure un pH élevé à la solution interstitielle. D'une façon générale, les constituants à base d'alcalins du ciment, notamment de calcium et, dans une échelle moins importante de potassium et de sodium, contribuent à la réserve alcaline du béton [Almusallam, 2001]. Dans la zone de contact du béton et de la couche de rouille formée pendant le stockage, l'hydratation du béton est perturbée. Ainsi, entre le béton sain et l'acier, des couches superposées peuvent être identifiées. La première est une couche non influencée par les aciers ; la deuxième, qui est une zone intermédiaire entre le béton sain et la couche la plus proche du métal, assure une transition entre les propriétés mécaniques et la microstructure. Enfin, la troisième, fortement adhérente à l'acier et étanche, est responsable de la protection de l'acier ou, en d'autres termes, de sa passivation.

Tant que le microfilm protecteur dû au ciment sain existe, l'acier dans le béton reste intact. Les ions chlorures en contact avec le béton pénètrent dans l'ouvrage par l'intermédiaire de l'enrobage. La nature du produit formé à la surface de l'acier est modifiée par les chlorures. Il apparaît une réaction de dissolution (appelée anodique ou d'oxydation) dans laquelle les ions ferreux dissous sont formés (anode). Les électrons libres réagissent à la surface de la barre d'acier dans la zone dite cathodique. Ces électrons réduisent l'oxygène gazeux dissous dans l'eau, de façon à générer les ions hydroxydes.

En l'absence de chlorure, les produits formés à la surface de l'acier protègent celui-ci : c'est la passivation. Une représentation schématique du mécanisme de corrosion induite par les chlorures est présentée sur la **Figure I-3**.

Si des ions chlorures arrivent au contact de l'acier et que leur teneur atteint un seuil critique, la couche n'est plus protectrice et la corrosion peut commencer. En conséquence, les ions chlorures pénétrés dans le béton contribuent à l'activation de la surface des armatures de façon à former l'anode, la surface encore passivée fonctionnant comme cathode. Si on ne tient pas compte de la rouille verte, les réactions dans l'anode se déroulent comme suit :

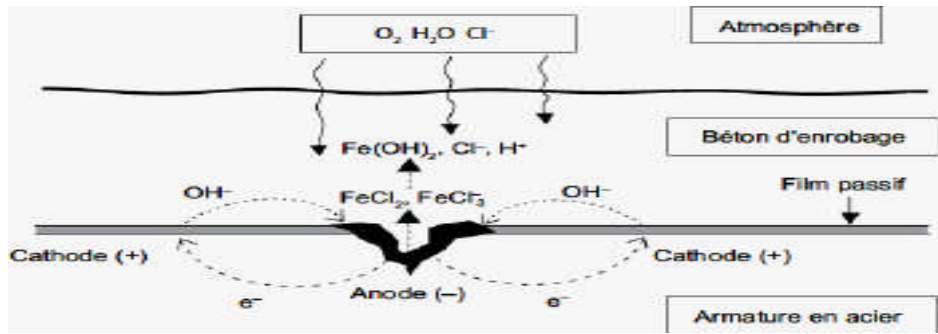


Figure I-3 Mécanisme de la corrosion des aciers [Ollivier et al., 2008]

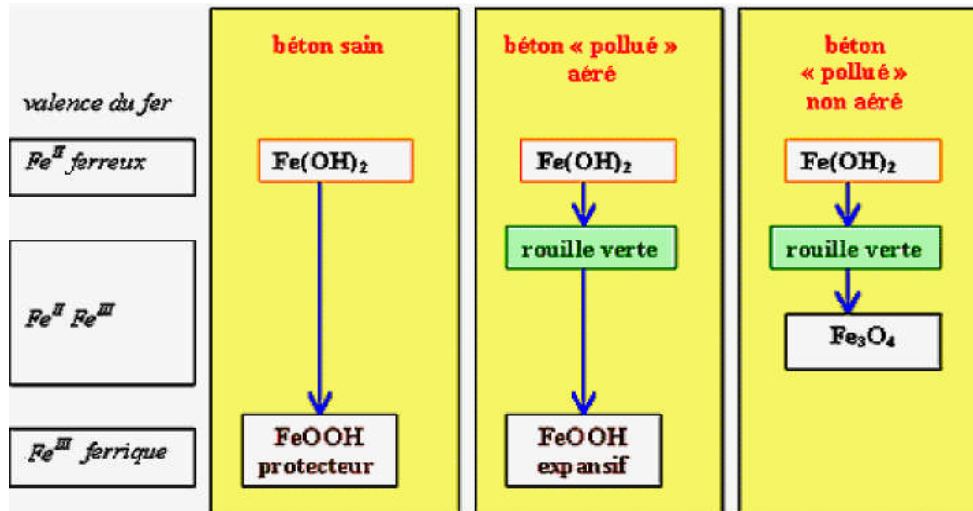


Figure I-4 Formation des produits de corrosion du fer dans un béton sain ou « pollué » [Concrete corrosion, 2007]

On note aussi que, dans les réactions liées à la corrosion, les ions chlorures ne sont pas présents dans la rouille, même si on les trouve dans les étapes intermédiaires de la réaction. On remarque encore que la porosité de la pâte de ciment est un facteur de grande influence dans la corrosion, puisque le pont entre l'anode et la cathode se fait à partir de la solution interstitielle d'une part et de l'armature, d'autre part. Les principaux paramètres qui ont une influence sur la résistivité électrique du béton sont l'humidité, le système poreux de la pâte de béton durci et la composition ionique de la solution interstitielle.

1.3. Phase d'initiation de la corrosion

Dans un béton armé sain (non pollué par des agents agressifs), l'alcalinité de la solution interstitielle aboutit à la formation d'une couche d'oxydes et d'hydroxydes de fer à la surface des armatures les protégeant contre la corrosion. Ainsi, l'acier est passivé. L'initiation de la corrosion a lieu lorsque les ions chlorures ayant traversé l'enrobage ont une concentration suffisante pour provoquer la dépassivation de la couche protectrice du premier lit d'armature. On appelle seuil critique de la teneur en chlorures, la valeur de la teneur en ions chlorures pour

laquelle l'acier est dépassivé. La définition de cette valeur est importante, puisqu'elle conditionne le début de la corrosion.

Le temps d'initiation de la corrosion dépend de la vitesse de pénétration des ions chlorures dans le béton et de la nature du béton. Celle-ci est une fonction des caractéristiques du béton (notamment de la porosité) et des caractéristiques du milieu environnant (notamment de la concentration en chlorure, de la température et de l'humidité relative).

Pour décrire cette première phase de la corrosion, il est nécessaire d'étudier en premier lieu le processus de pénétration des agents agressifs dans le béton.

1.3.1. *Pénétration des ions de 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 I.5). 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.

Le transport des chlorures dissous dans l'eau est un phénomène complexe. Le béton est un matériau hétérogène poreux avec une saturation en eau variable. Les mécanismes de transport dans le béton font intervenir les forces physiques – électromagnétiques, de gravité et de tension superficielle – et des réactions chimiques. 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. Le transport des ions chlorures libres 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 pour égaliser le gradient de concentration.

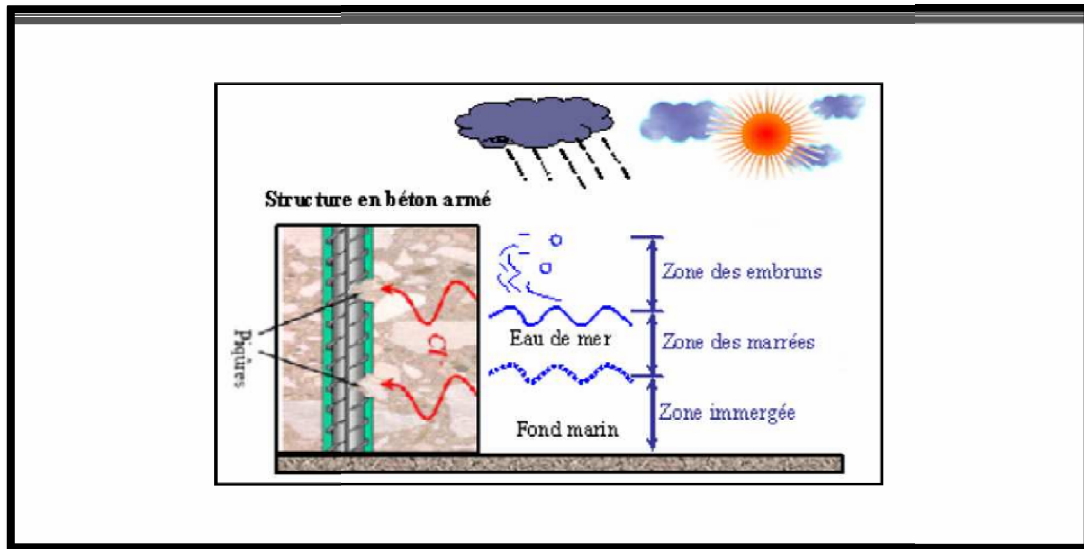


Figure I-5 Sollicitation d'un ouvrage en milieu marins

Les ions chlorure liés chimiquement résultent principalement de la formation des chloro-aluminates à partir de l'aluminate tricalcique C3A. Cependant d'autres réactions sont possibles : en particulier les chlorures sont susceptibles de réagir avec les silicates de calcium hydratés (CSH). Les chlorures sont également susceptibles de s'adsorber physiquement ou chimiquement sur la paroi des pores du matériau.

Bien que la pénétration des ions chlorures dans le béton se passe principalement par la diffusion et la convection, dans la plupart des modèles de corrosion, on suppose qu'il s'agit d'une diffusion pure et la deuxième loi de Fick est abusivement utilisée pour la représentation de la pénétration des chlorures. 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

1.3.1.1. 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 un béton partiellement saturé due à la fois à la diffusion et à la convection est décrite, dans un modèle bidimensionnel, par l'équation différentielle suivante [Val et al. 2008] :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c w c \left[\frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right] + Dhwe \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] \quad (I.1)$$

Diffusion

Convection

avec C_{tc} la concentration totale en ions chlorures (kg/m^3 de béton), C_{fc} la concentration des chlorures libres (kg/m^3 de la solution dans les pores), h l'humidité relative dans les pores, D_c le coefficient

de diffusion (m^2/s), w_e la teneur en eau évaporable (m^3 de la solution interstitielle / m^3 de béton) et t le temps (s).

La concentration totale en ions chlorures est :

$$C_{tc} = C_{bc} + w_e C_{fc} \quad (I-2)$$

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

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c * \left[\frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right] + D_h * \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] \quad (I-3)$$

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

$$D_c^* = \frac{D_c}{1 + \frac{1}{w_e * \frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}}}} ; D_h^* = \frac{D_h}{1 + \frac{1}{w_e * \frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}}}} \quad (I-4)$$

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 :

$$D_h = D_{h,ref} X_{fh1}(T) X_{fh2}(t_e) X_{fh3}(HR) \quad (I-5)$$

Avec :

$$fh1(T) = \exp \left[\frac{U_h}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right]$$

$$fh2(t_e) = 0,3 + \sqrt{\frac{13}{t_e}}$$

$$fh3(HR) = \alpha_0 + \frac{1 - \alpha_0}{1 + \left(\frac{1 - HR}{1 - HR_{ref}} \right)^n} \quad (I-6)$$

avec $D_{h,ref}$ 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 ($U_h/R = 4700$ K), α_0 un paramètre ayant des valeurs entre 0,025 et 0,1 et n un paramètre relatif à la diminution de la valeur de D_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 BrunauerSkalny-Bodor (connue aussi sous le nom de modèle BSB) est utilisée. Ainsi, w_e est exprimée par :

$$W_e = \frac{C_m K_s V_m H R}{(1 - K_s H R)[1 + (C_m - 1) K_s H R]} \quad (I-7)$$

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 $0,3 < E/C < 0,7$) :

$$V_m = (0,068 - 0,22/t)(0,85 + 0,45(E/C)) V_{ct} \quad (I-8)$$

avec V_{ct} et N_{ct} des coefficients dépendant du type de ciment ; pour les 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 ($a C_{bc}/a C_{fc}$) 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 [Val et al. 2008] en a étudié deux – Langmuir et Freundlich – et a trouvé que l'isotherme de Langmuir était le plus adapté. L'isotherme de Langmuir s'écrit :

$$C_{bc} = \frac{a L C_{fc}}{1 + B L C_{fc}} \quad (I-9)$$

avec aL et $f_i L$ les constantes de Langmuir dépendant de la teneur en C3A (alumine tricalcique) qui influe sur la liaison des chlorures dans le béton.

La Figure I-6 présente un exemple de la relation entre les chlorures libres et les chlorures liés dans un béton selon les 2 isothermes étudiés par [Val et al., 2008]. 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 plus facilement que celle de Freundlich.

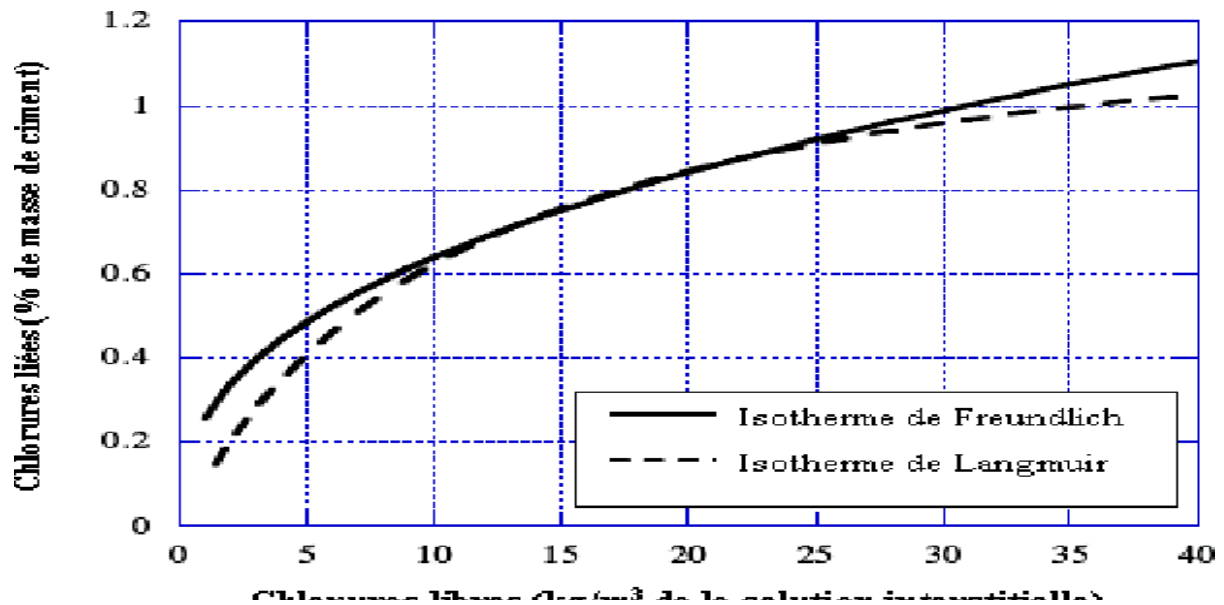


Figure I-6 Isothermes de liaisons d'un béton portland (teneur en C3A=8 %)

Le modèle de Val [2007] 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 [Roelfstra, 2001 ; Kong et al. 2002]. 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 modèles.

1.3.1.2. 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 :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (\text{I-10})$$

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 isotrope semi-infini est [Vu et al., 2000] :

$$C(x,t) = C_s + (C_0 - C_s) \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right) \quad (\text{I-11})$$

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 erf 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 la concentration initiale de chlorures est prise égale à zéro. Pour appliquer l'équation (I-18), il est nécessaire de déterminer le profil de chlorures (**Figure I-7**) pour déterminer la concentration à la surface.

Dans un milieu saturé, la pénétration des chlorures se fait par diffusion pure et le profil de la concentration en chlorures est strictement décroissant. Dans le cas contraire, ce profil ne devient décroissant que lorsqu'on dépasse la zone de convection vers la zone de diffusion (béton saturé) comme le montre la **Figure I-7** [Ollivier et al., 2008].

Donc, théoriquement, la deuxième loi de Fick n'est utilisable que dans le cas où le béton est constamment saturé d'eau [Bonnet et al., 2007]. 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.

Ainsi, nous pouvons nous permettre d'utiliser cette loi - qui assure une représentativité acceptable du phénomène - pour représenter la pénétration des ions chlorures dans le béton. Cependant nous adoptons dans ce travail une version modifiée du modèle de [Vu et al., 2000] qui consiste à réaliser l'intégration numérique de la deuxième loi de Fick en considérant un coefficient de diffusion variable dans le temps et qui tient compte de plusieurs facteurs relatifs à l'environnement et au matériau.

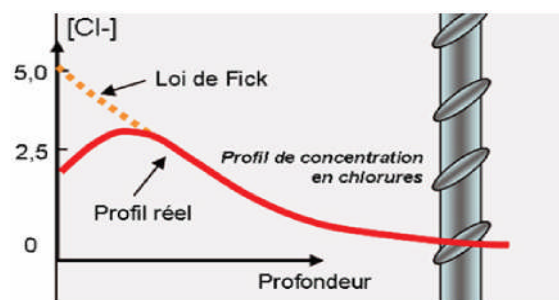


Figure I-7 Profil de concentration en chlorures dans un béton [Ollivier et al., 2008]

1.3.2. Modèles du coefficient de diffusion des chlorures

Le coefficient de diffusion des chlorures dépend des caractéristiques du béton (E/C , porosité...) ainsi que des facteurs climatiques du milieu environnant (T et HR). Nous pouvons

trouver dans la littérature des expressions de ce coefficient prenant en compte un seul facteur telle que l'expression de [Hobbs, 1999] qui permet d'évaluer le coefficient de diffusion en fonction du rapport E/C , ou l'expression de Matsumura [Matsumura et al., 2008] permettant d'exprimer ce coefficient en fonction de la température. D'autres modèles plus sophistiqués permettent de prendre en compte plusieurs facteurs tel que le modèle de Martin-Perez [Martin-Perez et coll., 2001] exprimant le coefficient de diffusion en fonction de T , HR , E/C et t .

Pour comprendre l'effet de chacun des paramètres qui affectent la diffusion des chlorures, nous avons étudié, dans une première étape de ce travail, des expressions de D_c fonctions d'un seul paramètre. Cette étude nous a permis d'avoir des ordres de grandeur de l'effet de T , de HR et de E/C sur ce coefficient. Ensuite, nous avons adopté une expression plus générale qui prend en compte l'effet combiné de tous ces facteurs.

Dans les applications que nous présentons dans le chapitre III, nous nous limitons aux résultats obtenus à partir du modèle final de D_c .

1.3.2.1. Modèle de Matsumura et al.

Dans le cadre d'une étude de l'influence des températures élevées sur la durabilité des structures en béton armé sujettes à l'attaque par les sels, Matsumura et al. [2008] ont étudié le phénomène de diffusion des chlorures dans le béton et l'effet de la température sur le coefficient de diffusion des chlorures.

D'après leurs études, la relation entre le coefficient de diffusion et la température peut être exprimée par l'équation d'Arrhenius en remplaçant le coefficient de vitesse par le coefficient de diffusion :

$$D_c = A_f \exp\left(\frac{-U_c}{RT}\right) \quad (\text{I-12})$$

où D_c est le coefficient de diffusion des chlorures, A_f est le facteur de fréquence, U_c est l'énergie d'activation de la diffusion, R est la constante des gaz parfaits et T la température absolue.

Dans leur papier, Matsumura et al. proposent aussi une autre expression du coefficient de diffusion fonction de la température, applicable dans le cas de températures très élevées, adaptées pour les structures industrielles. Cependant, dans notre cas, nous nous intéressons à l'étude de la corrosion des bétons exposés à leur environnement et ainsi, ce modèle demeure inadapté au cadre de notre travail.

1.3.2.2. Modèle de Saetta et al.

En prenant en considération l'analogie entre la diffusion des chlorures et celle de l'eau à travers un béton non saturé, Saetta et al. [1993] ont modélisé le coefficient de diffusion des chlorures à travers un béton non saturé par l'équation :

$$D_c = \frac{D_{100\%}}{1 + \left(\frac{1-HR}{1-HR_c}\right)^4} \quad (I-13)$$

avec D_c le coefficient de diffusion des chlorures (m^2/s), $D_{100\%}$ le coefficient de diffusion des chlorures à 100 % d'humidité relative ($HR\%$) et HR_c l'humidité relative critique pour laquelle D_c vaut la moitié de $D_{100\%}$. [Climent et al., 2007] ont proposé une valeur de $HR_c = 75\%$.

Dans un premier temps, cette expression a été retenue pour étudier l'effet de HR sur la diffusion des chlorures et sur le mécanisme de corrosion en général [El Hassan et al., 2008-a ; El Hassan et al., 2008-b ; El Hassan et al., 2008-c]. Cependant pour le modèle de corrosion final proposé dans cette thèse, cette expression du coefficient de diffusion n'a pas été retenue puisqu'elle ne permet pas de représenter les principaux paramètres influant sur la diffusion des chlorures.

1.3.2.3. Modèle de Samson et al.

Dans le but d'étudier les effets de la température sur le transport ionique dans les matériaux à base de ciment, Samson et Marchand [2007] ont réalisé des essais de migration des ions dans des échantillons de béton et évalué le coefficient de diffusion de chacun des ions présents.

Les essais ont été réalisés sur des bétons ayant des teneurs en eau de 0,45 – 0,65 et 0,75 avec des températures de 4 °C, 23 °C (valeur de référence) et 40 °C et des durées d'hydratation de 21, 91 et 365 jours. Les résultats recueillis ont permis de formuler une expression générale du coefficient de diffusion en fonction de la température sous la forme :

$$D_c = D_{c,ref} e^{0,028(T-T_{ref})} \quad (I-14)$$

avec D_c le coefficient de diffusion (m^2/s), $D_{c,ref}$ le coefficient de diffusion aux conditions de références où la température T (°C) est égale à la température de référence $T_{ref} = 23$ °C et l'exposant 0,028 un paramètre déterminé expérimentalement. Ces expériences ont montré que cet exposant ne dépend pas du matériau, parce qu'ils ont trouvé [Samson et al., 2007] des valeurs très proches

pour des bétons ayant des teneurs en eau différentes, des types de ciments différents et des durées d'hydratation différentes.

Des essais supplémentaires ont été réalisés afin de valider cette expression et ont permis de conclure que l'effet de la température sur le phénomène de diffusion est indépendant du type de matériau. Cette constatation peut être expliquée par le fait que, dans le mécanisme de diffusion et pour la plage de températures testées, l'augmentation de la température va provoquer une agitation thermique des ions en solution sans toutefois affecter la microstructure du matériau et son facteur de tortuosité.

Ce modèle permet d'étudier l'influence de la température sur le mécanisme de diffusion des chlorures dans le béton et par suite sur la corrosion des armatures. Pour cette raison, il a été retenu dans la première phase du travail [El Hassan et al., 2008-a ; El Hassan et al., 2008- b ; El Hassan et al., 2008-c]. Ensuite, il a été remplacé par une expression plus générale.

1.3.2.4. Modèle de Hobbs et al.

D'après Hobbs et al. [1998], le coefficient de diffusion des chlorures dans les bétons exposés aux environnements marins est relié à la teneur en eau du béton par l'équation :

$$D_c = 0,04 \cdot (1166^{E/C})_{10}^{-12} \quad (\text{I-15})$$

avec D_c le coefficient de diffusion (m^2/s) et E/C le rapport eau/ciment dans le béton de valeur comprise entre 0,38 et 0,71.

Cette expression permet de mettre en relief la contribution de la teneur en eau du béton dans le mécanisme de diffusion des chlorures. D'autres expressions de la relation entre le coefficient de diffusion et la teneur en eau existent dans la littérature, mais la simplicité de cette formule nous a conduit à la retenir pour la première étape de notre étude [El Hassan et al., 2008-a ; El Hassan et al., 2008-b ; El Hassan et al., 2008-c].

1.3.2.5. Modèle de Martin-Perez et al.

Le coefficient de diffusion des chlorures est supposé dépendant de la température T , du temps t et de l'humidité relative des pores HR . Cette dépendance est prise en compte à travers la relation :

$$D_c = D_{c\text{ref}} \cdot f_1(T) \cdot f_2(t) \cdot f_3(HR) \quad (\text{I-16})$$

avec D_c , ref la valeur de D_c dans les conditions de référence c'est-à-dire à la température, au temps et à l'humidité relative de référence qui sont, respectivement, $T_{ref} = 296$ K, $t = 28$ jours et $HR_{ref} = 1$. Ces fonctions sont exprimées par [Martin-Perez et al. 2001] :

$$\begin{aligned} fc1(T) &= \exp\left[\frac{U_c}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right] \\ fc2(t) &= \left(\frac{t_{ref}}{t}\right) - 1 \\ fc3(HR) &= \left[1 + \frac{(1-HR)^4}{(1-HR_c)^4}\right]^{-1} \end{aligned} \quad (I-17)$$

avec U_c l'énergie d'activation du processus de diffusion des chlorures, R la constante des gaz parfaits ($8,314 \text{ J.mol}^{-1}\text{K}^{-1}$), T la température actuelle (K), m le facteur d'âge et HR_c l'humidité relative critique pour laquelle le coefficient de diffusion vaut la moyenne entre la valeur maximale et la valeur minimale ($HR_c = 0,75$). Les valeurs de U_c dans un béton formé de ciment Portland ordinaire dépendent du rapport eau/ciment (E/C) et sont d'après [Page et al. 1981] de :

- $41,8 \pm 4,9$ (1cJ/mol) pour $E/C = 0,4$;
- $44,6 \pm 4,3$ (1cJ/mol) pour $E/C = 0,5$;
- $32,0 \pm 2,4$ (1cJ/mol) pour $E/C = 0,6$.

Ce modèle permet de représenter la contribution des facteurs environnementaux (T et HR) et des facteurs relatifs au matériau béton (E/C , U_c et m) dans le processus de diffusion des chlorures dans le béton. En outre, les données requises pour l'utilisation de ce modèle sont disponibles et il sera donc retenu dans le modèle de corrosion.

1.3.3. Temps d'initiation de la corrosion

Dans les modèles supposant que la pénétration des chlorures dans le béton se fait par diffusion pure exprimée par la deuxième loi de Fick, la dépassivation de la couche protectrice de l'acier a lieu lorsque la concentration en chlorure dans le béton atteint le seuil critique C_{cr} et lorsque les chlorures arrivent au niveau des armatures. Ces deux conditions peuvent être exprimées par :

$$C(e, T_{ini}) = C_{cr} \quad (I-18)$$

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 nulle ($C(x, 0) = 0$) et que la concentration en chlorures en surface est constante dans le temps ($C_s = \text{constante}$), le temps d'initiation de la corrosion est exprimé par :

$$T_{ini} = \frac{e^2}{4Dc} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{cr}}{C_s} \right) \right]^2 \quad (I-19)$$

L'équation (I-19) ne peut être utilisée que dans le cas d'un coefficient de diffusion constant dans le temps. Dans notre cas, l'expression de D_c choisie (éq. I-16) prend en compte la variation temporelle des paramètres climatiques ainsi que la diminution de la diffusion avec l'âge du béton. Ainsi, le calcul de t_{ini} à travers l'équation (I-19) n'est pas possible et il est donc nécessaire de réaliser une intégration directe de la deuxième loi de Fick sous les mêmes hypothèses ($C(x, 0) = 0$ et $C_5 = \text{constante}$). En utilisant un incrément mensuel, l'algorithme de Runge-Kutta nous permet de calculer la concentration en ions chlorures $C(x, t)$ et enfin le temps d'initiation de la corrosion est obtenu en vérifiant l'équation (I-18). Néanmoins, pour déterminer le temps d'initiation de la corrosion, il est nécessaire de définir les deux paramètres C_5 et C_{cr} .

1.3.4. Concentration critique en ions chlorures

Il est difficile de déterminer précisément le seuil critique de la concentration en chlorures provoquant l'amorçage de la corrosion car cette valeur dépend de plusieurs paramètres [Alonso et al., 2002 ; Castellote et al., 2002] liés au béton (pH de la solution interstitielle, humidité relative, température, types de cations, teneur en C3A, etc.) et liés à l'acier (composition, impuretés, rugosité de la surface, âge, etc.)

En effet, il existe plusieurs expressions de C_{cr} dans la littérature. Selon certains travaux qui tiennent compte de la nature des produits formés sur l'acier, la teneur critique [Raharinaivo et al., 1998] est $[Cl]_{cr} = [OH]$. Cette valeur est proche de celle que Hausmann [Hausmann, 1967] a trouvée de façon empirique, soit : $[Cl]_{cr} = 0,6 [OH]$. La différence entre ces deux seuils correspond à une différence de pH de 0,3 environ. La difficulté d'utilisation de cette règle réside, en fait, dans la détermination du pH du béton au contact direct de l'acier. Selon d'autres études, le seuil critique est exprimé en terme de la teneur en chlorures (libres + liés) par rapport au poids du ciment (de 350 kg/m^3 par définition) : la limite de ce rapport varie entre 0,17 et 2,5 % selon l'agressivité du milieu environnant et la classe de l'ouvrage [Glass, 1997].

De façon analogue, on peut exprimer le seuil critique en terme de la teneur en chlorures libres par rapport au poids du ciment [Brime, 2001]. Cette expression est justifiée par le fait que seuls les chlorures libres participent au processus de dépassement des armatures, alors que les chlorures liés sont inhibés. Une valeur recommandée est de 0,4 % par rapport au poids du ciment [Brime, 2001].

Enfin, il existe d'autres références qui expriment la teneur seuil par $[Cl]_{libre} = 0,14 - 1,8 \text{ mol/l}$ [Pettersson, 1993].

Ces expressions du seuil critique dépendent de plusieurs facteurs. Une analyse des relations entre les différents paramètres des expressions du seuil critiques et les facteurs qui les influencent a été réalisée par Glass [Glass, 1997] :

- l'augmentation de la teneur en eau dans le béton induit une diminution de la concentration en ions chlorures ; cependant la probabilité de corrosion augmente. Il est donc plus logique d'utiliser la masse de chlorure pour l'évaluation du seuil critique plutôt que la concentration ; l'humidité relative a le même effet que la teneur en eau sur le seuil critique ;
- il existe une corrélation 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. Il est donc plus pertinent de considérer la teneur totale en chlorure plutôt que d'utiliser la teneur en chlorures libres.

Ainsi, on peut se rendre compte qu'il existe plusieurs façons d'exprimer le seuil critique de la concentration en chlorure. Le choix de l'expression la plus adaptée pour notre travail sera conditionné par les données disponibles. Nous estimons que l'expression de ce paramètre en fonction du rapport de la teneur totale en chlorures sur la masse de ciment, est la plus pertinente et elle sera retenue. Mais il est nécessaire de mentionner que les valeurs des concentrations critiques ne sont pas les mêmes dans tous les travaux et on trouve une large plage de valeurs attribuées dans la littérature. Les valeurs numériques utilisées sont décrites dans le chapitre II

1.3.5. Concentration en ions chlorures à la surface du béton

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. La concentration en chlorures à la surface des structures en béton (C_s) dépend donc largement des conditions environnementales, de la topographie, de l'orientation de la surface et de la distance par rapport à la côte. Cependant, la variation de C_s avec le temps n'est pas prouvée : certaines études suggèrent que C_s augmente avec le temps, alors que d'autres supposent qu'elle reste constante.

1.4. Propagation de la corrosion

La période de propagation est la période durant laquelle on observe, en premier lieu, la formation de produits issus de la corrosion de l'armature (les oxydes et les hydroxydes de volumes

supérieurs à celui de l'acier sain). Ces produits entraînent des contraintes qui peuvent provoquer une fissuration parallèle aux barres d'aciers qui induit une diminution de l'adhérence acier/béton, ainsi que l'éclatement du béton d'enrobage (formation d'épaufrures). Les désordres créés nuisent à l'aspect esthétique des ouvrages, mais contribuent aussi à affaiblir les résistances mécaniques : la conséquence la plus néfaste de la corrosion induite par les chlorures est la diminution de la section des armatures.

Dans cette partie, nous étudions les différents facteurs entrant en jeu dans la phase de propagation de la corrosion, et nous présentons la modélisation de ces paramètres en précisant les modèles choisis pour chacun des paramètres.

1.4.1. *Formation des produits de corrosion expansifs*

En général, les produits de corrosion dominants sont l'hydroxyde ferreux (Fe(OH)_2) et l'hydroxyde ferrique (Fe(OH)_3). Ces deux produits ont des densités inférieures à celle de l'acier et par conséquent occupent un volume supérieur (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.

1.4.1. 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 [Chen et al., 2008] :

$$dm_a/dt = i_{\text{corr}} M_a / n F \quad (\text{I-20})$$

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 (pA/cm^2), M_a est la masse molaire de l'acier ($M_a = 55,85 \text{ g/mol}$), 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 ($F = 96500 \text{ C/mol}$).

1.4.1. 2. *Surface d'acier consommée*

Une fois la corrosion initiée, il existe deux mécanismes aboutissant à la réduction de la surface des armatures : le mécanisme de corrosion généralisée, qui provoque une réduction uniforme de la surface d'acier, et le mécanisme de corrosion par piqûre, qui provoque une réduction localisée et fréquemment plus agressive.

Dans la plupart des cas de corrosion induite par les chlorures, au lieu d'une réduction uniforme de la surface des armatures, la 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. La formation des piqûres cause un transfert électrochimique local entre la zone de corrosion active de la piqûre et la zone adjacente passive, où la couche protectrice est encore intacte. L'intérieur de la piqûre agit comme étant la région anodique donnant des électrons à la zone passive (cathode). Ce transfert d'électron crée un cycle auto-entretenu qui peut mener à des taux de pénétration dramatiques (jusqu'à 1 mm/an) amenant à une réduction rapide des sections des barres d'armatures [Bertolini, 2004].

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 généralisée est appelé facteur de corrosion par piqûre (F_p) et est défini par :

$$F_p = P_{max}/P_{moy} \quad (I-21)$$

Pour calculer la surface résiduelle des armatures sujettes à la corrosion par piqûre, [Val et al., 1997] ont proposé un modèle supposant une forme sphérique de la piqûre (**Figure I-7**) et dans lequel la profondeur maximale d'une piqûre le long d'une armature d'acier de surface A_a est :

$$P(t) = 0,0116 * i_{corr} * F_p * t \quad (I-22)$$

où $p(t)$ est en mm/an. Cette équation est valable lorsque l'intensité du courant de corrosion est considérée constante dans le temps, ce qui n'est pas le cas dans notre travail où i_{corr} est variable. Dans ce cas, l'équation (I-29) devient :

$$P(t) = \int 0,0116 * i_{corr} * F_p * dt \quad (I-23)$$

Ensuite, en se basant sur la configuration présentée sur la **Figure I-8**, la largeur de la piqûre (a) et sa section transversale (A_p) peuvent être exprimées par :

$$\begin{aligned} A_p(t) &= A_1 + A_2 & p(t) &\leq D_0/\sqrt{2} \\ \pi D_0^2/4 - A_1 + A_2 & & D_0/\sqrt{2} < p(t) < D_0 \\ \pi D_0^2/4 & & P(t) &\geq D_0 \end{aligned} \quad (I-24)$$

$$A_1 = 0,5 \left[\theta \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - a \left| \frac{D_0}{2} - \frac{(P(t))}{D_0} \right| \right] \quad A_2 = 0,5 \left[\theta (p(t))^2 - a (p(t))^2 / D_0 \right] \quad (I-25)$$

$$a = 2p(t) \sqrt{1 - \left(\frac{p(t)}{D_0} \right)^2} \quad (I-26)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin \left(\frac{a}{D_0} \right) \quad (\text{I-27})$$

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 nb barres, toutes de diamètre D_0 , la surface résiduelle d'acier dans cet élément à l'instant t est :

$$A_{ar} = A_{anom} - \sum_{m=1}^n A_{p0}(t) \quad (\text{I-28})$$

$$\text{Ou } A_{anom} = n_b \pi D_0^2 / 4 \quad (\text{I-29})$$

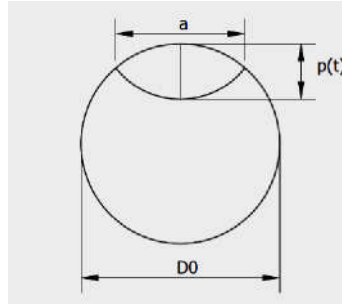


Figure I-8 Configuration de la piqûre [Val et al., 1997]

Jusqu'à présent, la formation de la piqûre ainsi que sa forme ne sont pas bien comprises et représentées ; dans ce domaine, le modèle proposé par Val et al. [1997] est cohérent et assure une bonne représentativité de la formation des piqûres : pour cela il est retenu pour l'évaluation de la diminution de la surface d'acier dans le cas de la corrosion induite par les chlorures.

1.4.2. 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 correspondent des vitesses qui sont égales à la quantité de matière formée par unité de temps. A chaque réaction 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} [Raharinaivo et al., 1998] avec :

$$i_{corr} = i_{anode} = -i_{cathode} \quad (\text{I-30})$$

Dans le **Tableau I-1**, plusieurs classifications du risque de corrosion sont présentées en fonction des valeurs de l'intensité du courant de corrosion.

Classification	Courant de corrosion i_{corr} (jA/cm ²)				
	[Dhir et al., 1994]	[Brite, 1995]	[Middleton et al., 1998]	[Gagné, 2008]	[Breyse et al.,
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	> 1,0

Tableau I-1 Classification des courants de corrosion

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. [2000] 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 :

$$i_{corr}(ini) = 37,8(1-E/C)^{-1,64}/e \quad (I-31)$$

avec $i_{corr}(ini)$ le courant de corrosion au début de la propagation de la corrosion en pA/cm², E/C la teneur en eau du béton et e l'enrobage en cm. À 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 :

$$I_{corr}(tp) = i_{corr}(ini) 0,85tp^{-0,29} \quad (I-32)$$

où tP 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. [1998] 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 :

$$I_{corr} = 0,926 \cdot \exp(7,98 + 0,7771 \cdot \ln(1,69C_t) - 3006/T - 0,000116R_c + 2,24 \cdot t^{-0,215}) \quad (I-33)$$

avec C_t la teneur totale en chlorure (kg/m^3 de béton), T la température à la profondeur des armatures (K), R_c la résistance ohmique de l'enrobage (\sim) et t le temps de corrosion (an). R_c peut être exprimée au moyen d'une régression en fonction de C_t par [Liu, 1996] :

$$R_c = \exp[8,03 - 0,549 \cdot \ln(1 + 1,69C_t)] \quad (I-34)$$

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 [Breysse et al., 2008]. 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 [Breysse et al., 2009] :

$$\begin{aligned} \ln(i_{corr}) &= 0,0312(HR) - 4736/T + 1,695(E/C) - 0,391(e) + 14,589 \\ i_{corr} &= A \cdot e^{0,0312HR} \cdot e^{-4736/T} \cdot e^{-0,391e} \cdot e^{1,695E/C} \end{aligned} \quad (I-35)$$

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

Le modèle de Vu et al. [2000] ne permet pas de représenter l'effet de l'environnement sur l'évolution du courant de corrosion dans le temps. Par conséquent, il ne sera pas retenu puisqu'il ne répond pas aux objectifs de notre travail. Le modèle empirique de Breysse et al. [2009] 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., 1998], il permet de quantifier l'influence de trois paramètres (T , C_t , t). Vis-à-vis de l'objectif du présent travail, chacun de ces 2 modèles présente un intérêt particulier : le premier permet de mettre en relief l'effet des conditions climatiques (T et HR) alors que le second permet de mettre en relief l'effet de l'agressivité de l'environnement (C_e) et de la température (T). Cependant, nous avons choisi de

donner dans notre travail une priorité aux conditions climatiques ce qui nous amène à retenir le modèle de [Breysse et al. 2008].

1.5. Conclusion

Ce chapitre s'est intéressé sur la durabilité des bétons en environnement marin. En fait, il été montré que la présence des chlorures engendre un processus de diffusion dont le transfert des molécules ou d'ions dans la solution interstitielle et à une quantité suffisante de chlorure peuvent détruire la passivité des aciers et amorcer la deuxième étape, à savoir la propagation de la corrosion. Cette dernière induit progressivement à la formation de fissures et au décollement du béton d'enrobage.

Pour éviter le développement de la corrosion, il faut autant que possible allonger la période d'amorçage en utilisant des bétons compacts et peu perméables. Les normes devraient imposer des dispositions complémentaires à l'amont et constituer une aide à la formulation de nos bétons permettant d'inclure la problématique et exiger des paramètres pertinents dépendant étroitement du transport des ions chlorures dans la masse du béton.

En égard aux observations tirées de la littérature scientifique, il est ressorti que les modes de transport semblent jouer un rôle crucial dans l'étude de la performance d'un béton.

Chapitre II

PATHOLOGIE DE LA CORROSION DES ACIERS

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 la pathologie de la corrosion des aciers et l'influence que la corrosion peut avoir sur le comportement mécanique des structures en béton armé et on présentera en deuxième partie les modèles pour décrire le coefficient de diffusion du CO₂ dans le béton.

1. Pathologie de la corrosion des aciers

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**).

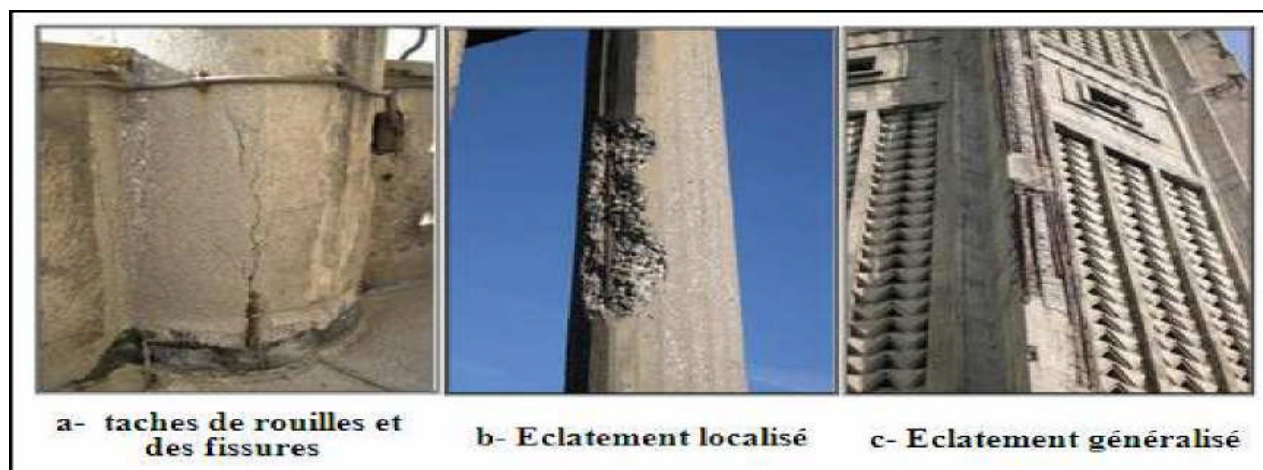


Figure II-1 signes visibles de la corrosion des armatures [Ollivier et al. 2008]

1.2. Effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques du béton armé

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 se font en plusieurs étapes à l'échelle du temps. Dans un premier temps, les réactions dues à la corrosion engendrent une perte de

section d'acier. Cette perte de section se manifeste selon deux phénomènes : soit la corrosion par piqûre (locale), soit la corrosion généralisée sur toute la longueur de la barre. De plus, la corrosion provoque une dégradation de l'interface acier béton. Cette dégradation conduit à une diminution de l'adhérence entre les deux matériaux. Enfin, l'expansion volumique des produits de corrosion provoque d'une part, la disparition des nervures et d'autre part, la fissuration du béton de recouvrement.

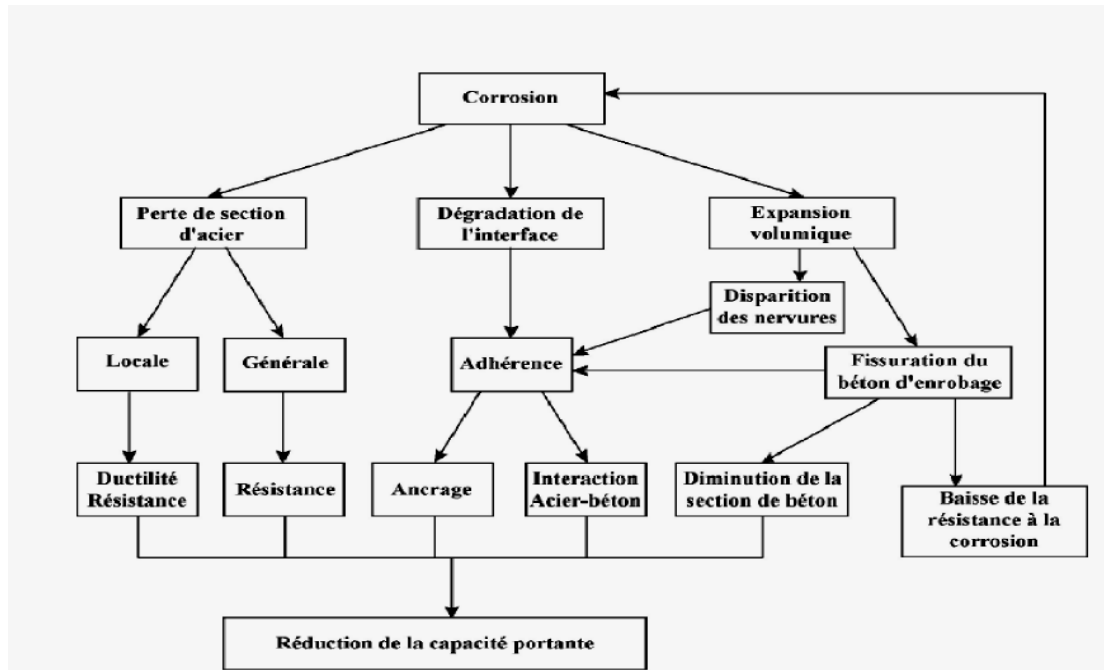


Figure II-2 Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures [Paradis, 2006]

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 et des problèmes d'ancrage. La fissuration du béton d'enrobage facilite la pénétration des agents agressifs et provoque une baisse de la résistance à la corrosion. Lorsque la corrosion atteint un certain niveau, le béton de recouvrement éclate et il ya diminution de la section du béton. Ce phénomène peut se produire à des degrés de corrosion très faibles d'environ 1 à 2% de perte d'acier [Auyeung et al. 2000]. Toutes ces conséquences réduisent la capacité portante du béton armé.

Bien qu'on soit parvenu à déterminer les effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques du béton armé (**Figure II-2**), la quantification de la part de chacun des aspects est très difficile. On présente dans la suite une petite synthèse des résultats de quelques études réalisées dans cette perspective.

1.2.1 Dégradation du béton

L'expansion des produits de corrosion exerce une pression sur le béton provoquant la fissuration et l'éclatement de l'enrobage et parfois la délamination de la couche externe du béton. Certaines études [Maaddawy et al.,

2007] suggèrent que les produits de corrosion n'exercent pas dans leur totalité une pression sur le béton. Une partie de ces produits remplit les vides et les pores autour de la barre et une autre partie peuvent migrer à l'extérieur de l'interface acier-béton par l'intermédiaire des pores. 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 fissuration (**Figure II-3**) présente le diagramme schématique du processus corrosion-fissuration [Weyer, 1998]

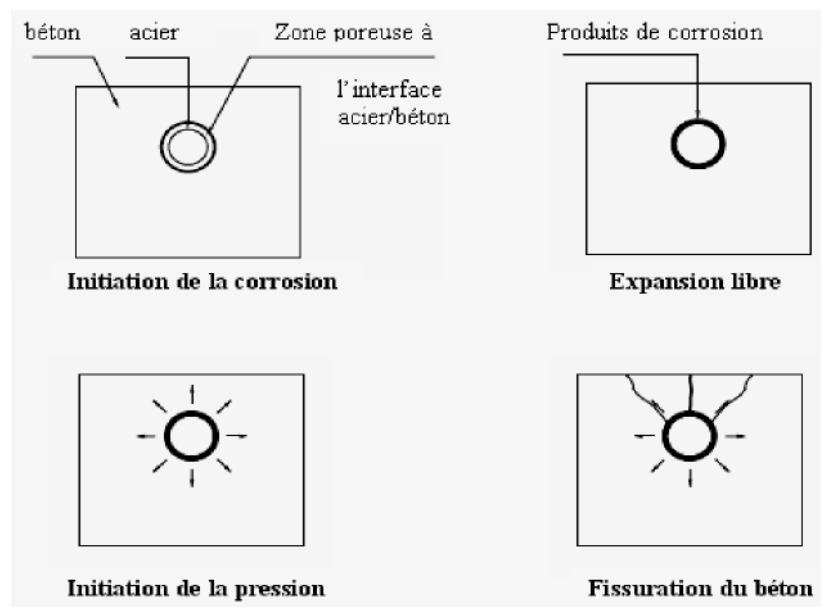


Figure II-3 Diagramme schématique du processus corrosion - fissuration [Weyers et al., 1998]

Le temps entre l'initiation de la corrosion et la fissuration du béton fût l'objet de diverses études qui ont permis d'en proposer plusieurs modèles. Alors que certains modèles se basent sur la mécanique de la rupture non linéaire pour décrire le comportement des fissures [Molina et al., 1993], d'autres modèles se basent sur les propriétés mécaniques et géométriques du béton ainsi que sur le courant de corrosion [Bazant, 1979]. Il existe aussi des modèles empiriques, basés sur des données expérimentales, permettant de calculer le temps entre l'initiation de la corrosion et la fissuration [Morinaga, 1988].

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 [Stewart et al., 2007] ainsi qu'à la réduction de la ductilité de la section [Almusallam, 2001].

Ayant calculé la surface d'acier résiduelle, nous pouvons calculer la résistance en flexion. 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. [Andrade et al., 1991] ont montré 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 %. D'autres essais réalisés par [Almusallam, 2001] 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).

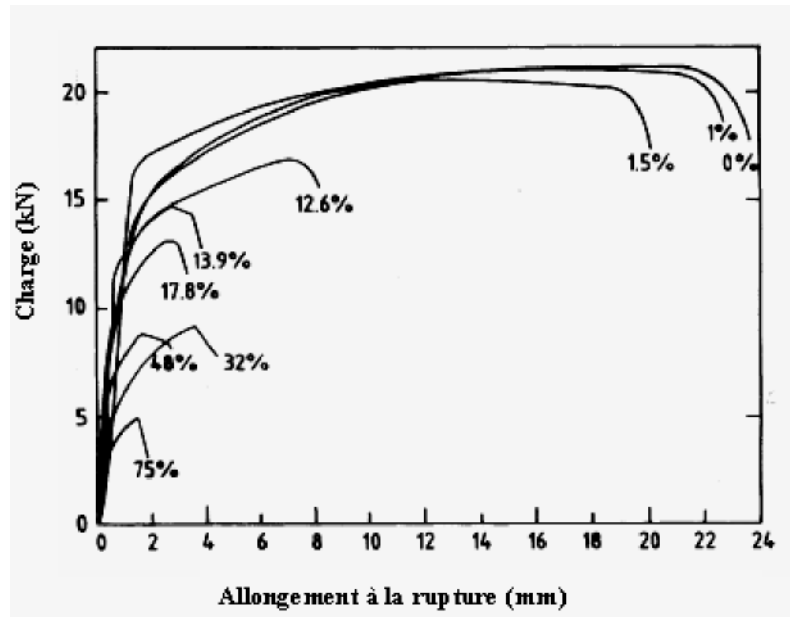


Figure II-4 Variation de l'allongement à la rupture de barres d'aciers ($\phi = 6$ mm) en fonction des charges pour différents degrés de corrosion [Almusallam, 2001]

La réduction de la section des armatures provoque aussi une réduction de la limite d'élasticité de l'acier [Stewart et al., 2008] décrite par l'équation semi-empirique :

$$f_y(t) = (1 - \alpha \gamma A_p(t) / A_a) f_{y0} \quad (\text{II-1})$$

avec $f_y(t)$ la limite d'élasticité à l'instant t , α_γ un coefficient empirique de valeur moyenne 0,005, $A_p(t)$ la surface de la piquûre, A_a la surface de la barre non corrodée et f_{y0} la limite d'élasticité de la barre non corrodée.

Dans ce qui suit, la diminution de la section des armatures due à la corrosion sera calculée selon le modèle de [Val et al., 1997] en admettant qu'il s'agit d'une piquûre de forme sphérique. Ensuite, au fur et à mesure de la propagation de la corrosion, la résistance de l'élément en béton est évaluée en fonction de la section d'acier résiduelle et en tenant compte de la diminution de la limite d'élasticité de l'acier décrit par l'équation (II-1) [Stewart et al., 2008].

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

Un des effets de la corrosion est la dégradation de l'adhérence entre l'acier et le béton en raison de l'accumulation des produits de corrosion autour de la barre d'acier. Des études expérimentales réalisées par [Saetta et al., 2008] 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 %).

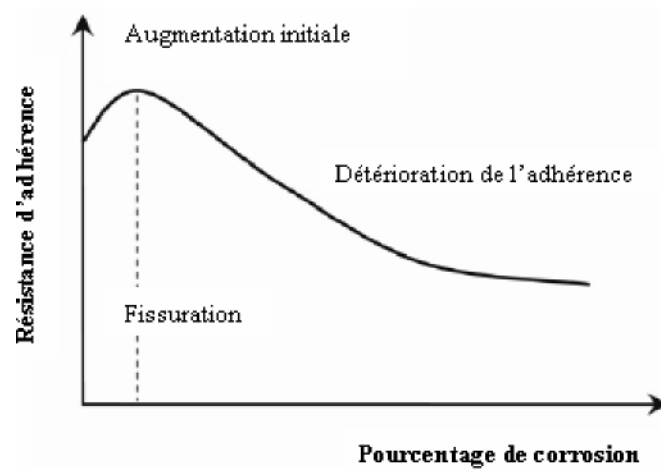


Figure II-5 Variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion [Saetta et al. 2008]

Dans le cas de la corrosion par piquûre, la perte d'adhérence est localisée au niveau des piquûres 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 [Rodriguez et al., 1997]. Ainsi la diminution de la résistance d'adhérence n'est pas prise en compte dans le modèle de corrosion.

2. Carbonatation du béton :

2.1. Introduction

La carbonatation atmosphérique du béton dégrade les bétons armés et est notamment responsable de la mise à nu de leurs armatures en acier.

La carbonatation, associé à un phénomène de retrait dit « retrait de carbonatation » entraîne des problèmes de durabilité puis de résistance sur les structures en béton armé. Les barres d'acier, censées garantir cette résistance, gonflent sous l'effet de la corrosion et font éclater le béton d'enrobage, qui suit subit un retrait à cause de la carbonatation, les aciers sont alors mis à nu et continuent à se corroder.

2.2. Aspect physico-chimique

Pour expliquer le mécanisme de carbonatation du béton, il est nécessaire de présenter tout d'abord les constituants de la pâte de ciment hydratée qui réagissent avec le CO_2 lors de la carbonatation. Il faut aussi présenter les propriétés du CO_2 et ses réactions dans la phase aqueuse. Dans cette

section, nous présentons une description sommaire des minéraux cimentaires, du gaz carbonique, du déroulement de la carbonatation et de son effet sur les caractéristiques du béton et de ses armatures.

2.2.1. *Les minéraux cimentaires*

Les phases minérales présentes dans le ciment Portland hydraté résultent de l'hydratation du clinker en présence de gypse. Les principaux minéraux du clinker sont [Huet, 2005] :

- les silicates de calcium : $3CaO.SiO_2$, $2CaO.SiO_2$; -
- l'aluminate tricalcique : $3 CaO.Al_2O_3$;
- le ferro-aluminate tétracalcique : $4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$.

Les produits d'hydratation des silicates de calcium sont des silicates de calcium hydratés ($xCaO.SiO_2.nH_2O$, notés *G-S-H*) et la portlandite ($CaO.H_2O$, notée *G-H*). Les produits de l'hydratation des phases aluminées sont, en présence de gypse, l'ettringite ($3CaO.Al_2O_3.3CaOSO_3.32H_2O$, noté AFt) et le monosulfoaluminate de calcium ($3CaO.Al_2O_3.CaOSO_3.11H_2O$, noté AFm). La consommation des sulfates lors de la formation des AFm et AFt implique que les alcalins soient présents sous forme de soude ou de potasse dans la solution interstitielle.

2.2.2. *Le dioxyde de carbone*

L'air contient en moyenne 0,033 % de gaz carbonique (CO_2) [Stumm et al., 1981], un composé qui peut pénétrer dans le béton et provoquer sa carbonatation. Pour cela, la concentration de dioxyde de carbone gazeux dans l'air est un facteur essentiel dans l'étude du mécanisme de carbonatation.

D'autres études prennent en considération la variation de la concentration de dans l'espace et l'on retrouve les fractions volumiques en

- 0,03 % dans un milieu rural
- 0,1 % celle dans un local mal ventilé ;
- 0,3 % - 1 % dans les grandes villes et les parois des tunnels.

Une classification similaire à celle de [Thiery, 2005] a été proposée par [Saetta et 2004]:

- 0,015 % dans un milieu rural
- 0,036 % dans les centres villes
- 0,045 % dans les zones industrielles

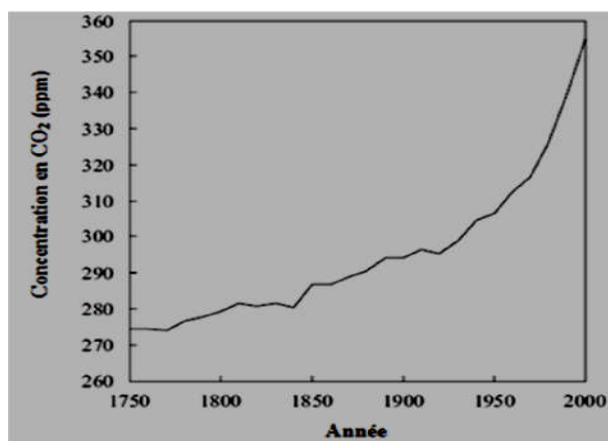


Figure II-6 Changement de la concentration du CO₂

La détermination de la concentration en CO₂ de façon précise dans l'espace et dans le temps et pour différentes conditions environnementales (température par exemple) n'existe pas. Ainsi, l'utilisation de valeurs approximatives de la concentration en CO₂ dans l'atmosphère est justifiée. On adopte dans notre étude les valeurs proposées par [Thiery, 2005] qui prennent en considération la variation de ce paramètre dans l'espace.

2.2.3. Carbonatation des hydrates du béton

Le CO₂ 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 CO₂ dans la solution interstitielle s'écrit selon la réaction d'équilibre :



2.2.4. Facteurs influençant la vitesse de carbonatation

La vitesse de carbonatation du béton dépend de plusieurs facteurs relatifs à l'environnement et au matériau béton lui-même. Ces facteurs ont été étudiés en détails dans la thèse de Thiery [Thiery, 2005] et dans le livre [Ollivier et al., 2008] dont nous nous inspirons pour en présenter les plus importants :

- rapport E/C : le rapport E/C influe considérablement sur la porosité des matériaux à base de ciment [Loo et al., 1994]. Tout excès d'eau conduit à un excès de porosité favorisant la pénétration de gaz et en particulier du CO₂ ;

- conditions de cure : la cure influence notablement la porosité. En effet, une cure inadaptée conduit à une hydratation insuffisante de la couche superficielle de béton par manque d'eau, ce qui augmente la porosité et, par conséquent, la sensibilité à la carbonatation. La réduction du temps de cure peut donc avoir des conséquences néfastes à long terme alors qu'une cure humide prolongée limite la profondeur de carbonatation [Ollivier et al., 2008] ;
- 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 [Houst, 1992], c'est-à-dire qu'à un instant donné, la profondeur de carbonatation diminue pour une augmentation du dosage en ciment ;
- 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 [Venuat et al., 1968 ; Ho et al., 1987]. Toutefois, les additions permettent de diminuer la porosité et ainsi l'effet négatif peut être annulé [Houst, 1992] ;
- 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,...) [Nischer, 1986]. Cependant, les variations de la teneur en CO_2 de l'air ont une influence sur les bétons de résistance modérée (~ 30 MPa environ). Au-delà, la teneur en CO_2 n'a plus d'influence sur la carbonatation [Ollivier et al., 2008] ;
- teneur en eau du béton : 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 [Houst, 1992]. A l'opposé, si un béton est placé dans un environnement très sec, la quantité d'eau présente dans les pores est insuffisante pour dissoudre le dioxyde de carbone. La cinétique de carbonatation est donc faible à très faible lorsqu'un béton est immergé ou lorsqu'il est placé dans un environnement très sec ;
 - 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 [Thiery, 2005]. Néanmoins, il est généralement admis qu'une élévation de la température engendre une accélération de la carbonatation [CIMbéton, 2006] ;

- résistance à la compression : la résistance à la compression est en relation quasi linéaire avec la profondeur de carbonatation [Tsukayama et al., 1980]. Quand la résistance à la compression du béton augmente, la carbonatation diminue du fait de la diminution de la porosité [Houst, 1992]. On observe [Tsukayama et al., 1980] qu'au-delà de 50 MPa environ, la carbonatation devient négligeable.

2.2.5. Conséquences de la carbonatation sur le béton

Du point de vue du béton seul, on considère que la carbonatation a un effet bénéfique : elle améliore les performances mécaniques et limite la pénétration d'agents agressifs en réduisant la porosité ; on parle d'un effet de « colmatage » des pores. Cependant, la diminution du pH de la phase aqueuse des pores que provoque la carbonatation, favorise la dépassivation de la couche protectrice des aciers et par conséquent favorise la corrosion des armatures. Nous présentons ci-dessous les principales conséquences de la carbonatation sur le béton armé.

2.2.5.1. Diminution de la porosité

La carbonatation de la portlandite entraîne une augmentation de volume. Si l'on tient compte des produits solides, l'augmentation de volume par rapport à $Ca(OH)_2$ est, selon la structure cristalline du carbonate de calcium formé (Calcite, Aragonite et Vatérite), la suivante [Houst et al., 1989] :

- 12 % pour la Calcite ;
- 3 % pour l'Aragonite ;
- 19 % pour la Vatérite.

E/C	Diminution de la porosité (%)
0,5	14,6
0,6	13,4
0,7	9,9

Tableau II-1 Relation entre la baisse de porosité et le rapport E/C dans un béton carbonaté [Ngala et al., 1997]

La distribution de la taille des pores d'une pâte de ciment durcie est modifiée par la carbonatation [Thiery, 2006]. Elle montre une notable réduction du volume des pores après

carbonatation et ainsi une diminution de la porosité [Pihlajavaara, 1968]. On observe une chute de la porosité de 31,6 % à 25,6 % après 32 mois de carbonatation naturelle d'un CME I de $E/C = 0,3$ [Pihlajavaara, 1968]. D'autres études [Houst et al., 1994 ; Ngala et al., 1997] ont permis de généraliser ce résultat pour des pâtes de ciment de E/C variant de 0,3 à 0,8 (**Tableau II-1**).

2.2.5.2. Augmentation de la résistance mécanique du béton

La réduction de la porosité entraîne une augmentation de la résistance mécanique du béton. La calcite qui s'est formée consolide la structure de la pâte de ciment durcie. Il est bien connu que le carbonate de calcium qui se forme par carbonatation de la portlandite est un excellent liant. C'est lui qui assure l'essentiel de la résistance mécanique des mortiers à la chaux. La résistance à la compression et à la flexion de bétons au ciment Portland conservés dans une atmosphère de CO_2 peut augmenter jusqu'à 30 % par rapport aux mêmes bétons conservés en atmosphère exempte de gaz carbonique [Lea, 1970]. L'augmentation de résistance est d'autant plus marquée que le rapport E/C du béton est bas [Houst et al., 1989].

2.2.5.3. Augmentation de la teneur en eau

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-53 et I-54). 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 ce relargage d'eau libre [Thiery, 2005].

2.2.5.4. Evolution des propriétés de transfert

L'évolution de la microstructure, qui accompagne la carbonatation, a un impact 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 [Daimon et al., 1971]. 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 [Ngala et al., 1997], 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 [Thiery, 2005] 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.

2.2.5.5. 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 [Houst, 1992], 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 [Powers, 1962 ; Hunt et al., 1962 ; Swenson et al., 1967]. Ces hypothèses ont permis de mieux comprendre ce phénomène mais pas d'aboutir à une conclusion déterminée et générale.

2.2.5.6. Chute du pH de la solution interstitielle et corrosion des armatures

La solution interstitielle est une solution alcaline de pH proche de 13. Ce milieu basique assure la passivation des aciers d'armature. Or, la carbonatation du béton entraîne une baisse du pH à une valeur d'environ 9 pour laquelle le potentiel électrique des armatures chute vers les valeurs négatives favorisant leur corrosion. La pathologie qui apparaît est une corrosion généralisée se traduisant par une diminution progressive de la surface des armatures. De plus, la formation de rouille expansive exerce une pression sur le béton entourant l'armature. Cette pression est souvent suffisante pour provoquer l'éclatement du béton d'enrobage.

2.3. Modélisation de la carbonatation

Comme nous l'avons déjà vu dans la section précédente (aspect physico-chimique de la carbonatation), la carbonatation a des effets bénéfiques sur le béton seul, mais c'est la corrosion des armatures qui pose problème. Donc, pour étudier la durabilité des structures subissant la carbonatation, il faut étudier le mécanisme de corrosion induite par carbonatation.

La durée de vie en service d'une structure en béton armé sujette à la corrosion induite par la carbonatation est subdivisée en deux étapes : une période d'initiation et une période de propagation de la corrosion.

La phase d'initiation est relativement lente, la phase de propagation est plus courte et se caractérise par une diminution rapide des performances de la structure jusqu'à la défaillance. Donc, l'étude de la première phase demeure cruciale pour la prévention des risques d'endommagement par carbonatation qui deviennent onéreux dans la phase de propagation. Ainsi, on trouve dans la littérature beaucoup plus de modèles relatifs à la phase d'initiation qu'à la phase de propagation. Dans cette partie, nous présentons quelques modèles pour chacune des deux phases de la carbonatation, ainsi que des modèles du coefficient de diffusion du CO_2 dans le béton – phénomène à l'origine de la carbonatation – et de la porosité du béton carbonaté.

2.3.1. Coefficient de diffusion du CO_2 dans le béton

La carbonatation du béton est due à la pénétration du CO_2 atmosphérique par diffusion, et sa réaction avec les produits hydratés de la pâte cimentaire. Ainsi, pour décrire les différentes étapes de la carbonatation, il est nécessaire de commencer par la diffusion du gaz carbonique. La

diffusion du CO_2 est généralement décrite par la première loi de Fick dans laquelle il faut déterminer le coefficient de diffusion du gaz carbonique dans le béton. Ce coefficient dépend essentiellement de la porosité et de l'humidité relative du béton. Plusieurs modèles ont été proposés pour décrire ce coefficient, nous en présentons quelques-uns.

2.3.1.1. Modèle de Paradais et al.

Le coefficient de diffusion du dioxyde de carbone (D_{CO_2}) dans le béton est difficile à mesurer à travers des essais de carbonatation accélérés, du fait que le CO_2 réagit directement avec le $Ca(OH)_2$ et qu'il est ainsi consommé au fur et à mesure de sa diffusion. [Papadakis et al., 1989] ont utilisé dans la mesure de ce coefficient un disque suffisamment fin au point de pouvoir considérer la concentration en CO_2 comme étant homogène dans l'échantillon de béton. Leurs essais ont permis d'exprimer D_{CO_2} en fonction de l'humidité relative (HR) et de la porosité (ϵ) [Papadakis et al., 1989] :

$$D_{CO_2} = 1,64 \cdot 10^{-6} \cdot \epsilon^{1,8} [1 - HR/100]^m \quad (II-3)$$

avec HR l'humidité relative du béton en (%), ϵ la porosité du béton en (%) et m le facteur d'âge pris égal à 2,2. Des expressions similaires à celle de Papadakis et al. ont été proposées ([Houst et al., 2002 ; CEB, 1997]) dans lesquelles le facteur d'âge diffère en prenant des valeurs inférieures à 2,2.

2.3.1.2. Modèle de Yoon et al.

D'après le principe de la diffusion pure, le coefficient de diffusion reste constant au cours du temps, ce qui n'est pas le cas de la diffusion du CO_2 dans un béton carbonaté. En effet, la carbonatation s'accompagne d'une diminution de la porosité du béton (les produits de carbonatation sont expansifs) et par suite d'une diminution du coefficient de diffusion du CO_2 . [Yoon et al., 2007] proposent une expression qui prend en considération la variation du coefficient de diffusion en fonction du temps :

$$D_{CO_2}(t) = D_1 \times t^{-m} \quad (II-4)$$

avec $D_{CO_2}(t)$ le coefficient de diffusion du CO_2 en fonction du temps, D_1 le coefficient de diffusion du CO_2 après 1 an, t le temps en an et m le facteur d'âge qui dépend du rapport E/C . Quelques valeurs de m en fonction de E/C sont présentées dans [Yoon et al., 2007].

L'expression de [Papadakis et al., 1989] qui prend en considération l'effet de l'environnement (HR), de la composition du béton (ϵ) et de l'âge (m), satisfait les buts de ce travail et par suite elle sera adoptée dans la modélisation de la corrosion par carbonatation.

D'autres expressions donnant D_{CO_2} en fonction de la température, de l'humidité relative et de l'énergie d'activation ont été proposées dans la littérature [Song et al., 2005 ; Saetta et al., 2004]. Notons que les travaux de Papadakis restent parmi les sources les plus utilisées dans la littérature même dans les travaux les plus récents.

2.3.2. Variation de la porosité avec la carbonatation

La porosité n'est pas constante au cours du temps et varie au fur et à mesure de l'évolution de la carbonatation dans le béton. L'évolution du front de carbonatation dépend principalement des constituants du béton (teneur en composés susceptibles d'être carbonatés, rapport E/C ,...). Cette dépendance est à la base des différentes expressions de la variation de la porosité dans le béton carbonaté dont deux sont présentées dans cette partie.

2.3.2.1. Expression de Meier et al.

L'évolution de la porosité dans un béton carbonaté peut être exprimée en fonction du temps et des constituants du béton par une loi exponentielle [Meier et al., 2007] :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \exp(-\beta \eta_{\min} t) \quad (\text{II-5})$$

où η_{\min} représente la limite inférieure de la cinétique de carbonatation ($\text{mol.cm}^{-3}/\text{jour}$), β est un facteur relatif aux constituants du béton (cm^3/mol), t le temps (jour) et ε_0 la porosité du béton au temps $t = 0$. Dans [Meier et al., 2007], les expressions des paramètres de l'équation (I-55) sont proposés comme suit :

$$\eta_{\min} = 1,78 \cdot 10^{-5} \text{ mol.cm}^{-3}/\text{jour} \quad (\text{II-6})$$

$$\beta = M_{\text{CaCO}_3} / P_{\text{CaCO}_3} - M_{\text{Ca(OH)}_2} / P_{\text{Ca(OH)}_2} \approx 4,19 \text{ cm}^3/\text{mol} \quad (\text{II-7})$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\frac{E}{C} \cdot \frac{pC}{pE}}{\left(\frac{pG}{pE} \cdot \frac{E}{C} + \frac{G}{C} \cdot \frac{pC}{pG} + 1 \right)} \quad (\text{II-8})$$

avec

- M_{CaCO_3} , $M_{\text{Ca(OH)}_2}$ et P_{CaCO_3} et $P_{\text{Ca(OH)}_2}$ les masses molaires et les masses volumiques de CaCO_3 et de Ca(OH)_2 respectivement ;
- E/C et G/C les rapports eau/ciment et granulats/ciment respectivement ;
- pC , pG et pE les masses volumiques du ciment, des granulats et de l'eau respectivement.

Il faut noter que l'expression de ε_0 est tirée des travaux de [Papadakis et al., 1989].

2.3.2.2. Expression de Park

Sur la bases de données expérimentales existantes, l'analyse de régression réalisée par [Park, 2008] a permis l'élaboration d'une relation entre la porosité initiale du béton et la porosité finale de ce béton après carbonatation, en fonction du rapport E/C du béton :

$$\varepsilon = \gamma \cdot \varepsilon_0 \quad (\text{II-9})$$

avec C la porosité finale du béton carbonaté, γ le facteur de réduction de la porosité et C_0 la porosité du béton non carbonaté. Le coefficient de réduction γ est donné par [Park, 2008] :

$$\gamma = 0,92 - 3,94 \times 0,94^{E/C} \quad (\text{II-10})$$

avec E/C le rapport eau/ciment en (%).

Cette expression du changement de la porosité dans un béton carbonaté est adoptée pour la simplicité de cette expression et sa représentativité d'un grand nombre de données expérimentales

2.3.3. Profondeur de la carbonatation

Les principaux modèles de carbonatation reposent sur l'utilisation de la première loi de Fick pour décrire la diffusion du dioxyde de carbone ou de l'oxygène dans le béton. Ils se différencient les uns des autres par les paramètres pris en compte, les hypothèses simplificatrices sur les mécanismes physico-chimiques, et les conditions initiales et aux limites [Ollivier et al., 2008].

Parmi les nombreux modèles existants (empiriques, analytiques ou semi analytiques et numériques), nous présentons :

- le modèle Duracrete [2000] ;
- le modèle du [CEB, 1997] adopté dans ce travail.

2.3.3. 1. Modèle Duracrete

Il s'agit d'un modèle de détérioration basé sur la première loi de Fick qui prend en considération des paramètres relatifs à l'environnement, au matériau et à l'exécution (conditions de bétonnage, de cure...). La profondeur de carbonatation selon ce modèle est donnée par :

$$X_c = \sqrt{\frac{2K_e K_c K_t C_0}{R_{carb}}} \sqrt{t(t_0)t^n} \quad (\text{II-11})$$

$$R_{carb} = a / D_{eff} \quad (\text{II-12})$$

avec :

- R_{carb} : résistance effective du béton à la carbonatation ($\text{kg/m}^3/\text{mm}^2/\text{an}$) ;
- a : capacité de liaison du CO_2 (kg/m^3) ; on définit cette grandeur comme étant la masse de CO_2 nécessaire pour la carbonatation complète d'un volume de béton donné ;
- D_{eff} : coefficient de diffusion effectif du béton sec carbonaté dans des conditions définies (cure, environnement, ...) (mm^2/an) ;
- K_e : coefficient prenant en compte l'influence de la carbonatation sur la diffusion (historique de l'humidité à la surface du béton pendant son usage) ;
- K_c : coefficient prenant en compte l'influence de la cure sur R_{carb} ;
- K_t : coefficient prenant en compte l'influence de la méthode d'essai utilisée pour déterminer le coefficient de diffusion effectif ;
- C_0 : concentration de CO_2 à la surface de béton (kg/m^3) ;
- t : temps (an) ;
- t_0 : temps de référence (pris égal à 1 an) ;
- n : coefficient prenant en compte l'influence du méso climat (orientation et emplacement de la structure).

La détermination de chacun des paramètres de l'expression de la profondeur de la carbonatation est expliquée en détail dans le rapport Duracrete [Duracrete, 2000]. L'importance de ce modèle provient du fait qu'il permet de prendre en considération la plupart des paramètres participant à la carbonatation et, par suite, aboutit à une bonne représentation du mécanisme. Cependant, l'identification des paramètres nécessite une campagne expérimentale importante, qui dépasse le cadre du présent travail.

2.3.3.2. Modèle de CEB

Les études menées par le CEB ont permis de proposer un modèle simplifié permettant de déterminer l'évolution du front de carbonatation au cours du temps. Bien que ce modèle ne prenne pas en considération tous les paramètres influant sur la carbonatation (comme le modèle Duracrete), les paramètres considérés sont les plus pertinents.

Le front de carbonatation est défini par la relation :

$$X_c = \sqrt{\frac{2C_0 D_{CO_2} t}{a}} \quad (\text{II-13})$$

avec :

- C_0 : concentration de CO_2 à la surface du béton (kg/m^3) ;
- D_{CO_2} : coefficient de diffusion de CO_2 (mm^2/an) ;
- a : capacité de liaison du béton avec le CO_2 (kg/m^3) ;
- t : temps (an).

Les données requises par ce modèle sont relativement abondantes dans la littérature, ce qui rend facile son utilisation. De plus, ce modèle permet de prendre en compte les facteurs les plus pertinents dans la carbonatation, assurant ainsi une bonne représentativité globale de ce phénomène et répondant au contexte de ce travail où l'on s'intéresse à des modèles simples mais réalistes. Par conséquent, ce modèle est retenu pour la modélisation de la phase d'initiation de la carbonatation.

On trouve dans la littérature de nombreux autres modèles décrivant la carbonatation du béton qui sont plus sophistiqués et plus complets [Bary et al., 2003 ; Thiery, 2005] que celui du [CEB, 1997]. Mais leur utilisation requiert un grand nombre de données inabondables dans notre cas. Aussi, ne sont-ils pas présentés dans ce travail.

2.3.3.3. Capacité de liaison du CO_2

Pour les paramètres présents dans l'équation (I-63), C_0 et D_{CO_2} ont été décrits précédemment et les modèles physiques retenus sont présentés dans les paragraphes (Chap. II - 2.2.2 et Chap. II - 2.3.1.1.). Quant à a , la capacité de liaison du béton avec le CO_2 , elle est définie comme étant la quantité de CO_2 requise pour la carbonatation complète d'un volume de béton et s'exprime en kg/m^3 . Cette quantité dépend de la nature du ciment utilisé, de sa quantité et de son degré d'hydratation selon l'expression [Gaal, 2004 ; Yoon et al., 2007]

$$a = 0,75 C_{CaO} C_{CaH} * M_{CO_2} / M_{CaO} \quad (\text{II-14})$$

avec C_{CaO} la teneur du ciment en oxyde de calcium (%), C_c la teneur du béton en ciment (kg/m^3), a_H le degré d'hydratation, M_{CO_2} la masse molaire de dioxyde de carbone (g) et M_{CaO} la masse molaire du CaO (g). Le calcul de C_{CaO} et de a_H peut se faire facilement et de façon approximative à partir des tableaux proposés par Gaal [Gaal, 2004] selon la nature du ciment utilisé et le rapport eau/liant. Cette expression (I-64) est retenue pour l'évaluation de a dans la suite de ce travail.

2.3.4. Temps d'initiation de la corrosion

Le temps d'initiation de la corrosion (T_{ini}) correspond à la fin de la première phase et le déclenchement du mécanisme de corrosion après la chute du pH de la solution interstitielle causant la dépassivation de la couche protectrice des aciers. Il peut être calculé au moyen de l'équation (II-13) en supposant que la corrosion se déclenche lorsque la profondeur de la carbonatation atteint l'enrobage ($X_c=e$) et nous obtenons :

$$T_{ini} = e^2 / 2D_{CO_2} C_0 \quad (II-15)$$

Cette expression permet de calculer le temps d'initiation de la corrosion généralisée des armatures d'un béton carbonaté.

2.3.5. Propagation de la corrosion

La propagation de la corrosion se manifeste par une diminution de la section des armatures, une diminution de l'adhérence acier/béton, une fissuration du béton causée par les produits expansifs de l'acier... Cependant, nous nous limitons dans le cadre de cette thèse à la prise en compte de la diminution de la surface d'acier.

La diminution de la surface d'acier dépend principalement du courant de corrosion. En effet, les courants de corrosion sont très variables d'un ouvrage à l'autre mais également variables dans un même ouvrage en fonction des conditions électrochimiques et de l'environnement local. Des valeurs de l'ordre de 1 à 10 $\mu A/cm^2$ sont fréquemment rencontrées avec des maxima pouvant atteindre 20 $\mu A/cm^2$ [Gonzalez et al., 1995].

La loi de Faraday permet de déterminer la relation entre le courant de corrosion et la perte de section par corrosion généralisée : une unité de courant de corrosion (c'est-à-dire 1 $\mu A/cm^2$) correspond à une pénétration uniforme de la corrosion de 11,6 $\mu m/an$. Ceci est en accord avec les travaux de [Rodrigues et al., 1997] qui considèrent une perte de section de l'ordre de 10 à 20 $\mu m/an$ pour un courant de corrosion de 1 $\mu A/cm^2$.

Dans les modèles empiriques, la perte de section est souvent considérée comme homogène sur le périmètre, permettant ainsi de calculer une section résiduelle au cours du temps et de calculer ensuite l'impact structural sur l'ouvrage en termes de réduction de capacité portante. En général, cette hypothèse est adoptée lorsqu'il n'y a pas d'information disponible sur la variation spatiale du taux de corrosion à travers la structure et quand les effets de la corrosion par piqûre peuvent être négligés.

En se basant sur la loi de Faraday, nous pouvons exprimer l'évolution du diamètre de l'armature dans le temps par [Sudret et al., 2005 ; Sudret, 2008 ; Bonnet et al., 2007]

$$D(t) = \begin{cases} D_0 & \text{si } t \leq T_{ini} \\ \max [D_0 - 2i_{corr} k(t - T_{ini}), 0] & \text{si } t > T_{ini} \end{cases} \quad (II-16)$$

avec

- $D(t)$ diamètre des armatures au temps t (mm) ;
- D_0 diamètre initial des armatures (mm) ;
- t temps (an) ;

- τ_{ini} temps d'initiation de la corrosion (an) ;
- i_{corr} densité du courant de corrosion ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) ;
- k pénétration de la corrosion ($\mu\text{m}/\text{an}$).

Cette expression permet de calculer, à chaque instant, la surface résiduelle d'une armature sujette à la corrosion généralisée induite par la carbonatation selon :

$$Aa(t) = \pi (D(t))^2 / 4 \quad (\text{II-17})$$

2.4 Conclusion

La corrosion des armatures du béton armé est aujourd'hui la pathologie qui coûte le plus cher à la collectivité. Les paramètres dégagés lors des observations et des études montrent que la durabilité des armatures passe, en premier lieu, par la réalisation d'un béton compact et d'une épaisseur d'enrobage adaptée.

La corrosion par carbonatation se fait en deux étapes : une phase d'incubation (avancement du front de carbonatation) et une phase de propagation (corrosion des armatures). La corrosion due à la carbonatation est uniforme ou généralisée et la perte de section d'armature est considérée uniforme sur son périmètre.

Chapitre III

ETUDE DE CAS -SKT-

1. Introduction :

Les centrales électriques réalisées au bord de la mer sont complexes en raison de la grande variété des types de structures et des modes de construction. L'agressivité liée au milieu maritime et à l'utilisation qui est faite des ouvrages induit des modes et des cinétiques de rupture et de dégradation spécifiques.

Le gestionnaire ou l'exploitant d'ouvrages en milieu maritimes comme SKT est confronté à un double enjeu : assurer et maintenir un niveau de service convenable de tous ses ouvrages, compatible avec les critères économiques liés au fonctionnement de la centrale et préserver la sécurité des personnes qui y ont accès.

En matière de protection contre la corrosion de toute construction métallique, Les gestionnaires d'infrastructures des sites exposés dans un milieu marin doivent maintenir le niveau de service des ouvrages pour respecter les exigences de leurs utilisateurs. Ils sont donc amenés à définir, programmer et réaliser des interventions d'entretien, de réparation ou de confortement d'ouvrages qui peuvent parfois être lourdes et coûteuses, surtout en cas d'une corrosion d'un ouvrage important.

2. Description de projet :

ORASCOM Construction Industries(OCI) en groupement avec ALSTOM est en charge de la construction d'une centrale électrique de 1200 MW à Terga dans la wilaya d'Aïn témouchent. Le client final est Skt(Shariket Kahraba Terga, une entreprise publique algérienne d'électricité et du gaz.



3. Sitologie :

Le site de TERGA est situé à 60 KM au sud ouest d'Oran sur les rives de la mer méditerranée, dans la wilaya d'Ain Témouchent. Sur l'emprise du site, la côte est rectiligne avec une orientation SSW - NNE. Dans la partie Nord du site se trouve un épi très marqué ayant une longueur d'environ 120 m et dont l'extrémité se situe à la côte de +10 m. Sur le reste du site, la côte est bordée d'une falaise abrupte.

A 2 km environ au Sud du site se trouve le débouché de l'Oued Malah.

Le site de TERGA se caractérise du point de vue maritime par une côte orientée SSW NNE, bordée par une falaise abrupte ; un épi rocheux bien marqué, d'environ 120 m de long est situé dans la partie Nord. Devant le site, les lignes bathymétriques sont régulières et parallèles au rivage avec une pente des fonds d'environ 2 %.

Les variations du niveau de la mer proviennent des effets de la marée, très faible, et de l'influence des perturbations météorologiques ; la combinaison de ces deux effets conduit à prendre en compte des niveaux extrêmes variant entre + 1m NGA et -0.6 m NGA. Le régime des vents est marqué par la prédominance de deux directions (direction de provenance): Est à NNE pendant l'été et Ouest à WSW de Novembre à Avril, ces derniers étant prépondérants en intensité. Les courants marins devant le site résultent de la superposition d'une circulation générale en Méditerranée et de dérives dues aux vents. Le dépouillement des mesures devant le site montre l'existence de deux directions privilégiées parallèles à la côte ; la direction Nord-Nord-Est (direction vers laquelle porte le courant) est prépondérante en fréquence et intensité. Les vitesses sont faibles: inférieures à 10 cm/s 75 % du temps; les valeurs maximales mesurées n'excèdent pas 25 cm/s.

Le site est très exposé à l'action des houles de secteur Ouest à Nord. Sur la base de données sur des sites voisins, les houles de période de retour 50 ans ont des hauteurs significatives au large d'environ 12 m. L'implantation des ouvrages de protection en profondeur relativement faible devrait cependant conduire à un écrêtement des houles les plus fortes par déferlement.

Les fonds au droit du site sont formés de sable grossier de diamètre compris entre 200 mm et 300 mm. L'épaisseur de sédiment, de quelques mètres au rivage, atteint 15 m à 800 m de la côte.

La Wilaya d'Ain Témouchent à un climat méditerranéen, caractérisé par un été chaud et un hiver tempéré. Le régime climatique se caractérise par des vents qui n'apportent généralement que peu d'humidité (vents de direction Nord - Ouest, Sud - Est), lors de leur passage sur les reliefs Marocains et Espagnols, ces vents perdent une grande partie de leur humidité.



Figures III-2 Le site de Terga

4. Formulation du béton utilisé dans le projet de SKT (Travaux en mer) :

A la demande et pour le compte du groupement ALSTOM et ORASCOM, le LERM a réalisé de fin janvier à début février 2009, une étude ayant pour objectif de qualifier une formule de béton vis-à-vis de la classe d'exposition XS2 de la norme NF EN 206-1. Ce béton est destiné à la fabrication de blocs en béton devant servir de lests après immersion en eau de mer, dans le cadre Du projet de la centrale électrique de Terga.

Cette étude porte sur deux points principaux :

- qualifier le ciment CPA-CEM I 42.5 NA 443 de la Société des Ciments d'Algérie vis-à-vis de la norme NF P 15-317 (septembre 2006) : « Liants hydrauliques – ciments pour travaux à la mer »
- qualifier la formule de béton vis-à-vis de la norme NF EN 206-1 (avril 2004) :
« Bétons. Spécification, performances, production et critères de conformité ».

Les documents et informations communiquées par le groupement ALSTOM/ORASCOM pour les besoins de ce calcul sont les suivants (reportés en annexe):

- fiche technique du ciment CPA-CEM I 42.5 NA 443 de la Société des Ciments d'Algérie - certificat de qualité du ciment du 30 novembre 2008,
- rapport LNHC Ouest intitulé « Etude de composition de mélange de béton » du 25 novembre 2008, - Rapport « d'essai de compression sur éprouvettes de béton » LNHC Ouest du 22 décembre 2008

4.1. Qualification du ciment :

La comparaison des caractéristiques fournies par la fiche technique du ciment a été réalisée par rapport aux spécifications présentées dans la norme française NF P 15-317 (Septembre 2006) : « Liants hydrauliques – Ciments pour travaux à la mer ».

l'utilisation pour « travaux à la mer » des ciments Portland est autorisée. Ces ciments, de type C E M I, doivent répondre aux exigences de la norme européenne NF EN 197-1 «Ciment – Partie 1 : Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants ».

- o en ce qui concerne la minéralogie, les constituants décrits sous formes de silicates tricalcique et bicalcique, ainsi que leurs teneurs « hypothétiques » respectives, correspondent bien au clinker, constituant de base des ciments de type CEM I, tout en respectant les proportions exigées par cette norme. Il en est de même en ce qui concerne la teneur limitée en oxyde de Magnésium ;
- o concernant les exigences mécaniques, il s'agit d'un ciment de classe 42,5 dont les résistances en compression se situent à l'échéance de 2 jours entre 16,0 et 20,0 MPa pour atteindre des valeurs supérieures à 42,5 MPa à 28 jours. Ce ciment répond aux seuils de la classe de résistance 42,5 N spécifiées par la norme NF EN 197-1 ;
- o les exigences physiques de temps de début de prise, de stabilité (expansion) mentionnés dans la fiche technique respectent également les valeurs limites (60 min. et \dot{E} 10 mm) citées par la norme pour les ciments de classe 42,5 N ;
- o les caractéristiques chimiques présentées dans la fiche satisfont également à l'ensemble des exigences de la norme en ce qui concerne les valeurs annoncées de perte au feu (\dot{E} 5,0 %), résidu insoluble (\dot{E} 5,0 %), sulfate (\dot{E} 3,5 %) et chlorures (\dot{E} 0,10 %).

les exigences complémentaires découlant de l'application de la norme NFP 15-317 doivent être respectées. Cette dernière spécifie les valeurs limites suivantes pour les ciments de type CEM I

- expansion \dot{E} 5 mm ;
- Al_2O_3 \dot{E} 8,0 %
- MgO \dot{E} 3,0 %
- soufre à l'état d'ions sulfures S^{--} \dot{E} 0,2 %

De plus, d'un point de vue minéralogique la teneur en C3A annoncée étant inférieure à 8 %, la teneur en anhydride sulfurique est limitée à : $\text{SO}_3 \leq 3,0 \%$.

- En outre les teneurs en C3A et en C3S, rapportées au ciment, doivent répondre aux critères suivants :
- $\text{C3A} \leq 10 \%$
- $\text{C3A} + 0,27 (\text{C3S}) \leq 23,5 \%$

Les valeurs d'expansion, de teneurs en MgO et en C3A transcrites dans la fiche technique respectent les limites fixées par la norme telles que rappelées ci-dessus.

Les variations de teneur en C3S fournis dans la fiche, permettent de vérifier que la limite de 23,5 %, fixée pour l'indice de Sadran ($\text{C3A} + 0,27 (\text{C3S})$) est respectée avec des valeurs comprises entre 17,6 % et 19,1 %.

La teneur en alumine (Al_2O_3) peut être évaluée à partir des formules de Bogue simplifiées, où :

- $\text{C4AF} = 3,04 \text{ Fe}_2\text{O}_3$
- $\text{C3A} = 2,65 \text{ Al}_2\text{O}_3 - 1,70 \text{ Fe}_2\text{O}_3$

On obtient ainsi des teneurs en alumine comprises entre 3,8 % et 4,4 % qui respectent la limite de 8,0 %. Les caractéristiques du ciment CPA-CEM I – 42.5 NA 443, présentées dans la fiche technique de la Société des Ciments d'Algérie répondent aux exigences fixées par la norme NF P 15-317 de septembre 2006, concernant les « Ciments pour travaux à la mer » et à l'origine de la qualification « Prise Mer » des ciments (PM). Seule la teneur ions sulfures, non communiquée dans la fiche, ne peut être vérifiée par rapport à l'exigence de la norme. Un essai en laboratoire sur un échantillon de ce ciment est néanmoins prévu afin de vérifier cette teneur.

D'autre part, le producteur devra certifier que la quantité d'additifs, au sens de l'EN 197-1, ne dépasse pas la proportion de 1,0 % de la masse de ciment et, au cas où ils sont utilisés, la proportion d'additifs organiques, sous forme d'extrait sec, ne dépasse pas 0,2 % de la masse de ciment.

4.2. Qualification du béton :

La composition du béton formulé par le LNHC Ouest est rappelée dans le tableau suivant (tableau 1).

Constituant	Dosage (kg/m ³)
Ciment CRS	400
Sable siliceux	600
Gravillon calcaire concassé 3/8	344
Gravillon calcaire concassé 8/15	362
Gravillon calcaire concassé 15/25	501
Eau	175
Superplastifiant Viscocrete 20 HE ⁽²⁾	1%

(1) granulats supposés secs

(2) pourcentage du poids de ciment

Tableau III- 1: Composition théorique du béton

Les quelques remarques générales suivantes peuvent être faites concernant la composition et le contenu du document transmis :

- d'un point de vue général, la mise à disposition des fiches techniques des granulats et des éléments de leur contrôle statistique, est très souhaitable afin de s'assurer de la régularité de leur propriétés et in fine de celles du béton à l'état frais, ses performances mécaniques ainsi que sa durabilité,
- le sable siliceux utilisé est très fin (95% de passant à 0,63 mm, d'après la courbe granulométrique), ce qui est confirmé par son module de finesse égal à 1,6. Celui-ci est indicatif d'un sable riche en éléments fins dont la demande en eau dans le béton sera élevée. Les mesures d'équivalent de sable (ES.V = 88 et ES.P = 76) indiquent toutefois que ce sable est propre. Un essai au bleu de méthylène visant à vérifier l'absence d'une pollution par des argiles serait néanmoins souhaitable,
- la courbe granulométrique réelle du béton présente un palier entre 0,5 mm et 2 mm environ, traduisant un déficit en grains de ces dimensions. Même si cela relève plus de l'optimisation du béton (si possible par l'utilisation d'un sable correcteur), il sera utile de vérifier si ce déficit n'impacte pas la compacité du béton à l'aide d'une mesure de porosité,
- le contrôle de conformité des granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction n'est pas évoqué,
- la formule est donnée avec des granulats supposés secs. La prise en compte de la quantité d'eau apportée par les granulats et leur absorption afin de corriger la quantité d'eau d'ajout est

fondamentale pour la maîtrise de la qualité du béton (ouvrabilité, résistance et durabilité),

enfin les résultats concernant le béton frais et durci présentés semblent être obtenus à partir d'une seule gâchée réalisée en laboratoire. Ils doivent donc être vérifiés par des essais de convenance à proprement parler, menés avec les moyens du lieu de fabrication du béton.

La classe d'exposition XS2 de la norme NF EN 206-1 est définie pour des éléments en béton armé immergés en permanence dans de l'eau de mer. Le tableau NA.F.1 de cette norme donne les spécifications auxquelles doit répondre le béton en termes de composition. Ces spécifications sont comparées aux grandeurs concernant le béton étudié dans le tableau **III-2**.

Grandeur	Spécification de la norme EN 206-1 pour	Composition de béton fournie	Conformité
Nature du ciment	Prise mer (PM)	(cf. § 2)	vérifiée
Rapport Eeff/liant éq.	0,55	0,44	vérifiée
Classe de résistance minimale	C30/37 (30 MPa à 28 jours sur	38,9	vérifiée
Teneur minimale en	330	400	vérifiée

Tableau III- 2 : Vérification des spécifications de la norme NF EN 206-1

l'observation du tableau ci-dessus montre que la formule théorique du béton proposée est conforme aux spécifications de la norme NF EN 206-1 pour la classe d'exposition XS2. Cette norme est basée sur une approche prescriptive (c'est-à-dire une obligation de moyens). Elle peut éventuellement être complétée par la mise en œuvre d'une approche performantielle de la durabilité, basée sur les indicateurs de durabilité (mesures de porosité, coefficient de diffusion, perméabilité...), ce qui constitue une garantie supplémentaire pour viser la durabilité à long terme.

Néanmoins, cette qualification, réalisée sur le plan théorique, nécessiterait une confirmation après les épreuves de convenance sur le lieu de fabrication du béton, celles-ci pouvant conduire à un ajustement de la composition du béton.

الشركة الجزائرية للإسمنتات
 Algerian Cement Company / Ciment d'Algérie

Département Contrôle Qualité, Environnement et Sécurité Industrielle
 Service Support Technique Clientèles

CERTIFICAT DE QUALITE

Ref: 01112008 src
 Date: Sunday 30 Nov 2008
 Classe de résistance: 42.5

Ciment Résistant aux Sulfates CRS
 Type de Ciment: CPA CEM I NA443

Caractéristique	Normes	Moyenne	Unité
CARACTERISTIQUE PHYSICO-CHIMIQUES DU CIMENT			
SiO2	NA442	21.81 %	
Al2O3	NA442	3.97 %	
Fe2O3	NA442	5.04 %	
CaO	NA442	63.50 %	
K2O	NA442	0.52 %	
Na2O	NA442	0.09 %	
Perte au feu	NA235	1.19 %	
Residu insoluble	NA236	0.39 %	
Teneur en oxyde de magnésium (MgO)	NA2185	1.99 %	
Teneur en anhydrite sulfurique (SO3)	NA237	2.06 %	
Finesse Blaine	NA231	3142	cm2/g
Début du temps de prise	NA230	178	mn
Fin du temps de prise	NA230	378	mn
Expansion "le chatelier"	NA232	0.00	mm
C3A	NA442	2.00 %	
RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR MORTIER			
Comp 2 jours	NA234	17.77	Mpa
Comp 28 jours	NA234	48.37	Mpa



Tableau III- 3 : La fiche technique du ciment utilisé dans le projet de Terga

Figure III-3 Les ouvrages réalisés avec le CRS



4.3. Les caractéristiques des blocs béton de lestage:

Les blocs béton sont composés de deux demi anneaux assemblés par quatre boulons.

- Longueur: 1700 mm
- Largeur: 2700 mm
- Hauteur: 2710 mm
- Hauteur sous le pipe: 348 mm
- Hauteur au dessus du pipe: 338 mm
- Volume total 4.312 m³
- Masse totale en air: 10,72 T
- Masse totale en eau: 6,33 T
- Densité du béton armé : 2488 Kg/m³
- Type de béton : C35/45 XS2



Figure III-4 Bloc de lestage

4.4. Coulage des conduites avec leurs lignes de chloration :

Une fois les 05 canalisations sont lestées sur une longueur de 700m, l'entreprise Géocean est chargé de transporter les 05 tubes en PEHD vers le site de TERGA, où ils seront coulés l'un après l'autre dans la tranchée draguée.

Il est à noter que l'entreprise Géocean a effectué une bathymétrie au multifaisceau avant la pose des 05 canalisations afin de connaître précisément l'élévation du fond de souille.

Le résultat de l'études bathymétriques d'avant pose a été réalisé conformément à la procédure établie par le sous-traitant Géocean. Le Survey a été réalisé avec :

- ❖ Avant le départ chaque canalisation est gonflé à l'air jusqu'à une pression de 0.5 bars. Le but de ce gonflage est double :
 - Vérifier l'étanchéité des canalisations
 - Assurer un coulage progressif de l'extrémité des canalisations (toujours avoir une pression supérieure à la profondeur)
- ❖ Une fois la canalisation positionnée, la phase de coulage commence en forçant l'extrémité de la conduite sous l'eau. L'initiation se fait côté terre. Cette opération permet de créer un volume de remplissage. Ce volume est rempli progressivement entraînant ainsi la descente de la conduite jusqu'au fond.
- ❖ Plus la conduite s'enfonce plus le volume disponible de remplissage augmente, et plus la force à exercer pour la descendre diminue.

La conduite touche le fond lorsqu'un volume d'environ 52m³ a été injecté.

Figure III-5 Installation des conduites



4.5. Caractéristiques des stabilisateurs :

- Longueur: 1000 mm
- Largeur: 5000 mm
- Hauteur: 3200 mm
- Hauteur sous le pipe: 600 mm
- Hauteur au dessus du pipe: 600 mm
- Volume total 5,14 m³
- Densité 2,42 Kg/m³
- Masse totale en air: 12 439 Kg
- Masse totale en eau: 7 155 Kg

Figure III-6 Stabilisateur



4.5.1. MATÉRIAUX

> Béton

Béton C30/37 XS2

Dosage ciment C=400 Kg/m³ PM

> Armature

acier Rond

acier Fe 400

4.5.2. PRINCIPE DE CONCEPTION DES STABILISATEURS

Pour qu'elle soit stable sous les conditions océanographiques centennale, la canalisation doit être lestée avec du béton. Ces lests seront appelés « Lest béton ».

De plus pour assurer la stabilité de la conduite sous les conditions centennale (Cf. réf [21]), le surpoids de béton sera assuré grâce à des lests en béton en forme de fer à cheval, posés après le coulage de la conduite, appelés stabilisateurs.

Le sur-lestage correspond à 16 stabilisateurs par conduites pour assurer le surpoids de 110 tonnes supplémentaire sur les 70 derniers mètres, plus un stabilisateur par connexion.

Le nombre total de stabilisateur est donc de 85.

La forme de ces stabilisateurs a été inspirée de la forme des stabilisateurs déjà utilisés dans de précédents projets.

Cependant le design a été optimisé pour répondre plus spécifiquement aux problématiques posées par le projet Terga.

Cette conception respecte les règles suivantes:

- Le centre de gravité du stabilisateur est sous l'axe du pipe même s'il y a un affouillement différentiel au niveau des pieds du stabilisateur lors de la pose.
- La largeur de chaque stabilisateur permet, pour chaque ligne, de poser aisément 17 stabilisateurs sur les 70m de conduite à sur-lester.
- La conception et le plan de ferrailage assurent la résistance mécanique de chaque stabilisateur aux vues des efforts engendrés lors du levage et de la pose de ces éléments.
- Le design facilite l'installation.

Les stabilisateurs sont réalisés en béton armé. La conception respecte les règles du BAEL 91 rev 99 . Les matériaux répondent aux prescriptions des normes algériennes (NA 5033 . L'aspect spécification, performance, production et conformité, répond à la norme française NF 206-1.

Le ferrailage est calculé pour assurer la tenue mécanique du stabilisateur par rapport aux efforts de levage.



Figure III-7 : installation des stabilisateurs en offshore

5. La protection cathodique

5.1.Introduction

Protection cathodique est une méthode pour réduire la corrosion en réduisant au minimum la différence de potentiel entre l'anode et la cathode. Elle a été déjà employée avant le développement de la science de l'électrochimie. « Humphrey Davy » utilisé la protection cathodique en 1824 pour protéger un bateau de guerre britannique contre la corrosion.

Elle est sur tout utilisée pour la protection des canalisations métalliques (tuyauteries) souterraines ou les constructions se trouvant en contact avec l'eau, tels que les câbles, les réservoirs, les conduites, etc.

La protection cathodique a obtenue aussi une grande importance dans l'application dans le domaine de transport du pétrole et gaz. Le principe de la protection cathodique consiste à abaisser la tension métal-milieu de manière à l'emmener dans sa zone d'immunité. Par convention, le courant circule du positif (+) vers le négatif (-), par conséquent le métal est protégé si le courant entre dans la structure en provenance de l'électrolyte. Dans le cas contraire, si le courant passe de la structure à l'électrolyte, la corrosion est accélérée, le courant de protection est produit soit par:

- L'anode réactive ou sacrificielle : est obtenue à partir de la différence entre la tension moyenne du couple de corrosion et la tension propre (plus négative) d'une anode dite sacrificielle.
- Un courant imposé : en utilisant un générateur extérieur réglable et une anode auxiliaire.

5.2 .Principe de la protection cathodique :

La vitesse de corrosion d'un métal dans le sol ou dans l'eau est fonction du potentiel E de ce matériau dans son milieu environnant. De manière générale, plus on porte le potentiel du métal vers des valeurs négatives, plus la vitesse de corrosion diminue. Cet abaissement de potentiel vers des valeurs plus négatives est obtenu en faisant circuler dans le sol ou l'eau un courant continu partant d'anodes et se refermant par la surface métallique de la structure à protéger. Dans le cas de structures revêtues, le courant atteint la surface métallique principalement par les porosités et les défauts du revêtement. Le courant de protection peut être fourni soit à partir de systèmes à courant imposé, soit à partir d'anodes galvaniques.

5.2.1.Critère de protection cathodique

5.2.1.1. Le potentiel (métal/solution)

C'est le critère le plus utilisé. Le potentiel d'électrode de la structure pour lequel la vitesse de corrosion du métal est < 0.01 mm par an est appelé potentiel de protection E_p . Cette vitesse de corrosion est suffisamment faible pour qu'il n'y ait plus de dégâts dus à la corrosion. Le critère de la protection cathodique est donc :

$$E \leq E_p$$

Le potentiel de protection d'un métal peut dépendre dans une certaine mesure, de la corrosivité de l'environnement (électrolyte), mais il dépend surtout du type de métal utilisé. C'est le domaine de la protection cathodique on admet que toute structure en acier enterrée dont le potentiel est ≤ -850 mV par rapport à l'électrode Cu/CuSO₄, sera protégée cathodiquement.

Ce critère doit être porté à -950 mV si le sol est particulièrement compact et contient des bactéries sulfato-réductrices.

Par exemple : le potentiel de protection de l'acier vaut $-0,62$ V, celui du cuivre est de $+0,16$ V et celui du plomb $+0,30$ V. dans quel domaine de potentiel, un métal actif bénéficie d'une protection cathodique. Le principe de la protection cathodique de déplacer le potentiel dans le domaine de protection correspondant à $E < E_p$ La densité de courant partiel cathodique au potentiel de protection

Vaut $I_c = I_p$.

Le tableau suivant donne un aperçu sur les valeurs de potentiel de protection nécessaire pour la protection cathodique de quelques métaux.

Tableau III-4 : le potentiel de protection nécessaire pour la protection cathodique de quelques métaux.

<i>Métal</i>	<i>milieu</i>	<i>Potentiel de protection(V)</i>
<i>Plomb</i>	Sol	-0,55 à -0,70
<i>Acier</i>	Sol	-0,85 à -0,95
<i>Zinc</i>	Sol	-1,15
<i>Acier</i>	Eau de mer	-0,84
<i>Aluminium</i>	Eau de mer	-0,94

5.2.2.Principaux domaines d'application

La protection cathodique est généralement utilisée en association avec un autre mode de Protection conventionnel par revêtement ou par peinture, ceci afin de limiter la densité de Courant fournie par les anodes ou le générateur. Parmi les principaux domaines d'application on peut citer :

- Les structures enterrées
- Les structures immergées
- Les structures contenant l'agent corrosif

La protection cathodique peut aussi contribuer à limiter certains phénomènes particuliers de corrosion localisée comme la corrosion sous contrainte ou la fatigue corrosion pour les aciers inoxydables, les alliages d'aluminium, ou le bronze. Ainsi que nous l'avons déjà signalé, elle est toutefois déconseillée lorsqu'il y a risque de production d'hydrogène cathodique pouvant fragiliser le métal.

6. PROTECTION PAR ANODES SACRIFICIELLES

6.1. Généralités

La protection cathodique par anodes sacrificielles (Appelées également "anodes réactives" ou "anodes solubles") a pour but de mettre à profit l'effet du couple galvanique créé par l'association, dans un même électrolyte, de deux métaux différents : le métal à protéger et un métal moins noble.

Dans le cas de la protection de l'acier, les anodes utilisées sont à base de zinc, d'aluminium ou de magnésium. Des études, et l'expérience, ont permis de déterminer, pour chacun des métaux de base, les seuils d'impureté admissibles ainsi que les éléments d'alliages complémentaires nécessaires pour obtenir les meilleures performances. De nombreux alliages spécifiques pour la protection cathodique existent aujourd'hui sur le marché. Dans ce type de protection, l'anode se consomme par dissolution en portant la surface du métal à protéger au-delà de son potentiel d'immunité. Pour que cette protection existe, il faut :

- Que l'anode soit reliée électriquement à l'acier.

- Que la surface à protéger et l'anode soient plongées toutes deux dans le même milieu électrolytique (par exemple, la protection interne d'une conduite n'est pas possible si les anodes sont installées à l'extérieur de la conduite).
- Que l'installation soit adaptée à la surface à protéger (dimensions, nombre, répartition des anodes). La protection par anodes sacrificielles n'a pas une durée indéterminée ; elle s'arrête avec la disparition de l'anode.

6.2. CARACTÉRISTIQUES DES ANODES

6.2.1. Anodes à base de zinc



Figure III-8 Anodes à base de zinc

-Le zinc utilisé dans la fabrication des anodes est un zinc de haute pureté ($Zn = 99,99\%$) additionné en faible quantité d'éléments comme l'aluminium et le cadmium, et dont le pourcentage de fer ne dépasse pas $0,0014\%$ afin d'éviter la passivation du matériau de base.

6.2.2. Anodes à base d'aluminium



Figure III-9 Anodes à base d'aluminium

Les anodes en aluminium ne sont pas adaptées à la protection cathodique dans les sols, mais plutôt

au milieu marin très conducteur et renouvelé.

Les alliages utilisés nécessitent d'être activés par des éléments tel l'indium(0,02%)ou le mercure (0,04 %) et contiennent de 1 à 5 % de zinc.

Le rôle de ces éléments est de supprimer la couche de passivation par l'alumine, de rendre plus électronégatif le potentiel de l'anode et d'en améliorer le rendement.

7. La protection cathodique de la centrale électrique a cycle combiné de Terga :

Pour assurer une durée de vie de 25 ans à l'ouvrage comme défini dans le contrat, des anodes sacrificielles seront installées sur la tête d'aspiration. Ce procédé est couramment utilisé pour la protection des structures métalliques des prises d'eau ou des plateformes pétrolières et suis une norme DNV.

7.1. DONNÉES D'ENTRÉE POUR LA PROTECTION CATHODIQUE

Température moyenne de la mer	15°C.
Résistivité de l'eau de mer	22 Ω.cm.
Résistivité des sédiments	110 Ωcm.
Profondeur maximum	< 30m

Nous utiliserons pour protéger notre structure des anodes en aluminium pour la partie immergée et des anodes en zinc pour la partie ensouillée. En suivant la norme DNV RP-B401 relative à la protection cathodique, on trouve une niasse anodique requise de :

$$M = \frac{I_T \times D \times 87}{U \times E}$$

Avec :

I_T = courant moyen total (en A)

D = durée de vie (en année)

u = facteur d'utilisation de l'anode

ε = efficacité électrochimique de l'anode (en A.h/kg)

De plus, les calculs pour la protection cathodique ont été établis en respectant la norme DNV RPB401 révision 2005. Les spécificités de la peinture à utiliser dans ce cas là sont les suivantes.

- Sablage SA2.5

- Couche primaire: Couche primaire d'époxy riche en zinc type Jotun Barrier 77 ou équivalent.
- Couches intermédiaires: "2 x two-pack surface tolerant, glass flake reinforced, abrasion resistant, high solids epoxy mastic". Type Jotun Jotamastic 87 ou équivalent.
- 1 diluant.

7.2. CALCUL DES SURFACES EXPOSEES

Les surfaces exposées sont définies grâce au logiciel Solidworks qui détermine automatiquement les surfaces.

Les surfaces sont divisées en 2 catégories. Les surfaces qui seront ensouillées et les surfaces non ensouillées.

Surface ensouillée

Surface totale ensouillée 588m²

Surface non ensouillée

Tout le reste de la structure est considéré comme non ensouillé, même s'il est possible qu'elle soit recouverte d'encrochement.

Surface totale non ensouillée 372,5 m²

L'étude complète donne les résultats suivants :

La partie ensouillée nécessite l'utilisation de 780,7 Kg d'anode en zinc.

La partie immergée nécessite l'utilisation de 652,6 Kg d'anode en aluminium.

7.3. Répartition des anodes :

Les cinq conduites de prise d'eau de terga se terminent chacune par un édifice en acier appelé tête d'aspiration. L'entreprise Géocean à installé les 05 têtes d'aspiration selon les exigences du client (ORASCOM), Elles sont connectées aux conduites en PEHD par des manchettes installées par plongeur.

Les cinq têtes d'aspiration sont protégées de la corrosion, l'étude de la protection cathodique préconise la mise en place de :

- 653kg d'anode en aluminium pour protéger la partie immergée pendant 25 ans.
- 781kg d'anode en zinc pour protéger la partie ensouillée pendant 25 ans.



Figure III-10 La répartition des anodes sur les têtes d'aspirations

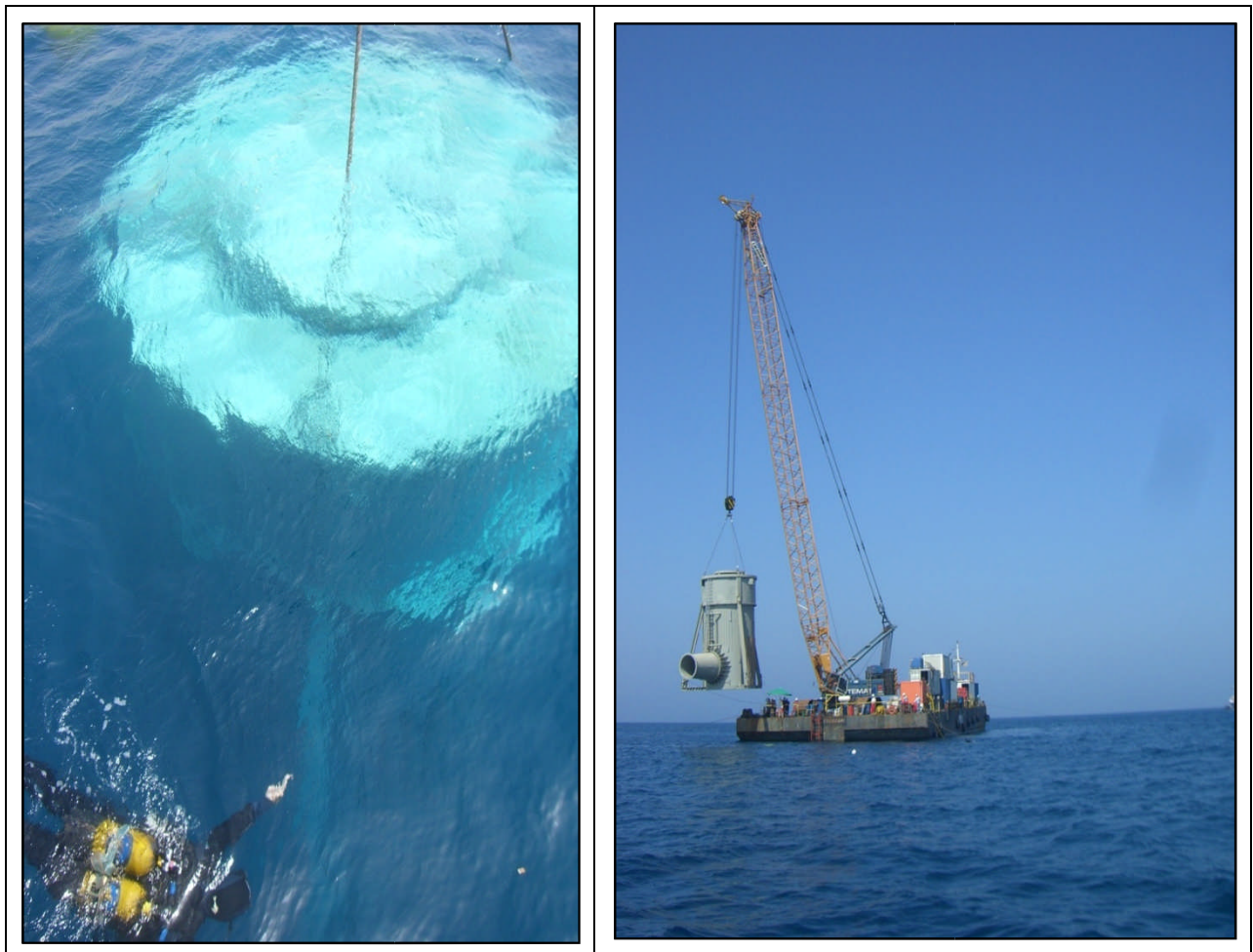


Figure III-11 Installation des tours de prises d'eau

7.4. Les Manchettes offshore :

Les manchettes offshore ont été réalisées au port d'Arzew et transporté au site de TERGA, pour être connecté entre les 05 canalisations et les têtes d'aspiration.



Figure III-12 Les Manchettes offshore connecté avec les anodes sacrificielles

8 .La Signalisation Maritime Des Tetes d'Aspiration :

Les cinq conduites de prise d'eau de Terga se terminent chacune par un édifice en acier appelé tête d'aspiration. La fonction de ces têtes d'aspiration est de permettre d'aspirer de l'eau à un débit et une vitesse données. Ainsi une fois installée, ces structures forment un obstacle sur le fond.

Ces cinq structures dépassent d'environ 6m du fond marin naturel, et limite la profondeur de navigation à environ 12m, mais elles créent surtout un obstacle pour les engins de type chalut qui sont trainés sur les fonds par les bateaux de pêche.

Un balisage adapté doit donc être mis en place pour signaler cette zone

L'objectif de cette signalisation d'aide à la navigation est de prévenir les navires de la présence d'un danger.

La zone dangereuse est une zone de 160 m de long par 35 m de large (voir annexe 1).

Pour signaler cette zone une bouée de type cardinal ouest (voir schéma suivant) sera installée.

Il s'agit de bouée flottante ancrée au fond, de plus elle est muni d'un dispositif lumineux envoyant des signaux caractéristiques d'une bouée cardinale ouest (Voir schéma suivant).

Les marques Cardinales dont l'emploi est associé au compas des navires lui indiquent à ceux-ci ou ils peuvent trouver des eaux saines.

Dans notre cas la bouée cardinale ouest indiquera aux navires que les eaux sont saines à l'ouest de la bouée et ainsi les guidera à l'ouest de la zone dangereuse.

La bouée est un élément permanent de l'ouvrage. Aussi cette dernière doit être dimensionnée pour résister aux conditions océanographiques du site définis dans le contrat :

- Houle	12m Hs, 5s
- Courant	25cm/s
- Variation maximum du niveau d'eau	1.4m

A partir d'une dimension de bouée la note de calcul détermine :

- En calcul statique : le poids de chaîne maximum supporté par la bouée et valide sa flottabilité
- En calcul dynamique : les efforts engendrés par le courant sur la bouée additionné du poids de la chaîne. Ces efforts sont calculés grâce à la formule de Morisson. Cette note de calcul valide ainsi la flottabilité de la bouée
- En dynamique, cette note de calcul détermine le poids immergé du corps mort à installé pour une longueur de chaîne donnée.

La conclusion de cette note de calcul est que :

- La bouée doit avoir une flottabilité de 1.53m³ environ
- La longueur de chaîne idéale est de 80m en 1" environ
- Le corps mort doit peser 3.5T immergée

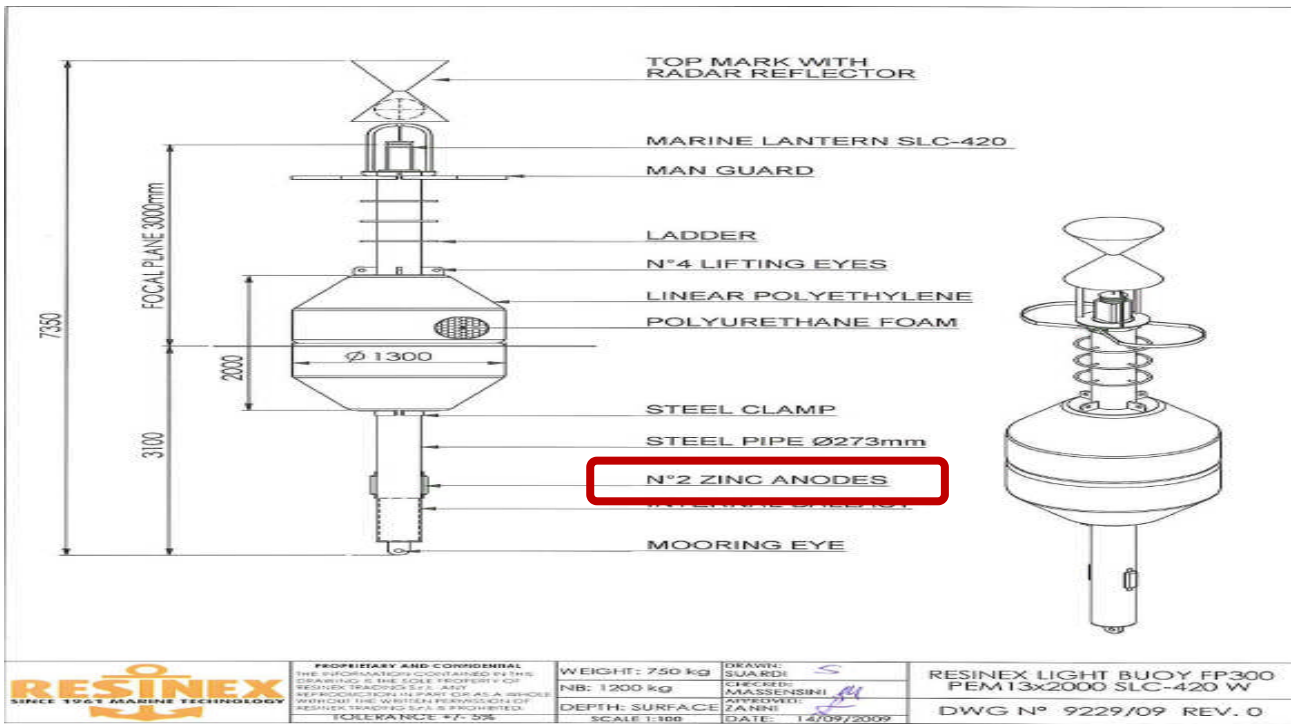


Figure III-13 Fiche technique de la bouée dz signalisation maritimes



Figure III-14 Mise en place de la bouée de signalisation maritime

9. Conclusion :

Les ouvrages en milieu marin sont exposés à des agressions importantes, essentiellement de la part des chlorures qui accélèrent le processus de corrosion des aciers. De nombreux procédés sont connus pour réparer ces ouvrages (peinture, anode sacrificielle,...)

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. 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.

A l'issu 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.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale :

La corrosion est la principale cause de dégradation des ouvrages en béton armé et pour cela, elle doit être prise très sérieux. De nombreux ouvrages nécessitent très souvent de nouvelles interventions contre cette pathologie alors qu'ils venaient d'en être traités. Cette situation peut être imputée soit à la non maîtrise du phénomène de corrosion par les techniciens et les ingénieurs, soit à une mauvaise démarche adoptée lors des réparations ou au choix d'une méthode de réhabilitation inadéquate inefficace.

L'objectif visé ici était de mettre à la portée des techniciens et ingénieurs un document pouvant leur permettre d'aborder avec compétence et savoir-faire, le problème de corrosion des ouvrages en béton armé, d'adopter une démarche appropriée pour une réhabilitation durable et efficace des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures.

Pour y parvenir, nous avons jugé indispensable :

- de présenter le matériau béton armé et les différentes pathologies dont il peut être atteint car on ne peut pas prétendre soigner un mal dans un corps si on ne connaît pas bien le corps en question ;
- d'expliquer le mécanisme de la corrosion et les dommages qu'elle peut causer aux structures ;
- de donner les étapes à suivre pour pouvoir établir un diagnostic fiable sur un ouvrage en béton armé ;
- de présenter les contraintes et les exigences dont il faut tenir compte lors d'une réparation ;
- de présenter les méthodes de réhabilitation des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures, leur mise en œuvre et leur limite ;
- de donner quelques mesures préventives contre la corrosion, prévenir valant mieux que guérir.

Ce document, nous l'espérons, sera un précieux outil pour les techniciens et les ingénieurs en ce qui concerne la « **DURABILITE DES OUVRAGES MARINS EN BETON -PHENOMENE DE LA CORROSION** ». Les maîtres d'ouvrages pourront également y trouver leur compte afin de mieux orienter leurs exigences et dépenser objectivement leur argent.

**REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

Références Bibliographiques

[AFGC, 2004] Documents scientifiques et techniques : *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages*, AFGC, juillet 2004.

[Almusallam, 2001] A. Almusallam. *Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*, Construction and Building Materials vol. 15, p. 361-368, 2001.

[Andrade et al., 1991] C. Andrade, C. Alonso, D. Garcia, J. Rodriguez. *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.

[Andrade et al., 1999] C. Andrade, J. Sarría, C. Alonso. *Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering*, Cement and Concrete Research, vol. 29, p. 1249–1259, 1999.

[Auyeung et al. 2000] Y. Auyeung, P. Balaguru, L. Chung. *Bond behaviour of corroded reinforcing bars*, ACI Material Journal, vol. 97, no. 2, p. 214 – 220, 2000.

[Bary et al., 2003] B. Bary, A. Sellier. *Coupled moisture-carbon dioxide-calcium transfer model for carbonation of concrete*, Cement and Concrete Research, vol. 34, issue 10, p. 1859 – 1872, 2004.

[Bazant, 1979] Z.P. Bazant. *Physical model for steel corrosion in concrete sea structures—Application*, Journal of Structural Division, vol. 105, no. 6, p. 1155–1165, 1979.

[Bertolini, 2004] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri, R. Polder. *Corrosion of steel in concrete*. Weinheim, Germany : Wiley-VCH, 392 pages, 2004.

[Bonnet et al., 2007] S. Bonnet, A. Khelidj. *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.

[Brime, 2001] 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.

[Brite, 1995] BRITE/EURAM. *The residual service life of reinforced concrete structures*, Final Technical Report, Report No. BRUE-CT92-0591, 1995.

[CEB, 1997] *New approach to durability design—an example for carbonation induced corrosion*, Rapport technique n. 238, Comité Euro-international du béton, 1997.

[Chen et al., 2008] D. Chen, S. Mahadevan. *Chloride-induced reinforcement corrosion and concrete cracking simulation*, Cement & Concrete Composites vol. 30, no. 3, p. 227 – 238, 2008.

[CIMbéton, 2006] *La durabilité des bétons*, Collection technique CIMbéton, T48, 2006.

[Climent et al. 2007] G. de Vera, M.A. Climent, E. Viqueira, C. Antón, C. Andrade. *A test method for measuring chloride diffusion coefficients through partially saturated concrete. Part II: The instantaneous plane source diffusion case with chloride binding consideration*, Cement and Concrete Research, vol. 37, no. 5, p. 714–724, 2007.

[Concrete corrosion, 2007] <http://www.concretecorsion.net/html/mecanism/cadre.htm>, 2007.

[Daimon et al., 1971] M. Daimon, T. Akiba, R. Kondo. *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.

[Dhir et al., 1994] R.K. Dhir, M.R. Jones, M.J. McCarthy. *PFA concrete: chloride-induced reinforcement corrosion*. Magazine of Concrete Research, vol. 46, no. 169, p. 269–277, 1994.

[Duracrete, 2000] DURACRETE Model, The European Union-Brite Euram III ; Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, document BE-1347/R9, prepared by TNO Building and Construction Research, Gouda, 2000.

[El Hassan et al., 2008-a] J. El Hassan, A. Chateauneuf, Ph. Bressolette, E. Bastidas, K. ElTawil. *Reliability-based assessment of corrosion of RC structures due to chloride ingress* MEDACHS08 - Construction heritage in coastal and marine environments LNEC - Lisbon, Portugal, janvier 2008.

[El Hassan et al., 2008-b] J. El Hassan, A. Chateauneuf, Ph. Bressolette, K. El-Tawil. *Evaluation fiabiliste de l'impact des conditions environnementales sur la corrosion des structures en béton armé sujettes à la pénétration des chlorures*. Journées Fiabilité des Matériaux et des Structures, Nantes, mars 2008.

[El Hassan et al., 2008-c] J. El Hassan, A. Chateauneuf, Ph. Bressolette. *Effet du couplage des conditions climatiques sur la corrosion des poutres en béton armé*, XXVI^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil (AUGC), Nancy, juin 2008

Etudes d'aménagement d'un abri de pêche à Bouzedjar. Etudes des conditions de houle au large - Sogreah - 1983.

Etudes des sites thermiques sur la cote algérienne site de Terga – Rapport d'avant projet.

[Gaal, 2004] G.C.M. Gaal. *Prediction of Deterioration of Concrete Bridges: Corrosion of Reinforcement due to Chloride Ingress and Carbonation* ; Thèse de l'Université technique de Delft (Pays-bas), 2004.

[Gagné, 2008] R. Gagné. *GCI 714 - Durabilité et réparations du béton*, Cours de l'Université de Sherbrooke (Québec, Canada), 2008.

[Glass et al., 1997] G.K. Glass, N.R. Buenfeld. *The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete*, Corrosion Science, vol. 39, no. 5, p. 1001 – 1013, 1997.

[Gonzalez et al., 1995] J.A. Gonzalez, C. Andrade, C. Alonso, S. Feliu. *Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement*, Cement and Concrete Research, vol. 25, no. 2, p. 257 – 264, 1995.

[Hausmann, 1967] D.A. Hausmann. *Steel corrosion in concrete: how does it occur? Materials protection*, vol. 4, no. 11, p. 19 – 23, 1967.

[Ho et al., 1987] D.W.S. Ho, R.K. Lewis. *Carbonation of Concrete and its Prediction*, Cement and Concrete Research, vol. 17, no. 3, p. 489 – 504, 1987.

[Hobbs et al., 1998] D.W. Hobbs, J.D. Matthews. *Minimum requirements for concrete to resist deterioration due to chloride induced corrosion*, in: Minimum Requirements for Durable Concrete, D.W. Hobbs (Ed.), British Cement Association, Crowthorne, UK, 43– 89, 1998.

[Houst, 1992] Y.F. Houst. *Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie*, Thèse N°1108 de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1992.

[Hunt et al., 1962] C.M. Hunt, L.A. Tomes. *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.

[Instructions Nautiques] : Afrique - Côte Nord. Série D -Volume 6.

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

Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM). Site de terga - Reconnaissances générales.

[Lea, 1970] F.M. Lea. *The Chemistry of Cement and Concrete* (2^e édition), Edward Arnold, 1970.

[Liu et al., 1998] Y. Liu, R.E. Weyers. *Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures*, Cement and Concrete Research, vol. 28, no. 3, p. 365– 79, 1998.

[Loo et al., 1994] Y.H. Loo, M.S. Chin, C.T. Tam, K.C.G. Ong. *A carbonation prediction model for accelerated carbonation testing of concrete*, Magazine of Concrete Research, vol. 46, no. 168, p. 191 – 200, 1994.

[Maaddawy et al., 2007] T. E. Maaddawy, K. Soudki. *A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking*, Cement & Concrete Composites, vol. 29, no. 3, p. 168 – 175, 2007.

[Martin-Perez et al., 2001] B. Martin-Perez, S.J. Pantazopoulou, M.D.A. Thomas. *Numerical solution of mass transport equations in concrete structures*, Computers & Structures, vol. 79, no. 13, p. 1251 – 1264, 2001.

[Matsumura et al., 2008] T. Matsumura, K. Shirai, T. Saegusa. *Verification method for durability of reinforced concrete structures subjected to salt attack under high temperature conditions*, Nuclear Engineering and Design, vol. 238, no. 5, p. 1181 – 1188, 2008.

[Meier et al., 2007] S.A. Meier, M.A. Peter, A. Muntean, M. Böhm. *Dynamics of the internal reaction layer arising during carbonation of concrete*, Chemical Engineering Science, vol. 62, no. 4, p. 1125 – 1137, 2007.

[Middleton et al., 1998] C.R. Middleton, V. Hogg. *Review of deterioration models used to predict corrosion in reinforced concrete structures*, CUED/D – STRUCT/TR. 173, Cambridge University, 1998.

[Molina et al., 1993] F.J. Molina, C. Alonso, C. Andrade. *Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2 – numerical model*. Material and Structures, vol. 26, p. 532 – 548, 1993.

[Morinaga, 1988] S. Morinaga. *Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on rate of corrosion of reinforcing steel*. Report No. 23, Shimizu Corp, Japan, 1988.

[Ngala et al., 1997] V.T. Ngala, C.L. Page. *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.

[Nischer, 1986] P. Nischer. *The Quality of the Concrete Texture*, Betonwerk + FertigteilTechnik, vol. 52, p. 683 – 696, 1986.

[Ollivier et al., 2008] J.P. Ollivier, A. Vichot. *La durabilité des bétons*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 840 pages, 2008.

[Papadakis et al., 1989] G.V. Papadakis, C.G. Vayenas, M.N. Fardis. *A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation*, AIChE Journal, vol. 35, no. 10, p. 1639 – 1650, 1989.

[Paradis, 2006] F. Paradis, V. Lapointe, S.Fellah, M. Jolin, J. Marchand. *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.

[Park, 2008] D.C. Park. *Carbonation of concrete in relation to CO₂ permeability and degradation of coatings*, Construction and Building Materials, vol. 22, no. 11, p. 2260 – 2268, 2008.

[Pettersson, 1993] K. Pettersson dans R.K. Dhir, M.R. Jones (Eds.). *Concrete 2000*, vol. 1, E&FN Spon, London, p. 461, 1993.

[Pihlajavaara, 1968] S.E. Pihlajavaara. *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.

Port de Beni-Saf - Etude des conditions d'ensablement rapport préliminaire - Laboratoire Central d'Hydraulique de France - Février Avril 1970.

[Powers, 1962] T.C. Powers. *A hypothesis on carbonation shrinkage*, Journal of the Portland Cement Association Research & Development Laboratories, vol. 4, no. 2, p. 40 – 50, 1962.

[Rackwitz, 1996] R. Rackwitz. *Static properties of reinforcing steel*, Working Notes, JCSS Probabilistic Model Code, Part 3: Resistance Models, Second Draft, 1996.

[Raharinaivo et al., 1998] A. Raharinaivo, G. Arliguie, T. Chaussadent, G. Grimaldi, V. Pollet, G. Taché. *La corrosion et la protection des aciers dans le béton*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167 pages, 1998.

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

Recueil de données climatologiques. Etablissement National pour l'Exploitation Météorologique ' et Aéronautique. Ministère d'état chargé des transports - République Algérienne.

[Saetta et al., 1993] A.V. Saetta, R.V. Scotta, R.V. Vitaliani, *Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete*, ACI Materials Journal, vol. 90, no. 5, p. 441 – 451, 1993.

[Samson et al., 2007] E. Samson, J. Marchand. *Modeling the effect of temperature on ionic transport in cementitious materials*, Cement and Concrete Research, vol. 37, no. 3, p. 455 – 468, 2007.

[Silva, 2004] R. Silva. *Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 225 pages, 2004.

[Stewart et al., 2007] M.G. Stewart, J.A. Mullard. *Spatial time-dependent reliability analysis of corrosion damage and the timing of first repair for RC structures*, Engineering Structures, vol. 29, no. 7, p. 1457 – 1464, 2007.

- [Stumm et al., 1981] W. Stumm, J.J. Morgan. *Aquatic Chemistry*, John Wiley & Sons, New York, 1981.
- [Sudret et al., 2005] B. Sudret, G. Defaux, M. Pendola. *Time-variant finite element reliability analysis – application to the durability of cooling towers*, Structural Safety, vol. 27, no. 2, p. 93 – 112, 2003.
- [Swenson et al., 1967] E.G. Swenson, P.J. Sereda. *Some ageing characteristics of lime*, Journal of Applied Chemistry, vol. 17, no. 7, p. 198 – 202, 1967
- [Thiery, 2005] M. Thiery. *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.
- [Tsukayama et al., 1980] R. Tsukayama, H. Abe, S. Nagatakis. *Long-term experiments on the neutralization of concrete mixed with fly ash and the corrosion of reinforcement*, 7^e Congrès international de la chimie des ciments, Paris, 3,4, 30-35, 1980.
- [Val et al., 2003] D. Val, M.G. Stewart. *Life-cycle analysis of reinforced concrete structures in marine environments*, Structural safety, vol. 25, no. 4, p. 343 – 362, 2003.
- [Val et al., 2008] D. Val, P. Trapper. *Probabilistic evaluation of initiation time of chlorideinduced corrosion*, Reliability Engineering and System Safety, vol. 93, no.3, p. 364 – 372, 2008.
- [Venuat et al., 1968] M. Venuat, J. Alexandre. *De la carbonatation du béton*, Revue des Matériaux de Construction, no. 638, p. 421 – 427, 1968.
- [Vu et al., 2000] K.A.T.Vu, M.G. Stewart. *Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models*, Structural Safety, vol. 22, no.4, p. 313 – 333, 2000.
- [Weyer, 1998] R.E. Weyers. *Service life model for concrete structures in chloride laden environments*, ACI Material Journal, vol. 95, no. 4, p. 445 – 453, 1998.
- [Yoon et al., 2007] I.S. Yoon, O. Copuroglu, K.B. Park. *Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete*, Atmospheric Environment, vol. 41, no. 34, p. 7274 – 7285, 2007