

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherches Scientifique

Université Dr. Tahar Moulay de Saïda  
Faculté des Sciences et Technologie  
Département du Génie Civil et Hydraulique

## MÉMOIRE

Présenté par :

**HADDI MOKHTAR**

En vue d'obtenir le Diplôme de

**MAGISTER**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Géotechnique et Géoenvironnement**

### **THÈME**

**ÉVALUATION STOCHASTIQUE DE LA LONGUEUR DES  
DOMMAGES DANS LES POUTRES EN BÉTON ARMÉ SOUMISES  
A LA CORROSION**

Soutenu le : 16 / 01 / 2013

Devant le jury composé de:

<b>Dr. A. MEDJBAR</b>	<b>MCA</b>	Université de SAÏDA	Président
<b>Dr. M. AISAA MOMOUN</b>	<b>MCA</b>	Université de Aïn Temouchent	Examinateur
<b>Dr. B. LASRI</b>	<b>MCA</b>	Université de SAÏDA	Examinateur
<b>Dr. O. BENALI</b>	<b>MCA</b>	Université de SAÏDA	Rapporteur
<b>Dr. Y. HOUIMADI</b>	<b>MCB</b>	Université de Aïn Temouchent	Co-Rapporteur



## RESUMÉ

La corrosion des armatures est l'un des mécanismes de dégradation les plus répandus dans les structures en béton armé dont il réduit considérablement la durée de vie en service . La corrosion dépend de plusieurs paramètres (environnement, propriétés du béton...) qui présentent de grandes incertitudes nécessitant l'application des méthodes fiabilistes.

Dans cette démarche probabiliste une modélisation stochastique a été effectuée dans laquelle les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires ou par la variabilité spatiale pour déterminer la probabilité de l'initiation à la corrosion, et la sensibilité des paramètres dues à chaque variable aléatoire, ce qui ouvre la possibilité d'agir de manière préférentielle sur les variables les plus influentes afin d'atteindre la fiabilité désirée, Et de fournir l'information utile pour prédire le temps optimal d'intervention pour la maintenance des structures en béton armé.

La probabilité de défaillance a été déterminée en application de la technique de simulation de Monte-Carlo, et la variabilité spatiale des paramètres a été prise en compte par l'intermédiaire de la théorie des champs aléatoires, qui a été mise en œuvre grâce à la discrétisation bidimensionnelle (2D). de Karhunen-Loève.

**Mots-clés** : corrosion, Karhunen-Loève, MCS, variabilité spatiale, durabilité.

## Tables des matières

<b>RESUMÉ</b> .....	i
<b>TABLE DES MATIERES</b> .....	ii
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	vii
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	x
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	01
<b>CHAPITRE I : ETAT DE L'ART SUR LA PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITE SPATIALE DE LA CORROSION DE FERRAILLAGE</b>	
1 INTRODUCTION .....	04
2 ORIGINES ET CARACTERISTIQUES DE LA VARIABILITE DU BETON ARME .....	05
3 MODELISATION DES INCERTITUDES .....	08
4 MODELISATION EN VARIABLES ALEATOIRES .....	09
5 MODELISATION EN CHAMPS ALEATOIRES.....	11
5.1 Engelund (1997), Engelund and Sorensen (1998) .....	12
5.2 Karimi (2001) .....	13
5.3 Li et al. (2004) et Li (2004b).....	13
5.4 Stewart (2004) .....	14
5.5 Karimi et al. (2005) .....	15
5.6 Vu et Stewart (2005) .....	15
5.7 Darmawan et Stewart (2007) .....	17
5.8 Val (2007a) .....	19
6 CONCLUSION .....	19
<b>CHAPITRE II : PATHOLOGIES DU BETON</b>	
1 INTRODUCTION .....	20
2 PROCESSUS DE DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BÉTON .....	20
2.1 CONSTITUANTS DU BETON .....	20

2.1.1	Les ciments .....	20
2.1.2	Les granulats .....	23
2.1.3	L'eau .....	23
2.1.4	Les adjuvants .....	24
2.2	MECANISMES DE DEGRADATION DU BETON .....	24
2.2.1	Action Des Cycles Gel-Dégel .....	24
2.2.2	Pénétration Des Chlorures .....	26
2.2.3	Pénétration Du Gaz Carbonique .....	27
2.2.4	Réaction Alcali-Granulat .....	31
2.2.5	Dégradation Due Aux Sulfates .....	32
2.2.5.1	Réaction <i>Sulfatique Interne</i> .....	32
2.2.5.2	Réaction <i>Sulfatique Externe</i> .....	33
3	LA CORROSION : PHENOMENE ET CARACTERISATION .....	34
3.1	DEFENITION.....	34
3.2	PROCESSUS DE CORROSION .....	34
3.3	NATURE ELECTROCHIMIQUE DE LA CORROSION .....	36
3.4	PASSIVATION DES ARMATURES DANS LE BETON .....	40
3.5	DEPASSIVATION DES ARMATURES DANS LE BETON .....	44
3.6	ROLE DES CHLORURES .....	45
3.7	MECANISME DE CORROSION PAR LES IONS CHLORURE .....	47
3.8	LES FORMES DE CORROSION .....	50
3.8.1	Corrosion Généralisée .....	50
3.8.2	Corrosion Localisée .....	50
3.8.2.1	<i>La Corrosion Par Pique</i> .....	51
3.8.2.2	<i>La Corrosion Caverneuse</i> .....	51
3.8.3	Corrosion Sous Contrainte .....	52
4	CONCLUSION .....	52

### **CHAPITRE III: LES MODELES PREDICTIFS**

1	INTRODUCTION .....	53
2	ROLE ET CARACTERISTIQUES DES MODELES .....	54

3 MODELES PREDICTIFS RELATIFS A LA PENETRATION DES CHLORURES .....	54
3.1 Le modèle de Maage et Poulsen .....	56
3.2 Le modèle de Francy .....	58
3.3 Le modèle DuraCrete .....	60
3.4 Le modèle de (Stewart, 2000) .....	63
3.5 Le modèle de (Roelfstra, 2001) .....	64
3.6 Le modèle de (Frangopol, 2002) .....	66
3.7 Le modèle de (Ababneh, 2002) .....	68
3.8 Le modèle de Li .....	68
3.9 Le modèle de Lay .....	71
3.10 Le modèle de Deby .....	74
4 MODELES PREDICTIFS RELATIFS A LA CARBONATATION DU BETON	
4.1 Le modèle de Ying-Yu et Qui-Dong .....	77
4.2 Le modèle de Papadakis, Vayenas et Fardis .....	78
4.3 Le modèle Al-Akchar, Baroghel-Bouny et Raharinaivo .....	79
4.4 Le modèle de Bakker .....	80
4.5 Le modèle de Saetta, Schrefler et Vitaliani .....	81
4.6 Le modèle du Task Group 5.1 du CEB .....	83
4.7 Le modèle DuraCrete .....	84
4.8 Le modèle de Miragliotta .....	86
4.9 Le modèle de Bary et Sellier .....	87
4.10 Le modèle de Thiéry .....	89
5 CONCLUSION .....	89

## CHAPITRE IV: DURABILITE ET APPROCHE PROBABILISTE

1 INTRODUCTION .....	90
2 LA DURABILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME .....	91
3 DEFINITION DE LA DUREE DE VIE .....	92
4 DUREE DE VIE PAR UNE APPROCHE PROBABILISTE .....	93
4.1 Un Bref Historique .....	93
4.2 Définition De La Fiabilité .....	94

4.3	Facteurs Qui Influencent L'analyse De Fiabilité .....	95
4.4	Fonction D'état Limite .....	96
4.5	Probabilité De Défaillance .....	97
4.6	Les Méthodes D'évaluation De La Performance .....	100
4.7	Méthode De Simulation Monte Carlo .....	101
5	MODELISATION STOCHASTIQUE DE LA VARIABILITE SPATIALE	103
5.1	Les Champs Aléatoires .....	103
5.2	Discrétisation De Karhunen-Loeve .....	104
6	CONCLUSION .....	107

## **CHAPITRE V: MODELISATION DES PARAMETRES DE CORROSION EN VARIABLE ALEATOIRE**

1	INTRODUCTION .....	108
2	LE CODE DE CALCUL FERUM.....	108
3	QUELQUES NOTIONS STATISTIQUES PRELIMINAIRES SUR LES VARIABLES ALEATOIRES.....	109
3.1	Les Variables Aléatoires.....	109
3.2	Caractéristiques Statistiques.....	109
4	ETUDE DE CAS (DONNEES MODELISEES EN VARIABLES ALEATOIRES .....	111
5	INFLUENCE DES PARAMETRES ALEATOIRES SUR LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE EN FONCTION DU TEMPS .....	113
5.1	Cas 1.....	113
5.2	Cas 2 .....	113
6	COMPARAISON ENTRE DEUX MODELES .....	114
6.1	Modèle DuraCrete .....	114
6.2	Modèle Li .....	114
6.3	Données D'entrée Du Modèle .....	115
7	LONGUEUR DU DOMMAGE .....	117
8	CONCLUSION .....	119

## **CHAPITRE VI : MODELISATION DES PARAMETRES DE CORROSION EN CHAMPS ALEATOIRE**

1	INTRODUCTION .....	120
2	ANALYSE DE L'IMPACT DU MAILLAGE .....	123
3	INFLUENCE DE LA VARIABILITE SPATIALE DES PARAMETRES SUR LA FIABILITE DES STRUCTURES.....	126
3.1	Application Du Modèle Duracrete .....	126
3.1.2	Données D'entrée Du Modèle .....	127
3.1.3	En Considérant Pour Les Entrées Du Modèle La Variabilité Spatiale De Quatre Paramètres, Définis Par L'enrobage [C] , La Concentration Surfacique En Chlorure [Cs] Concentration Critique [C <sub>cr</sub> ], Et Coefficient De Diffusion De Référence [D <sub>cl, 0</sub> ]. .....	128
3.1.4	En Considérant La Variabilité Spatiale De Six Paramètres, Définis Par L'enrobage [C], La Concentration Surfacique En Chlorure [Cs] Concentration Critique [C <sub>cr</sub> ], Coefficient De Diffusion De Reference [D <sub>cl, 0</sub> ], Coefficient [K <sub>e</sub> ], Et Coefficient [K <sub>t</sub> ]. .....	132
3.2	APPLICATION DU MODELE LI .....	138
3.2.1	Données D'entrée Du Modèle .....	138
3.3	Comparaison Entre Les Deux Modèles .....	142
3.4	Evaluation Fiabiliste De L'impact Des Conditions Environnementales Sur La Corrosion Des Structures En Béton Armé Sujettes A La Pénétration De Chlorures.....	145
4	CONCLUSION .....	147
	<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	148
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE .....</b>	150



## Liste des figures

Figure 1.1 : (a) Modèle Tuutti de durée de service d'une structure, (b) détail de modèle de la durée de service .....	06
Figure 1.2 : Probabilité de défaillance ((a) faible corrélation; (b) moyenne corrélation; (c) corrélation totale) (LI. 2004).....	14
Figure 1.3 : Discréétisation de la surface totale et indépendante (Vu and Stewart 2005).....	17
Figure 1.4 : Probabilité de défaillance de l'analyse spatiale à la section milieu. (a) probabilité de défaillance de résistance (b) probabilité de défaillance de service (Darmawan et Stewart2007).....	18
Figure 2.1 : Concentration chlorure en fonction de la profondeur (CETMEF.guide de béton en site maritime.2008).....	27
Figure 2.2 : Mécanisme de carbonatation de $\text{Ca(OH)}_2$ (Thiery.2005) .....	28
Figure 2.3 : Courbe carbonatation-Humidité relative (CETMEF.guide de béton en site maritime.2008).....	29
Figure 2.4 : Evaluation de la profondeur carbonatée à l'aide d'un indicateur coloré (phénolphtaléine). La mesure est faite sur une fracture fraîche de béton (coloration rose : zone non carbonatée) (AFGC, 2004).....	29
Figure 2.5 : Gradient de pH en fonction de la profondeur carbonatée. [Tiré de Baron, J. et Ollivier, J.-P. 1992 La durabilité des bétons, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 453 p.].....	30
Figure 2.6 : Évolution de la profondeur de carbonatation en fonction du temps et du rapport E/C (20 °C - 50% HR). (Tiré de Baron, J. et Ollivier, J.-P. 1992 La durabilité des bétons, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 453 p).....	30
Figure 2.7 : Conditions qui provoquent le risque R.A.G (CETMEF.guide de béton en site maritime.2008) .....	32
Figure 2.8 : Conditions qui provoquent le risque R.S.I (CETMEF.guide de béton en site maritime.2008).....	33
Figure 2.9: Corrosion des armatures du béton armé. Phases d'incubation et de propagation.(Tuutti.1982).....	36
Figure 2.10 : Dépassivation de l'acier et formation d'une pile de corrosion (ENPC, 1998).....	39
Figure 2.11 : Représentation schématique de la réaction de corrosion des aciers (Houst, 1989). 39	
Figure 2.12 : Volume relatif des produits d'oxydation du fer. (Liu and Weyers 1998).....	40
Figure 2.13 : Dégradation due à la corrosion des armatures. (T.Q.Nguyen, 2007).....	40
Figure 2.14 : Diagramme potentiel-pH théorique du système $\text{Fe}-\text{H}_2\text{O}$ à 25°C (Pourbaix 1974). 42	
Figure 2.15 : Diagramme de Pourbaix (Potentiel-pH) relatif au fer en milieu aqueux ( $\text{Fe}-\text{H}_2\text{O}$ ) La température 25°C. (Pourbaix, 1975).....	43

Figure 2.16 : Modèle de PAGE d'attaque de l'acier par les ions chlore (Page et al, 1985).....	47
Figure 2.17 : Représentation simplifiée du processus de corrosion par chlorures dans les armatures. (Silva, 2004).....	49
Figure 2.18 : Etapes de corrosion (CETMEF.guide de béton en site maritime.2008).....	50
Figure 2.19 : Pile galvanique de corrosion : + Cathode, - Anode (D. Landolt.2003).....	51
Figure 2.20 : Représentation d'une pique de l'acier dans le béton (T.Q.Nguyen, 2007).....	51
Figure 3.1 : Conditions d'exposition en environnement marin (CEB, 1989).....	55
Figure 3.2 : Représentation des types de profils de teneur en chlorures libres dans le béton....	64
Figure 3.3 : Schéma de la pénétration des chlorures par diffusion avec interaction avec le ciment. (Silva, 2004).....	66
Figure 3.4: Les Principaux événements en rapport avec la vie de service (Duracrete 2000-1)....	69
Figure 3.5 : Comparaison de coefficient de diffusion apparente d'éprouvettes confectionnées en laboratoire ou prélevées sur ouvrage, pour un même béton à base de CEM I.....	74
Figure 3.6 : Représentation des trois zones considérées dans le modèle de Ying-Yu et Qui-Dong.....	77
Figure 4.1: Scénario de vieillissement (AFGC, 2004. Indicateurs de durabilité).....	91
Figure 4.2 : Perte de performance d'un ouvrage au cours du temps (Silva, 2004).....	92
Figure 4.3 : Stades de dégradation par corrosion des aciers dans le béton armé (Weyers, 1983).....	93
Figure 4.4 : Représentation d'un état limite (Hyvert, 2009).....	97
Figure 4.5: Distribution de R, S et G = R – S .....	99
Figure 4.6 : Relation entre l'indice de fiabilité $\beta$ et la probabilité de défaillance $P_f$ (EN 1990).....	100
Figure 4.7: Discréétisation de l'espace géométrique .....	106
Figure 5.1: Structure du code de simulation probabiliste FERUM (Dehmous, 2007).....	109
Figure 5.2 : Indication de la zone d'étude dans un pont.....	111
Figure 5.3 : Détails de la zone d'étude.....	111
Figure 5.4: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance .....	113
Figure 5.5: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance.....	116
Figure 5.6: Evolution de la longueur moyenne endommagée dans le temps.....	118
Figure 6.1 : Modèle de discréétisation d'une section rectangulaire .....	121
Figure 6.2 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents cas de maillage.....	124

Figure 6.3 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV(c).....	128
Figure 6.4 : Variabilité de la profondeur de pénétration des ions chlorure dans l'enrobage de béton (Li, 2004).....	129
Figure 6.5 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Cs)...	129
Figure 6.6 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Ccr).	130
Figure 6.7 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Dc)..	131
Figure 6.8 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (c)....	132
Figure 6.9 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Cs)...	133
Figure 6.10 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Dc).134	
Figure 6.11: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Ccr)..	135
Figure 6.12: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Ke).....	136
Figure 6.13: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Kt).....	137
Figure 6.14: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (c)...	139
Figure 6.15: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Dc).....	140
Figure 6.16: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Ccr)	141
Figure 6.17: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Cs).	142
Figure 6.18: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance .....	144
Figure 6.19: Evolution temporelle de la probabilité de défaillance.....	146

## Liste des Tableaux

Tableau 2.1 : Composition chimique des clinkers.(Benzina,2009) .....	21
Tableau 2.2 : Composition chimique du ciment.....	21
Tableau 2.3 : Convention chimique cimentière.....	22
Tableau 3.1 : Paramètres d'entrée du modèle de Maage et de Poulsen.....	57
Tableau 3.2 : Paramètres d'entrée du modèle de Francy.....	59
Tableau 3.3 : Paramètres d'entrée du modèle DuraCrete (2000) Rapport Eau/Ciment =0.40; Environnement marin : Zone de marnage .....	61
Tableau 3.4 : Paramètres d'entrée du modèle de Lay.....	73
Tableau 3.5 : Données d'entrée du modèle Papadakis, Vayenas et Fardis.....	78
Tableau 3.6 : Paramètres d'entrée du modèle de Saetta, Schrefler et Vitaliani.....	82
Tableau 3.7 : Paramètres d'entrée du modèle Task Group 5.1.....	83
Tableau 3.8 : Paramètres d'entrée du modèle DuraCrete.....	84
Tableau 3.9 : Paramètres d'entrée du modèle de Miragliotta.....	87
Tableau 4.1: Relation entre l'indice de fiabilité $\beta$ et la probabilité de défaillance $P_f$ (EN 1990)	100
Tableau 5.1 : Paramètres d'entrée du modèle DuraCrete (2000)...	112
Tableau 5.2 : Résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps.....	113
Tableau 5.3 : Résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps.....	113
Tableau 5.4 : Résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps.....	114
Tableau 5.5 : Résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps.....	115
Tableau 5.6 Résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps et de la longueur endommagée.....	118
Tableau 6.1 : Paramètres d'entrée du modèle DuraCrete (2000).....	127
Tableau 6.2 : Quantification statistique des variables de pénétration des chlorures ayant une origine autre que marine (Li et al, 2001).....	145



# INTRODUCTION GENERALE

Actuellement, la durabilité des structures en béton armé est un des facteurs importants dans le domaine de génie civil. Elle est influencée non seulement par les chargements mécaniques mais aussi par l'agression d'agents chimiques présents dans l'air, l'eau, l'humidité et le sol. Ces impacts deviennent plus importants quand la durée de service de l'ouvrage doit être garantie pour une longue période. Par exemple les ponts, les tunnels, les réseaux d'assainissement ou le patrimoine bâti doivent avoir une durée de vie importante.

Pour la construction d'une structure, seules les exigences de résistance et de comportement en service étaient prises en compte. Un béton performant ayant en principe un dosage correct en ciment et une bonne compacité, ces deux prescriptions pouvaient effectivement garantir une certaine durabilité du matériau béton. Mais Il est possible de mieux définir des objectifs de durabilité et de choisir avec précision les caractéristiques du béton en fonction de l'agressivité du milieu dans lequel se trouve l'ouvrage en fonction de la durée de service souhaitée. Un ouvrage peut être soumis à de multiples agressions engendrées par l'action des sels ou des gaz en solution dans l'eau (eaux souterraines, eau de mer, pluie, etc.). Les eaux peuvent être chargées de sels minéraux les plus divers en fonction des sols traversés. Les milieux les plus agressifs sont soit acides, soit salins (chlorures, nitrates, et surtout sulfates de sodium, de calcium ou de magnésium). En effet, les agents agressifs dissous dans l'eau constituent une solution chimiquement agressive pour le béton qui peut provoquer plusieurs types de corrosion lorsque la formule du béton n'est pas optimisée.

Le phénomène de corrosion des armatures des ouvrages en béton armé sont les dégradations les plus fréquentes dans ce type d'ouvrages. La carbonatation du béton par le dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) de l'atmosphère et la pénétration des ions chlorures (provenant de l'eau de mer, des embruns marins ou des sels de dé verglaçage) sont les deux principales causes de ce phénomène de corrosion. Ils entraînent des coûts très importants de maintenance, de réparation et peuvent dans certains cas mettre en cause la sécurité des structures et des usagers. Les dommages dus à la corrosion commencent par des expansions au niveau des aciers qui conduisent à la formation de fissures dans le béton et provoquent éventuellement le décollement de l'enrobage. En plus de la

## Introduction générale

disparition du béton d'enrobage, des dommages structuraux peuvent survenir en raison de la perte d'adhérence des barres et de la diminution de leur diamètre effectif (perte de capacité en traction).

Une étude menée par le département des transports au Royaume-Uni (Weyers et al. 1983) conclut que 75% des ponts en béton armé sont affectés par la corrosion due aux infiltrations des ions chlorures. Ceci a engendré une augmentation de 200% des coûts de maintenance. Le bilan est aussi lourd aux Etats Unis d'Amérique (Weyers et al. 1983). Sur les 560000 ponts existants, plus de 100000, soit 17%, sont affectés par ce phénomène de corrosion. Il est à signaler que ces dégradations sont d'une tout autre ampleur dans les pays comme l'Europe. Les dépenses annuelles de la maintenance et la réparation des ponts nationaux en Angleterre est de l'ordre de 180 million Euro, le nombre est 50 million Euro, en Norvège, en France 30 million d'Euro, en Espagne 13 million Euro et dans la Hollande est approximativement 100 million Euro (BRIME, 2001). Dans les pays asiatiques comme le Japon, des frais d'entretien dépassent les 400 million d'Euro par an, ceci est seulement pour les constructions civiles (Guan, 2002). En Algérie Les régions côtières et les milieux marins sont de plus en plus envahis par les constructions en béton armé. Ils représentent, même pour certains projets, des sites préférés. Il faut, toutefois, retenir que ces milieux représentent des environnements à agressivité très élevée pour le béton armé. La menace la plus importante à la durabilité a été trouvée principalement dans les plus vieux structures avec enrobage des armatures du béton relativement bas. Donc la maintenance des structures en béton armé exposée aux environnements du chlorure est jugée indispensable, de manière à garantir les conditions d'un fonctionnement satisfaisant et à réduire les défaillances brutale des ouvrages. En ce qui concerne le coût de maintenance des ouvrages côtiers dégradés en Algérie n'est pas estimé.

Les ouvrages en béton armé sont soumis à un certain nombre de variables, de part leurs dimensions, leurs modes de réalisation, leurs expositions à divers environnements agressifs jugées fondamentales dans le processus de dégradation, qui vont avoir un impact significatif sur les performances du système. En effet, il est indispensable d'intégrer les incertitudes de ces variables de façon à travailler sur des modélisations réalistes.

L'introduction et la prise en compte de ces incertitudes liées aux variables apparaissent comme un critère réaliste d'évaluation de la sécurité structurale. De ce fait, des prévisions

## Introduction générale

sur la performance structurale peuvent être données dans un sens probabiliste. Dans cette démarche probabiliste, une modélisation stochastique a été effectuée dans laquelle les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires ou par des champs aléatoires pour l'analyse de la durée de vie de service des structures en béton armé. Cette discipline permet non seulement de calculer la probabilité de défaillance mais également de déterminer les sensibilités des paramètres dues à chaque variable aléatoire, ce qui ouvre la possibilité d'agir de manière préférentielle sur les variables les plus influentes afin d'atteindre la fiabilité désirée.

Dans ce travail, les infiltrations des ions chlorures ont été étudiées et analysées. Comme nous l'avons vu précédemment, la pénétration de ces ions est à l'origine de la corrosion prématuée de l'armature et de l'écaillage des surfaces en béton. Ceux-ci provoquent des conséquences nuisibles sur les ouvrages, dont les coûts engendrés ne sont pas négligeables.

Le premier chapitre de cette thèse présente les résultats d'une recherche bibliographique. Cette recherche s'est intéressée aux méthodes probabilistes et fiabilistes qui ont été appliquées aux problèmes de durabilité.

Le deuxième chapitre présente les différents types de pathologies du béton armé.

Le troisième chapitre de cette thèse présente les différents modèles prédictifs relatifs à la pénétration des chlorures et à la carbonatation du béton.

Le quatrième chapitre de cette thèse présente les différentes méthodes fiabiliste de détermination de la probabilité de défaillance et les différentes méthodes d'évaluation du critère de performance. Dans le même chapitre, la notion de modélisation stochastique de la variabilité spatiale des paramètres étudiée a été détaillée.

Le cinquième chapitre a été consacré à la modélisation des paramètres de corrosion en variable aléatoire pour déterminer la probabilité de l'initiation à la corrosion à l'aide du code de calcul fiabiliste FERUM.

Le sixième et dernier chapitre, est consacré à la modélisation des paramètres de corrosion en champs aléatoire pour déterminer la probabilité de l'initiation à la corrosion. Ceci en utilisant la discréétisation de Karhunen-Loève et la méthode de simulation de Monte-Carlo (MCS) pour un cas bidimensionnel (2D).

# **CHAPITRE I**

## **ETAT DE L'ART SUR LA PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITE SPATIALE DE LA CORROSION DE FERRAILLAGE**

### **1 INTRODUCTION**

Dès que les ouvrages sont mis en contact avec le milieu environnant, ils peuvent commencer à se dégrader avec des effets de différentes intensités, selon leurs conditions. En général, ces dégradations deviennent plus importantes au cours du temps et finissent par provoquer une perte de performance, plus précisément une perte d'aptitude au service ou une perte de sécurité structurale, ce qui raccourcit la durée de vie de l'ouvrage. L'étude a porté sur l'évolution du profil de dégradation et sur la détermination des phases de performance, elle nécessite la modélisation de phénomène de corrosion qui présente une variabilité spatiale importante. D'un point de vue probabiliste, il est également souhaitable d'évaluer l'impact d'une variabilité spatiale sur la probabilité initiation de corrosion. On fait dans ce cas-là appel à une modélisation de cette variabilité par l'intermédiaire de la théorie des champs aléatoires.

Par conséquent, il est nécessaire de considérer cette variabilité dans l'estimation de la durée de vie et de la probabilité d'initiation de corrosion qui constituent en ce sens un outil adéquat pour l'aide à la décision en phases de conception et de maintenance. afin d'assurer des niveaux optimales de sécurité.

## 2 ORIGINES ET CARACTERISTIQUES DE LA VARIABILITE DU BETON ARME

Les qualités mécaniques et le coût relativement peu élevé du béton ont le fait le matériau de construction le plus utilisé dans le Génie Civil. Ainsi, les techniques d'assemblage entre le béton et l'acier se sont développées tout au long de l'histoire de la construction : béton armé, constructions mixtes... Outre ses qualités intrinsèques, le béton courant présente des propriétés spécifiques liées notamment à l'hétérogénéité de ce matériau: faible résistance en traction, faible déformation à la rupture, sensibilité aux effets du gel, faible résistance aux produits chimiques.... Les ingénieurs, qui connaissent bien ces inconvénients, peuvent, pour des cas courants, y remédier pour concevoir des ouvrages fiables. La première étape vers une exploitation optimisée de ce matériau hétérogène passe par une connaissance fine de son comportement vis-à-vis des différentes sollicitations d'origine thermique, mécanique, hydrique ou chimique.

Dans le cas des altérations du béton armé par corrosion, suivant le type d'environnement, il est nécessaire d'évaluer les indicateurs de durabilité usuels qui sont la profondeur carbonatée, la teneur en ions chlorures, la porosité du béton, les coefficients de diffusion mais également la profondeur d'enrobage qui constituent les données d'entrées des modèles de prédiction de la durée de vie de l'ouvrage. L'identification des indicateurs de propriétés et de durabilité à évaluer constitue un préambule essentiel à toute opération d'auscultation. Afin de s'inscrire dans une démarche de durabilité, un des indicateurs est de prévoir l'amorçage de la corrosion, c'est-à-dire de déterminer son temps d'initiation. Dans ce processus la plupart des paramètres sont aléatoires et l'analyse probabiliste de la fiabilité, est souvent appliquée.

Les modèles Probabilistes de dégradation du béton ont été étudiés intensivement dans les dix dernières années. Engelund et Sorensen (1998), Stewart et Rosowsky (1998), Val et al. (1998), Vu et Stewart (2000). Les principaux mécanismes de la dégradation impliquent des réactions chimiques entre quelques composants de béton et l'environnement. Par exemple, les dioxydes du carbone pénètrent par diffusion dans les pores de béton, qui provoque la carbonatation du béton. Le changement de pH dans le béton est la cause d'initiation de corrosion des armatures.

Tuutti (1982) a présenté un modèle simplifié de la durée de service d'une structure en béton armé affectée de corrosion basé sur, deux périodes (initiation et l'étape de propagation) figure 1.1 (a). Depuis, les chercheurs ont introduit plusieurs modifications à ce modèle en subdivisant l'étape de la propagation en plusieurs phases, figure 1.1 (b). Pour estimer la durée pendant que la structure en béton armé maintient un niveau désiré de fonctionnalités, parce que c'est l'activité de la corrosion qui mène directement à la détérioration structurale du son aptitude au service.

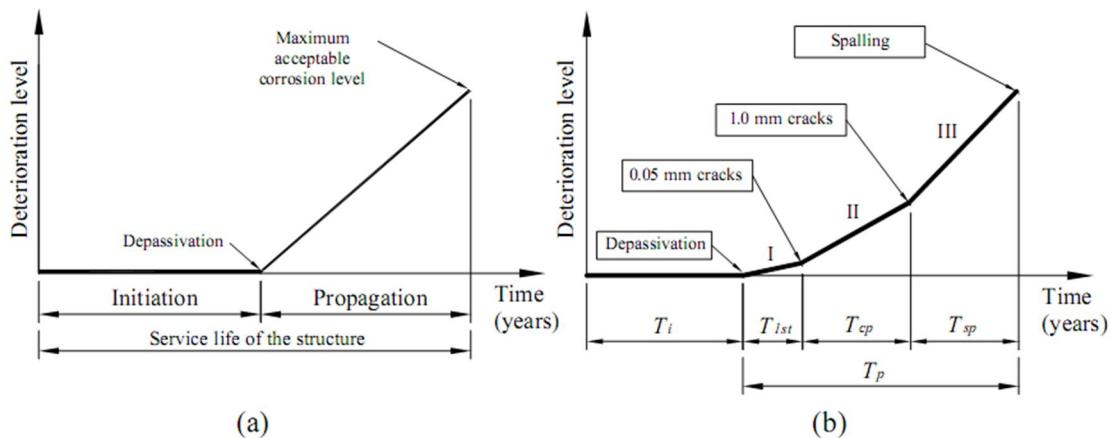


Figure 1.1. (a) modèle Tuutti de durée de service d'une structure, (b) détail de modèle de la durée de service.

Beaucoup d'effort en amélioration du modèle de Tutti a été dirigé vers l'étape de la propagation (Molina et al. 1993; Liu et Weyers, 1998; Duracrete, 2000; Al d'et Vu., 2005; Al d'et Bhargava., 2006b; El Maaddawy et Soudki 2007). Deux phases de la propagation distinctes ont été reconnues;

- (i) la génération de la fissure induit par corrosion aussi connu sous le nom de première ou fissure initiale,
- (ii) la propagation de la fissure à une largeur limite maximum.

Dans quelques travaux, ont identifié une troisième phase quand le changement de l'inclinaison (pente) de la phase II s'est produit; peut-être dû à une diffusion plus facile d'oxydes à travers la fissure générée (Alonso et al. 1998) mené au décollement et délaminaage du béton qui entoure l'armature corrodée.

La phase I, figure 1.1 (b), démarre lors de la dépassivation de l'acier, dû à la présence de chlorures ou carbonatation au niveau de l'armature , ça fin est confirmée quand la taille de la fissure supposée typiquement dans l'ordre de 0.05 mm paraît sur la surface de la structure en béton armé. La propagation de la phase II démarre après La phase I et termine quand la largeur de la fissure atteint souvent une limite maximum utilisée comme un indicateur pour la réhabilitation et intervention de la réparation définie par la norme (Vu et Stewart 2005). En général, le temps pour La phase I dépend de plusieurs facteurs tels que l'enrobage, diamètre de l'armature, résistance à la traction du béton, densité de courant de la corrosion (Liu et Weyers 1998). D'après Alonso et al. (1998) La phase I est contrôlée par le rapport enrobage/diamètre et la porosité du béton, alors que les phases II et III sont contrôlées principalement par la densité de courant de la corrosion et la porosité du béton Ce qui constitue la fin de vie de service d'une structure en béton armé affectée par corrosion qui été le sujet de discussion pour plusieurs décennies. Par exemple; plusieurs auteurs ont défini la fin de vie de service d'une structure en béton armé par le temps de la dépassivation de l'armature dû à la présence d'une valeur seuil de concentration des chlorures (Thoft+Christensen, 1997; Bertolini 2004). Cette considération a été principalement motivée par la difficulté de modéliser l'activité de la corrosion et son mécanisme de la détérioration (Costa et Appleton 1999). Cependant, quelques bons résultats des modèles numériques supportés par les travaux expérimentaux ont montré que c'est possible de prédire le temps de la dépassivation de l'acier à l'apparence visuelle de la fissure provoquée par la corrosion sur la surface du béton (phase I). La fin de la phase I a été utilisée par quelques chercheurs (ex. Liu et Weyers 1998) pour définir la fin de la durée de service de la structure, d'où le temps de première réparation / maintenance. Plus récemment, le temps pour que la taille de fissure développée sur la surface de béton propage et atteindre une taille limite maximum (dans la gamme de 0.3 à 1.0 mm) a été modélisée selon des résultats expérimentaux convenable à des modèles théoriques (ex. Duracrete, 2000; Vu et Al. 2005). Cela a permis une extension supplémentaire de la vie de service de la structure qui peut être quantifiée numériquement.

Dans les premiers articles, les chercheurs se sont concentrés sur la prédiction du temps de l'initiation de corrosion (Liu and Weyers 1998, Val et al. 1998, Vu et Stewart 2000, Bhargava et al. 2005, 2006, a, b). Les modèles utilisés autorisent à calculer une probabilité

de défaillance d'un point dans l'espace, sans prise en compte de la variabilité spatiale. Les récentes recherches ont signalé la nécessité de modélisation de la variabilité spatiale des paramètres pour obtenir de meilleures prédictions.

Par exemple, Stewart (2004) montre que la fiabilité structurelle des poutres en béton armé pour les états limites des efforts peuvent être surestimés quand la variabilité spatiale est ignorée .De plus, comme déjà signalé par Stewart (2005), modélisation de la variabilité spatiale est obligatoire pour être capable de caractériser, non seulement la probabilité de défaillance en un point, mais aussi l'ampleur des dommages.

### 3 MODELISATION DES INCERTITUDES

La définition du modèle théorique génère une incertitude due à la nature du phénomène considéré, qui peut ne jamais être connue ni comprise parfaitement par l'homme. On souffre souvent d'un manque de connaissance sur le phénomène, qui, de plus, peut évoluer avec le temps. En outre, la physique utilisée (mécanique des fluides, réaction chimique...) n'est pas nécessairement en adéquation parfaite avec le phénomène étudié, de même que les hypothèses nécessaires à l'application de théorèmes et postulats ne sont pas nécessairement exactement vérifiées.

L'objet de la modélisation des incertitudes est de construire des modèles explicatifs et prévisionnels des phénomènes physiques et des modèles théoriques

L'incertitude aléatoire est due à la variabilité naturelle de toute quantité physique mesurée. On l'explique parfois comme l'incertitude responsable de l'obtention de résultats différents lorsque l'on répète plusieurs fois dans des conditions identiques une expérience. Cette incertitude est inhérente à tout phénomène ou processus physique, et il est impossible de la supprimer.

Si l'incertitude sur les propriétés de béton est correctement évaluée et quantifiée, il est souhaitable de déterminer comment cette incertitude se traduit sur l'ouvrage considéré au niveau d'un certain nombre de grandeurs d'intérêt pour l'ingénieur. Ces grandeurs peuvent caractériser le fonctionnement d'un ouvrage ou sa sécurité. Dans cet objectif, il est nécessaire d'évaluer la propagation d'incertitude au travers d'un modèle déterministe du système structurel étudié. Par modèle déterministe, on entend toute méthode

permettant d'obtenir une estimation quantitative de la grandeur d'intérêt (appelée variable de sortie ou output ou réponse), pour un certain nombre de données (appelées variables d'entrée ou input). Il peut s'agir d'une équation mathématique, d'un modèle analytique ou empirique, d'une simulation numérique, etc. L'étude de la propagation d'incertitude a pour objet de caractériser de manière probabiliste la variable de sortie à partir des caractéristiques probabilistes des variables d'entrée. Lorsque cette caractérisation est effectuée, la définition d'un ou plusieurs critères de rupture (défaillance) permet d'accéder à la donnée la plus intéressante pour l'ingénieur, à savoir la probabilité de rupture.

Pour la modélisation des variables d'entrée, l'ingénieur a deux solutions correspondant à deux niveaux de complexité successifs :

- Si l'on s'intéresse à des grandeurs n'ayant pas d'extension spatiale (c'est-à-dire n'étant pas susceptible de prendre une valeur différente selon le point de l'espace considéré), ou si l'on souhaite négliger la variabilité spatiale d'une variable, on peut modéliser l'aléa sous forme de variables aléatoires. Dans ce cas, les variables aléatoires d'entrée du modèle déterministe ne sont caractérisées que par leur distribution statistique, et éventuellement par leurs coefficients de corrélation. Une telle modélisation des paramètres ne saurait être qu'une approximation, puisqu'elle fait abstraction des variations spatiales apportées par l'histoire géologique souvent complexe des sites considérés.
- Dans le cas où la variabilité spatiale est prise en compte, les variables aléatoires d'entrée peuvent être modélisées par l'intermédiaire de champs aléatoires, pour lesquels la valeur numérique de la variable dépend des coordonnées spatiales du point considéré. Dans ce cas, une variable d'entrée est caractérisée par sa distribution statistique et par ses éventuels coefficients de corrélation avec d'autres variables, mais également par une fonction d'autocorrélation. Celle-ci caractérise la corrélation entre deux points du système en fonction de leurs positions respectives.

#### 4 MODELISATION EN VARIABLES ALEATOIRES

Il est bien connu le fait que la plupart des phénomènes observables dans la nature contiennent un certain degré d'incertitude. D'ailleurs, la répétition de

mesures des phénomènes physiques produit des résultats différents, quelques-uns se montrant plus fréquents que d'autres. La présence de résultats qui ne suivent pas un comportement « prévisible » traduit l'incertitude et peut être caractérisé pour les propriétés probabilistes et statistiques.

En sachant que tous les paramètres dans le Génie des Structures possèdent un certain degré d'incertitude, ceux-ci doivent être considérés comme des variables aléatoires (Melchers, 1987). Dans ce contexte, la présence d'incertitudes fait qu'on ne puisse pas assurer une performance satisfaisante de manière absolue, déterministe. Au contraire, cette performance peut être assuré seulement en termes de probabilité pour qu'un certain critère de performance soit satisfait. Dans la terminologie de l'ingénierie, cette probabilité est appelée fiabilité.

Pour l'estimation de la sécurité d'un système, la prise en compte des incertitudes sur ses variables repose sur les opérations préliminaires suivantes :

- choix d'un type d'indicateur de la sécurité du système : indice de fiabilité ou probabilité de rupture.
- modélisation de l'aléa sur les  $n$  variables aléatoires d'entrée (rangées dans un vecteur  $x$ ) : choix de lois statistiques pour représenter leurs distributions, et de coefficients de corrélations. Dans ces lois statistiques sont inclus les moments principaux (moyenne, écart-type, coefficient d'asymétrie, coefficient d'aplatissement, etc.) ainsi que le coefficient de variation de chaque variable (noté COV, et défini comme le rapport de l'écart-type à la moyenne).
- choix d'un modèle déterministe fiable, fournissant une ou plusieurs valeurs de sortie (rangées dans le vecteur  $U$ ), fixes pour un jeu de variables d'entrée données (ces variables comprenant les variables aléatoires du vecteur  $x$ , plus éventuellement un ensemble de variables déterministes dont l'aléa est négligé).
- choix d'un seuil sur chaque variable aléatoire de sortie (vecteur  $U$ ), tel que le système est considéré comme défaillant dès lors qu'il est franchi. En présence de plusieurs variables aléatoires de sortie, la rupture est admise dès qu'au moins un des seuils est franchi.

Lorsque ces étapes ont été réalisées, il est nécessaire de définir une fonction dite "de performance", notée  $G(x)$ . Il y a autant de fonctions de performances que de variables de sorties pertinentes (c'est-à-dire de variables de sorties munies d'un seuil que l'on ne souhaite pas dépasser). Une fonction de performance  $G$  est une fonction des variables aléatoires d'entrée, et dépend du modèle déterministe et du seuil de la variable de sortie considérée. Elle doit satisfaire aux contraintes suivantes :

- si  $G(x) < 0$  : le système est défaillant (c'est-à-dire que le seuil fixé est dépassé)
- si  $G(x) > 0$  : le système est en sécurité
- si  $G(x) = 0$  : le système est au bord de la défaillance

L'indicateur de sécurité le plus souhaitable est la probabilité de rupture. Plusieurs méthodes de détermination de cette probabilité sont présentées dans la suite de cette section. La méthode de Monte-Carlo est la méthode la plus évidente et la plus fiable, mais son coût calculatoire est très élevé. La méthode des tirages d'importance permet, dans une certaine mesure, de réduire le nombre d'appels au modèle déterministe, mais est susceptible de se montrer moins fiable dans le cas d'une surface d'état limite tourmentée, et nécessite la connaissance du point de conception (défini comme le point de rupture le plus probable). Des méthodes approchées de calcul de la probabilité sont également présentées. Ces méthodes sont fondées sur la détermination du point de conception et sur une approximation locale de la surface d'état limite autour de ce point.

## 5 MODELISATION EN CHAMPS ALEATOIRES

Un Champ aléatoire est une technique de la modélisation qui facilite l'introduction de l'incertitude associée de la variabilité spatiale du comportement des matériaux dans l'analyse d'une performance du système. La méthode du champ aléatoire a trouvé son application pour beaucoup de disciplines ingénierie à savoir la mécanique des Fluides, mécanique des Sols et Géotechniques et plus récemment les structures en béton armé. Cependant, le manque de données expérimentales fiables pour les paramètres de la détérioration qui sont nécessaire pour modéliser leur variabilité spatiale, a été la cause principale derrière le manque de travaux de la recherche dans le secteur de structures en béton armé (Vu et Stewart 2005).

Dû à plusieurs variations mécaniques, physiques et des processus chimiques, les structures en béton armé sont sujettes à des détériorations telles que corrosion des armatures, et des fissures. Dans ce processus la plupart des paramètres sont aléatoires et l'analyse probabiliste de la fiabilité, est souvent appliquée. Cependant, dans la plupart des études, la variabilité spatiale n'est pas prise en considération, bien que ce phénomène influe sur le comportement des structures en béton armé. Comparé avec les études sans considération de variabilité spatiale, les résultats peuvent être considérés comme une meilleure simulation de réalité. Aussi la sélection entre différente réparation et stratégies de maintenance peut être soutenu dans une façon plus réaliste. Les récentes recherches ont signalé la nécessité de modélisation de la variabilité spatiale des paramètres pour obtenir de meilleures prédictions.

### **5. 1 Engelund (1997), Engelund and Sorensen (1998)**

Engelund (1997) et Engelund et Sorensen (1998) ont rendu effectif la théorie du champ aléatoire pour évaluer la probabilité d'initiation de corrosion dans un pont en béton armé. Les variables telles que le coefficient de la diffusion apparent ( $D_{app}$ ), la concentration en surface du chlorure ( $C_s$ ), la concentration du chlorure critique ( $C_{cr}$ ) et l'enrobage du béton ( $C$ ) sont tous considérées comme spatialement variable donc un champ aléatoire. Ils ont détecté que la probabilité de corrosion a été commencée dans une surface du béton armé de  $1 \times 1 \text{ m}^2$  qui représente une partie d'un pont localisé dans un environnement marin danois. Pour appliquer les principes du champ aléatoire, ils ont divisé la surface  $1 \times 1 \text{ m}^2$  en petit et égal éléments du champ aléatoire afin que la dimension de l'élément soit plus petite que  $\frac{1}{2} \theta$  supposé pour l'étude ( $\theta = 0.35 \text{ m}$ ). En comparant la probabilité d'initiation de la corrosion dans la surface en béton armé de  $1 \times 1 \text{ m}^2$  à l'initiation quelque part sur la structure entière, ils ont conclu la valeur moyenne pour le temps d'initiation de la corrosion a été trouvée approximativement 40% plus hauts pour le premier cas. Cela suggère que la dimension de la structure donnée joue un rôle important dans l'estimation de la probabilité d'initiation de corrosion à tout emplacement arbitraire dans la structure. L'inconvénient du travail c'est que les valeurs pour  $\theta$  n'extrait pas de dimensions obtenues d'une vraie structure. Un deuxième inconvénient c'est que la période de la propagation a été simplifiée en le supposant suit

une distribution Normale avec une valeur moyenne de 15 ans et COV de 0.25, et considéré indépendant pour chaque élément du champ aléatoire. Cela veut dire que la période de la propagation n'a pas été prédite en fonction des propriétés du matériau et des conditions d'environnement et par conséquent le temps prédit pour la maintenance ne peut pas être considéré fiable.

### 5. 2 Karimi (2001)

Karimi (2001) a présenté un dossier historique d'études d'ingénierie de différentes disciplines sur l'application de la théorie du champ aléatoire et a estimé l'échelle de fluctuation de  $C_s$  à partir des données rassemblées de trois différentes poutres d'un pont localisé dans une région côtière. Pour l'échelle de fluctuation du variable  $D_{app}$ , Karimi (2001) a basé sur les suggestions de Engelund et Sorensen (1998). Il a trouvé que la probabilité d'initiation de corrosion était considérablement sous-estimée quand  $C_s$  et  $D_{app}$  ont été traités seulement comme variables aléatoires et pas comme champ aléatoire (spatialement variable). L'inconvénient de la recherche faite par Karimi (2001) en ce qui concerne le paramètre  $\theta$ , de la variable  $C_s$  a été déterminé seulement sur les données des trois poutres. En outre, le paramètre  $\theta$  pour  $D_{app}$  n'a pas été estimé de ces mêmes données, seulement la valeur suggérée par Engelund et Sorensen (1998) a été utilisée. Clairement, les résultats de l'analyse du champ aléatoire qui ne considère pas l'estimation fiable du paramètre  $\theta$  eux-mêmes souffrent du manque de fiabilité.

### 5. 3 Li et al. (2004) et Li (2004b)

Li et al. (2004) et Li (2004b) ont utilisé des méthodes du champ aléatoire pour estimer la probabilité d'initiation de corrosion et le pourcentage de la surface de structure qui a subi l'initiation de corrosion ou l'apparence des fissures induites par corrosion avec une limite de dimension spécifiée. Ils ont appliqué trois niveaux de corrélation des variables spatiales; faible Corrélation, corrélation moyenne et Corrélation totale.

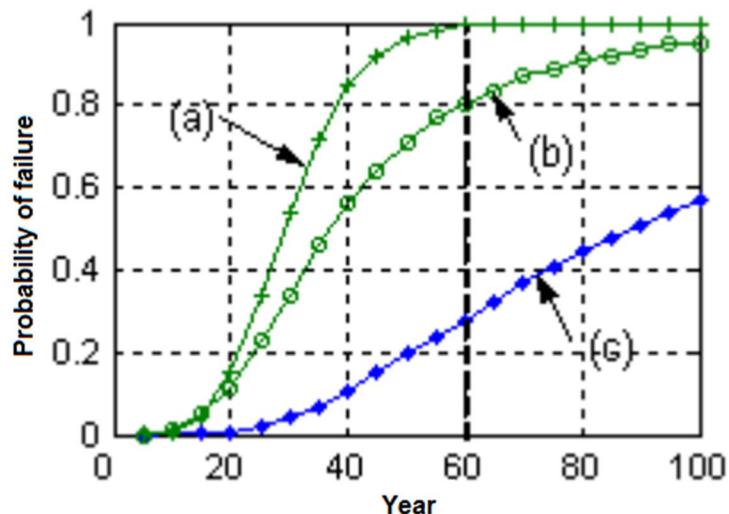


Figure 1.2 : Probabilité de défaillance ((a) faible corrélation; (b) moyenne corrélation; (c) corrélation totale) (Li. 2004).

Ils ont appliqué alors plusieurs stratégies différentes de réparation pour répartir l'impact de chaque stratégie sur le temps dépendant des endommagements de la surface de la structure. Li (2004b) a donné un terme incorrect de l'échelle de fluctuation au paramètre  $d$  du modèle (appelé aussi par Li la Longueur de Corrélation) (Omran Mohamed Kenshel. 2009). Bien que cela n'a aucun impact considérable, clairement cela a causé quelque confusion parmi les chercheurs qu'ils ont jugé sur ses conclusions cités et des valeurs comparées de l'échelle de fluctuation pour propriétés de variabilité spatiale obtenu par les différents auteurs. Li (2004b) a aussi conclu que si la dimension de l'élément du champ aléatoire est moins que  $d/2$  ( $d=\theta/\sqrt{\pi}$ ) des grandes variables et des résultats instables sont obtenus. (Li a utilisé la méthode de Milieu et le Gaussien Autocorrélation pour spécifier le coefficient de la corrélation entre les éléments du champ aléatoire). Li (2004b) a estimé l'échelle de fluctuation pour deux variables;  $C_s$  et  $D_{app}$  sur nombre limité de points des données obtenues pour des emplacements largement espacé et irrégulière de la structure du pont.

#### 5. 4 Stewart (2004)

Stewart (2004) a appliqué la méthodologie du champ aléatoire pour étudier l'effet de la variabilité spatiale de corrosion localisé sur la fiabilité d'une poutre en béton armé simplement appuyée. une poutre a plusieurs travées est considérée pour l'analyse, Stewart

a trouvé que la probabilité de défaillance de variabilité spatiale de la corrosion par pique soit jusqu'à trois fois plus haut que la probabilité de défaillance obtenu d'une analyse non spatiale (ex. probabilités de défaillance de l'état limite seulement sur le mi- travée). Il a conclu alors que l'introduction de la variabilité spatiale de la corrosion par pique peut mener aux baisses considérables dans la fiabilité structurelle pour les membres fléchies en béton armé. Il doit être mentionné que Stewart (2004) préconise des valeurs de l'échelle de fluctuation de  $\theta = 3.5$  m ( $d = 2.0$  m) pour toutes les variables du champ aléatoire basées sur la limite du travail publié par les premiers chercheurs.

### 5. 5 Karimi et al. (2005)

Karimi et al. (2005) ont étudié la sensibilité de la probabilité de l'initiation de corrosion induit par les chlorures à la variabilité spatiale du coefficient de la diffusion  $D_{app}$  qui utilise une poutre de 5 m de longueur comme exemple. La poutre a été divisée en 4, 6, 8 et 10 éléments du champ aléatoire et pour chacun la probabilité de l'initiation de corrosion a été évaluée en utilisant la simulation du MCS. Ils ont trouvé que lors de l'augmentation du nombre d'éléments du champ aléatoire, la probabilité de défaillance a eu tendance à converger à une valeur limite. Cependant, comme l'échelle de fluctuation réduite, le nombre d'éléments du champ aléatoire utilisés dans l'analyse doit être augmenté considérablement pour cette convergence pour arriver par exemple pour  $\theta = 2.5$  m, le nombre d'éléments du champ aléatoire était 100 pour la conversion d'arriver, et comme  $\theta$  a été réduit à 0.1 m, la conversion n'a pas eu lieu avec le même nombre d'éléments du champ aléatoire. Il est recommandé qu'une telle approche soit employée pour estimer le nombre d'éléments du champ aléatoire qui devraient être utilisés quand la modélisation du champ aléatoire est exécutée. Ceci indique aussi lorsque l'échelle de variation devient plus grand, un plus petit nombre des éléments du champ aléatoires seront exigés, d'où moins effort de calcul en conséquence. Ils ont aussi trouvé cela en négligeant la variabilité spatiale associé à  $D_{app}$ , la probabilité estimée d'initiation de corrosion est considérablement sous-estimé. En outre, la probabilité d'initiation de la corrosion a été trouvée très sensible aux paramètres de la corrélation supposé pour  $D_{app}$ .

### 5. 6 Vu et Stewart (2005)

Vu et Stewart (2005) ont utilisé la théorie du champ aléatoire pour prédire la probabilité et ampleur des fissures dans le béton armé causées par la corrosion. Dans leur travail ils ont développé une méthodologie que la probabilité d'un certain pourcentage d'une surface de béton soumise à des fissures causées par la corrosion peut être mesurée à n'importe quel temps pendant la durée de vie. Ils ont traité l'enrobage du béton (C), l'apport du ciment /eau  $w_c$ , la densité du taux de la corrosion  $i_{corr}$ , coefficient de diffusion du chlorure ( $D_{app}$ ) et la concentration du chlorure en surface ( $C_s$ ) comme variables spatiale. Tout autre la variable qui dépend de chacune des premières variables a aussi été considérée comme variable spatiale. Dans leur conclusion ils ont démontré que la variabilité spatiale de C a une moindre influence aux résultats finals que la variabilité spatiale de l'effort de compression du béton (lequel a été traité comme une variable sur le ratio des  $w_c$ ) et  $C_s$ . la surface de la structure du béton considérée a été divisée statistiquement en N parties indépendantes de dimension  $A_i$ , chacune a été subdivisé en un nombre k des éléments carrés du champ aléatoire de dimension  $\Delta$  comme indiqué sur la figure .il est utilisé pour l'analyse du champ aléatoire la Méthode de Milieu et la fonction d'autocorrélation Gaussien (Carré Exponentiel) pour générer les coefficients de la corrélation entre éléments. Vu et Stewart (2005) alors ont suggéré que le dommage pour la plus grande surface( $A$ ) peut être obtenu de l'addition des dommages du N surfaces indépendantes ( $A_i$ ).

Vu et Stewart (2005) aussi ont proposé une formule de la probabilité qu'au moins x% de la partie de la surface de béton fissuré à temps années T:

$$Pr[d_{crack}(T) \geq x\%] = 1 - \phi\left(\frac{x - \mu_{d_{crack}}(T)}{\sigma_{d_{crack}}(T)/\sqrt{N}}\right) \quad (1.1)$$

Où  $\phi$  (.) est la fonction standard de la distribution normale cumulative,  $\mu_{d_{crack}}(T)$  et  $\sigma_{d_{crack}}(T)$  la moyenne et l'écart type de la proportion de la surface du béton avec largeur fissuré qui dépasse la largeur de la fissure de la limite à temps T (années) pour une surface indépendante  $A_i$

respectivement les deux peuvent être obtenus comme suit:

$$\mu_{d_{crack}}(T) = \sum_{j=1}^k \frac{1}{k} \Pr(t > T_{ij} + T_{cpj}) \times 100\% \quad (1.2)$$

Et

$$\sigma_{d_{crack}}(T) = \sqrt{\sum_{j=1}^k \left( \frac{1}{k} - \mu_{d_{crack}}(T) \right)^2 \Pr(t > T_{ij} + T_{cpj})} \times 100\% \quad (1.3)$$

Où  $T_{ij}$  et  $T_{cpj}$  sont le temps d'initiation de la corrosion et le temps de propagation des fissures la de l'élément  $j$ .

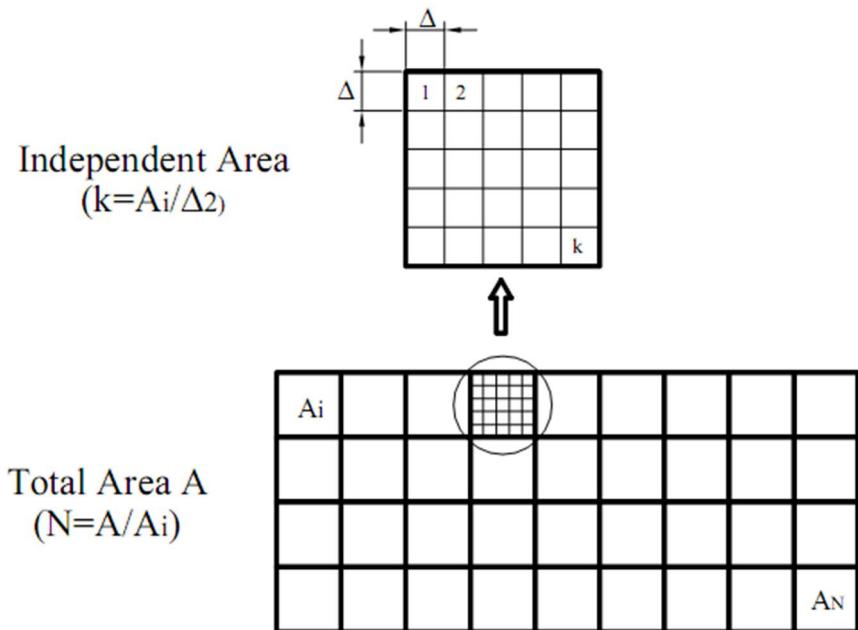


Figure 1.3. Discrétisation de la surface totale et indépendante (Vu and Stewart 2005)

### 5. 7 Darmawan et Stewart (2007)

Darmawan et Stewart (2007) ont étudié l'influence de la variabilité spatiale de la corrosion par pique sur la fiabilité d'une poutre du pont en béton précontraint. L'état limite considéré était l'effort de flexion et aptitude au service (i.e. flèche à mi- travée). Par introduction de la variabilité spatiale de la corrosion par pique dans l'analyse de la fiabilité, ils ont montré que la probabilité de défaillance de la force est augmenté de 10% a comparé avec l'analyse d'une section a mi- travée supposée d'une corrosion localisée et par approximativement 20% lorsque la corrosion est supposée généralisée. La comparaison entre analyse spatial à mi- section pour l'état limite de service, figure 1.4 (b), a montré que l'effet de la variabilité spatiale de la corrosion localisée est plus considérable

pour l'état limite de service (i.e. flèche à mi-travée). Cela a été considéré par les chercheurs à la réduction de rigidité de la poutre comme un résultat de la cause des fissures de béton provoquée par pique induit perte de fibre.

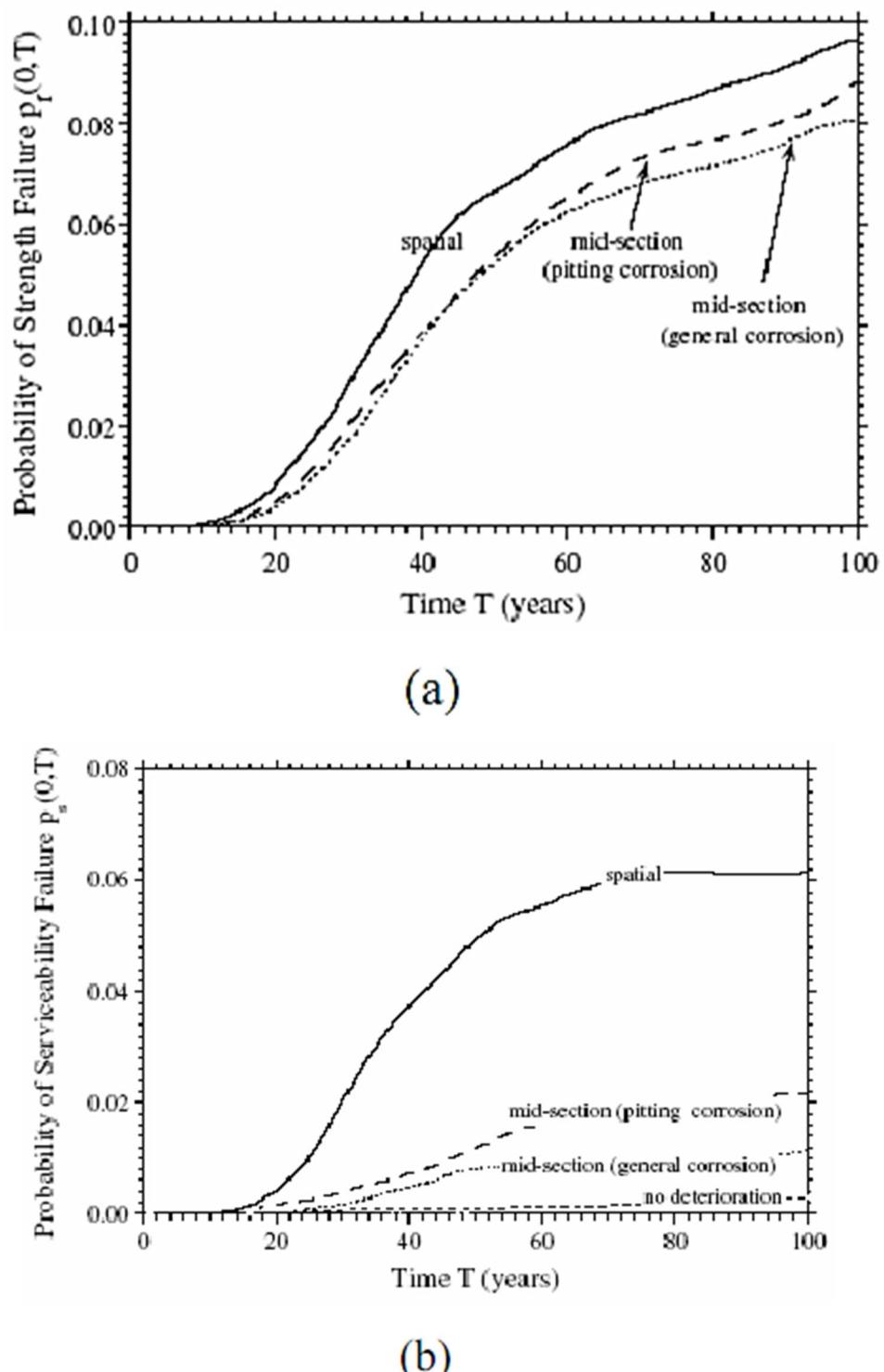


Figure 1.4 : probabilité de défaillance de l'analyse spatiale à la section milieu. (a) probabilité de défaillance de résistance (b) probabilité de défaillance de service (Darmawan et Stewart 2007)

### 5.8 Val (2007a)

Val (2007a) a suivi la même approche décrite par Stewart (2004) et a étudié l'effet de corrosion des armatures sur la flexion et les efforts tranchants d'une poutre en béton armé. La corrosion généralisée et localisée sont les deux considérées avec des valeurs différentes vitesse de corrosion varie de 0 à  $3.0 \mu\text{A} / \text{cm}^2$  représentant intensités différentes d'environnements corrosifs. Val (2007a) s'est concentré en particulier sur l'influence de la corrosion par pique sur la performance de la poutre tondu. Il a ignoré la période de l'initiation et a supposé une poutre en béton armé de longueur de 10 m qu'il a utilisé pour démontrer son approche, qu'elle soumise toujours à une activité de la corrosion.

En incluant la variabilité spatiale du matériau et les propriétés géométriques Val (2007a) a travaillé sur la possibilité de défaillance de la poutre à plusieurs sections. Il a trouvé que la réduction de la résistance au cisaillement dû à la corrosion, en particulier cela causé par la corrosion localisée, avait un effet défavorable majeur sur la fiabilité de la poutre.

## 6 CONCLUSION

Plusieurs auteurs ont effectué des recherches et des études sur les différents problèmes de dégradations du béton par la corrosion de ferraillage due à la pénétration des chlorures en modélisant les paramètres d'entrée soit en variable aléatoire soit en champ aléatoire. Malgré ces études effectuées précédemment, La connaissance étant souvent imparfaite (limitation de la compréhension du phénomène, du nombre de données et des expériences) et les moyens limités (scientifiques et numériques). La difficulté dans l'évaluation de la fiabilité provient de la nature incertaine des phénomènes mis en jeu sur la structure considérée (variabilités des propriétés des matériaux, imprécisions géométriques, aléas des chargements appliqués, environnements agressifs...), qui vont avoir un impact significatif sur les performances du système.

# **CHAPITRE II**

## **PATHOLOGIES DU BETON**

### **1 INTRODUCTION**

Le béton armé est l'assemblage de barres d'acières et de béton afin de compenser la mauvaise tenue de ce dernier à la traction. Il 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. Lorsqu'une structure est mise en service, elle est susceptible de dégradations dont l'origine peut être, mécanique ou physico-chimique. Les facteurs mécaniques sont surtout les charges excessives et les chocs. Les facteurs physiques sont les températures extrêmes. Les facteurs chimiques sont souvent les plus importants, puisque le béton peut se dégrader par réaction (dissolution, gonflements) des constituants du béton. L'air, l'eau et le sol sont connus être des agents favorisant la migration d'agents polluants dans le béton, en entrant dans les pores du béton et modifiant ainsi ses caractéristiques, en particulier la composition chimique de la solution interstitielle. Une proportion précise des composants du béton est fondamentale pour obtenir les caractéristiques mécaniques visées pour la structure finale.

### **2 PROCESSUS DE DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BÉTON**

#### **2.1 CONSTITUANTS DU BETON**

##### **2.1.1 Les ciments**

Les ciments sont des liants hydrauliques. Cela signifie qu'ils ont la capacité de former en présence d'eau une pâte qui durcit même en l'absence d'air comme, par exemple, sous

l'eau. Ils sont constitués de silicates et d'aluminates anhydres. En présence d'eau, ces éléments s'hydratent et forment par cristallisation des produits plus stables ce qui provoque la prise du ciment.

Il existe plusieurs sortes de ciment offrant des caractéristiques différentes. Le plus usuel est le ciment dit « portland » il est issue de la cuisson à haute température d'un mélange d'environ 2/3 de silicate de calcium. Le reste étant composé principalement d'oxyde de fer et d'oxyde d'aluminium.

Les ciments Portland résultent du broyage du clinker, produit obtenu après la cuisson à haute Température à 1450°C d'un mélange convenablement dosé en calcaire (80%) et en argile (20%). Des constituants secondaires sont, éventuellement, ajoutés : laitiers, cendres ou pouzzolanes à diverses teneurs.

La nature des matières premières, le procédé de fabrication et la vitesse de refroidissement déterminent la composition chimique finale du clinker. Les tableaux suivants présentent les composants essentiels :

*Tableau 2.1 : composition chimique des clinkers. (Benzina, 2009)*

Elément	CaO	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	Na <sub>2</sub> O+K <sub>2</sub> O
%	62-67	19-25	2-9	1-5	0-3	0- 1,5

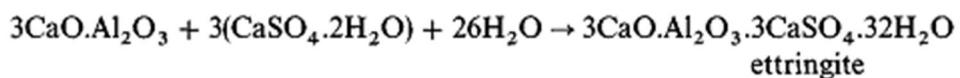
*Tableau 2.2 : Composition chimique du ciment.*

Matières	Formule chimique	Convention chimique	Pourcentage
Silicate tricalcique	3CaO.SiO <sub>2</sub>	C <sub>3</sub> S	50%-70%
Silicate bicalcique	3CaO.SiO <sub>2</sub>	C <sub>2</sub> S	15%-30%
Aluminate tricalcique	3CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>3</sub> A	5%-10%
Aluminoferrite tétracalcique	4CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>4</sub> AF	5%-15%

Tableau 2.3 : Convention chimique cimentière.

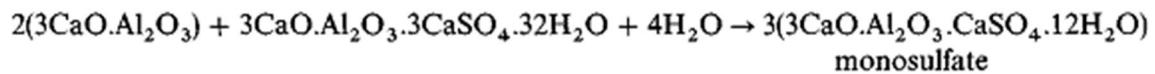
	Convention cimentière chimique
CaO	C
SiO <sub>2</sub>	S
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	A
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	F
H <sub>2</sub> O	H
SO <sub>3</sub>	S

- Lors de l'hydratation du ciment, un ensemble de réactions très complexes se poursuit dans le temps. Il est, en fait, formé de silicates, d'aluminates de chaux et de Ferro-aluminate de chaux en quantités variables. Leur dissolution partielle et progressive dans la solution interstitielle du béton permet le maintien d'un PH élevé (entre 12 et 13) qui va être un point essentiel de la durabilité des armatures. En simplifiant le phénomène de prise et de durcissement du ciment Portland, on peut dire Une partie de l'aluminate tricalcique C<sub>3</sub>A réagit avec la chaux des silicates pour donner un aluminate de chaux hydraté mais la réaction est freinée puis stoppée par la présence des ions SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> du gypse qui se combinent à une autre partie de l'aluminate pour former de l'ettringite de formule 3CaO. Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.3CaSO<sub>4</sub>. 32 H<sub>2</sub>O.



Cette ettringite enrobe les grains d'aluminate et d'alumino-ferrite d'une membrane qui bloque pendant un certain temps l'hydratation. Après à peu près deux à trois heures, les réactions reprennent et se poursuivent par l'hydratation assez rapide, du silicate tricalcique C<sub>3</sub>S et par celle plus lente du silicate bicalcique C<sub>2</sub>S. Après un délai voisin de 24 heures, on obtient le monosulphate de formule

$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ , des aluminates hydratés et de l'hydroxyde de fer. Le début de prise commence à peu près au moment où peuvent se former les microcristaux de silicate de calcium hydraté C-S-H. La formation des hydrates de silicate de calcium et d'hydroxyde de chaux  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (la Portlandite). La cristallisation est accompagnée d'une élévation de la température (réaction de type exothermique).



Le résultat final de l'hydratation du ciment est la formation d'un ensemble structuré de matière solide et de pores. Il y a présence majoritaire des composés C-S-H de formule chimique  $(\text{CaO})_x \cdot (\text{SiO}_2)_y \cdot (\text{H}_2\text{O})_z$  qui sont des précipités en forme d'aiguilles assurant le caractère de solidité.

### 2.1.2 Les granulats

La nature minérale des granulats est un critère fondamental pour leur emploi, chaque roche possédant des caractéristiques spécifiques en termes de résistance mécanique, de tenue au gel et de propriétés physico-chimiques. Les granulats les plus usuels pour la fabrication des bétons sont élaborés à partir de roches massives (granulats concassés). La taille d'un granulat répond à des critères granulométriques précis. En particulier, la distribution de taille des agrégats doit conduire à une réduction du volume des vides et à une optimisation de la compacité du béton. La présence de substances organiques ou argileuses sur la surface des granulats s'avère importante : dans ce cas on peut avoir des effets nocifs sur la réaction d'hydratation et à l'interface pâte - granulat ce qui cause une mauvaise adhésion de l'agrégat à la pâte de ciment.

### 2.1.3 L'eau

L'eau constitue le réactif indispensable pour la prise du ciment. Elle intervient dans toutes les phases d'évolution du béton et influences toutes ses propriétés. L'eau a essentiellement deux fonctions :

- une fonction physique, qui confère au béton frais les propriétés rhéologiques d'un liquide (permettant donc son écoulement et le moulage).

- une fonction chimique en tant que réactif de la réaction de prise.

Elle sert aussi à mouiller les agrégats et donc à assurer un bon lien avec la pâte de ciment.

### 2.1.4 Les adjuvants

Les adjuvants sont incorporés au béton en faible quantité (moins de 10 kg/m<sup>3</sup>). Les réducteurs d'eau vont permettre soit d'utiliser moins d'eau pour une qualité égale, soit de réaliser un béton très fluide avec une quantité d'eau moindre. Les superplastifiants ou fluidifiants possèdent des propriétés similaires à celles des réducteurs d'eau, mais avec une efficacité beaucoup plus importante. Ils permettent des fluidités extrêmes et sont utilisés pour produire des bétons autoplaçants et autonivelants. D'autres adjuvants autorisent la modification de la prise et du durcissement comme les accélérateurs de prise. Ils vont permettre de décoffrer plus rapidement lors de températures faibles. Au contraire des retardateurs qui sont utilisés pour maintenir l'ouvrabilité du béton sur une plus grande durée. A savoir également que : les hydrofuges de masse rendent les bétons imperméables aux liquides, les entraîneurs d'air vont quant à eux le rendre insensible au gel et aux produits dégivrants.

## 2.2 MECANISMES DE DEGRADATION DU BETON

Les ouvrages en béton armé constituent le matériau composite le plus couramment employé. La dégradation du béton se fait à partir de différentes attaques chimiques résultant de diverses réactions. Seuls deux mécanismes contribuent au développement de la corrosion des aciers dans le béton : la carbonatation et la pénétration des ions chlorure. Les attaques peuvent être également d'origine physique comme les cycles de gel-dégel, provoquant des fissurations à l'origine de la pénétration d'agents agressifs.

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations.

### 2.2.1 Action des cycles gel-dégel

Un béton en contact avec l'environnement extérieur contient toujours une grande quantité d'humidité. Il est généralement admis que l'accroissement de volume, de l'ordre

de 9 %, accompagnant la transformation de l'eau en glace (le béton contient toujours de l'eau non combinée, une partie de cette eau gèle dès que la température descend de quelques degrés en dessous de 0 °C). Dans la zone atteinte par le gel, des cristaux de glace se forment dans les plus gros capillaires, créant un déséquilibre thermodynamique qui va déclencher une migration de l'eau des capillaires les plus fins vers les capillaires dans lesquels l'eau est gelée (l'eau dans les capillaires les plus fins restant à l'état liquide). C'est l'accroissement des pressions hydrauliques dans les capillaires, engendré par ces mouvements de l'eau interne non gelée vers les « fronts de congélation », ainsi que les pressions osmotiques créées par les différences de concentrations en sels dissous entre l'eau située à proximité de l'eau gelée et celle non gelée (présente dans les capillaires fins), qui est considéré aujourd'hui comme la cause principale des dégradations. Ces pressions (hydrauliques et osmotiques) peuvent localement fissurer la pâte de ciment, si elles sont supérieures à la résistance à la traction de la pâte. Ce sont les modifications répétées et alternées de température (température positive à température négative) qui après un certain nombre de cycles peuvent dégrader le béton. Les dégradations sont le résultat d'un endommagement progressif. Elles dépendent de la vitesse de descente en température, du nombre de cycles et de la durée du gel. Les dégradations de gel interne ne se produisent pas lorsqu'il existe dans le béton un réseau de petites bulles d'air, dense et homogène, permettant le déplacement de l'eau ou lorsque la quantité d'eau gelable est suffisamment faible. Pour empêcher l'apparition de pressions excessives dans le béton, il est possible de créer, grâce à un agent entraîneur d'air, un réseau de bulles qui doivent être nombreuses, de petites dimensions, bien réparties et suffisamment rapprochées. Ce réseau de bulles va servir de « vases d'expansion » permettant les mouvements de l'eau et la formation de glace sans préjudice pour le matériau. L'agent entraîneur d'air a un double rôle:

- maintenir dans le béton un pourcentage d'air de l'ordre de 3 à 8 % du volume de béton;
- fractionner les bulles en de nombreuses petites bulles de faibles dimensions (créer le plus grand nombre de bulles de petites dimensions).

En conclusion:

- la glace se forme d'abord dans les pores les plus grands et ensuite, lors d'un abaissement plus poussé de la température, dans les plus petits,

- la résistance au gel augmente lorsque le nombre et la section des pores capillaires sont limités, ce que l'on obtient en adoptant un rapport E/C le plus faible possible (max 0.55 dans un environnement normal et 0.5 dans un environnement marin).
- les cycles de gel-dégel qui entraînent gonflements et fissuration du béton par gel interne et un délitage de la zone superficielle (dégradation superficielle), appelé écaillage.

### 2.2.2 Pénétration des chlorures

La présence d'ions chlorure en concentration élevée dans le béton au niveau des armatures provoque une dépassivation de l'acier et par suite sa corrosion. Dans les environnements riches en ions chlores, une partie de ces espèces diffuse et reste à l'état dissout et une autre fraction réagit avec les constituants de la pâte de ciment pour former des composés expansifs : l'oxychlorure de calcium, le monochloroaluminate de calcium et la chloroettringite. Au niveau du réseau cristallin, les silicates de calcium C-S-H insèrent également des ions  $\text{Cl}^-$  et se transforme en une structure poreuse et alvéolaire. Le coefficient de diffusion des ions chlorure est donc un paramètre fondamental de la durabilité du béton armé, lorsque ce dernier se trouve exposé à des sels marins.

Le mécanisme réactionnel avec les ions chlorures peut être illustré par les étapes suivantes :

- la première étape consiste en la transformation de la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  en chlorures de calcium  $\text{CaCl}_2$ .



- la deuxième étape est fonction de la teneur en chlorures dans le milieu

Dans le cas d'un milieu dont la teneur en chlorures est inférieure à 30g/l, il se forme du chloroaluminate qui est moyennement expansif.



Dans le cas d'un milieu dont la concentration en chlorures est supérieure à 100g/l il apparaît du chloroettringite qui est un solide très expansif.



Le profil de concentration en chlorures libres dans un béton est une courbe concentration-profondeur strictement décroissante (profil de diffusion) si les cycles d'humidité/séchage sont négligeables. Sinon, ce profil n'est décroissant qu'à partir d'une certaine profondeur.

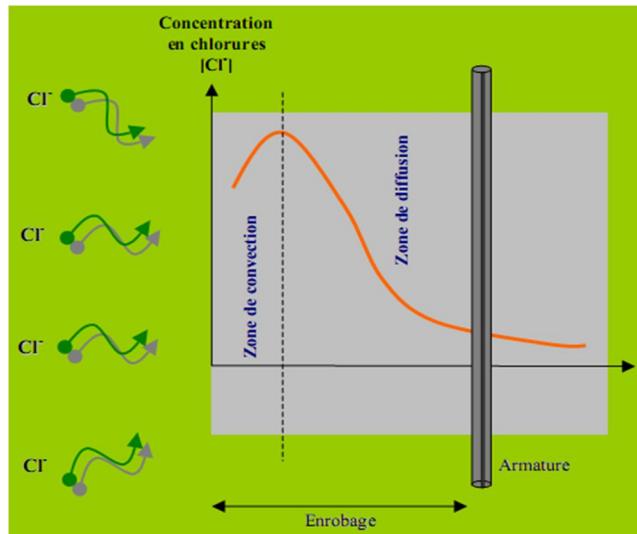
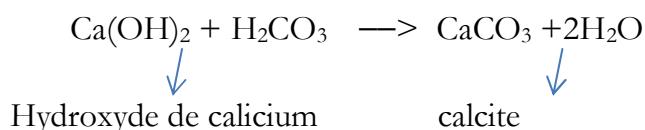
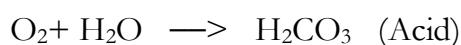


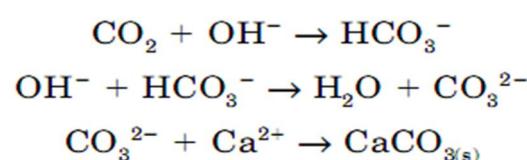
Figure 2.1 : concentration chlorure en fonction de la profondeur (CETMEF,guide de béton en site maritime,2008)

### 2.2.3 Pénétration du gaz carbonique ( $\text{CO}_2$ )

Le gaz carbonique contenu dans l'air a tendance à se combiner avec les produits hydratés, en commençant par les bases alcalines dissoutes dans la solution aqueuse interstitielle, en particulier la Portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , selon une réaction produisant du carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$ :



Qù



La carbonatation du béton est un phénomène conduisant à la corrosion des armatures du béton armé. C'est-à-dire Le milieu basique (pH 12 à 13) se trouve progressivement modifié par la neutralisation de l'acidité du ciment pour atteindre un pH de l'ordre de 9, n'assurant plus la protection des armatures et entraînant une dépassivation de l'acier (destruction de la couche de passivation), ce qui développe une réaction d'oxydation à la surface des armatures. La perméabilité aux gaz est donc un paramètre fondamental de la durabilité du béton armé. Elle caractérise la capacité du béton à résister à la pénétration des gaz. D'une manière générale, la vitesse de progression du front de carbonatation diminue avec le temps. Cette progression est fonction de paramètres liés aux caractéristiques du béton (nature et dosage du ciment, dosage en eau, porosité et perméabilité) et au milieu environnant. Plus le béton est compact, le dosage en ciment élevé, le rapport eau/ciment faible et la résistance du béton élevée, plus la progression du front de carbonatation est lente. Tout ce qui conduit à diminuer la porosité du béton retarde l'échéance de dépassivation des armatures.

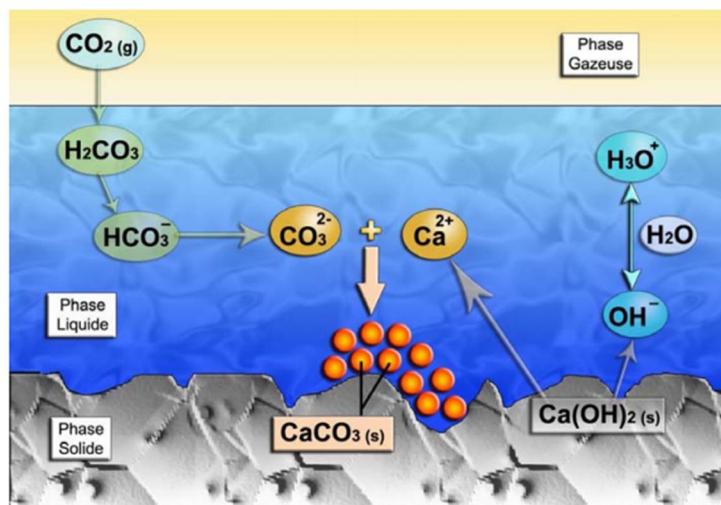


Figure 2.2 : mécanisme de carbonatation de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . (Thiery, 2005)

L'humidité relative de l'air joue, en particulier, un rôle important : la vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 65 %, pratiquement nulle en atmosphère sèche ou pour des bétons complètement saturés en eau.

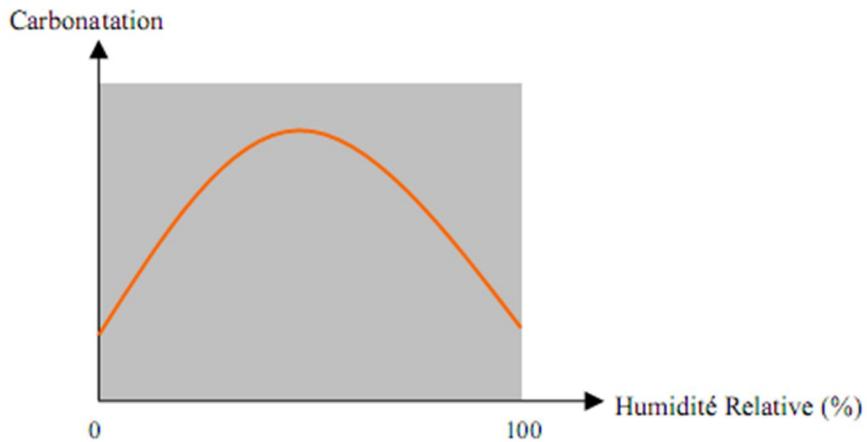


Figure 2.3 : Courbe carbonatation-Humidité relative (CETMEF,guide de béton en site maritime,2008)

- On peut mesurer la profondeur de carbonatation par un essai de coloration à la phénolphtaléine.

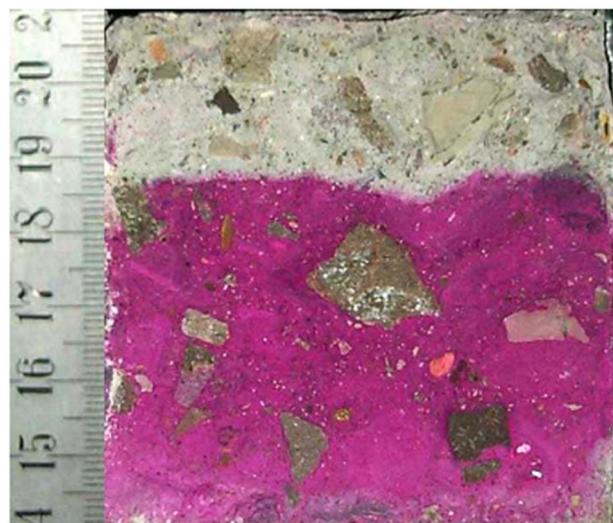


Figure 2.4 : Evaluation de la profondeur carbonatée à l'aide d'un indicateur coloré (phénolphtaléine). La mesure est faite sur une fracture fraîche de béton (coloration rose : zone non carbonatée) (AFGC, 2004).

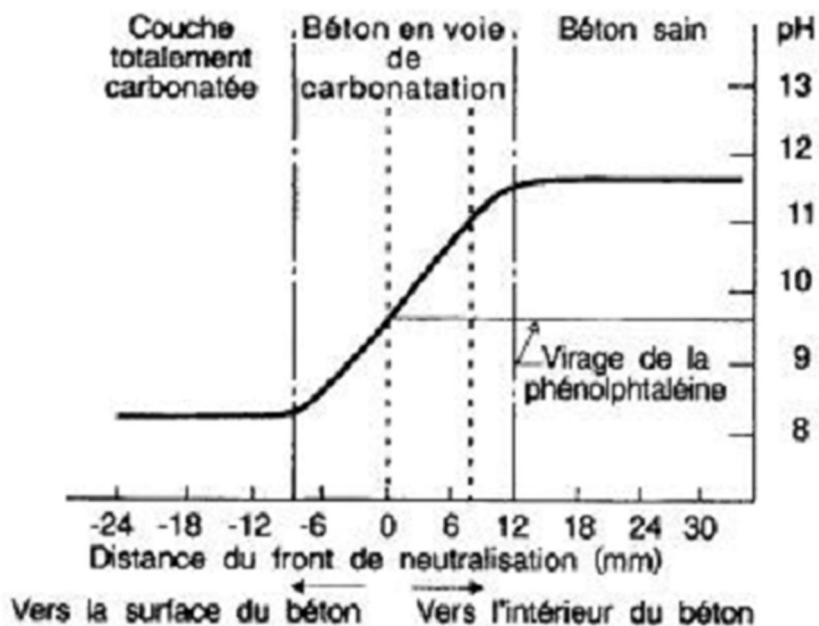


Figure 2.5 : Gradient de pH en fonction de la profondeur carbonatée. [Tiré de Baron, J. et Ollivier, J.-P. 1992 *La durabilité des bétons*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 453 p.].

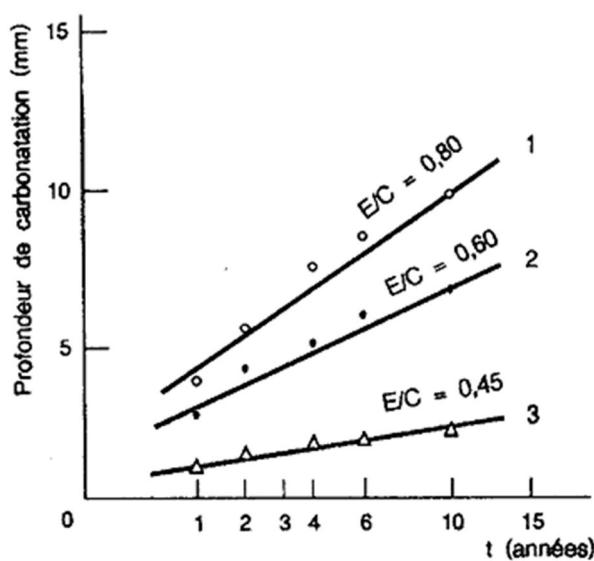


Figure 2.6 : Évolution de la profondeur de carbonatation en fonction du temps et du rapport E/C (20 °C - 50% HR). (Tiré de Baron, J. et Ollivier, J.-P. 1992 *La durabilité des bétons*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 453 p.).

- On peut ralentir la progression de la carbonatation en:
  - Augmentant le dosage en ciment
  - Diminuant le rapport E/C (Figure 2.6)

- Augmentant le temps de cure
- Augmentant la résistance à la compression

#### 2.2.4 *Réaction alcali-granulat*

Le phénomène d'alcali-réaction résulte de l'action des alcalins solubles (oxyde de sodium  $\text{Na}_2\text{O}$  et oxyde de potassium  $\text{K}_2\text{O}$ ) du béton sur une certaine forme de silice réactive, en présence d'eau. Il correspond à un ensemble de réactions chimiques complexes qui peuvent se déclencher entre certaines phases minérales contenues dans les granulats et la solution interstitielle fortement basique du béton, lorsque plusieurs conditions sont réunies simultanément : présence d'une forme de silice des granulats dite « potentiellement réactive », des alcalins du béton et de l'eau en quantité suffisante. Il s'agit de réactions internes au béton mettant en jeu essentiellement les éléments présents à l'origine dans le béton et un apport d'eau externe. En l'absence de précaution, cette pathologie peut apparaître dans les parties d'ouvrages les plus sévèrement exposée à l'humidité. On observe la formation d'un gel expansif silico-calco-alcalin qui peut provoquer, en particulier, au cœur du béton, des déformations et une microfissuration du matériau. Les contraintes expansives génèrent, si elles dépassent la résistance en traction du béton, un décollement à l'interface pâte-granulats et la formation de microfissures à l'interface béton-armatures qui se matérialisent en surface par une fissuration orientée selon la direction des aciers. A ce stade, les fissures modifient les propriétés de transfert du béton et peuvent donc favoriser la pénétration des agents agressifs (chlorures, gaz carbonique) et donc la corrosion des armatures.

Trois conditions sont nécessaires pour amorcer et entretenir ces réactions :

- le béton contient des granulats réactifs vis-à-vis de l'alcali-réaction (roches à risque : grès, gneiss, granite, calcaires dolomitiques...) ;
- la teneur en alcalins actifs est élevée (essentiellement apportés par le ciment) ;
- l'environnement est humide.

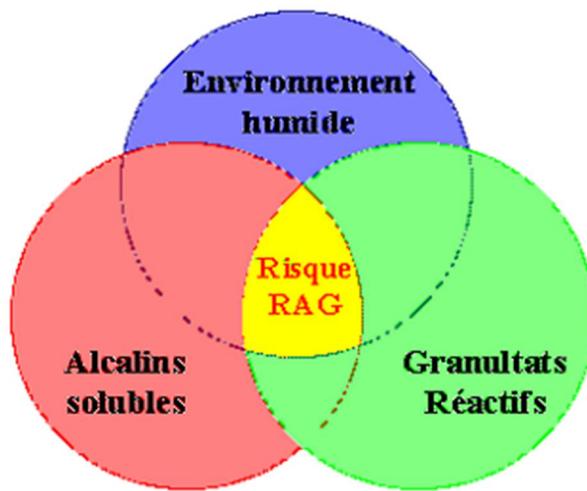


Figure 2.7 : Conditions qui provoquent le risque R.A.G (CETMEF, guide de béton en site maritime, 2008)

## 2.2.5 Dégradation due aux sulfates

### 2.2.5.1 Réaction sulfatique interne

La réaction sulfatique interne (RSI) est définie par la formation différée d'ettringite (produit expansif pouvant générer des gonflements) dans un matériau cimentaire après la prise du ciment et sans apport de sulfates externes. Les ions sulfates d'origine interne peuvent provenir des granulats (pyrites), du ciment ou être libérés par les produits d'hydratation. En cas de réaction sulfatique interne, la formation d'ettringite différée, alors que le béton est mécaniquement rigide, peut être préoccupante. Cette réaction touche les structures qui ont subi une élévation excessive de température lors de la prise du béton : elle peut concerner par exemple des pièces préfabriquées traitées thermiquement ou des structures massives (épaisseur supérieure à 1 m) coulées en période chaude.

Comme pour la réaction alcali-granulat, la réaction est activée par la présence d'eau (interne ou apportée par le milieu extérieur) et les symptômes sont proches de ceux de la réaction alcali-granulat : gonflement du béton avec faïençage visible en parement.

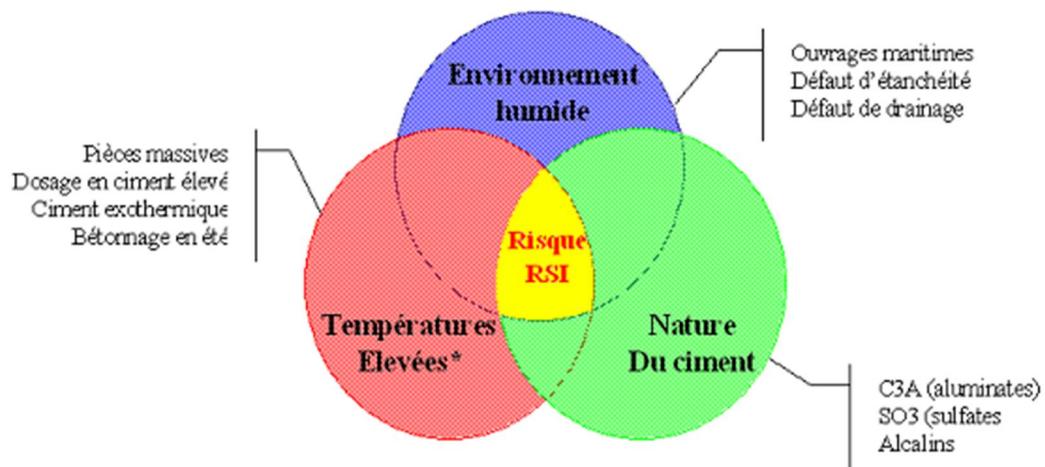
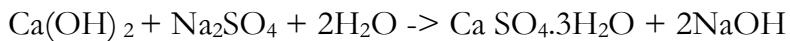


Figure 2.8 : Conditions qui provoquent le risque R.S.I (CETMEF guide de béton en site maritime.2008)

### 2.2.5.2 Réaction sulfatique externe

Le sol et les eaux souterraines peuvent contenir des sulfates. Leur présence peut également être la conséquence de diverses activités industrielles ou de l'utilisation d'engrais. Les ions de sulfate pénètrent à l'intérieur du béton soit par diffusion, soit par absorption capillaire et y réagissent de la manière suivante:



Dans cette réaction chimique, un des produits qu'on obtient est le gypse ou le sulfate de calcium. Le sulfate de calcium réagit uniquement avec les aluminaux de calcium hydraté et forme ainsi un sulfo-aluminate de calcium ou du précipité d'ettringite secondaire  $\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$  dont la propriété est de gonfler. L'ettringite expansive introduit au cours de son accumulation dans le béton, des contraintes internes supplémentaires qui se traduisent par des efforts de traction - cisaillement. Leurs valeurs sont très élevées comparativement à la résistance à la traction de la pâte de ciment. Par conséquent, il y a apparition et élargissement des fissures préexistantes. L'amplification de ce phénomène au cours du temps entraîne la décohésion de l'ouvrage.

Pour éviter une attaque due aux sulfates, on fera les choix suivants:

- Utiliser Un ciment Portland à haute résistance aux sulfates donne un béton avec une teneur en aluminaux de calcium fort réduite.

- Réaliser une perméabilité limitée. Selon la teneur en sulfates à laquelle le béton est exposé, il faut respecter des valeurs minimales pour la teneur en ciment et maximales pour le rapport eau/ciment.

### 3 LA CORROSION : PHENOMENE ET CARACTERISATION

#### 3.1 DEFINITION

La corrosion des armatures est reconnue comme étant le mécanisme de dégradation prédominant dans les structures en béton armé, affectant sérieusement leur durabilité ; elle est liée à des réactions chimiques ou électrochimiques entre l'acier et son environnement. Selon le cas, la corrosion peut être concentrée localement pour former des piqûres, ou s'étendre sur une surface importante : on parle alors de corrosion généralisée. Quelle que soit sa forme, la corrosion des armatures peut se traduire par la réduction de la section d'acier, par la perte d'adhérence entre le béton et les armatures, par la fissuration et par la dégradation du béton d'enrobage.

Nous nous intéresserons essentiellement à la corrosion aqueuse (corrosion électrochimique) car c'est l'un des phénomènes les plus importants qui correspond au processus de corrosion de l'acier dans le béton. Son existence est conditionnée par la présence simultanée en surface du métal de zones cathodiques et anodiques. Ces zones peuvent subir des réactions d'oxydation et de réduction lorsqu'elles sont en contact avec une solution électrolytique conductrice d'ions. Cette forme de corrosion est due à la formation de micro-piles à l'intérieur du métal lui-même.

#### 3.2 PROCESSUS DE CORROSION

La corrosion résulte d'interactions physico-chimiques entre le métal et l'environnement provoquant des modifications de ses propriétés accompagnées d'une dégradation du métal. EVANS est le premier à avoir défini la corrosion comme un processus électrochimique, en présence de phase liquide. Il existe différents types de corrosion : uniforme, galvanique (dite bimétallique), caverneuse, par piqûres et sous contrainte. En général, l'origine de la corrosion est la formation d'une pile électrochimique, qui se forme lorsqu'il y a une différence de potentiel entre deux parties à la surface du métal. Ainsi, la surface de l'acier dans le béton est constituée d'une multitude de micro-piles constituées de zones anodiques et de zones cathodiques. Les armatures dans le béton sont protégées

grâce à l'alcalinité forte du béton ( $\text{pH} > 12$ ). Dans ces conditions, un film protecteur très mince et adhérent, nommé film passif, se forme à la surface de l'acier. Ce film d'oxyde protège les aciers contre la corrosion dans les conditions normales. En présence d'eau et d'oxygène, ce film passif peut être détruit par des agents agressifs comme les chlorures ou les sulfates. La corrosion des armatures dans le béton a principalement lieu à la suite de la carbonatation du béton d'enrobage et de la pénétration des chlorures.

Le dioxyde de carbone réagit avec les hydrates de la pâte de ciment en produisant un abaissement du pH qui conduit à une déstabilisation de la couche passive formée sur l'acier.

Les ions chlorures pénètrent dans la structure poreuse du béton et peuvent atteindre l'armature. S'ils sont présents en quantité suffisante autour de la couche passive, ils forment des complexes avec les ions métalliques et déplacent les molécules d'eau. Ces produits diffusent en suite dans la solution interstitielle. La corrosion ne se forme qu'en présence d'oxygène et d'humidité relative comprise entre 70% et 80%. Lorsque l'atmosphère est très sèche (humidité relative < 40% et donc absence d'électrolyte), ou lorsque le béton est totalement immergé dans l'eau désaérée (manque d'oxygène), la corrosion ne se produit en principe pas. Le développement de la corrosion de l'acier dépend aussi d'autres facteurs comme le rapport E/C, le type de ciment, les additions minérales, la qualité de l'interface acier-béton, l'épaisseur d'enrobage, la température, le pH, le potentiel de l'acier, les hétérogénéités de la surface de l'acier, etc.

- Selon Tuutti, 1982, l'évolution de la corrosion des aciers d'armature s'effectue généralement en deux étapes :

- Au début, l'acier est stabilisé par la couche de passivation qui empêche la formation de rouille.

- Durant la phase d'amorçage se produit la dépassivation progressive de l'acier. Cette dépassivation peut être engendré par de nombreux facteurs dont:

- Carbonatation (baisse du pH).

- Pénétration des ions chlorure

- Durant la deuxième phase se produit la propagation de la rouille produite par des réactions d'oxydation à la surface du métal. La formation des produits d'oxydation provoque un gonflement qui finit par provoquer la fissuration de l'enrobage.

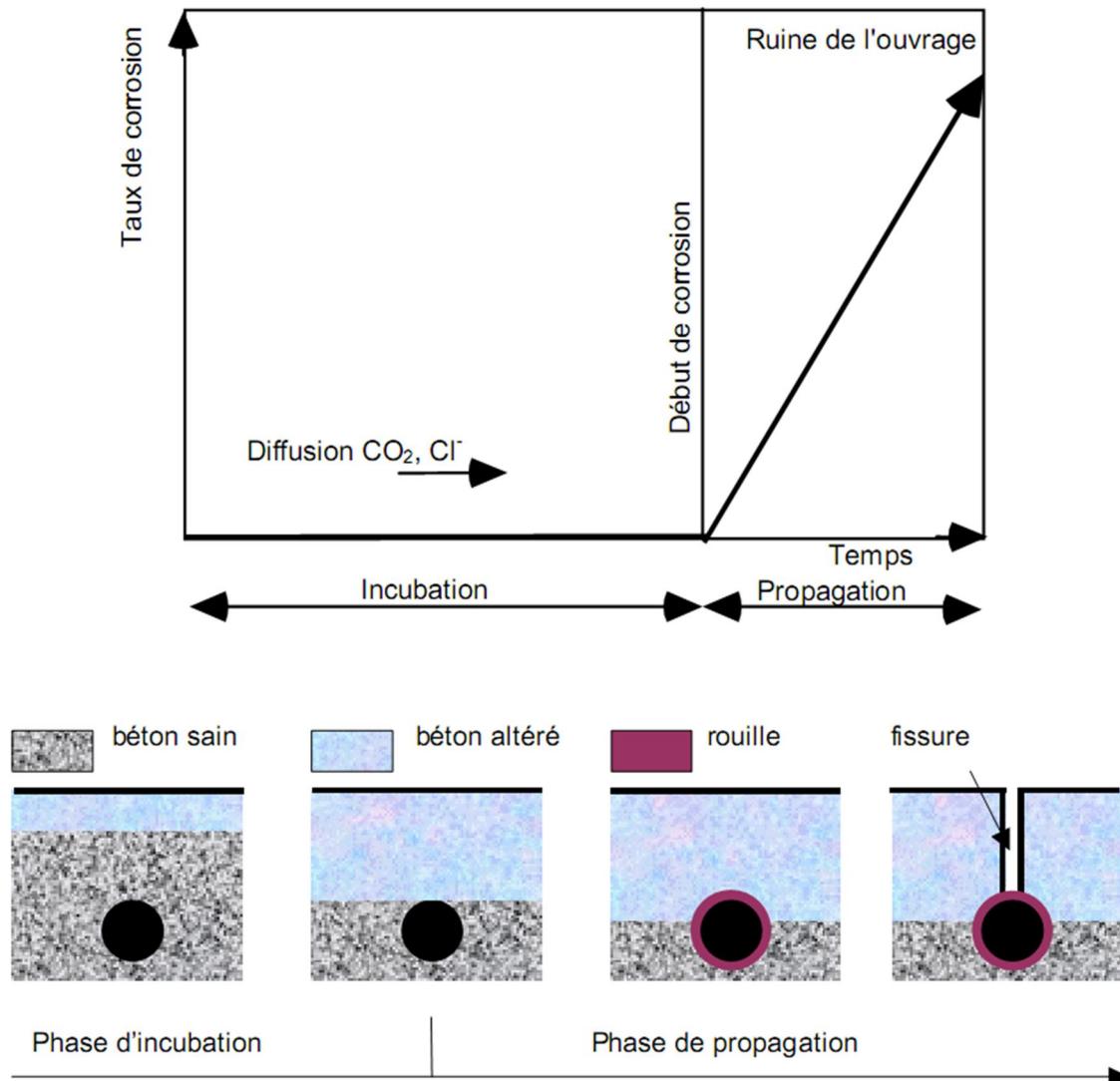


Figure 2.9: Corrosion des armatures du béton armé. Phases d'incubation et de propagation. (Tuutti. 1982)

### 3.3 NATURE ELECTROCHIMIQUE DE LA CORROSION

Lorsque les aciers sont noyés dans le béton frais, la solution alcaline des pores du béton produit une oxydation rapide en surface de l'acier pour former une couche d'oxyde, appelé film passif (Rosenberg et coll. 1989, Bentur et coll. 1999, Broomfielf 1997). Ce phénomène, appelé passivation, n'arrête pas la réaction de corrosion, mais la limite à quelques microns par année (Rosenberg et coll. 1989). Cependant, les structures

sont soumises à des conditions environnementales impliquant la pénétration d'agents agressifs tel que les ions chlorure et sulfate (Rosenberg et coll. 1989, Bentur et coll. 1999, Broomfield 1997, Dehwah et coll. 2002). La présence de ces ions, particulièrement les ions chlore, au pourtour de l'armature, compromet la stabilité du film passif et accélère la réaction de corrosion (dépend de l'agent agressif mais, également, de l'importance de la fissuration du béton).

La corrosion des armatures en acier dans le béton est un mécanisme électrochimique. Ce type de mécanisme implique la présence d'ions dans la phase aqueuse au contact du métal. Pour le béton, il s'agit de la phase liquide présente dans le réseau poreux et dont la composition est régie, d'une part, par les composés solides de la matrice cimentaire et, d'autre part, par les espèces chimiques ayant pénétré dans le béton par l'intermédiaire du réseau poreux.

Ce processus électrochimique implique l'existence :

- une zone anodique correspondant à l'oxydation du fer,
- une zone cathodique correspondant à la réduction d'espèces chimiques en solution (par exemple l'eau ou l'oxygène dissous),
- un milieu conducteur d'électrons (l'acier),
- un milieu électrolytique (la solution interstitielle du béton) assure le transport des ions par diffusion.

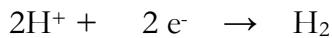
Pour constituer une pile électrochimique. La création de ces piles sur l'armature conduit à la dissolution du métal dans les zones anodiques selon la réaction d'oxydation du fer :



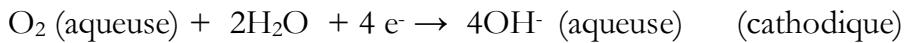
Les électrons libérés par la réaction anodique sont consommés à la cathode par la réaction cathodique ou de réduction :

- En absence d'oxygène : La réaction qui se produit en milieu acide en l'absence d'oxygène conduit à un dégagement d'hydrogène pouvant être naissant, ce qui favorise la

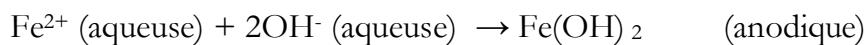
corrosion fissurante sous tension des armatures de précontrainte, qui peuvent être sensibles à cette forme de corrosion.



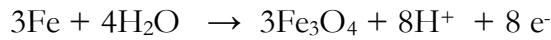
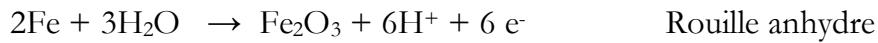
- En présence d'oxygène :



Ensuite, Dans les cas les plus courants, les ions ferreux dissous réagissent avec les ions hydroxyles  $\text{OH}^-$  de façon à former les hydroxydes ferreux :



En présence de l'oxygène Les réactions se poursuivent pour donner :



Puis, une oxydation lente conduit aux oxydes hydratés :  $\gamma\text{-FeOOH}$  (lépidocrocite) qui représente la rouille fraîchement formée,  $\alpha\text{-FeOOH}$  (goethite) qui représente la rouille vieillie, et la magnétite  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ . La rouille formée sur les armatures est un mélange en proportions variables, dépendant de l'âge du béton, de la nature de l'environnement, des effets climatiques, etc., de géothite ( $\alpha\text{-FeOOH}$ ), lépidocrocite ( $\gamma\text{-FeOOH}$ ) et magnétite ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ). Sa formation conduit rapidement à l'apparition des tensions internes autour de l'armature et dans le béton d'enrobage qui finalement se rompt.

- Cette représentation du processus de corrosion est une simplification du phénomène de corrosion.

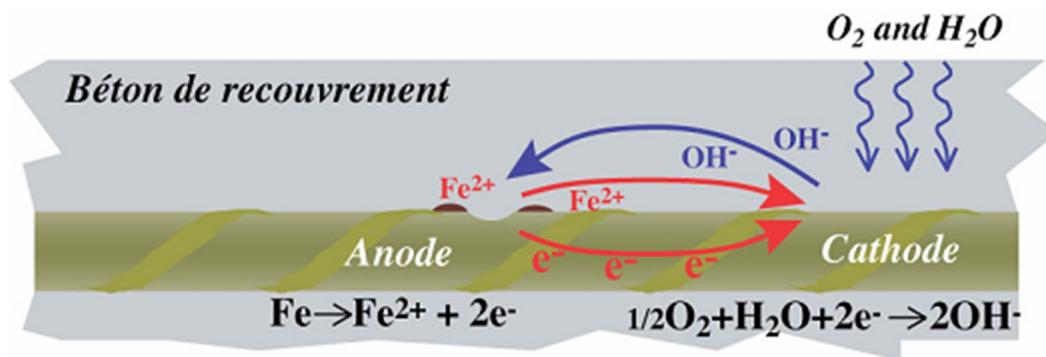


Figure 2.10 : Dépassivation de l'acier et formation d'une pile de corrosion (ENPC, 1998)

Pendant le processus, un courant de corrosion se développe entre la cathode et l'anode. Le taux de corrosion (quantité de fer dissous) est proportionnel au courant de corrosion.

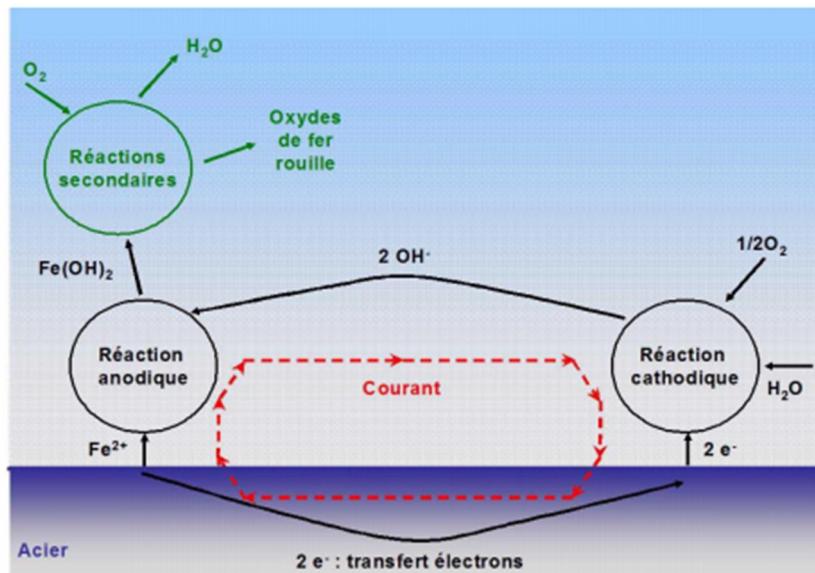


Figure 2.11 : Représentation schématique de la réaction de corrosion des aciers (Houst, 1989).

La corrosion des aciers d'armature peut provoquer des dommages au béton parce que la rouille est formée de produits fortement gonflants. Dépendant de l'état d'oxydation, le fer métallique peut former des oxydes dont le volume peut être jusqu'à 6 fois supérieur au volume initial.

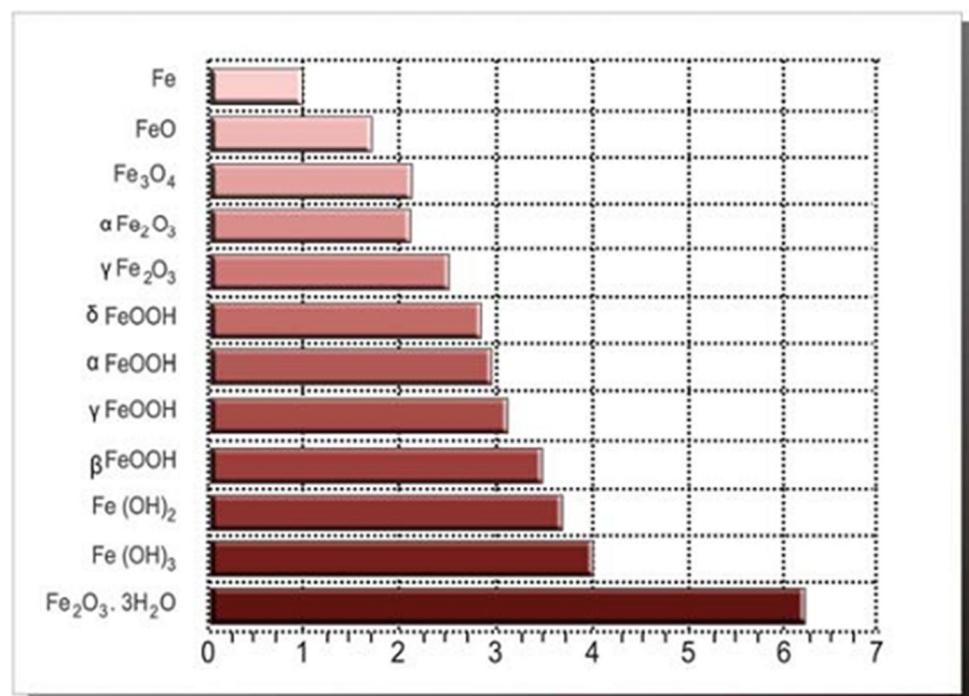


Figure 2.12 : Volume relatif des produits d'oxydation du fer. (Liu and Weyers 1998).



Figure 2.13 : Dégradation due à la corrosion des armatures. (T.Q.Nguyen, 2007)

### 3. 4 PASSIVATION DES ARMATURES DANS LE BETON

Le pH de la solution interstitielle d'un béton sain et bien dosé varie entre 12,5 et 13,6. Cette dispersion dépend de la teneur (dans le ciment) en éléments ayant des propriétés basiques (ions calcium, sodium ou potassium surtout). Cette alcalinité résulte de

l'hydratation des silicates de calcium  $C_3S$  et  $C_2S$  qui produit de l'hydroxyde de calcium selon la réaction simplifiée :



L'hydroxyde de calcium produit par cette réaction est en équilibre dans l'eau interstitielle contenue dans les pores du béton d'où la valeur élevée du pH de cette solution. Pour cette raison, les ciments autorisés à l'emploi dans les ouvrages en béton armé, doivent contenir une quantité de  $Ca(OH)_2$  suffisante pour maintenir longtemps ce caractère alcalin du béton. En effet, pour les valeurs de pH aux environs de 12, l'acier se trouve dans des conditions thermodynamiques favorables à sa passivation: il est constamment recouvert par une couche protectrice connue sous le nom de film de passivation. Toutefois, la nature de ce film n'est pas encore bien élucidée. F. Dehwah pense que le film protecteur est constitué de  $FeO$  ou de  $FeOOH$ . Dans ces conditions, un très faible courant de passivation assure l'entretien du film suivant la réaction suivante :



Simultanément, les électrons libérés par cette réaction seront consommés au cours de la réaction de réduction de l'oxygène dissout:



D'autres chercheurs ont indiqué qu'en milieu interstitiel faiblement oxygéné, le potentiel de l'armature d'acier est de l'ordre de -900 mV/ECS et la passivation résulte de la formation d'une couche de magnétite qui est moins compacte que celle formée à base de  $FeOOH$ . La passivité est maintenue dans le béton grâce à une couche solide de chaux adjacente à la surface de l'armature. La stabilité de la passivation est ainsi maintenue.

Les diagrammes théoriques de corrosion (équilibres potentiel - pH) ont été établis par Pourbaix pour une température de 25°C et pour la pression atmosphérique normale qui représentent, en fonction du pH, le potentiel réversible des réactions d'électrode calculé par l'équation de Nernst : la température comme la pression agissent sur l'importance et la vitesse de la corrosion. Ces graphiques indiquent les domaines où une réaction peut se produire, ceux où il y a immunité (pas de réaction possible) et ceux où il y a passivation (la réaction peut se produire dans certaines conditions). Lorsqu'une réaction peut avoir

lieu, le diagramme de Pourbaix ne donne aucune indication sur la réalité de la corrosion ni sur sa vitesse.

La (Figure 2.14) montre un exemple de diagramme potentiel-pH pour le Fer tenant compte des oxydes formés,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  et  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ .

Les lignes représentant les limites de stabilité de l'eau à la pression atmosphérique : en dessous de la ligne (a) l'eau se réduit en formant de l'hydrogène et au-dessus de la ligne (b) l'eau s'oxyde en formant de l'oxygène. L'oxyde ferrique hydraté et la magnétite sont les seuls oxydes pris en compte et la concentration en ions ferreux et ferriques dissous est de  $10^{-6}$  moles par litre. Ainsi le rôle de l'oxygène dissous dans l'eau n'est pas pris en compte. Selon ce diagramme, le fer peut réagir avec les protons en milieu acide et neutre accompagné d'un dégagement d'hydrogène. Par contre en milieu alcalin, la corrosion de fer ne se produit pas car les oxydes formés par réaction avec les ions hydroxyles sont insolubles.

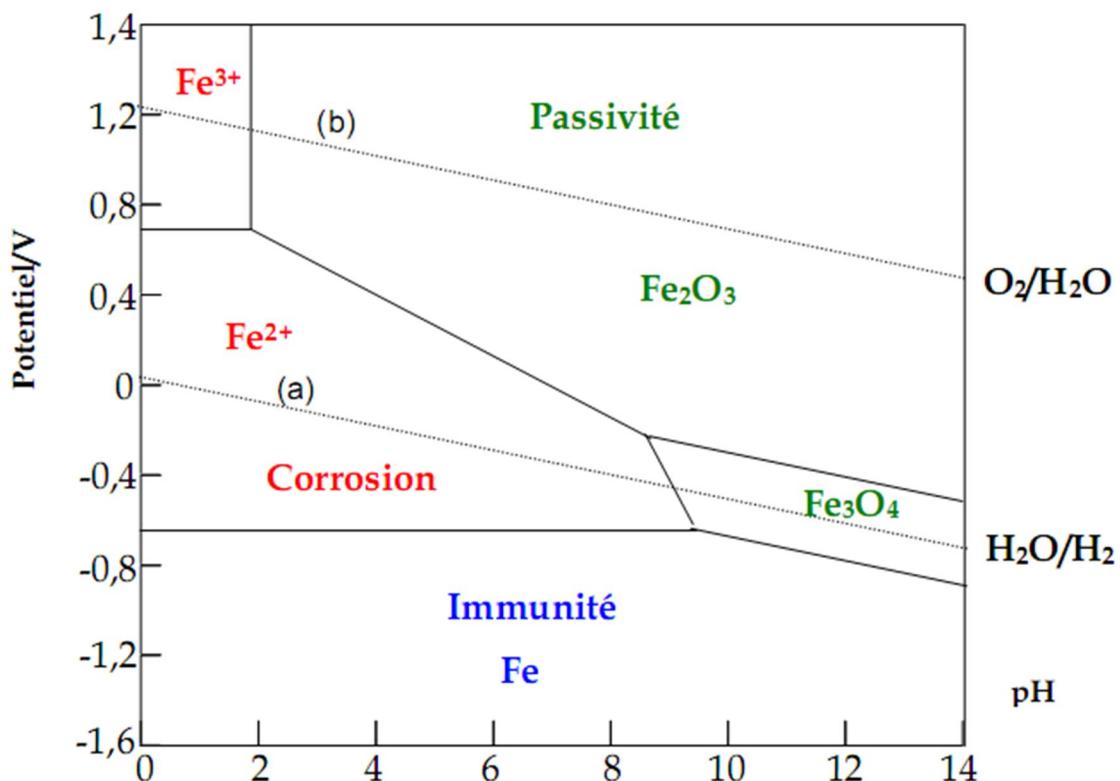


Figure 2.14 : Diagramme potentiel-pH théorique du système Fe-H<sub>2</sub>O à 25°C (Pourbaix 1974)

Lorsque les aciers sont dans une solution alcaline, ils se recouvrent d'un film d'oxyde d'épaisseur 1-5 nm. Dans le béton sain, ce film est homogène, continu et de 50-200  $\mu\text{m}$  d'épaisseur; sa composition chimique dépend du pH, du potentiel de l'acier et aussi de l'existence de l'oxygène.

L'interface acier-béton peut être dans un état passif, semi passif ou actif (corrosion). Pour l'état passif, le film d'oxyde se fait lentement et est composé de  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ - $\gamma$ - $\text{Fe}_2\text{O}_3$ . Pour l'état semi-passif, le film d'oxyde est constitué de deux couches, la première est directement sur la surface d'acier et composée de  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ - $\gamma$ - $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , la deuxième est formé du mélange de  $\alpha$ - $\text{FeOOH}$  et de  $\text{Fe}_3\text{O}_4$ - $\gamma$ - $\text{Fe}_2\text{O}_3$ . Cette couche est non homogène et poreuse due à sa formation rapide et, en conséquence, moins efficace contre la corrosion.

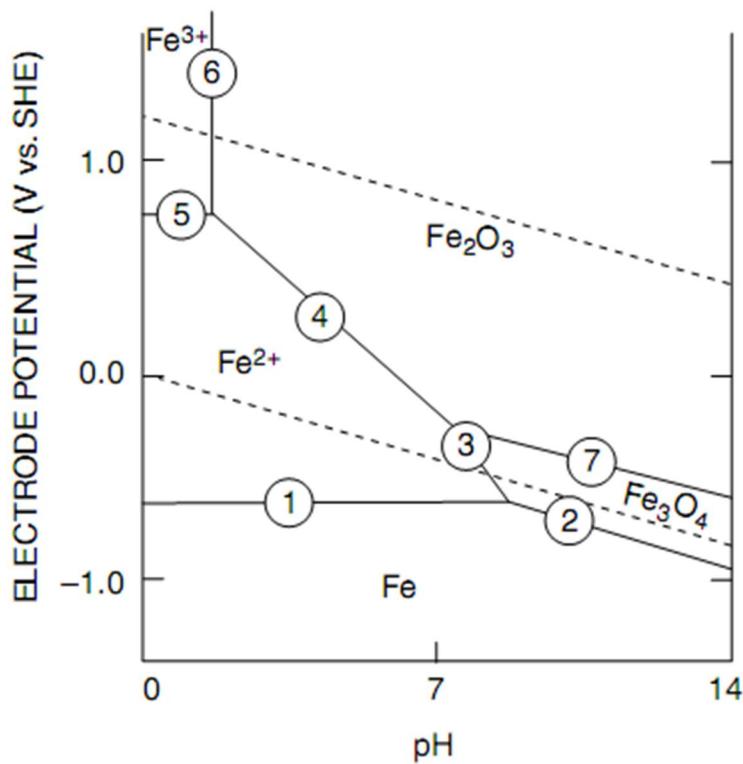


Figure 2.15 : diagramme de Pourbaix (Potentiel-pH) relatif au fer en milieu aquueux (Fe-H<sub>2</sub>O) La température 25°c. (Pourbaix, 1975)

1. oxydation de Fe pour donner  $\text{Fe}^{2+}$  plus  $2\text{e}^-$  ;
2. Réaction de Fe avec de l'eau pour donner magnétite, les ions d'hydrogène et les électrons ;
3. Réaction de  $\text{Fe}^{2+}$  avec l'eau pour donner magnétite, les ions d'hydrogène et les électrons ;
4. les ions ferreux réagissent avec de l'eau pour former l'oxyde ferrique ;
5. Les ions ferreux se développent en ions ferriques plus électron ;
6. Réaction des ions ferriques avec l'eau pour donner oxyde

ferrique et les ions d'hydrogène ; 7. réaction de magnétite avec de l'eau pour donner oxyde ferrique les ions hydrogène et les électrons.

### 3. 5 DEPASSIVATION DES ARMATURES DANS LE BETON

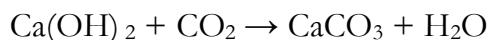
Dans la solution interstitielle du béton sain, les ions  $\text{Fe}^{2+}$ , produit de la réaction anodique, peuvent rester sous la forme  $\text{Fe(OH)}_2$  ou être oxydés en ions  $\text{Fe}^{3+}$  (qui se trouvent sous la forme  $\text{Fe(OH)}_3$ , formant le mince film passif à la surface de l'acier). Dans ce cas, l'acier est protégé et il n'y a pas de dommages détectables dus à la corrosion.

La corrosion de l'acier dans le béton se déclenche par la dépassivation. Ce terme désigne la destruction ou bien la perte d'étanchéité du film protecteur de produits initialement, formés sur le squelette métallique.

La dépassivation de l'acier dans le béton se produit le plus souvent par l'action de deux agents qui peuvent se présenter simultanément:

- Le dioxyde de carbone,  $\text{CO}_2$  (carbonatation)
- La présence de chlorures au niveau des armatures

Ces deux agents interagissent entre eux puisque la carbonatation peut affecter la diffusion des chlorures au sein du béton en changeant la structure des réseaux poreux. La carbonatation pourrait provoquer une réduction de la porosité totale et une redistribution de la taille des pores. Cela pourrait rendre la pénétration des chlorures plus difficile. L'état de corrosion actif fait suite à la carbonatation du béton d'enrobage qui correspond à la formation de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) à partir de la portlandite, et à une diminution simultanée du pH de la solution interstitielle du béton :



$$\text{pH} > 12 \quad \text{pH} < 9.5$$

Dans un tel béton la couche passive ne résiste pas et la corrosion démarre. Par ailleurs, lorsque la teneur en chlorure atteint ou dépasse une valeur critique, la couche passive ne peut plus protéger l'acier. La dépassivation nécessite un taux de  $\text{Cl}^-$  élevé si l'alcalinité de la solution interstitielle est suffisamment élevée. Par contre, si le pH est inférieur à 9.5, la

teneur critique en chlorure nécessaire pour provoquer la dépassivation est plus faible. La présence d'ions chlore attaque le film d'oxyde mais n'a pas d'influence sur la composition et la structure des produits de corrosion. C'est l'oxygène qui détermine la composition chimique de ces produits.

La dépassivation des armatures peut se produire plus facilement si le béton est fissuré car le processus de carbonatation se déroulant tout au long des fissures peut pénétrer plus profondément sous la surface. Par conséquent, dans les bétons carbonatés, même une très faible teneur en chlorures peut provoquer la dépassivation des aciers d'armature.

### 3. 6 ROLE DES CHLORURES

Les chlorures peuvent exister dans le béton selon les trois formes suivantes :

- libres et dissous dans la solution interstitielle ;
- absorbés physiquement sur les parois des pores du béton ;
- chimiquement liés, principalement sous la forme de chloroaluminates résultant des réactions chimiques entre les chlorures et des phases du ciment hydraté.

Ces trois formes sont en équilibre et leurs proportions respectives varient en fonction de nombreux facteurs tels que la teneur globale en chlorures, la nature du ciment, la composition et l'humidité du béton, son âge ou la température. D'un point de vue de la corrosion des armatures, ce sont les chlorures libres dissous (la première forme), qui participent au phénomène de corrosion.

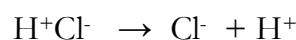
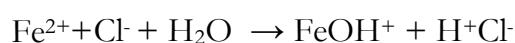
Les chlorures présents dans le béton peuvent avoir été introduits lors du gâchage, ou avoir pénétré à partir du milieu environnant. La vitesse de pénétration des chlorures dans les pores du béton varie selon la structure poreuse et les conditions d'exposition. En milieu saturé, elle peut être décrite par un processus de diffusion respectant la loi de Fick :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_a \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3.1)$$

Où :  $D_a$  est le coefficient de diffusion apparente qui prend en compte la possibilité de

« Piégeage » des ions chlore par réaction chimique avec les alumates ou par adsorption à la surface des pores et  $C(x, t)$  est la concentration en ions chlore, à une profondeur  $x$  au bout du temps  $t$ .

- La vitesse de corrosion des barres d'armature est plus grande en présence de chlorures.
- Les chlorures ont deux effets dans les mécanismes de corrosion :
  - Ils diminuent la résistivité de l'électrolyte (le couvert de béton), ce qui facilite le transport des ions d'un site à l'autre.
  - Ils permettent l'amorçage plus rapide de la corrosion en dépassivant la couche superficielle. (dissolution de la couche passive ou migration des chlorures à travers le film d'oxyde).
  - Aux endroits où la couche a été détruite, l'acier se dissous (zone anodique), alors que le reste de la surface encore passivée correspond à la zone cathodique. Les chlorures agissent aux zones anodiques en augmentant la vitesse de corrosion. La surface des zones anodiques est plus petite que celle des zones cathodiques ce qui accélère encore la vitesse de corrosion.
  - Le rapport cathode/anode élevé favorise la progression localisée et en profondeur de la corrosion (corrosion caverneuse).
  - Les réactions de corrosion au niveau de la cellule caverneuse sont encore mal comprises (Carpio Perez, J. J. 19914.). Le mécanisme de ce type de corrosion est complexe car la composition de la solution à l'intérieur de la piqûre est modifiée par rapport à celle de la solution interstitielle qui l'entoure. Au fond de la piqûre Les ions chlorures s'associent avec l'ion hydrogène de l'eau pour former de l'acide chlorydrique.
  - Ces réactions engendrent une importante baisse du pH. (pH = 3 à 5). La dissolution du fer est alors accélérée. Les ions chlorures sont constamment recyclés :



Les ions ferreux  $\text{Fe}^{2+}$  diffusés hors de la piqûre se combinent avec les ions hydroxyles de la solution interstitielle tandis que la réaction cathodique est la même que dans le cas de corrosion en absence de chlorure. La Figure 2. 16 montre le schéma de la corrosion par les ions chlorure.

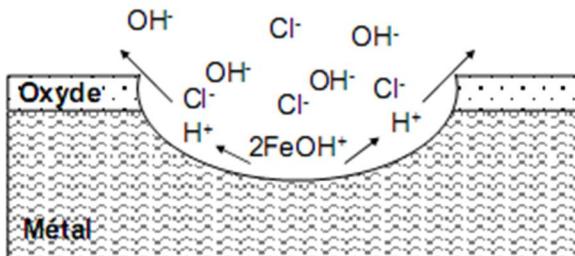


Figure 2.16 : Modèle de PAGE d'attaque de l'acier par les ions chlore (Page et al, 1985)

Plus la concentration en chlorure au niveau des armatures est grande, plus la vitesse de corrosion est élevée. Une fois la corrosion amorcée, il est plus difficile d'y remédier que dans le cas de la carbonatation

Les chlorures qui pénètrent dans le béton peuvent en effet réagir chimiquement avec le  $\text{C}_3\text{A}$  du ciment. Cette réaction produit des monochloroaluminates hydratés

$(\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O})$  qui sont des hydrates relativement stables dans le béton.

La formation des chloroaluminates permet de fixer des chlorures dans le béton, ce qui réduit en conséquence la teneur en chlorures libres et, par le fait même, les risques de corrosion. Ce phénomène explique pourquoi les ciments riches en  $\text{C}_3\text{A}$  offrent en général une meilleure protection contre la corrosion des aciers.

### 3. 7 MECANISME DE CORROSION PAR LES IONS CHLORURE

Tant que le microfilm protecteur dû au ciment sain existe, l'acier dans le béton reste intact. Une fois les ions chlorures pénètrent dans l'ouvrage par le béton 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 cathode. Ces électrons réduisent l'oxygène gazeux dissous dans l'eau, de façon à générer les ions hydroxyles. Les deux réactions élémentaires d'oxydation

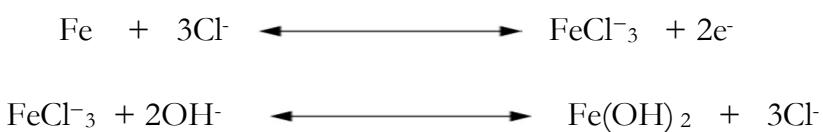
et de réduction sont simultanées. Si des ions chlorures arrivent au contact de l'acier et que leur teneur atteint un seuil critique la couche n'est plus protectrice et la corrosion peut commencer. En conséquence, les ions chlorures pénétrés dans le béton contribuent à l'activation de la surface des armatures de façon à former l'anode, la surface encore passivée fonctionnant comme cathode.

Le mécanisme de dépassivation par les chlorures tient compte généralement de l'adsorption, de la pénétration dans le film d'oxyde et de la formation de complexes solubles. Afin d'expliquer la diversité des corrosions observées, Dauvergne et Tache proposent un processus de corrosion se basant sur les étapes suivantes :

Les ions chlorure dépassivent partiellement des petites plages de la surface des armatures abaissant ainsi leur potentiel. Des piles de corrosion apparaissent donc entre les zones attaquées et celles encore passivées. Il se forme de la rouille qui précipite sur les armatures ainsi qu'à leur voisinage.

- L'oxygène diffuse de plus en plus difficilement à travers ces couches de rouille tandis que les ions chlorure se concentrent. Ainsi, les zones recouvertes de rouille qui étaient passivées, seront en contact direct avec un milieu de moins en moins alcalin. (pH variant entre 9 et 6).

- Simultanément, des surfaces d'armature de plus en plus étendues sont atteintes par les ions chlorures. Dans ces conditions, la corrosion par piqûres se produit et la formation de rouille évolue de façon à former une couche uniforme. Selon Raharinaivo et al, le mécanisme de corrosion des aciers du béton doit tenir compte de la compétition entre ces ions et les ions  $\text{OH}^-$ . Pour étudier la stabilité des produits formés, ils ont mis en évidence la formation de la rouille verte chlorurée type1. Cette rouille est stable en absence d'oxygène et à des pH de l'ordre de 7 à 9. Par oxydation, elle modifie davantage la morphologie de la couche passive en donnant le composé  $\text{FeOOH}$  puis des ions complexes instables  $\text{FeCl}_3^-$  qui consomment les ions  $\text{OH}^-$  présents selon les réactions :



Les électrons libérés par la réaction d'oxydation se déplacent à travers le métal jusqu'aux sites cathodiques. D'après ces réactions, le processus conduit à une diminution du pH et à un recyclage des ions chlorures "chlorures solubles dans l'eau". Il est à noter que le rapport élevé des surfaces cathode/anode donne des intensités de courant de corrosion très grandes. Une autre fraction des chlorures diffusés dans le béton réagit avec les constituants de la pâte de ciment pour former un mélange de composés expansifs tels que l'oxychlorure de calcium, le monochloroaluminate de calcium et la chloroettringite. On note, aussi, dans les réactions liées à la corrosion que les ions chlore 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.

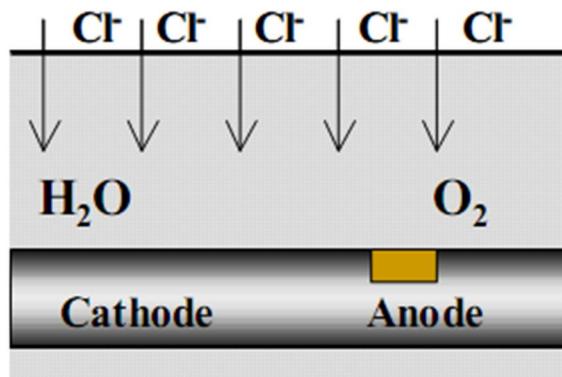


Figure 2.17 : Représentation simplifiée du processus de corrosion par chlorures dans les armatures. (Silva, 2004)

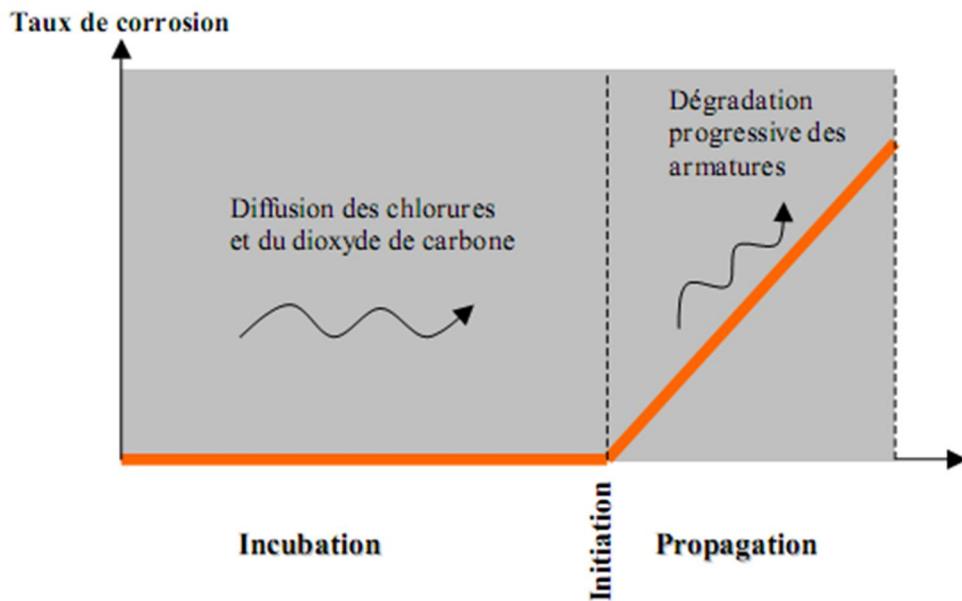


Figure 2.18 : étapes de corrosion (CETMEF.guide de béton en site maritime.2008).

### 3. 8 LES FORMES DE CORROSION

La corrosion des métaux peut se présenter sous diverses formes :

#### 3. 8.1 Corrosion Généralisée

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. La surface du métal a un aspect à peu près uniforme, elle est dite généralisée :

- si la zone de réaction cathodique est loin de celle de dissolution.
- si les zones cathodiques et anodiques sont très petites et à peu près régulièrement alternées.

#### 3. 8.2 Corrosion Localisée

Contrairement à la corrosion généralisée, où toute la surface est attaquée suite à la répartition spatio-temporelle aléatoire des sites anodiques et cathodiques. Les formes de corrosion localisée sont la corrosion par piqûres et la corrosion caverneuse (ou la corrosion par effet de crevasse), sont des phénomènes mettant en jeu des processus

électrochimiques complexes, liés à des paramètres géométriques (existence de zones confinées...) et métallurgiques (inclusions, précipités... ).

### 3. 8.2.1 *La Corrosion Par Piqûre*

la corrosion par piqûre se développe localement en formant une pile galvanique de corrosion entre la surface extérieure, passive et cathodique, et l'intérieur de la piqûre, actif et anodique entraînant une cavité qui peut rapidement devenir profonde bien qu'une petite quantité de métal se dissolve globalement. Si les zones anodiques sont petites et se trouvent en des endroits fixes, il apparaît de petites cuvettes ou piqûres de corrosion.

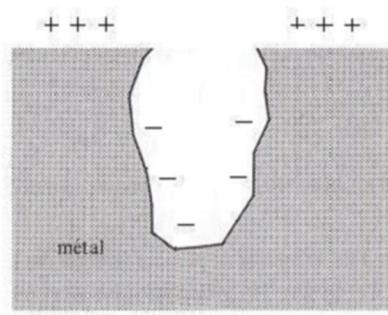


Figure 2.19: Pile galvanique de corrosion : + Cathode, - Anode (D. Landolt.2003)

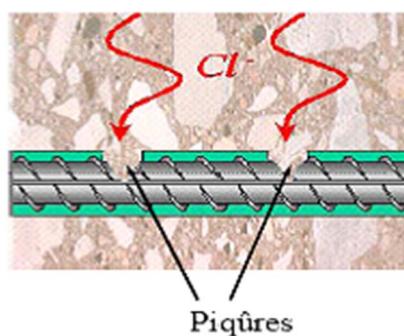


Figure 2.20 : représentation d'une piqûre de l'acier dans le béton (T.Q.Nguyen, 2007)

### 3. 8.2.2 *La Corrosion Caverneuse (CC)*

La corrosion caverneuse (CC) ou corrosion par effet de crevasses est un phénomène de corrosion localisée qui se développe dans des zones confinées, telles que les interstices et

les recoins, dans lesquels le transfert des espèces est limité à cause de la géométrie du système. Puisqu'elle est aussi de forme insidieuse, la CC est une forme très nuisible de corrosion.

### 3. 8.3 Corrosion Sous Contrainte

La corrosion sous contrainte est le résultat de l'action simultanée d'un milieu agressif et d'une contrainte d'origine mécanique. Dans bien des cas, de faibles traces de l'agent corrosif, en solution comme en phase vapeur, de l'eau ou de l'hydrogène sulfuré par exemple, peuvent suffire pour déclencher le phénomène d'endommagement par corrosion sous contrainte. Dans le cas où le module de cette sollicitation est constant dans le temps, il s'agit de corrosion sous contrainte. Dans ces circonstances, une fissure peut se former, se développer au cours du temps et éventuellement provoquer la rupture du métal tendu. Dans le cas où le module de la sollicitation fluctue, il s'agit de fatigue-corrosion. Ce phénomène concerne certains éléments tels que les câbles des ponts à haubans dont les sollicitations mécaniques (vent...) fluctuent beaucoup et qui sont au contact d'une forte humidité.

## 4 CONCLUSION

La corrosion des armatures est une des principales causes responsables de la dégradation à long terme des structures en béton armé. En environnement marin, la pénétration des chlorures dans le béton peut conduire à l'amorçage et au développement de la corrosion des armatures. Les normes, les recommandations et les règles de l'art permettent d'assurer la qualité du béton et contribuent à sa durabilité. Cependant, la fluctuation des indicateurs de durabilité est due à la variabilité de fabrication du béton ou des matériaux qui le constituent.

# CHAPITRE III

## LES MODELES PREDICTIFS

### 1 INTRODUCTION

La conception et la requalification des structures de Génie Civil nécessitent des modèles qui tiennent compte du comportement des matériaux et des structures, des actions appliquées et des conditions environnementales. Les paramètres liés à ces modèles tels que les propriétés des matériaux constitutifs, les dimensions géométriques et les actions appliquées présentent naturellement des incertitudes aléatoires. Ces incertitudes proviennent de la variabilité intrinsèque de ces paramètres (comme par exemple le module d'élasticité du béton qui varie au sein d'un même échantillon du fait de l'hétérogénéité du matériau), de l'erreur de mesure liée au dispositif utilisé pour quantifier les paramètres ou à un manque de connaissance précise sur ces paramètres. De même, les actions appliquées aux structures ne sont pas toujours parfaitement connues (actions climatiques, houle, séismes, etc.). Les risques provoqués par les conditions extérieures sont ordonnés en classes d'exposition. Celles relatives aux risques de corrosion des armatures correspondent aux classes liées à la carbonatation, à la présence de chlorures et aux environnements marins.

La fiabilité des structures a pour objet de mesurer la sécurité conventionnelle d'un ouvrage en prenant en compte ces diverses incertitudes, sous un angle probabiliste, et par extension permet aussi d'estimer la durabilité d'un ouvrage (sa fiabilité dans le temps). La

façon la plus logique de prédire la durée de vie des ouvrages consiste à évaluer la durée de la phase nécessaire à l'initiation de la corrosion réalisée sur la base d'essais sur éprouvettes, sur prélèvements ou autres mesures *in situ* associés à des modèles prédictifs.

## 2 ROLE ET CARACTERISTIQUES DES MODELES

Les modèles prédictifs permettent d'accéder aux témoins de durée de vie (sorties numériques de ces modèles) à partir des indicateurs de durabilité (données d'entrée de ces modèles). Les modèles prédictifs pourront être utilisés, soit en phase de conception d'un ouvrage, soit lors du suivi d'un ouvrage existant, afin de réévaluer la prédition initiale en prenant en compte le vieillissement du matériau *in situ*. Les deux principaux critères de sélection des modèles à recommander parmi le grand nombre à disposition sont :

- la cohérence entre l'approche adoptée et celle du modèle: les paramètres fondamentaux du modèle doivent être les indicateurs de durabilité sélectionnés,
- la disponibilité du modèle : le modèle doit être aisément accessible, pour une mise en pratique facile de la méthode.

Les modèles permettent de quantifier les risques liés à la dégradation du béton armé induit par la carbonatation et la pénétration des chlorures.

La modélisation vise deux objectifs. D'une part, elle assiste l'ingénieur dans ses décisions pour la conception d'ouvrages dont la formulation et la mise en œuvre des matériaux doivent assurer pour la structure des performances de durabilité suffisantes. D'autre part, le recours à la modélisation permet une meilleure compréhension du rôle et de l'importance des différents phénomènes mis en jeu.

## 3 MODELES PREDICTIFS RELATIFS A LA PENETRATION DES CHLORURES

Les deux principales sources de chlorures susceptibles d'être en contact avec le béton sont les sels de dé verglaçage et l'eau de mer.

Les conditions d'exposition de la structure sont des éléments prépondérants dans le mécanisme de dégradation. Suivant le type d'exposition, différents mécanismes de transports des ions chlorures sont considérés. En environnement marin par exemple

(figure 3.1), on distingue les zones submergées, pour lesquelles le béton est saturé ce qui conduit à un transport des chlorures uniquement par diffusion, de celles où le transport se fait par diffusion et convection lorsque le béton n'est que partiellement saturé (zone de marnage par exemple).

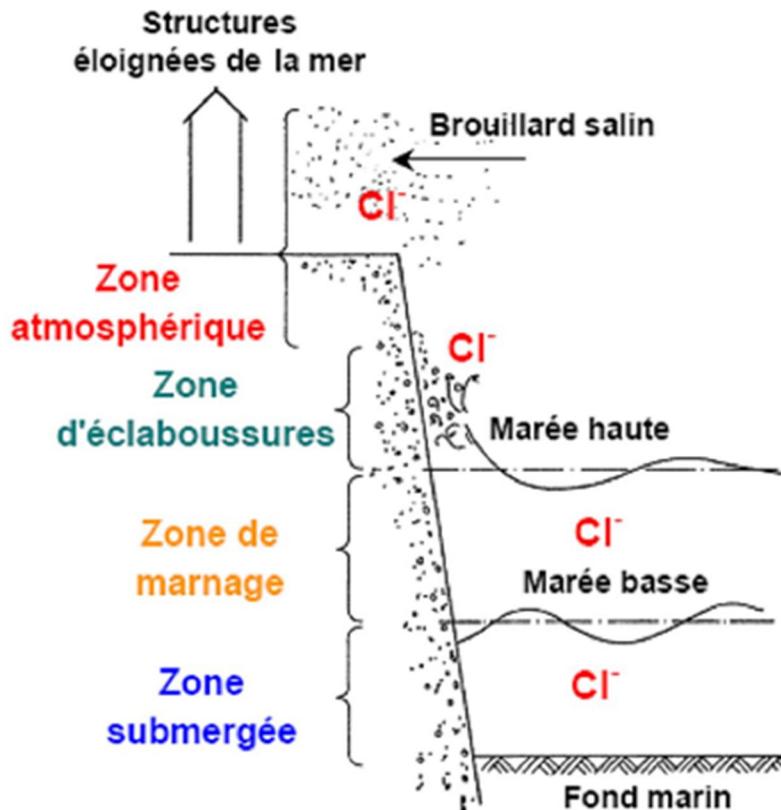


Figure 3.1 Conditions d'exposition en environnement marin (CEB, 1989)

La durabilité des bétons armés est compromise lorsque les ions chlorure non fixés par la matrice cimentaire atteignent les armatures. La présence des chlorures amorce la dissolution de la couche protectrice enrobant l'acier et initie ainsi le processus de corrosion (dépassivation des armatures), si toutefois la disponibilité en oxygène et l'humidité relative restent suffisants.

La pénétration des ions chlorure dans le béton requiert la présence d'une phase liquide. En milieu saturé, cas des structures immergées dans l'eau de mer, les ions pénètrent par diffusion en raison du gradient de concentration. Lorsque la structure du béton est soumise à des cycles d'humidification/séchage en présence de chlorures (cas des expositions aux embruns ou aux sels de déverglaçage), les chlorures peuvent pénétrés

dans le béton par absorption capillaire et migrer avec la phase liquide par convection au sein de la zone affectée par les cycles. Il s'agit d'un phénomène plus rapide que la diffusion en milieu saturé : l'humidification d'un matériau sec avec une solution saline durant une journée peut faire pénétrer les chlorures plus profondément que ne le ferait plusieurs mois de diffusion en milieu saturé.

### 3.1 Le modèle de Maage et Poulsen

La seconde loi de Fick, généralement utilisée pour prédire la pénétration des ions chlorure dans le béton, fait l'hypothèse que le coefficient de diffusion est indépendant du temps dans des conditions données. Les modèles développés par Maage et Poulsen (Maage et al, 1995) présentent la particularité de proposer une évolution du coefficient de diffusion dans le temps  $t$  en fonction de la maturité du béton, du temps d'exposition  $t_{ex}$  et du gradient de concentration en chlorures entre la surface et la matrice cimentaire. Dans le cas où la concentration des chlorures en surface est constante, la concentration en chlorures à une profondeur  $x$  (m) est calculée par l'équation (4.1) dont les paramètres sont détaillés dans le tableau 3.1.

$$C(x) = C_i + (C_s - C_i) \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{\sqrt{4 \cdot (t - t_{ex}) \cdot D_{cl}(t)}} \right) \quad (3.1)$$

L'expression littérale de  $D_{cl}$  est difficilement exploitable sur des cas réels, puisque les conditions et la durée totale d'exposition ne sont pas toujours connues. La relation de base, avancée par MAAGE et al. donnant la dépendance dans le temps du coefficient de diffusion en fonction de la maturité du béton et de son exposition totale :

$$D_{cl}(t) = D_{cl,0} \left( \frac{t_{ex}}{t} \right)^n \quad (3.2)$$

Avec :

$D_{cl}(t)$  : Coefficient de diffusion au temps  $t$  ( $m^2 \cdot s^{-1}$ )

$D_{cl,0}$  : Coefficient de diffusion au temps  $t_{ex}$  ( $m^2 \cdot s^{-1}$ ) ;

$n$  : paramètre compris entre 0 et 1 traduisant la dépendance dans le temps du coefficient de diffusion.

Tableau 3.1 : Paramètres d'entrée du modèle de Maage et de Poulsen.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
$C_i$	Concentration initiale en chlorures dans le béton ( $\text{mol.m}^{-3}$ )	Expérimentale	Prise en compte de l'apport éventuel de chlorures par les constituants
$C_s$	Concentration en chlorures à la surface du béton ( $\text{mol.m}^{-3}$ )	Fixée	Prise en compte des conditions d'exposition (teneur en chlorures)
$D_{cl}$	Coefficient de diffusion des chlorures dans le béton ( $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$ )	Déterminé à partir du profil en ions chlorure à un instant $t$ donné, selon le test APM 207/8 (consiste à réaliser, sur un béton exposé à un environnement donné, le profil de la concentration en ions chlorure en fonction de la profondeur de pénétration avec un pas inférieur à 5 mm). Une analyse inverse permet de calculer $D_{a0}$ (à l'instant $t$ initial).	Prise en compte de l'évolution du coefficient de diffusion dans le temps
$t_{ex}$	Date de début de l'exposition	Fixée	Permet d'intégrer l'effet de la cure en tant que durée de retard

Dans le cas où le temps d'exposition est grand et où  $D_{cl}(t)$  n'est pas connu, de nombreux essais réalisés sur des bétons âgés entre 90 jours et 4 ans ont permis d'élaborer une relation empirique reliant le coefficient de diffusion au rapport E/C du béton. La profondeur  $x_{cr}$  à laquelle on atteint la concentration critique  $C_{cr}$  peut être calculée par inversion de la relation (3.3) en posant  $C(x_{cr}) = C_{cr}$ . En considérant que cette profondeur est égale à l'enrobage  $x_c$  des armatures, on détermine alors la durée de vie  $t_{LT}$ , temps

nécessaire pour que la concentration critique en ions chlorure soit atteinte au niveau de l'armature :

$$t_{LT} = t_{ex} + \frac{X_c^2}{4D_a(t_{LT}) \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_{cr} - C_i}{C_s - C_i} \right) \right]^2} \quad (3.3)$$

Ce modèle est généralement utilisé pour le développement d'outils d'aide à la décision afin d'estimer la durée de vie des ouvrages.

### 3.2 Le Modèle de Francy

Le modèle élaboré par Francy (Francy, 1998) présente l'originalité de modéliser la diffusion des ions chlorure en milieu partiellement saturé. L'approche est basée sur la thermodynamique des milieux poreux ouverts réactifs. Les constituants considérés sont :

- l'eau et les ions chlorure en solution (phase liquide)
- l'eau vapeur et l'air sec (phase gazeuse)
- les ions chlorure fixés par la matrice cimentaire et pouvant être incorporés au squelette solide (phase solide).

Les changements de phase traduisant l'équilibre liquide-vapeur de l'eau en fonction de la température ainsi que la diminution d'activité de l'eau en fonction de sa teneur en chlorures sont pris en compte par les relations d'état. L'influence des chlorures sur l'équilibre liquide-vapeur de l'eau est prise en compte par la relation :

$$\ln \frac{P_V}{P_V^0} = \frac{M_V}{R \cdot T \cdot \rho_w^0} \cdot (P_i^0 - P_i) + \ln a_w \quad (3.4)$$

Avec :

- $M_V$  : masse molaire de l'eau ( $\text{kg} \cdot \text{mol}^{-1}$ ) ;
- $\rho_w^0$  : densité de l'eau liquide pure à 273 K (998,2  $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ) ;
- $R$  : constante des gaz parfaits ( $8,32 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ ) ;
- $T$  : température absolue (K) ;

- $P_i^0$  : pression du constituant  $i$  à pression atmosphérique (liquide ou vapeur) ;
- $P_i$  : pression du constituant  $i$  (liquide ou vapeur).

Le dernier terme de la relation traduit la diminution de l'activité de l'eau liquide due à la présence des ions chlorure en solution :

$$\ln a_w = -0.0013 \cdot \rho_{CF} \quad (3.5)$$

Avec  $\rho_{CF}$  la densité réelle du chlore en solution.

La densité réelle du chlore en solution peut être calculée d'après la capacité de fixation des chlorures par la matrice, grandeur accessible expérimentalement.

L'expression du coefficient de diffusion  $D_C$  (mol.m<sup>-3</sup>) est donnée comme une évolution fonction de l'activité des ions chlorure dans la solution interstitielle traduite par l'intermédiaire du paramètre  $\rho_{CF}$  :

$$D_C(\rho_{CF}) = D_C^1 \cdot \frac{\exp(-0,01\rho_{CF})}{(\rho_{CF}+0,001)^{0,2}} \quad (3.6)$$

L'influence du degré de saturation ( $s$ ) sur la diffusivité est traduite par la relation (3.7) elle donne la variation du coefficient de diffusion  $D_C(s)$  du matériau pour un degré de saturation ( $s$ ) en fonction du coefficient de diffusion  $D_C(1)$  en milieu saturé :

$$\frac{D_C(s)}{D_C(1)} = \left[ 1 + 9 \cdot \left( \ln \frac{s-s_c}{1-s_c} \right)^2 \right]^{-1} \quad (3.7)$$

Les paramètres d'entrée de ce modèle sont donc :

Tableau 3.2 : Paramètres d'entrée du modèle de Francy.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
$D_C^1$	Valeur de référence du coefficient de diffusion en milieu saturé pour une concentration en chlorures de 1 g.l <sup>-1</sup>	Valeurs de références déterminées expérimentalement pour différentes concentrations en chlorures	Prise en compte de la concentration en chlorures sur la diffusivité
$\rho_{CF}$	Densité réelle du	Immersion saline pour	Prise en compte des

	chlorure en solution (kg.m <sup>-3</sup> )	déterminer les isothermes de fixation des chlorures	interactions chlorures-matrice cimentaire
D <sub>c(l)</sub>	Coefficient de diffusion effectif des chlorures en milieu saturé (m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> )	Expérimentale	Prise en compte des caractéristiques de la porosité du matériaux
S	Degré de saturation du Béton	Expérimentale ou fixée	Prise en compte de l'humidité extérieure
s <sub>c</sub>	Seuil de diffusion ionique en dessous duquel la diffusion des ions chlorure cesse	Expérimentale par spectrométrie d'impédance. Les transferts liquides sont considérés comme marginaux en dessous de 55% de taux de saturation, soit s <sub>c</sub> = 0,55. Sous ce seuil, l'expression ne s'applique alors plus.	Impacte du degré de saturation sur la diffusion des chlorures et limitation de la connectivité de la phase liquide

La modélisation des transports couplés chlorures-humidité dans les structures en béton armé nécessite une approche macroscopique des matériaux poreux : la thermodynamique des milieux continus ouverts fournit une base théorique d'investigation pour l'étude de ces phénomènes. Cependant, les données nécessaires aux calculs nécessitent des mesures expérimentales délicates et complexes.

### 3.3 Le Modèle DuraCrete

Le modèle européen DuraCrete (DuraCrete ,2000) est basé sur la modélisation de la pénétration des chlorures dans le béton par l'intermédiaire d'une solution de la seconde loi de diffusion de Fick où les conditions aux limites sont une concentration externe constante en chlorures. L'expression de base utilisée est celle de la relation (3.8). Ce modèle a été développé dans l'idée d'être utilisé dans une approche probabiliste, en particulier à l'aide des lois de distribution des paramètres d'entrée.

Le modèle de prédiction de l'initiation de la corrosion par diffusion des chlorures à l'intérieur de la matrice cimentaire définit une profondeur de pénétration des ions

chlorure en fonction du temps par la relation (3.8), utilisant les paramètres décrits dans le tableau 4.3 d'après ALISA et al.

$$C_x = C_s \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \frac{x_c}{2\sqrt{D_{cl}(t) \cdot t}} \right] \quad (3.8)$$

$$D_{cl}(t) = D_{cl}(t_0) \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^n \quad (3.9)$$

$$D_{cl}(t_0) = k_e \cdot k_t \cdot k_c \cdot D_{cl,0} \quad (3.10)$$

Tableau 3.3 : Paramètres d'entrée du modèle DuraCrete (2000)  
Rapport Eau/Ciment = 0,40; Environnement marin : Zone de marnage

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
$D_{cl,0}$	Coefficient de diffusion de référence des ions chlorure ( $\text{mm}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ )	Calculé par une loi empirique utilisant le coefficient de migration et la résistivité du béton  Défini pour une compacité, une cure et des conditions environnementales données à $t_0$  Moyenne : $160 \text{ mm}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ Ecart-type : $24 \text{ mm}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ Loi de distribution : normale	Prise en compte des conditions initiales et extérieures du béton
$C_{crit}$	Teneur seuil en ions chlorure à partir de laquelle la corrosion s'amorce (% en masse de ciment)	Fixée  Moyenne : 0,8 (% en masse de ciment) Ecart-type : 0,10 Loi de distribution : normale	Prise en compte des réactions chimiques à l'origine de la Corrosion
$C_{surface}$	Teneur en ions chlorure à la surface du béton (% en masse de ciment)	Fixée  Moyenne : 2,4 (% en masse de ciment) Ecart-type : 0,2 % Loi de distribution : normale	Prise en compte des conditions extérieures

n	Facteur âge	Moyenne : 0,25 Ecart-type : - déterministe	Prise en compte de l'évolution des propriétés du béton dans le temps
$k_t$	Facteur test permettant de calculer le coefficient de diffusion $D_0$	Moyenne : 0,85 Ecart-type : 0,20 Loi de distribution : normale	Prise en compte de la résistance mécanique du béton, paramètre facilement mesurable
$k_e$	Facteur environnement permettant de considérer l'influence des conditions environnementales sur la diffusivité des chlorures dans le béton	Moyenne : 1 Ecart-type : 0,10 Loi de distribution : normale	Evolution de la diffusivité des chlorures avec les conditions extérieures
$k_c$	Facteur d'exécution permettant de considérer l'influence des conditions de cure sur la diffusivité des chlorures dans le béton	Moyenne : 1 Ecart-type : - déterministe	Prise en compte de la cure du béton
$t_0$	Période de référence (an)	Fixer (grandeur déterministe) Moyenne : 0,0767 an Prise égale à 28 jours	
$x_c$	Enrobage (mm)	Moyenne : 40 Ecart-type : 8 Loi de distribution : Lognormale	

Dans le cadre du projet DuraCrete, Quelques mesures ont été effectuées pour réajuster notamment l'épaisseur d'enrobage. C'est à partir de ce type d'étude qu'on peut envisager une optimisation des épaisseurs d'enrobage vis-à-vis de la durabilité intégrant les incertitudes sur les données.

En conclusion, ce modèle a été retenu dans ce mémoire pour prédire l'amorçage de la corrosion.

### 3.4 Le Modèle de (Stewart, 2000)

Ce modèle utilise la solution classique d'un cas particulier de la deuxième loi de Fick pour décrire la diffusion de chlorures dans le liquide interstitiel, en écrivant différemment cette expression, on obtient :

$$\frac{C(x,t) - C_s}{C_0 - C_s} = \operatorname{erf} \left[ \frac{x}{\sqrt{4Dt}} \right] \quad (3.11)$$

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

Dans ce cas, les hypothèses suivantes sont utilisées: le coefficient de diffusion est indépendant du temps, de la localité et de la concentration de chlorures et la concentration initiale de chlorures est prise égale à zéro. Pour appliquer l'équation, il est nécessaire de déterminer le profil de chlorures (Figure 4.2) pour déterminer la concentration sur la surface et avoir une estimation du coefficient de diffusion.

Cette solution est souvent utilisée pour prédire la pénétration des chlorures dans le béton saturé en régime non stationnaire (Melchers, 1998), (Christensen, 2000), (Stewart, 1998), (Christensen, 1998), (Gérard, 1998). De cette façon, le cas particulier de la deuxième loi de Fick continue à être largement utilisé dans la prédiction de la détérioration des ouvrages. En outre, jusqu'à maintenant, il n'y a aucune étude dans laquelle son invalidité est démontrée au moins sur le plan pratique (BRIME, 2001).

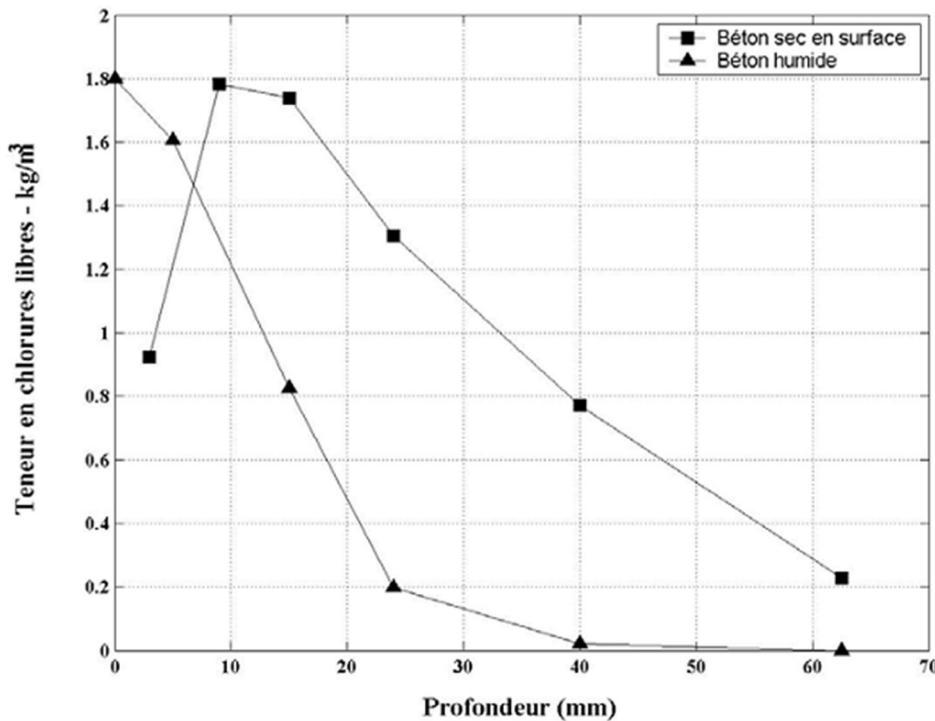


Figure 3.2: Représentation des types de profils de teneur en chlorures libres dans le béton

Dans sa recherche, Stewart propose encore un modèle pour le coefficient de diffusion, basé sur l'étude de Papadakis. L'expression proposée tient compte du facteur eau/ciment (e/c), des caractéristiques du granulat et du ciment utilisés,

$(\rho_c, \rho_g)$  ainsi que de la formulation du béton (proportion entre le granulat et le ciment).

### 3.5 Le modèle de (Roelfstra, 2001)

Ce modèle est basé sur la première loi de Fick

$$J_{Cl} = -D \nabla C_f \quad (3.12)$$

Où  $J_{Cl}$  est le flux massique d'ions chlorures libres à travers une surface,  $D$  le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le matériau,  $\nabla C_f$  le gradient de concentration des ions chlorures libres. Selon la condition de conservation de la masse on a :

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} dx = - \frac{\partial J_{Cl}}{\partial x} dx \quad (3.13)$$

Où  $\frac{\partial C_t}{\partial t}$  est la vitesse de changement de la concentration des ions chlorures dissous dans un volume de béton à un instant donné,  $\frac{\partial J_{Cl}}{\partial x} dx$  la divergence du flux massique d'ions chlorures. La teneur totale en chlorures est égale à la somme de la teneur en chlorures libres ( $C_f$ ) et de la teneur en chlorures liés ( $C_s$ )

$$C_t = C_f + C_s \quad (3.14)$$

La relation entre la concentration des chlorures liés ( $C_s$ ) à la pâte de ciment et les chlorures libres ( $C_f$ ) dissous dans l'eau s'exprime par le coefficient  $\gamma$  égal à

$\gamma = C_s / C_f$ . La concentration des chlorures libres dans la solution (en  $\text{kg/m}^3$  de solution) est liée à la teneur totale de chlorures libres,  $C_f$ , et à la teneur en eau  $w$  en ( $\text{m} / \text{m}^3$ ). De la même façon, la concentration des chlorures liés dans la solution,  $C_s$ , dépend de  $(1 - w)$  et de la teneur totale de chlorures liés,  $C_t$ . Ainsi,  $C_f$  et  $C_s$  et  $C_t$  peuvent être exprimé par :

$$C_f = w c_f \quad (3.15)$$

$$C_s = (1 - w)c_s \quad (3.16)$$

Si l'on introduit le rapport  $\gamma$  et les équations (3.15), dans l'équation (3.16) on a:

$$C_t = w c_f + (1 - w)\gamma c_f \quad (3.17)$$

En considérant les phénomènes de diffusion des ions chlorures dissous dans l'eau et le transport des ions entraînés par l'eau, l'équation s'écrit :

$$J_{Cl} = -D_w C_f \frac{\partial w}{\partial x} - D_w \frac{\partial C_f}{\partial x} \quad (3.18)$$

Où  $D_w$  est le coefficient de diffusion de l'eau et  $D$  le coefficient de diffusion des chlorures. Donc, le flux massique d'ions chlorures,  $J_{Cl}$ , est égal à la somme du flux lié au transport des ions entraînés par l'eau et du flux des ions qui se diffusent dans l'eau.

Le modèle énoncé ci-dessus 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 la détermination de la teneur en eau du béton, à partir

de données de précipitations et de variations climatiques, est difficile à réaliser. Donc, cette forme de transport des ions chlorures pourrait être négligée, en admettant que les armatures sont à la profondeur de l'enrobage où le béton est constamment saturé en eau.

### 3.6 Le Modèle de (Frangopol, 2002)

Son travail porte sur l'étude de la pénétration des ions chlorure dans un béton saturé. L'objectif principal a été de proposer un modèle de transport qui est fondé sur la diffusion et prend en compte les propriétés du matériau, les caractéristiques de l'environnement et certains aspects physico-chimiques.

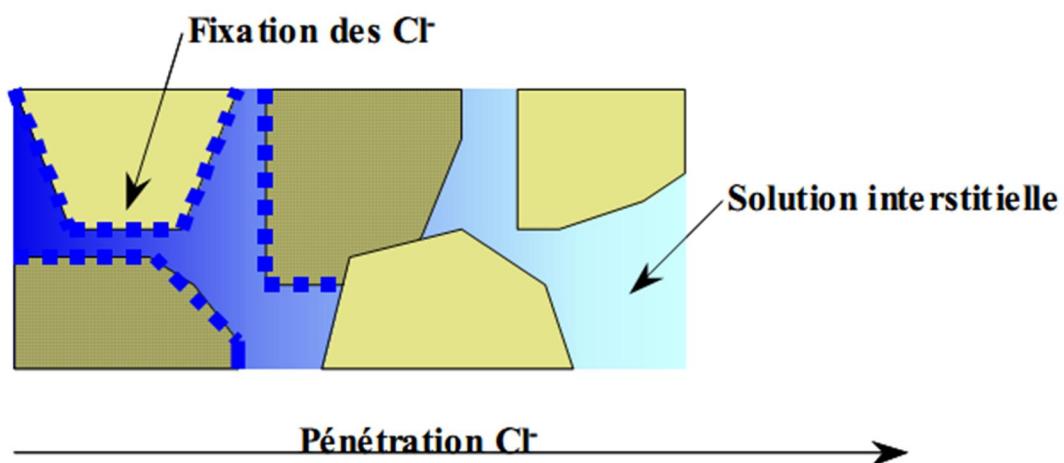


Figure 3.3: Schéma de la pénétration des chlorures par diffusion avec interaction avec le ciment. (Silva, 2004)

Ainsi, la modélisation de la pénétration des chlorures est présentée en trois étapes. Dans la première, une expression décrit la diffusion des chlorures dans le béton. Puis, la capacité de fixation des ions chlorures par la matrice de ciment et par les granulats est prise en compte (Figure 3.3). Enfin, le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton est déterminé en fonction de quatre paramètres suivants :  $f_1 (e/c, t_0)$  un terme qui considère le rapport eau\ciment

$(e/c)$  et l'âge du béton  $(t_0)$ ,  $f_2 (g)$  un terme qui tient compte de l'effet d'interaction entre la pâte de ciment et les granulats,  $f_3(T)$  qui considère l'influence de la température et finalement  $f_4 (c_f)$  qui exprime la dépendance de la diffusion des ions chlorures vis-à-vis de la concentration de chlorures libres. Ce dernier paramètre montre que la loi classique de diffusion a été modifiée empiriquement. Comme le modèle de pénétration fait référence à un béton saturé, on identifie comme seul mécanisme de transport des chlorures celui

par la diffusion des ions dissous (chlorures libres) dans l'eau. Ainsi, si l'on néglige les interactions électriques entre les ions chlorures et les autres ions présents dans la solution, ce processus peut être décrit par la première loi de Fick. Les ions circulent selon une direction perpendiculaire à la surface d'entrée dans un milieu homogène. Le flux des ions peut être exprimé par :

$$J_{cl} = -\nabla c_f \quad (3.19)$$

$J_{cl}$  est le flux massique d'ions chlorures libres à travers une surface,  $D$  le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le matériau et  $\nabla c_f$  le gradient de concentration des ions chlorures libres. Selon la condition de conservation de masse on a :

$\frac{\partial c_t}{\partial t} dx = -\frac{\partial J_{cl}}{\partial x} dx \cdot \frac{\partial c_t}{\partial t}$  est la vitesse de changement de la concentration des ions chlorures dissous dans un volume de béton à un instant donné et  $\frac{\partial J_{cl}}{\partial x} dx$  la divergence du flux massique d'ions chlorures.

À partir de ces deux équations, si l'on fait le découplage entre les chlorures libres et les chlorures totaux, on obtient

$$\frac{\partial c_t}{\partial t} dx = \frac{\partial c_t}{\partial c_f} \frac{\partial c_f}{\partial t} dx = \frac{\partial}{\partial x} (D \nabla c_f) dx \quad (3.20)$$

Comme dans le modèle précédent, le flux unidirectionnel des chlorures à travers une surface est représenté par la première loi de Fick. Ensuite, la loi de conservation de la masse est appliquée. La solution de cette expression est différente de la solution classique du cas particulier de la deuxième loi de Fick. Ensuite, les termes  $\frac{\partial c_f}{\partial c_t}$  (capacité de fixation des ions par la pâte de ciment et le granulat) et  $D$  (coefficient de diffusion de chlorures) sont modélisés (Frangopol, 2002). Les résultats des travaux de cet auteur ont montré que ces deux paramètres sont influencés par le rapport eau/ciment, le temps de cure, la quantité de granulats, la température et la concentration de chlorures libres dans la solution interstitielle. Dans la solution classique, seul le coefficient de diffusion est une propriété du matériau.

Toutefois, malgré l'insertion de paramètres qui prennent en compte des caractéristiques du matériau (type du ciment, type de granulat, porosité, etc.), des caractéristiques de

l'environnement (disponibilité de chlorures libres, température, humidité, etc.) et de certains aspects physico-chimiques (ratio entre le poids du gel de C-S-H et le poids du produit hydraté total, etc.), ce modèle reste encore théorique sans validation expérimentale. De plus, certaines grandeurs à introduire sont difficiles à déterminer expérimentalement. Il s'agit, par exemple, du rapport entre les ions chlorure liés et les ions totaux  $\frac{\partial C_b}{\partial C_t}$  (Frangopol, 2002).

### 3.7 Le Modèle de (Ababneh, 2002)

Ababneh a proposé un modèle de pénétration des chlorures libres appliqué au béton non-saturé. L'expression non linéaire qui décrit le phénomène de transport de chlorures à l'intérieur du béton est similaire à celle proposée par (Roelfstra, 2001). De ce fait, on identifie deux processus de déplacement des chlorures libres : par diffusion (différence de gradient de concentration) et par mouvement d'eau (convexion). Par ailleurs, comme dans le modèle précédent, les propriétés du matériau, les caractéristiques de l'environnement et certains aspects physico-chimiques sont considérés dans le phénomène de transport.

Ainsi par rapport à la solution classique du cas particulier de la deuxième loi de Fick, les observations sont les mêmes. Cependant, on ajoute que, dans le domaine du béton non-saturé, la modélisation du coefficient de diffusion,  $D$ , prend en compte l'influence de l'humidité. En conséquence, un nouveau terme,  $f_5(H)$ , les difficultés de détermination expérimentale des paramètres, ainsi que la non-validation expérimentale du modèle persistent.

### 3.8 Le Modèle de Li

La pénétration des ions chlorure dans le béton est modélisée par Li et al. (2003) en deux étapes, définies respectivement par "initiation" qui décrit l'évolution de la concentration en chlorures  $C_{Cl}$  (mol.m<sup>-3</sup>) comme une fonction du temps  $t$  (an) selon la relation :

$$C_{Cl}(t) = C_{Cl,s} \cdot \text{erfc} \frac{c}{\sqrt{4 \cdot D_{Cl} \cdot t}} \quad (3.21)$$

Avec :

- $C_{Cl,s}$  : concentration en ions chlorure à la surface du béton ( $\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$ );
- $c$  : épaisseur d'enrobage (mm) ;
- $D_{Cl}$  : coefficient de diffusion des chlorures dans le béton ( $\text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ ).

Cette modélisation permet de définir, d'après la concentration en ions chlorure à la surface du béton et la concentration en ions chlorure critique, un domaine de corrosion potentielle de l'armature. La corrosion apparaît dès lors que le paramètre  $Z$  défini ci-dessous est négatif :

$$Z = C_{Cl,cr} - C_{Cl}(t) \quad (3.22)$$

Avec  $C_{Cl,cr}$  la concentration en ions chlorure critique ( $\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$ ).

Et l'étape de la "propagation" définie généralement, de l'initiation de corrosion à la défaillance de la structure qui inclut 4 événements :

Initiation de corrosion, fissuration, décollement de béton et la ruine de la structure.

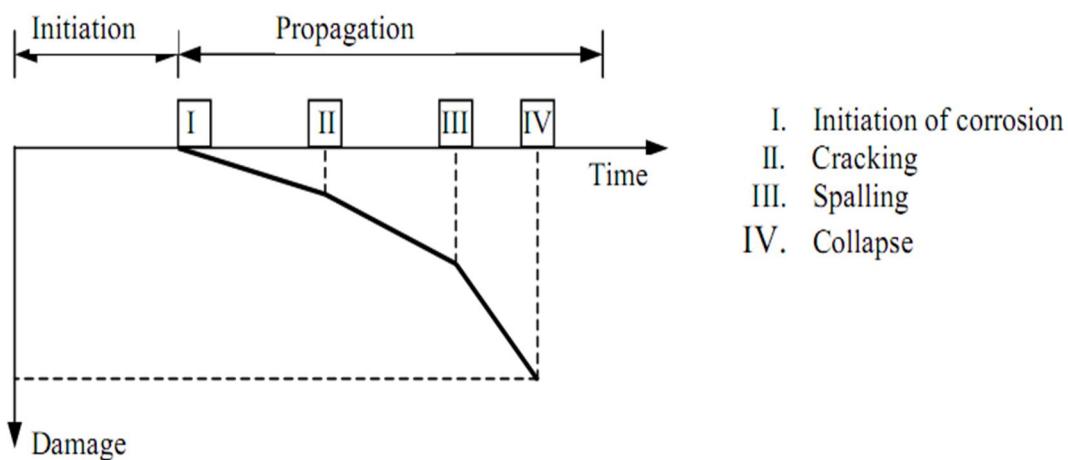


Figure 3.4: Les Principaux événements en rapport avec la vie de service (Duracrete 2000-1)

Le paramètre décisif dans la période de la propagation est la largeur de la fissure dans le béton. Mise apart des considérations esthétiques, la largeur des fissures et ses répartitions, déterminent aussi la durabilité et la durée de vie des structures en béton armé (Noghabai 1998).

La fonction de l'état de la limite pour la période de la propagation est déterminée par conséquent comme une fonction de la largeur de fissure:

$$g(t_p) = w_{cr,i} - w(t_p) \quad (3.23)$$

Où

$t_p$ : Temps depuis l'initiation de la corrosion des armatures [an]

$w_{cr,i}$  : Valeur critique de la largeur de la fissure [mm] ( $i = 1$  pour fissuration,  $i = 2$  pour décollement)

$w(t_p)$ : Valeur caractéristique de la largeur de fissure après  $t_p$  années [mm]

Une expression empirique qui donne la largeur de la fissure à temps  $t_p$  peut être estimée :

$$w(t_p) = 0.05 + \omega [V_{corr,a} \cdot W_t \cdot \alpha \cdot t_p - (s_1 + s_2 \cdot a/\emptyset + s_3 \cdot f_{t,spl})] \quad (3.24)$$

$$f_{t,spl} = 0.3 \cdot (0.48 + 0.096 \cdot \ln(t_{age}))^{2/3} \cdot (f_{co}^{2\lambda/3}) \cdot (Y_1^{2/3}) \cdot Y_2 \quad (3.25)$$

Où

$\omega$  : Paramètre qui contrôle la propagation.

$V_{corr,a}$  : Taux de la corrosion moyen quand la corrosion est active [mm / année]

$W_t$ : Période de l'humidité, i.e. la fraction de l'année que la corrosion est active

$\alpha$  : Facteur de pique

$s_1$  : Paramètre de régression [mm]

$s_2$  : Paramètre de régression [mm]

$s_3$  : Paramètre de régression [mm / MPA]

$a$  : Enrobage [mm]

$\emptyset$  : Diamètre de l'armature [mm]

$f_{tspl}$  : Effort de traction du béton [MPA]

$f_{co}$  : Effort de compression de base pour un échantillon de béton [MPA]

$t_{age}$  : Age de béton au temps du chargement [année]

$\lambda$  : facteur de prise en compte de la variation entre l'effort de compression in situ et l'effort standard de test

$Y_1$ : Variable lognormal, représente des variations supplémentaires dues aux conditions in situ de béton (emplacement, de cure et durcissement)

$Y_2$  : Variable lognormal qui représente des variations dues aux facteurs estimés pour effort de compression de béton (ex., type de gravier et classe selon la grosseur, composition chimique de ciment et d'autres ingrédients, conditions climatiques).

### 3.9 Le Modèle de Lay

Le modèle de Lay [S. Lay, 2003] considère lui aussi que la dépassivation des armatures s'effectue dès lors que la concentration en ions chlorure, au niveau de l'armature, devient supérieure à la concentration critique  $C_{cr}$  (mol.m<sup>-3</sup>). Ce modèle prévoit une zone d'épaisseur  $x$  (m) en surface, où la pénétration des chlorures ne se fait pas par diffusion mais par convection (cas d'un béton partiellement saturé). Au-delà de cette zone, la diffusion est considérée comme le paramètre prépondérant. Le mécanisme est modélisé par la relation suivante :

$$C_{cr} - (C_{s,\Delta x} - C_{ini}) \cdot \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t) \cdot t_{exp}}} \right) \right] + C_{ini} < 0 \quad (3.26)$$

Avec :

-  $C_{s,\Delta x}$ : concentration en ions chlorure à la profondeur  $x$  (mol.m<sup>-3</sup>) ;

-  $C_{ini}$ : concentration initiale en ions chlorure (mol.m<sup>-3</sup>) ;

-  $x$  : épaisseur considérée (m) ;

-  $t_{exp}$  : temps d'exposition (s) ;

-  $D_{app}(t)$  : coefficient de diffusion apparent du béton au temps  $t$  ( $m^2.s^{-1}$ ). Il est déterminé par un test accéléré de migration sous champ électrique.

Le coefficient de diffusion apparent,  $D_{app}(t)$ , peut aussi être exprimé à l'aide d'un coefficient de migration,  $D_{RCM}$  ( $m^2.s^{-1}$ ) selon l'expression :

$$D_{app}(t) \cdot (t - t_0) = k_t \cdot k_T k_{RH} \cdot \left[ \frac{(D_{RCM,28j} - D_{RCM,\infty})}{1-\alpha-\beta} \cdot \left( t \left( \frac{t_0}{t} \right)^{\alpha+\beta} - t_0 \right) + \frac{D_{RCM,\infty}}{1-\beta} \cdot \left( t \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^\beta - t_0 \right) \right] \quad (3.27)$$

Avec :

- $k_t$  : facteur, dû à la méthode de détermination du coefficient de diffusion  $D_{app}(t)$ ;
- $k_{RH}$  : facteur lié à l'humidité relative ;
- $\alpha$  : exposant dépendant de l'âge du béton et de son degré d'hydratation ;
- $\beta$  : exposant dépendant de l'âge du béton, tenant compte des cycles d'humidification/séchage,  $0 \leq \beta \leq 1$ ;
- $t_0$  : âge de référence du béton (souvent 28 jours) ;
- $k_T$  : facteur lié à la température, défini par la relation suivante :

$$k_T = \exp \left[ b_T \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{real}} \right) \right] \quad (3.28)$$

Avec :

- $b_T$  : paramètre de régression (K) ;
- $T_{ref}$  : température de référence du laboratoire (K) ;
- $T_{real}$  : température de l'air (K).

Le modèle prend en compte le degré d'hydratation et le rapport E/C de la manière suivante ( $t_{ref}$  temps de référence pour lequel un essai de migration a été effectué) :

$$D_{RCM,t} = k_{E/C} \cdot D_{RCM,t_{ref}} \quad (3.29)$$

Où le coefficient  $k_{E/C}$  dépend du matériau et est supposé constant dans le temps:

$$k_{E/C} = \varepsilon_{E/C} \cdot \exp \left[ a_{E/C} \cdot \left( \frac{E}{C} - 0.45 \right) \right] \quad (3.30)$$

Avec :

- $\varepsilon_{E/C}$  : paramètre de calage du modèle, coefficient  $\sim 1$  ;
- $a_{E/C}$  : paramètre de régression, valeurs types prises pour ce modèle : 6 pour un CEM I, 5 pour un CEM I + cendres volantes, 4,2 pour un CEM III ;
- $E/C$  : rapport massique eau sur ciment.

Plusieurs paramètres sont alors utiles pour déterminer la diffusivité des ions chlorure au-delà de la zone de convection (tableau 3.4).

Tableau 3.4 : Paramètres d'entrée du modèle de Lay.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
$k_{RH}$	Facteur lié à l'humidité relative	Fixé	Prise en compte des conditions extérieures (humidité relative)
$\alpha$	Exposant dépendant de l'âge du béton et de son degré d'hydratation		Prise en compte des conditions extérieures et de l'âge du béton
$\beta$	Exposant dépendant de l'âge du béton	$0 \leq \beta \leq 1$	Prise en compte des cycles d'humidification/séchage
$t_0$	Age de référence du béton	Souvent pris égal à 28 jours	Prise en compte de la durée de maturation du béton
$k_T$	Facteur lié à la température	Calculé par une relation qui relie la température du laboratoire et la température de l'air	Prise en compte des conditions extérieures (température)
$k_{E/C}$	Facteur lié au rapport E/C	Calculé par une relation utilisant le rapport E/C, des paramètres de calage fonction du type de	Prise en compte de la nature du ciment et du rapport E/C

ciment. Constant dans le temps.

La quantification du paramètre dépendant de l'âge du béton, des cycles d'humidification/séchage et de la durée d'exposition est obtenue à partir de données issues de mesures effectuées sur de nombreuses structures in situ (figure 3.5).

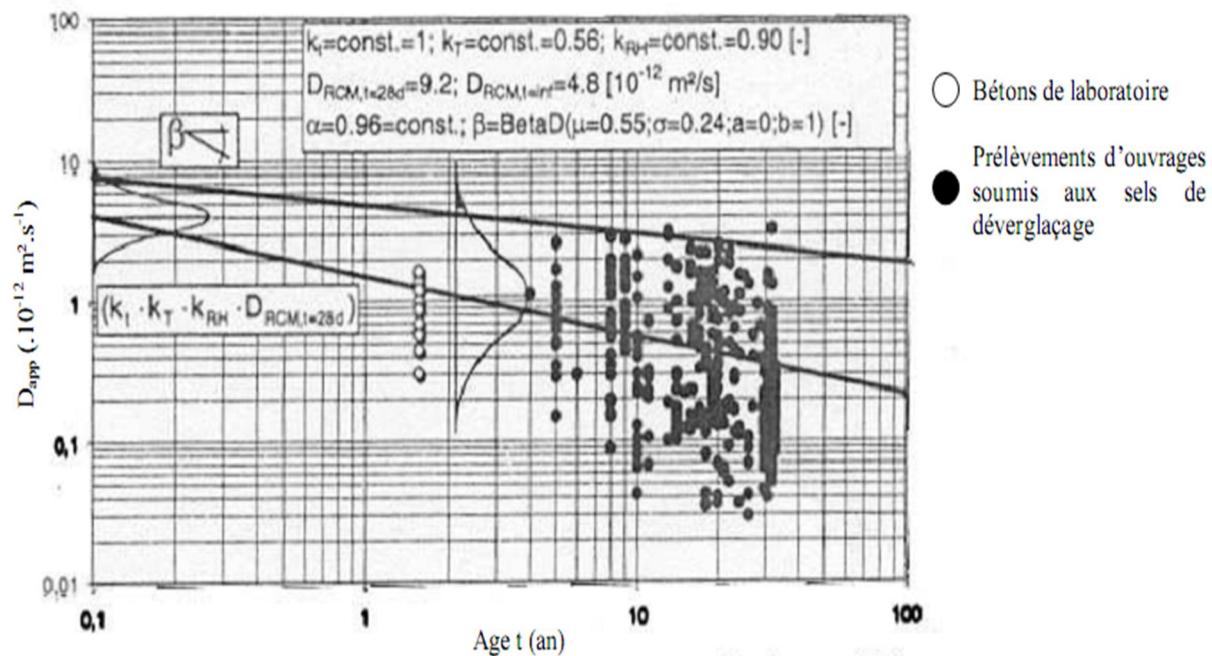


Figure 3.5 : Comparaison de coefficient de diffusion apparente d'éprouvettes confectionnées en laboratoire ou prélevées sur ouvrage, pour un même béton à base de CEM I.

### 3.10 Le modèle de Deby

Deby (Deby, 2008) propose un modèle de prédiction simplifié dérivé d'un modèle numérique plus complexe résolvant l'équation de diffusion des chlorures pour les ouvrages constamment immersés dans l'eau de mer, avec prise en compte d'une isotherme de fixation. Le modèle simplifié s'appuie sur la solution analytique de la seconde loi de Fick.

La concentration en chlorures totaux  $C(x, t)$  (%) en masse de béton) à une distance  $x$  (m) et pour un temps d'exposition  $t$  (s) s'exprime par la relation suivante :

$$C(x, t) = C_{ref}^{\text{tot}} \cdot \text{erfc} \left( \frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_a \cdot t}} \right) \quad (3.31)$$

Où

$C_{ref}^{tot}$  (% en masse de béton) représente la concentration en chlorures totaux dans le béton associée à la concentration en chlorures dans l'eau de mer  $c_{ref}$  (g/l), pour la profondeur  $x = 0$ , c'est-à-dire la partie de béton en contact direct avec l'eau de mer, et  $D_a$  est le coefficient de diffusion apparent.

Le coefficient de diffusion apparent est fonction du coefficient de diffusion effectif  $D_e$  ( $m^2/s$ ) et de l'isotherme de fixation des chlorures  $C_b(c)$  (mol/kg de béton) :

$$D_a = \frac{D_e}{p + \rho_d \cdot \frac{\partial C_b}{\partial c}} \quad (3.32)$$

La valeur de ce coefficient de diffusion apparent est calculée à partir d'une forme d'isotherme linéaire judicieusement choisie. Pour proposer une isotherme linéaire la plus concordante avec l'isotherme complète, la notion « d'isotherme équivalente » peut être utilisée [J.P. Bigas, 1994]. Ainsi, pour une droite passant par la valeur  $c = \alpha \cdot c_{ref}$ , la définition suppose que la quantité de chlorures fixés soit identique à celle de l'isotherme complète. Afin d'améliorer le modèle simplifié, Deby [F. Deby, 2008] montre qu'en choisissant  $\alpha = 2$ , la pente  $K$  de l'isotherme linéaire est la plus parallèle à la dérivée moyenne de l'isotherme complète. La prédiction associée est alors affinée et permet de proposer un résultat conforme au modèle numérique, notamment pour les cinq premiers centimètres.  $K$  s'écrit :

$$K(2 \cdot c_{ref}) = \frac{C_b(2 \cdot c_{ref})}{2 \cdot c_{ref}} \quad (3.33)$$

L'équation analytique s'exprime de façon complète par :

$$C(x, t) = C_{ref}^{tot} \cdot \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2 \cdot \sqrt{\frac{D_e}{p + \rho_d \cdot K(2 \cdot c_{ref})} \cdot t}} \right) \quad (3.34)$$

Le modèle simplifié ainsi développé permet d'obtenir un outil simple et robuste pour la prédiction des profils en chlorures dans les parties d'ouvrages immergés.

## 4 MODELES PREDICTIFS RELATIFS A LA CARBONATATION DU BETON

La carbonatation atmosphérique est un des facteurs parmi les plus importants de la durabilité du béton armé. Elle repose sur l'action du CO<sub>2</sub> de l'atmosphère qui diffuse à travers le béton et se dissout en acide au contact de la solution interstitielle. Cette acidification du milieu induit une dissolution de la portlandite Ca(OH)<sub>2</sub> qui constitue la réserve de basicité du béton. La baisse du pH, d'une valeur de l'ordre de 13 à une valeur inférieure à 9, peut conduire à la corrosion des aciers du béton armé qui ne sont passivés et protégés qu'en milieu fortement basique.

Les principaux paramètres qui déterminent l'avancement du front de carbonatation sont :

- au niveau du matériau : la fraction volumique laissée libre pour la diffusion du CO<sub>2</sub> (définie à partir de la porosité et du taux de saturation) et la quantité de minéraux susceptibles de réagir avec le CO<sub>2</sub>,
- au niveau des conditions aux limites : la concentration en CO<sub>2</sub>, l'humidité relative et l'alternance de cycles d'humidification-séchage, et la température.

En milieu naturel, les fluctuations de la concentration en dioxyde de carbone sont généralement faibles. Ce n'est pas le cas pour la température et l'humidité relative. Ces paramètres sont déterminants pour l'évolution du profil hydrique du béton d'enrobage. Or, nous avons vu que l'état de saturation en eau du matériau influençait directement son comportement vis-à-vis de la carbonatation. La diffusion du dioxyde de carbone s'effectuant généralement dans un matériau partiellement saturé, la modélisation des processus de carbonatation nécessite le couplage des équations qui décrivent le transport hydrique et le transport du dioxyde de carbone. La prise en compte de ce couplage peut rendre la modélisation difficile.

Ces modèles reposent sur l'utilisation de la première loi de Fick. Ils se différencient les uns des autres par les paramètres pris en compte (teneur initiale en C-S-H, coefficient de diffusion du dioxyde de carbone variable, coefficient de diffusion de la vapeur d'eau, de la chaleur, ...), les hypothèses simplificatrices sur les mécanismes physico-chimiques, et les

conditions initiales et aux limites. Les concepts physico-chimiques des modèles sur la carbonatation des bétons sont de plus en plus complets.

#### 4.1 Le Modèle de Ying-Yu et Qui-Dong

Ying-Yu et Qui-Dong (Ying-Yu et al, 1987) ont réalisé des travaux sur la carbonatation naturelle et accélérée d'éprouvettes de mortier et de béton. Leur étude a mis en évidence que les mécanismes réactionnels mis en jeu dans ces deux matériaux sont analogues. Leur démarche prédictive appliquée ici aux mortiers s'appuie sur un ensemble d'hypothèses simplificatrices dont les plus marquantes sont :

- la progression du front de carbonatation s'effectue dans un matériau homogène avant carbonatation (distribution de la taille des pores constante quelle que soit la distance depuis la surface);
- le matériau peut être schématisé en trois zones distinctes : la zone carbonatée, la zone en cours de carbonatation et la zone non carbonatée (figure 3.6).

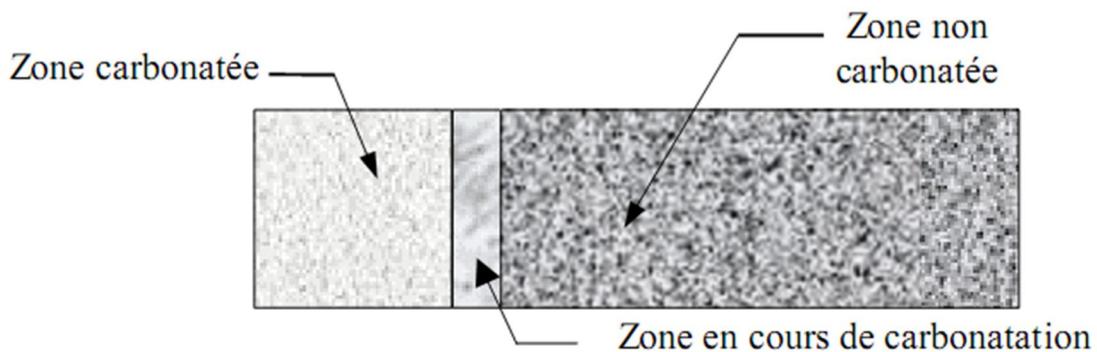


Figure 3.6 : Représentation des trois zones considérées dans le modèle de Ying-Yu et Qui-Dong.

La carbonatation est fonction à la fois des conditions initiales du béton caractérisées par des paramètres tels que la masse volumique et le coefficient de diffusion, mais aussi des conditions extérieures comme la composition de la phase gazeuse (pression partielle de  $\text{CO}_2$ ) au contact du matériau.

La validation du modèle est assurée par des comparaisons entre les profondeurs de carbonatation mesurées sur des éprouvettes de mortier soumises à un essai accéléré ( $T = 20^\circ\text{C}$ , H.R. = 52 %,  $[\text{CO}_2] = 20\text{ %}$ ) et les prévisions du modèle. Selon Ying-Yu et Qui-Dong, ce modèle peut être appliqué dans le cas d'une carbonatation naturelle.

Ce modèle se limite à la seule pénétration du dioxyde de carbone sans tenir compte de la complexité des réactions chimiques entre les hydrates et la phase aqueuse.

#### 4.2 Le Modèle de Papadakis, Vayenas et Fardis

Papadakis et al. (Papadakis et al ,1991a) proposent une modélisation du processus de carbonatation des bétons qui prend en compte la phase aqueuse pénétrant dans les pores et les réactions chimiques avec les hydrates de la matrice cimentaires qui en résultent. Ainsi les paramètres suivants sont considérés :

- la diffusion du CO<sub>2</sub> dans la phase aqueuse des pores du béton ;
- la dissolution de la portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub>) et la diffusion dans l'eau interstitielle des ions calcium et hydroxyle ;
- la réaction entre le CO<sub>2</sub> dissous et le calcium lixivé ;
- la réaction du CO<sub>2</sub> dissous avec les silicates de calcium hydratés (C-S-H) et les silicates de calcium anhydres (C<sub>2</sub>S et C<sub>3</sub>S) ;
- la réduction de la porosité du matériau au cours de l'hydratation et de la carbonatation.

Ce modèle suppose que la réaction de carbonatation est infiniment plus rapide que la diffusion de CO<sub>2</sub> dans le béton et que la quantité de CO<sub>2</sub> dissoute dans la solution interne de la matrice cimentaire est très inférieure à la quantité de matière carbonaté (Ca(OH)<sub>2</sub>, C-S-H, C<sub>2</sub>S et C<sub>3</sub>S).

A partir de l'ensemble des processus élémentaires cités précédemment, Papadakis et al. obtiennent une modélisation de la profondeur de carbonatation x (mm) en fonction du temps (s) :

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{e,C}^C \cdot [\bar{C}]^0}{[CH]^0 + 3 \cdot [CSH]^0 + 3 \cdot [C_3S]^0 + 2 \cdot [C_2S]^0}} \cdot \sqrt{t} \quad (3.35)$$

Les paramètres d'entrée de ce modèle sont détaillés dans le tableau suivant.

Tableau 3.5 : Données d'entrée du modèle Papadakis, Vayenas et Fardis.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
-----------	------------	----------------------------	----------------------

$[\bar{C}]^0$	Concentration en CO <sub>2</sub> dans la phase gazeuse au contact du béton (mol.m <sup>-3</sup> )	Expérimentale	Prend en compte des conditions extérieures
[composé] <sup>°</sup>	Concentration initiale des hydrates (CH, C-S-H) et des anhydres (C <sub>2</sub> S, C <sub>3</sub> S) dans le béton (mol.m <sup>-3</sup> )	Obtenu par relation empirique en fonction de la composition du ciment, du rapport E/C, de la cure et de l'avancement des réactions d'hydratation	Prend en compte la nature du ciment, la formulation du béton et l'hydratation du ciment
$D_{e,\bar{C}}^c$	Coefficient de diffusion effectif du CO <sub>2</sub> dans le béton carbonaté (m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup> )	Obtenu par relation empirique en fonction de la porosité, du degré de saturation des pores, fonction lui-même de l'humidité relative et de la distribution porosimétrique	Prend en compte la saturation des pores en fonction des conditions extérieures d'humidité et de la porosité du béton (conditions initiales)

Si l'on considère que seule la portlandite réagit avec le CO<sub>2</sub>, il est possible de simplifier ce modèle. Cette option va dans le sens de la sécurité car la profondeur de carbonatation est alors surestimée. De même que le modèle précédent, le modèle de Papadakis et al. a été comparé avec des résultats expérimentaux obtenus au cours d'essais de carbonatation accélérée sur différentes formulations de béton. Le modèle est validé par l'expérimentation. Ce modèle est simple d'emploi mais certains facteurs, tels que l'humidité relative de l'air ambiant et le degré de saturation en eau des pores, ne sont pas pris en compte. L'évolution de la microstructure pendant la carbonatation n'est pas non plus modélisée.

### 4.3 Le Modèle Al-Akchar, Baroghel-Bouy et Raharinaivo

Al-Akchar et al. (Al-Akchar et al, 1998) ont défini un modèle empirique, appliqué à des pâtes de ciment, qui se base sur la diffusion du CO<sub>2</sub> et sa réaction avec les ions résultant de la dissolution de la matrice cimentaire.

La pénétration du dioxyde de carbone dans la matrice cimentaire est décrite en première approximation par les lois de diffusion de Fick avec une diffusivité du dioxyde de carbone

$D$  ( $\text{m}^2.\text{s}^{-1}$ ) qui varie avec la profondeur du matériau par rapport à la surface exposée  $x$  (m). La réaction chimique avec la portlandite est modélisée en supposant que la quantité de dioxyde de carbone qui diffuse,  $C$ ,

est diminuée avec une cinétique de réaction  $\gamma$  ( $\text{mol}.\text{m}^{-3}.\text{s}^{-1}$ ) :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial D}{\partial x} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} - \gamma \quad (3.36)$$

La vitesse  $\gamma$  de  $\text{CO}_2$  réagissant avec la matrice cimentaire correspond à la combinaison des différentes vitesses des réactions chimiques élémentaires successives entre le  $\text{CO}_2$  et les espèces contenant l'élément calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{CaOH}^+$ , ...). Il en résulte :

$$\gamma = K_{\text{OH}} \cdot [\text{OH}^-] \cdot C \quad (3.37)$$

Avec :

- $K_{\text{OH}}$  : coefficient pris égal à  $8500 \text{ l.mol}^{-1}.\text{s}^{-1}$ ;
- $[\text{OH}^-]$  : concentration molaire en hydroxyles dans une pâte de ciment ( $\text{mol}.\text{m}^{-3}$ ) ;
- $C$  : concentration molaire en  $\text{CO}_2$  de la phase gazeuse au contact d'une pâte

Ce modèle est intéressant car il permet de quantifier théoriquement l'influence des réactions chimiques entre le  $\text{CO}_2$  et la portlandite sur la cinétique de carbonatation du matériau et sur sa vitesse de dégradation. Ce modèle n'a été validé que sur des pâtes de ciment constituées de CEM I. La transposition du modèle aux cas des bétons plus complexes reste à faire.

#### 4.4 Le Modèle de Bakker

Les bases de ce modèle sont les suivantes :

- La carbonatation se propage suivant un front raide et la modélisation de sa progression est donnée par la formule analytique:  $X_C = A\sqrt{t}$  ;
- Le séchage du matériau est décrit par la pénétration d'un front raide, évoluant en racine carrée du temps et séparant une zone où l'humidité est maximale ( $HR = 100\%$ );

- L'imbibition du matériau est instantané par rapport au séchage et à la carbonatation ;
- Enfin, la carbonatation est impossible quand le matériau est imbibé (HR = 100%) et le processus de carbonatation peut débuter dès que le béton commence à sécher.

Dans ce modèle, le calcul de la profondeur de carbonatation ne s'effectue pas avec l'âge réel du matériau mais avec le temps "efficace" qui correspond à la durée pendant laquelle la carbonatation du béton peut avoir lieu. L'âge du béton pris en compte dans les calculs est donc le temps d'exposition du matériau auquel on soustrait la somme des périodes d'humidification/séchage. La profondeur de carbonatation peut donc être calculée après n cycles d'humidification/séchage et suit une loi du type :

$$X_c(n) = A \cdot \sqrt{t_{eff(n)}} \quad (3.38)$$

Où  $t_{eff(n)}$  (années) est le temps effectif de carbonatation tel que :

$$t_{eff(n)} = \sum_{i=1}^n t_d(i) - \left[ \frac{X_c(i-1)}{b} \right]^2 \quad (3.39)$$

Avec :

- $t_d(i)$  ( $0 \leq i \leq 1$ ) : durée de la  $i^{\text{ème}}$  période de séchage (années);
- $\left[ \frac{X_c(i-1)}{b} \right]^2$  : durée nécessaire au  $i^{\text{ème}}$  séchage pour que le front de séchage atteigne le front de carbonatation, correspondant au  $(i-1)^{\text{ème}}$  cycle (années).

Cette approche prédictive présente l'intérêt de prendre en compte l'influence des cycles d'humidification/séchage qui entraînent des fluctuations de la teneur en eau du béton d'enrobage.

#### 4.5 Le modèle de Saetta, Schrefler et Vitaliani

Le modèle numérique développé par Saetta et al. (Saetta et al, 1995) simule l'évolution des profondeurs de carbonatation atteintes dans des bétons exposés en milieu naturel ou dans des conditions expérimentales favorisant la carbonatation accélérée. Ces auteurs

considèrent que la vitesse de formation du carbonate de calcium au cours de la dégradation de la portlandite peut s'écrire comme combinaison de plusieurs fonctions :

$$V = \alpha_1 \cdot f_1(HR) \cdot f_2(\bar{C}) \cdot f_3(CH) \cdot f_4(T) \quad (3.40)$$

Ces paramètres sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 : Paramètres d'entrée du modèle de Saetta, Schrefler et Vitaliani.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
$\alpha_1$	Paramètre adimensionnel tenant compte des caractéristiques du béton : E/C, composition, taux d'hydratation et conditions de cure	Utilisation de données de la littérature	Prise en compte des conditions initiales du matériau (E/C, composition, taux d'hydratation,...)
H.R.	Humidité relative	Fixée	Prise en compte des conditions extérieures (humidité relative)
$(\bar{C})$	Concentration en $\text{CO}_2$ ( $\text{mol.m}^{-3}$ )	Fixée	Prise en compte des conditions extérieures (teneur en $\text{CO}_2$ )
$(CH)$	Concentration en portlandite ( $\text{mol.m}^{-3}$ )	Calculée d'après la teneur en ciment et le type de ciment	Prend en compte le taux d'avancement des réactions de carbonatation et les conditions initiales du matériau (teneur en portlandite)
T	Température extérieure (K)	Fixée	Prise en compte des conditions extérieures (température)

L'inconvénient majeur de ce modèle est de ne prendre en compte que la carbonatation de la portlandite. Les autres espèces chimiques présentes dans le béton sont négligées.

#### 4.6 Le Modèle du Task Group 5.1 du CEB

Dans le cadre du groupe de travail TG 5.1 du CEB (CEB, 1997), le processus de carbonatation ayant lieu pendant la période d'initiation est modélisé par l'équation (3.41) donnant la profondeur de carbonatation  $X_C$  (m) en fonction du temps  $t$  (s) d'exposition :

$$X_C(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot D_{eff} \cdot C_s}{a}} \cdot \sqrt{t} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (3.41)$$

Tableau 3.7 : Paramètres d'entrée du modèle Task Group 5.1.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
$D_{eff}$	Coefficient de diffusion effectif du $CO_2$ dans le béton $m^2.s^{-1}$ )	Expérimentale. Défini pour une compacité, une cure et en fonction des conditions environnementales.	Prise en compte des conditions initiales, du processus de fabrication du matériau et des conditions extérieures
$a$	Quantité de $CO_2$ nécessaire à la carbonatation complète du matériau ( $kg.m^{-3}$ )	Calculé d'après la teneur en $CaO$ du ciment, la teneur en ciment du béton et son degré d'hydratation	Prise en compte de la composition du matériau
$C_s$	Concentration en $CO_2$ à la surface du matériau ( $kg CO_2.m^{-3}$ )	Fixée	Prise en compte des conditions extérieures (teneur en $CO_2$ )
$k_1$	Paramètre permettant de prendre en compte les conditions de cure du béton	Pour le milieu extérieur le produit $k_1 \cdot k_2$ est pris égal à 0,5. Pour l'intérieur, le produit $k_1 \cdot k_2$ varie de 1 (cure de bonne qualité) à 2 (sans cure).	Prise en compte de la cure du matériau et des conditions extérieures
$k_2$	Paramètre permettant de prendre en compte les conditions climatiques du béton (en particulier le taux de saturation moyen)		(humidité relative)

n	Paramètre permettant de prendre en compte l'orientation et la localisation de la structure de béton	n = 0 en intérieur. n varie de 0,1 (abrité) à 0,4 (non abrité) en extérieur	Prise en compte des conditions climatiques à la surface du béton
t <sub>0</sub>	Période de référence	Fixée (prise égale à un an)	

Ce modèle présente l'avantage de considérer certains aspects du processus de fabrication (notamment la cure) et des conditions environnementales (cycles d'exposition à la pluie et de séchage, orientation de la structure).

#### 4.7 Le Modèle DuraCrete

Dans le cadre du projet européen DuraCrete (DuraCrete, 1999), deux expressions ont été proposées pour traduire le temps nécessaire à l'initiation de la corrosion des armatures selon que le processus de dégradation est dû à la carbonatation de la matrice cimentaire ou à la pénétration des ions chlorure dans le béton.

Dans le cas où la corrosion est due à un processus de carbonatation, la profondeur de carbonatation X<sub>c</sub> (m) est exprimée selon la relation suivante, utilisant les paramètres du tableau 11, pour une période de référence t<sub>0</sub> :

$$X_c = \sqrt{\frac{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot D_{eff,0} \Delta C}{a}} \cdot \sqrt{t} \left( \frac{t_0}{t} \right)^w \quad (3.42)$$

Le temps nécessaire T<sub>1</sub> pour que le front de carbonatation parvienne jusqu'à l'armature est estimée selon la relation :

$$T_1 = \left[ \frac{z^2}{2 \cdot k_c \cdot k_e \cdot \frac{D_{eff,0}}{a} \cdot C_s \cdot t_0^{2w}} \right]^{\frac{1}{1-2w}} \quad (3.43)$$

Tableau 3.8 : Paramètres d'entrée du modèle DuraCrete.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
z	Epaisseur d'enrobage	Fixée	Prise en compte de

	(m)		l'épaisseur d'enrobage
$D_{\text{eff},0}$	Coefficient de diffusion effectif du $\text{CO}_2$ dans le béton à la période de référence $t_0$ ( $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ )	Calculé par une relation empirique	Prise en compte de l'évolution de la microstructure du béton avec la carbonatation, des conditions extérieures, de la compacité et de la cure du matériau
$A$	Quantité de $\text{CO}_2$ pour une carbonatation complète du matériau ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	Calculée par une relation empirique	Prise en compte de la nature du ciment, la teneur en $\text{CaO}$ et le degré d'avancement des réactions d'hydratation
$C_s$	Concentration en $\text{CO}_2$ à la surface du béton ( $\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$ )	Fixée	Prise en compte des conditions extérieures (teneur en $\text{CO}_2$ )
$\Delta C$	Différence de concentration en $\text{CO}_2$ entre le matériau au niveau du front de carbonatation et le milieu extérieur ( $\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$ )	Calculé, $C_s$ étant fixé	Prise en compte de la teneur en $\text{CO}_2$ extérieure et dans le béton
$k_e$	Paramètre tenant compte des conditions climatiques, en particulier le taux moyen d'humidité du béton	Calculé à partir d'une équation	Prise en compte des conditions extérieures (humidité relative)
$k_c$	Paramètre tenant compte des conditions de cure du béton	Données bibliographiques (Base de données de retour d'expérience)	Prise en compte de la cure du béton
$W$	Quantité d'eau contenue dans le béton ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	Calculé d'après les conditions extérieures (humidité relative, cycle	Prise en compte de la porosité du béton et des conditions

---

humidification/séchage) et la porosité du matériau	extérieures
---	-------------

---

Ce modèle est intéressant car il intègre de nombreux paramètres, dont les conditions environnementales. Il est alimenté par des données issues de retour d'expérience et adaptables à un large panel de matériaux cimentaires. Ceci justifie son utilisation de plus en plus répandue dans les groupes de recherche européens.

Son application en vue d'optimiser les éléments préfabriqués de l'industrie du béton par une approche probabiliste semble être judicieuse, à condition d'intégrer au modèle les spécificités liées aux processus de fabrication, comme les traitements thermiques par exemple.

#### 4.8 Le Modèle de Miragliotta

La modélisation proposée par Miragliotta [R. Miragliotta, 2000] présente l'originalité de coupler le phénomène de carbonatation aux processus d'hydratation des principaux composés du ciment. Aussi, l'avancée du front de carbonatation modélisée tient compte simultanément des cinétiques des réactions de carbonatation et d'hydratation du ciment. Le modèle a été validé par des essais de carbonatation accélérée. Une analyse comparative entre les profondeurs prédites et celles mesurées sur des produits en bétons anciens (six ans de carbonatation naturelle) a été réalisée. Le modèle nécessite comme données d'entrée les informations suivantes (tableau 3.9) :

- l'évolution de la profondeur de carbonatation lors d'un essai accéléré ;
- la porosité du matériau ;
- la composition chimique du ciment ainsi que la formulation du béton ;
- la teneur en CO<sub>2</sub> de l'atmosphère.

L'évolution de la profondeur de carbonatation x (m) en fonction du temps de carbonatation t<sub>+</sub> (s) est modélisée par la relation ci-dessous :

$$x = \sqrt{\frac{2 \cdot \varepsilon_p \cdot (1 - S_a) \cdot D_{CO_2} \cdot [n_{CO_2}]_{ext} \cdot \tau}{(1 - \varepsilon_p) \cdot ([CH] + 3 \cdot [CSH] + 3 \cdot [C_3S] + 2 \cdot [C_2S] + 4 \cdot [C_4AF] + [C_3A])}} \times \sqrt{t_+} \quad (3.44)$$

Tableau 3.9 : Paramètres d'entrée du modèle de Miragliotta.

Paramètre	Définition	Détermination du paramètre	Intérêt du paramètre
$\epsilon_p$	Porosité totale du Béton	Expérimentale	Prise en compte des conditions initiales du matériau (microstructure)
$S_a$	Degré de saturation du Matériau	Expérimentale	Prise en compte des conditions initiales du matériau (microstructure) et extérieures
$D_{CO_2}$	Coefficient de diffusion effectif du $CO_2$ ( $m^2.s^{-1}$ )	Expérimentale	Prise en compte des conditions initiales du matériau (microstructure)
$[n_{CO_2}]_{ext}$	Concentration atmosphérique du $CO_2$ ( $mol.m^{-3}$ )	Fixée	Prise en compte des conditions extérieures (teneur en $CO_2$ )
[constituant]	Concentration en anhydres ou hydrates ( $CH$ , $C-S-H$ , $C_3S$ ) ( $mol.m^{-3}$ )	Calculée d'après la composition du matériau ou dosée	Prise en compte des conditions initiales du matériau (composition)

En sortie, le modèle permet de quantifier les différents paramètres évolutifs du matériau tels que les concentrations des anhydres et des hydrates, la porosité et la profondeur de carbonatation. Ce modèle peut être étendu aux bétons fabriqués avec des ciments composés de type CEM V, c'est-à-dire contenant des laitiers et des cendres volantes pourvues d'une activité pouzzolanique.

#### 4.9 Le Modèle de Bary et Sellier

Le modèle de Bary et Sellier [B. Bary et al, 2004] suppose que le béton est constitué de trois phases (liquide, solide et gazeuse), aux interfaces desquelles se produisent des réactions chimiques de dissolution, solidification, vaporisation et liquéfaction.

Les phénomènes pris en compte sont :

- la décalcification ou dissolution progressive des hydrates de la pâte de ciment et la migration consécutive des ions calcium dans la phase liquide de la solution interstitielle ;
- la formation de calcite par réaction entre les ions calcium et le CO<sub>2</sub> dissous ;
- la diffusion du CO<sub>2</sub> dans la phase gazeuse de la solution interstitielle ;
- la diffusion et la pénétration de l'eau à travers le milieu poreux, notamment pendant le séchage ;
- la migration du calcium lors du processus de colmatage de la zone carbonatée
- la variation de la porosité due à la décalcification (augmentation) et à la formation de calcite (diminution).

Le modèle repose sur trois équations de conservation de la masse : conservation de la masse de calcium, conservation de la masse d'eau et conservation de la masse de carbone. Son développement est basé sur une zonation de la pâte de ciment qui apparaît au cours de la carbonatation et de la décalcification. Cette modélisation de la matrice cimentaire est directement

Ce modèle se révèle très complet en ce qui concerne les mécanismes physico-chimiques de pénétration du CO<sub>2</sub> dans la matrice cimentaire et les réactions entre le CO<sub>2</sub> dissous et les hydrates. Les modifications microstructurales et de composition de la solution interstitielle qui en résultent sont évaluées. Cependant, l'application de ce modèle est limitée par les difficultés de dosage de la solution interstitielle et de caractérisation de la zonation de la partie carbonatée du béton. De plus, la notion de reproductibilité et de validité de cette zonation à l'échelle d'un élément de structure reste une question sensible.

#### 4.10 Le Modèle de Thiéry

De la même manière que le modèle de Bary et Sellier, le modèle développé par Thiery (M. Thiery, 2005,) est de type numérique. Bien plus que la prédition de la profondeur de carbonatation, le modèle permet d'obtenir de nombreux profils, témoins de la durée de vie du matériau : profil de teneur en carbonates de calcium, profils de teneur en hydrates, profils de porosité, profil de pH,

Différents couplages entre les phénomènes physiques qui pilotent l'accessibilité du CO<sub>2</sub> dans la matrice cimentaire et les facteurs chimiques qui conditionnent la quantité de matière carbonaté dans le matériau, sont considérés.

- variation de la microstructure de la matrice cimentaire au cours de la carbonatation et notamment l'effet de colmatage des pores lors de la précipitation de calcite ;
- changements d'état hydrique du matériau au cours de la carbonatation ;
- évolution de la composition chimique et minéralogique du matériau.

La validation du modèle a été acquise par comparaison des résultats du modèle numérique avec les résultats expérimentaux d'essais de carbonatation accélérée et de mesures *in situ* de carbonatation naturelle de structures exposées dans un environnement connu. Une calibration postérieure des paramètres d'entrée est effectuée si nécessaire.

### 5 CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à la description des modèles prédictifs relatifs à la pénétration des chlorures et à la carbonatation du béton qui sont utilisés pour l'analyse de sensibilité, qui consiste à déterminer, quantifier et analyser comment réagissent les sorties d'un modèle à des perturbations sur ses variables d'entrée qui ne sont pas connues de façon exacte, et sont entachées d'une incertitude. Ceci dans le but de disposer non seulement d'un modèle fiable mais également d'une base de données représentative.

# CHAPITRE IV

## DURABILITE ET APPROCHE PROBABILISTE

### 1 INTRODUCTION

Toute structure en béton armé doit être capable de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue tout au long de sa durée de vie. Pour atteindre cet objectif, il est souhaitable que le matériau composite béton-acier puisse résister aux détériorations et aux charges d'exploitation auxquelles il peut être soumis. Les phénomènes de dégradation des ouvrages en béton sont de la plus grande importance. En réalité, le vieillissement généralisé des structures lié à l'exposition à un environnement pollué et agressif favorise des dommages d'origine chimique. Ces agents polluants peuvent réagir avec les constituants du béton et corroder les armatures. Ces désordres peuvent provoquer la réduction de la durée de vie de la structure et même la ruine prématuée de l'élément de structure. De ce fait, l'espérance de vie de l'ouvrage est réduite. Les principaux agents agressifs sont des ions agressifs tels que les chlorures ou le gaz carbonique. La nature de la dégradation provoquée par ces agents est la corrosion des aciers suivi de l'éclatement du béton. Il paraît raisonnable de quantifier ces dégradations pour pouvoir estimer dans les différentes phases de conception, construction ou maintenance, un niveau acceptable de la détérioration de l'ouvrage. Ceci signifie qu'au-delà d'un certain seuil de dégradation un ouvrage (ou un de ses éléments) doit subir une réparation ou même un remplacement. Cependant, élaborer une telle quantification systématique n'est pas une tâche facile, car les caractéristiques de l'environnement et celles des matériaux, et donc les mécanismes de dégradation ne sont pas encore bien connus et maîtrisés et mènent à des estimations imprécises.

Néanmoins, même si souvent les informations disponibles ne sont pas complètes et si les mécanismes de dégradations ne sont pas encore nettement connus, les connaissances actuelles permettent de prédire la durée de vie d'un ouvrage ou la durée de certaines étapes ou phases de la performance d'une structure en béton armé. Toutefois, le nombre d'incertitudes retrouvé dans ce genre de prédiction est assez important. Pour cela, l'analyse de ces différentes phases de performance des ouvrages est développée dans un cadre probabiliste en utilisant les principes de la théorie de la fiabilité.

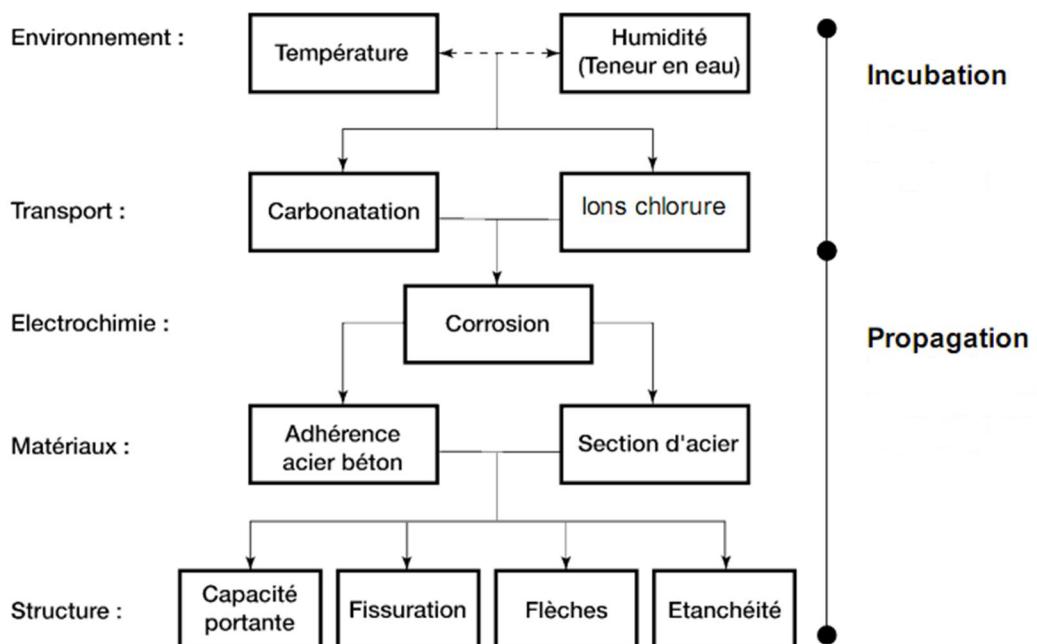


Figure 4.1: Scénario de vieillissement (AFGC, 2004. Indicateurs de durabilité)

## 2 LA DURABILITE DES STRUCTURES EN BETON ARME

Il est essentiel qu'une structure en béton armé puisse conserver sa résistance sans que sa gestion technique ou sa fonction soit modifiées de façon significative, afin de ne pas compromettre sa durabilité. Il convient de rappeler que la durabilité n'est pas la garantie d'une durée de vie infinie à la structure, mais un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau. La durabilité d'une structure est alors sa capacité à remplir ses fonctions durant la durée de vie prescrite avec une maintenance appropriée. L'ouvrage doit alors être conçu de sorte qu'aucune dégradation significative n'est susceptible d'apparaître entre deux inspections successives.

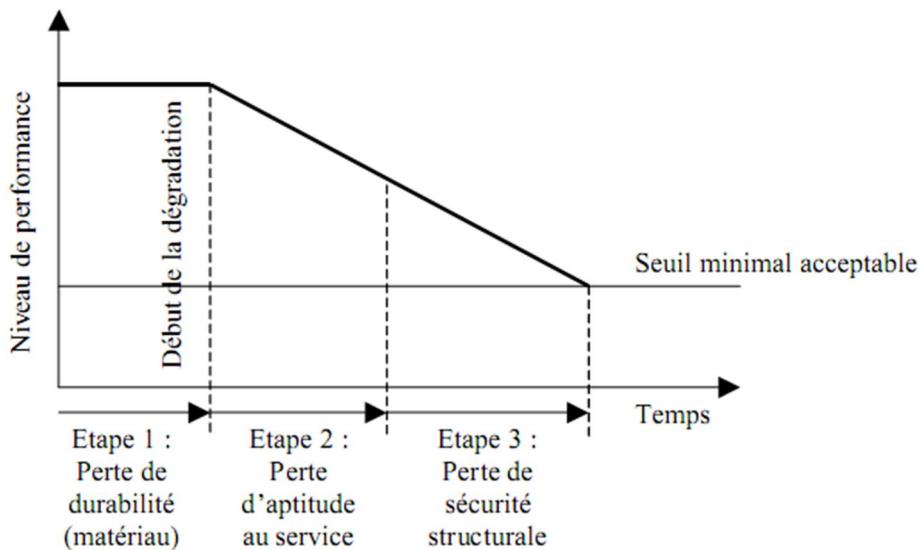


Figure 4.2 : Perte de performance d'un ouvrage au cours du temps (Silva, 2004)

### 3 DEFINITION DE LA DUREE DE VIE

La durée de vie d'un ouvrage peut être définie comme la période au cours de laquelle l'ensemble des endommagements cumulés subis au cours du temps ne dépasse pas un niveau critique ou, en d'autres termes, un ou plusieurs états limites donnés (Martin, 2003). La durée de vie peut être prise égale à la durée de service sans précaution initiale particulière, sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure (EUROCODE 1). Cela correspond à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique (AFGC, 2003). Étant donné l'importance de cette notion de durée de vie d'une structure en béton armé, quelques publications (Tuutti, 1982), (Weyers, 1983) ont essayé de définir les périodes qui gouvernent le processus de dégradation du matériau béton armé. La publication la plus connue (Tuutti, 1982) identifie et définit deux périodes (amorçage et propagation) dans le mécanisme de dégradation des armatures par corrosion en présence de chlorures. La période d'amorçage peut être vérifiée de deux façons : la période d'incubation (dans le cas du béton non fissuré) ou la période d'incubation suivie de la période dormante (cas du béton fissuré). Elles correspondent aux moments où les agents agressifs transitent dans le matériau et où seules quelques zones de faible surface sont dépassivées avec aucune dégradation visible à l'échelle macroscopique. La propagation correspond ensuite à une diminution notable de la section de l'acier et à un épaissement de la rouille. Elle dépend de l'environnement de

l'ouvrage (humidité relative, type d'agressivité prépondérante, teneur d'oxygène, etc.).(Weyers, 1983) a proposé un modèle de description de la durée de vie des éléments de ponts en béton armé dans lequel trois phases différentes sont répertoriées : la diffusion, la croissance de la corrosion et la dégradation. Pendant la première phase, l'agent agressif pénètre (diffusion) dans le béton d'enrobage. Une concentration critique est alors atteinte et la corrosion se déclenche à travers la dépassivation de l'armature (amorçage). La deuxième phase est définie comme la période entre l'amorçage de la corrosion et la formation de la première fissure. Finalement, la troisième phase comprend à la période pour laquelle la dégradation atteint un niveau où la réparation de la structure est nécessaire (Figure 3.9).

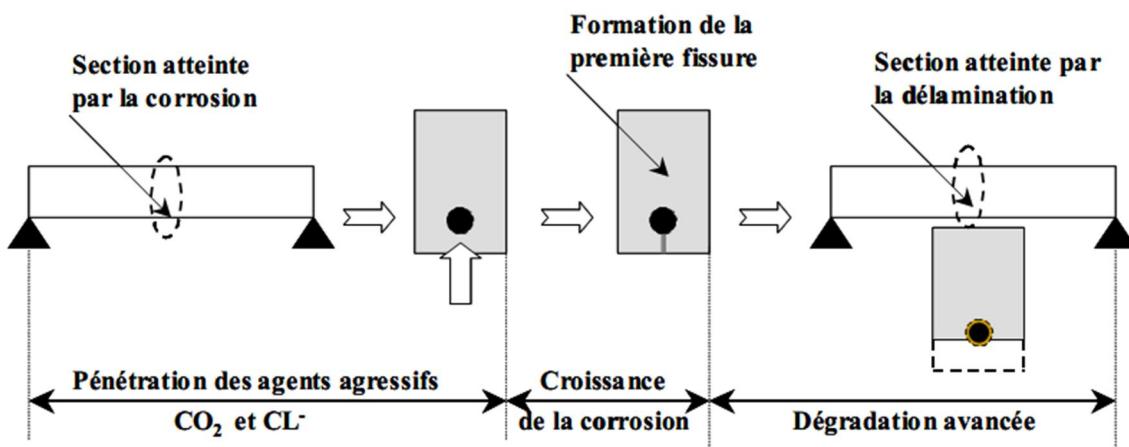


Figure 4.3 : Stades de dégradation par corrosion des aciers dans le béton armé (Weyers, 1983)

Ainsi, une façon simple et efficace de prolonger la durée de vie de l'ouvrage consiste à augmenter la période qui mène à l'amorçage de la corrosion [incubation selon (Tuutti, 1982) ou diffusion selon (Weyers, 1983)]. Ceci signifie que les propriétés de transport du béton notamment la perméabilité et le coefficient de diffusion sont des paramètres importants.

## 4 DUREE DE VIE PAR UNE APPROCHE PROBABILISTE (Fiabilité et évaluation de la performance)

### 4.1 Un Bref Historique

Les concepts de probabilité associés aux risques sont employés depuis longtemps. Pierre-Simon, Marquis de Laplace (1749-1827), a publié une recherche mathématique appliquée à ces concepts.

Dans les années 1940, s'est produit le développement de la théorie mathématique qui a une relation directe avec l'analyse de fiabilité. Robert Lusser a développé une équation associée à la fiabilité d'un système en série (Lafraia, 2001). A la même époque sont apparues les premières tentatives de chercher une amélioration de la qualité de fonctionnement des systèmes alliée à la manutention préventive. Cela fut à travers l'amélioration de projets, l'amélioration d'équipements et d'instruments de mesure et l'utilisation du matériel plus résistants.

Avec le démarrage de l'industrie aérospatiale et électronique, accompagné de l'établissement de l'industrie nucléaire, dans les années 1950, une grande avancée dans le développement de méthodologies de calcul et des applications de fiabilité a été vérifiée. A ce moment-là, les analystes ont reconnu la nécessité d'application de l'analyse de fiabilité, principalement dans la phase de projet, contrairement à la façon d'élaborer les projets, c'est-à-dire, concentration de ressources pour la manutention après la vérification de présence de défaillances.

À partir de 1960, le développement des techniques d'analyse de nature théorique et expérimentale initiée dans la décennie de 1950 ont continué leurs avancés, notamment la théorie d'analyse d'arbre de défaillances. Cette époque marque l'établissement des bases de l'analyse de fiabilité appliquée à des systèmes mécaniques. Les premiers travaux ont été basés sur les modèles d'efforts et de résistance.

Dans la décennie des années 1970, l'analyse de fiabilité est consolidée dans divers secteurs, principalement dans le nucléaire. Apparaissent aussi les premiers modèles d'analyse de fiabilité mises en œuvre avec des outils informatiques.

## 4.2 Définition De La Fiabilité

Lors de la conception d'un ouvrage, il est admis qu'il sera construit, mis en service et exploité en conformité avec les hypothèses adoptées. Cependant, l'ouvrage peut acquérir certaines spécificités au cours du temps, soit par le changement d'usage ou des charges

d'exploitation, soit par des phénomènes de dégradation, qui provoquent une réduction de sa résistance. Ces modifications introduisent de nombreuses incertitudes. C'est pourquoi, il est souhaitable que la prédition de la durée de vie d'un ouvrage en service soit réalisée en utilisant une approche probabiliste. Sachant que tous les paramètres possèdent un certain degré d'incertitude, ceux-ci doivent être considérés comme des variables aléatoires (Melchers, 1987). Dans ce contexte, la présence d'incertitudes fait qu'on ne puisse pas assurer une performance satisfaisante de manière absolue, déterministe. Au contraire, cette performance peut être assurée seulement en termes de probabilité pour qu'un certain critère de performance soit satisfait. Dans la terminologie de l'ingénierie, cette probabilité est appelée fiabilité.

La fiabilité des structures a pour objet de mesurer la sécurité conventionnelle d'un ouvrage en prenant en compte ces diverses incertitudes, sous un angle probabiliste, et par extension permet aussi d'estimer la durabilité d'un ouvrage (sa fiabilité dans le temps).

### 4.3 Facteurs Qui Influencent L'analyse De Fiabilité

Comme l'analyse de fiabilité requiert des informations sur les incertitudes il est indispensable de comprendre qu'ils existent différents types d'incertitudes dans les systèmes structuraux ; pour chaque type il est exigé une approximation différente pour l'ensemble des données qui seront utilisées lors de l'analyse de fiabilité. Selon Haldar et Mahadevan (2000 b), les incertitudes dans un système peuvent être de nature cognitive (qualitative) et non cognitive (quantitative).

Les incertitudes de nature non cognitive peuvent être classées en trois types :

Incertitudes aléatoires inhérentes à toute observation physique, en sachant que les mesures d'une grandeur physique sont toujours différentes, dû à des nombreuses fluctuations de l'environnement, procédures expérimentales, instruments de mesure, observateur, etc.;

Incertitudes statistiques, dues au manque de précision des informations disponibles sur la variabilité de la grandeur physique. Par exemple, lorsque on admet un modèle de distribution pour une variable aléatoire basée sur un histogramme, on utilise un teste d'hypothèse qui révèle que telle information est vraie avec un niveau de probabilité ;

Incertitudes de modélisation, en sachant que les modèles des systèmes sont des représentations approximatives du comportement réel des systèmes. L'incertitude de modélisation pouvant être représentée par une variable aléatoire, sa distribution de probabilité serait alors définie en faisant des comparaisons entre les mesures issues des essais expérimentaux et la variable associée au modèle ;

Incertitudes de prévision, dans le cas d'une prévision des conditions d'opération futures d'un processus ou système. Dans la plupart des cas, l'information disponible est limitée à une certaine période de temps, mais l'on extrapolée sur la vie utile du système.

Les incertitudes de nature cognitive révèlent de la présence d'imprécisions provenant d'abstractions intellectuelles de la réalité. Celles-ci peuvent se produire :

Dans la définition de certains paramètres, comme par exemple la performance structurale, qualité, détérioration, impact de l'environnement dans les projets et la définition des conditions externes.

Incertitudes de décision par rapport à la définition d'un événement donné. Les états limites de service, par exemple, n'ont pas une frontière très clairement définie. Néanmoins, l'utilisation des équations d'état limite exige la définition d'une frontière fixée entre les conditions de défaillance et la sécurité.

Comme conséquence des limitations d'observation de l'être humain.

Dans l'interprétation des lois entre les paramètres intervenant dans les systèmes complexes.

#### 4.4 Fonction D'état Limite

Pour un élément de structure donné, on peut définir plusieurs états correspondant à une défaillance par rapport à la fonction de l'élément, dits états limites : ils peuvent traduire une défaillance structurale (effondrement, perte d'équilibre, instabilité) pour les états limites ultimes, une défaillance de fonctionnement (flèche ou déplacement excessif) et/ou d'aspect (fissuration) pour les états limites de services, ou bien encore une défaillance à l'égard de la pérennité (dégradation de l'enrobage des armatures par des agents agressifs et perte d'alcalinité de la solution interstitielle) prémissé d'une défaillance plus sévère, pour les états limites de durabilité. L'estimation de la probabilité de défaillance nécessite ainsi la

définition d'une fonction d'état limite  $G(x)$ , traduisant conventionnellement l'appartenance du vecteur  $x$ , réalisation des  $n$  variables aléatoires, à différents domaines (figure 4.4) :

- $G(x) > 0$  si  $x$  appartient au domaine de sécurité ou de performance ;
- $G(x) < 0$  si  $x$  appartient au domaine de défaillance ou de ruine.
- $G(x) = 0$  si  $x$  appartient à la surface état limite, frontière entre les deux domaines précédents.

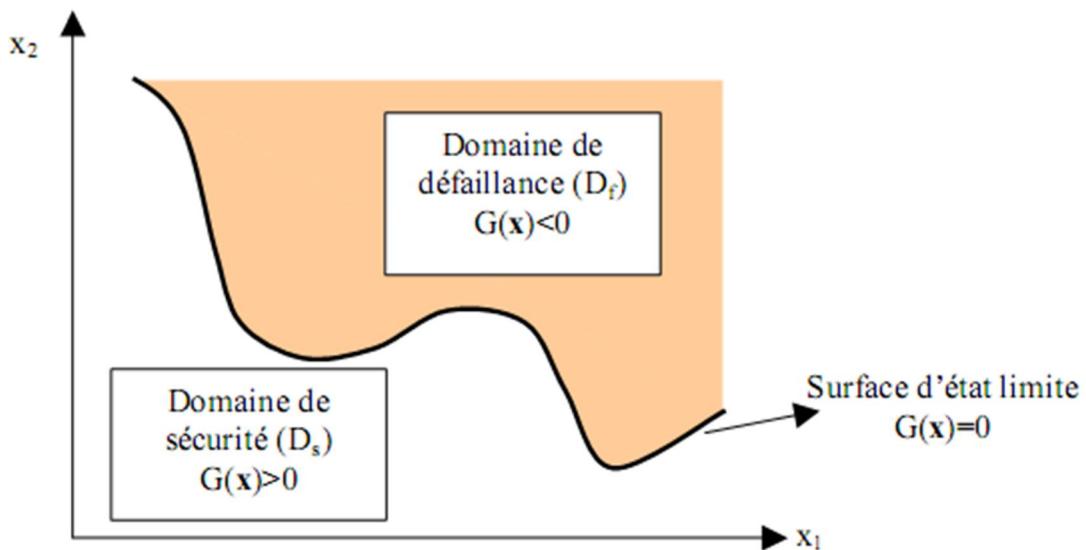


Figure 4.4 : Représentation d'un état limite (Hyvert, 2009).

#### 4.5 Probabilité De Défaillance

La probabilité de défaillance est la probabilité d'appartenance au domaine de défaillance. Elle est obtenue par intégration de la densité de probabilité conjointe de  $x$  sur le domaine de défaillance  $P_f$ , soit :

$$P_f = P(G(X) < 0) = \int_{G(X \leq 0)} f_x(x) dx_1 \dots dx_n \quad (4.1)$$

Avec :

- $G$  : fonction d'état limite pour le vecteur aléatoire considéré ;
- $X$  : vecteur aléatoire  $n$ -dimensionnel ;
- $x$  : réalisation du vecteur aléatoire  $X$  ;
- $f_x(x)$  : densité de probabilité conjointe.

L'évaluation de la durée de vie d'une structure dans une démarche probabiliste, où la probabilité  $p_f$  de défaillance, ou plus spécifiquement de dépassement de l'état-limite (résistance inférieure au sollicitation), est comparée à la probabilité de défaillance cible  $P_{f,T}$  est décrite par:

$$P\{\text{défaillances}\} = P_f = P\{R - S < 0\} < P_{f,T} \quad (4.2)$$

Avec

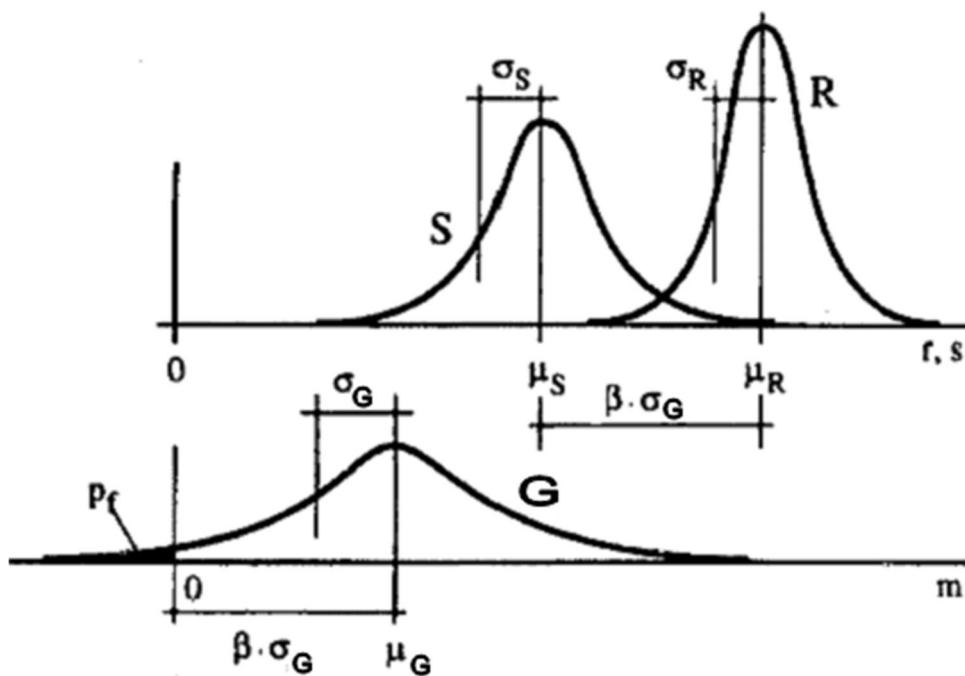
$R$  : résistance de la structure en fonction des variables  $x_1, x_2, \dots$ ,

$S$  : action agissant sur la structure en fonction des variables  $y_1, y_2, \dots$ ,

$P_f$  : probabilité de dépassement de l'état-limite (ou de défaillance),

$P_{f,T}$  : Probabilité de défaillance cible (où  $T$  est la durée de vie).

La procédure d'évaluation de la durée de vie d'un ouvrage proposée ici démarre en considérant la fonction d'état-limite  $G = R - S$ , introduisant les variables aléatoires  $R$  et  $S$ , et où  $G$  (variable aléatoire également) représente la marge de sécurité. En faisant l'hypothèse que les variables  $R$  (de résistance) et  $S$  (de sollicitation) suivent des distributions normales, la marge de sécurité  $G$  suit alors également une distribution normale.

Figure 4.5: distribution de  $R$ ,  $S$  et  $G = R - S$ 

La probabilité de défaillance  $P_f$  est :

$$P_f = \emptyset(-\beta) \quad (4.3)$$

Avec  $\emptyset$  : fonction de répartition de la loi normale centrée réduite

$$\beta : \text{Indice de fiabilité} \quad \beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (4.4)$$

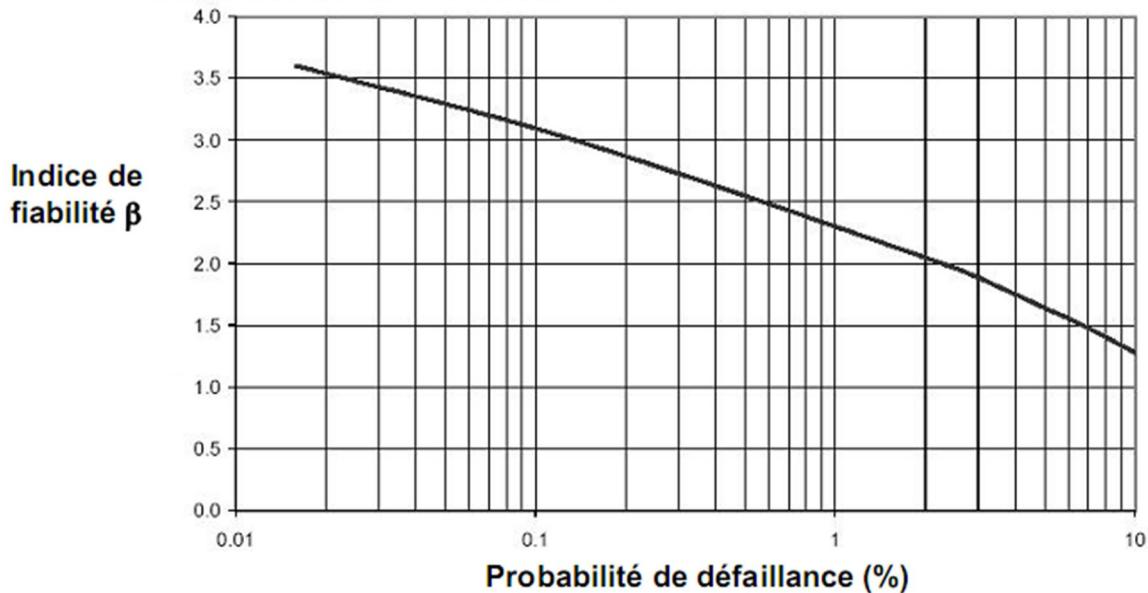
$$\text{La valeur moyenne de } G \quad \mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (4.5)$$

$$\text{L'écart type de } G \quad \sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4.6)$$

L'indice de fiabilité est associé à la probabilité de défaillance ou de façon plus spécifique à la probabilité de dépassement d'un état-limite donné. Plus cet indice est élevé, plus la probabilité de défaillance est faible. Cet indice de fiabilité est souvent utilisé pour la conception des structures. Sous l'hypothèse de variables normales pour  $R$  et  $S$ , il se calcule comme le rapport entre la valeur moyenne de  $G$  ( $\mu_G$ ) et l'écart-type de la variable  $G$  ( $\sigma_G$ ). La variable  $G$  étant normalement distribuée, la relation entre la probabilité de dépassement de l'état-limite et l'indice de fiabilité  $\beta$  est donnée sur la figure 4.11. La spécification en terme de dimensionnement vis-à-vis de la durée de vie de l'ouvrage peut être exprimée comme suit :  $\beta > \beta_T$ , où  $\beta_T$  représente l'indice de fiabilité admissible.

Tableau 4.1: relation entre l'indice de fiabilité  $\beta$  et la probabilité de défaillance  $P_f$  (EN 1990)

$P_f$	$10^{-1}$	$0.668 \cdot 10^{-1}$	$0.359 \cdot 10^{-1}$	$0.227 \cdot 10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-7}$
$\beta$	1.28	1.50	1.80	2	2.32	3.09	5.20

Figure 4.6 : Relation entre l'indice de fiabilité  $\beta$  et la probabilité de défaillance  $P_f$  (EN 1990).

#### 4.6 Les Méthodes D'évaluation De La Performance

Les méthodes d'évaluation du critère de performance sont nombreuses en calcul des structures métalliques, en béton armé et en géotechnique. Nous choisissons la classification du T. Ferry Borges, qui fut rapporteur du Comité International sur la sécurité des structures (comité regroupant le CEB, CERM, CIB, FIP, IABASE et RILEMEN) (Favre, 2004), en :

- Méthodes de niveau 0, les méthodes déterministes,
- Méthodes de niveau I, les méthodes semi-probabilistes,
- Méthodes de niveau II, les méthodes probabilistes approchées,
- Méthodes de niveau III, les méthodes purement probabilistes.

##### ➤ Niveau 0 : Approche déterministe

Ce niveau correspond à une analyse purement déterministe. Les actions et les résistances des matériaux ont des valeurs strictement déterministes et les incertitudes restantes sont couvertes par un (ou des) coefficient(s) de sécurité global (globaux).

➤ **Niveau I : Approche semi-probabiliste**

La sécurité est introduite par un choix judicieux de valeurs représentatives des actions et par l'intermédiaire de coefficients partiels de sécurité tenant compte non seulement des incertitudes liées au choix des valeurs représentatives des actions, mais également de la variabilité des résistances des matériaux et des incertitudes liées aux modèles des actions et aux modèles structuraux employés.

➤ **Niveau II : Analyse probabiliste simplifiée**

Ce niveau correspond aux analyses probabilistes pour lesquelles la probabilité d'atteindre un état-limite est calculée pendant une période de référence et comparée à une valeur fixée à l'avance. Des hypothèses simplificatrices sont toutefois adoptées pour le calcul de la probabilité de défaillance (par exemple, méthode de linéarisation de la surface d'état limite pour la méthode FORM décrite plus loin).

➤ **Niveau III : Méthodes purement probabilistes**

Dans le cas où une détermination de la probabilité de défaillance plus précise que celles des méthodes FORM et SORM est exigée, les méthodes de niveau III peuvent être invoquées. Ce niveau est fondé sur des méthodes purement probabilistes se passant d'hypothèses simplificatrices concernant la forme du domaine de défaillance ou la loi conjointe des variables aléatoires. La plupart du temps, ces méthodes ont recours à des tirages aléatoires (méthode de Monte-Carlo et ses variantes).

#### **4.7 Méthode De Simulation Monte Carlo**

La méthode numérique dite de Monte-Carlo peut être décrite globalement comme une méthode de simulation statistique qui utilise une séquence de nombres aléatoires pour la réaliser. Le principe général de cette méthode est d'estimer la valeur d'une fonction continue sur un espace probabilisé par le calcul d'un certain nombre de réalisations de cette fonction.

$$\int I[G(x)]f(x)dx \quad (4.7)$$

Où

$f$  est une densité de probabilité.

en fiabilité des structures  $I[G(x)]$  est une fonction indicatrice.

En utilisant la technique de Monte Carlo, la probabilité de corrosion peut être calculée comme suit :

$$P_f = \iint \dots \int I[G(x) \leq 0] f_X(x) dx \quad (4.8)$$

Où

$x$  est le vecteur des variables aléatoires

$G(x)$  est la fonction de performance ou marge de sécurité

$I[G(x) \leq 0]$  est une “fonction d’indicatrice”

$$I[G(x)] = \begin{cases} 1 & \text{Si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{Si } G(x) > 0 \end{cases}$$

pour effectuer un grand nombre  $N_s$  de simulations (tirages) des variables aléatoires du problème étudié. Pour chaque simulation, la fonction d'état est calculée et l'on dénombre les simulations conduisant à la défaillance de la structure  $N_{sf}$ . La probabilité de rupture  $P_f$  est alors estimée par le rapport entre le nombre de simulations conduisant à la rupture  $N_{sf}$  et le nombre total de tirages  $N_s$ , soit

$$P_f \approx \frac{N_{sf}}{N_s} \quad (4.9)$$

Où  $N_s$  est le nombre total de simulations. Cet estimateur de la probabilité de défaillance peut être écrit aussi comme suit :

$$\tilde{P}_f = \frac{1}{N_s} \sum_1^{N_s} I[G(x)] \quad (4.10)$$

Parmi les principaux avantages, la SMC permet de travailler avec des variables explicites et implicites dans la fonction de performance. Cette méthode permet en plus d'estimer la précision de la valeur de la probabilité de défaillance (rupture) obtenue. Par rapport à sa précision, la SMC est considérée comme une méthode de référence par le plus part des chercheurs en fiabilité structurale (Haldar et Mahadevan, 2000 b, Robertson, 2003). Toutefois, elle conduit à des temps de calcul très élevés dès qu'il s'agit d'évaluer de faibles probabilités avec une précision raisonnable.

Selon Haldar et Mahadevan (2000 b), la SMC est mise en œuvre en six étapes :

1. définition du problème en termes de toutes les variables aléatoires ;
2. modélisation des variables en fonction de leurs Fonction Densité de Probabilité ;
3. génération de n échantillons des variables aléatoires ;
4. évaluation du taux de défaillance en utilisant a fonction de performance pour chaque ensemble de valeurs produites de toutes les variables aléatoires ;
5. extraction des informations probabilistes à partir du nombre d'évaluations effectuées ;
6. détermination de la précision et efficacité de la simulation.

## 5 MODELISATION STOCHASTIQUE DE LA VARIABILITE SPATIALE

### 5.1 Les Champs Aléatoires

Généralement, les observations associées à un phénomène physique dépendant d'un ou de plusieurs paramètres sont imprévisibles, alors la collection de toutes les observations constitue un champ aléatoire. En d'autres termes, un champ aléatoire peut être perçu comme une famille paramétrique de variables aléatoires  $X(t)$ , où  $t = (t_1, t_2, \dots, t_n)$  est une localisation de coordonnées  $t_1, t_2, \dots, t_n$  dans l'espace des paramètres (Benjamin et al, 1970).

Un champ aléatoire  $H(x, \theta)$  peut être défini comme un ensemble de variables aléatoires indexées par un paramètre continu  $x \in D$ , où  $D$  est un ensemble ouvert de  $R^d$  décrivant la géométrie du système. à  $x_0$  fixé,  $H(x_0, \theta)$  est une variable aléatoire. Inversement, à  $\theta_0$  fixé,  $H(x, \theta_0)$  est une réalisation du champ aléatoire, c'est-à-dire une fonction de  $R^d$  dans  $R$ . Un champ aléatoire est dit vectoriel si la quantité  $H(x, \theta)$  attachée au point  $x$  est un vecteur aléatoire. Le champ est unidimensionnel si  $d = 1$  ou multidimensionnel sinon.

Le champ aléatoire est gaussien si n'importe quel vecteur  $\{H(x_1), \dots, H(x_n)\}$  est un vecteur gaussien. Un champ aléatoire gaussien est complètement défini par sa moyenne  $\mu(x)$ , sa variance  $\sigma^2(x)$  et sa fonction de covariance  $C(x, x')$  définie par :

$$C(x, x') = \text{Cov}[H(x), H(x')] \quad (4.11)$$

On note  $\rho(x, x')$  la fonction d'autocorrélation définie par :

$$\rho(x, x') = \frac{C(x, x')}{\sigma(x)\sigma(x')} \quad (4.12)$$

Un champ aléatoire est stationnaire si sa moyenne et sa variance sont constantes et si  $\rho$  ne dépend que de la différence  $x' - x$ .

Pour générer un champ aléatoire, plusieurs méthodes existent dans la littérature.

Certaines d'entre elles se proposent d'appliquer directement une valeur discrète à certains points, ou d'effectuer une moyenne spatiale sur un élément (Vanmarcke et Grigoriou, 1983). D'autres méthodes utilisent des développements en séries pour représenter un champ aléatoire par une série de variables aléatoires. Parmi ces méthodes, on peut citer la méthode spectrale (Shinozuka et Deodatis, 1991), la méthode d'expansion en séries orthogonales (OSE), ou la méthode de discréétisation par estimation linéaire optimale (EOLE). La méthode d'expansion en séries de Karhunen-Loeve (méthode KL) appartient à cette même famille, et a été choisie pour la génération des champs utilisés dans ce manuscrit.

## 5.2 Discréétisation De Karhunen-Loeve

Plusieurs méthodes de discréétisation consistent à décomposer le champ initial  $H(X, \Theta)$  en des fonctions déterministe complètes optimales sont proposées dans la littérature (Vanmarcke et Grigoriu, 1983 ; Spanos et Ghanem, 1989 ; Sudret et Der Kiureghian, 2000). Ces méthodes sont basées sur les expansions en séries.

La méthode de discréétisation de Karhunen-Loeve permet de décomposer tout champ aléatoire  $H(x, \theta)$  en une partie déterministe (la moyenne  $\mu(x)$ ), et en une partie aléatoire décomposée sur la base des valeurs propres  $\lambda_i$  et fonctions propres  $\varphi_i(x)$  de la fonction de covariance

$$C_{HH}(x, x') = \sigma(x)\sigma(x')\rho(x, x') \quad (4.13)$$

D'après le théorème de Mercer (Huang et al, 2001) la fonction de covariance a la décomposition spectrale suivante :

$$C(x, x') = \sum_{i=1}^{\infty} \lambda_i \varphi_i(x) \varphi_i(x') \quad (4.14)$$

Les valeurs et fonctions propres sont solutions de l'équation de l'intégrale de Fredholm du second type, donnée par :

$$\forall i = 1, \dots, \int_D C_{HH}(x, x') \varphi_i(x) dx = \lambda_i \varphi_i(x') \quad (4.15)$$

Chaque réalisation de  $H(\cdot)$  peut ainsi être développée sur cette base :

$$H(x, \theta) = \mu(x) + \sum_{i=1}^{\infty} \sqrt{\lambda_i} \xi_i(\theta) \varphi_i(x) \quad (4.16)$$

Dans cette expression,  $x$  représente le vecteur des coordonnées spatiales dans l'espace considéré,  $\theta$  est la variable relative au tirage aléatoire,  $\mu(x)$  représente la valeur moyenne du champ au point  $x$ ,  $\{\xi_i(\theta), i = 1, \dots\}$  sont les coordonnées de la réalisation du champ aléatoire vis-à-vis de l'ensemble de fonctions déterministes  $\{\varphi_i\}$ , et  $\lambda_i$  et  $\varphi_i(x)$  sont respectivement les valeurs propres et fonctions propres de la fonction de covariance  $C(x, x')$ .

La dépendance stochastique se retrouve à travers les variables aléatoires  $\xi_i$ , tandis que la dépendance spatiale apparaît dans les modes propres  $(\lambda_i, \varphi_i)$  du noyau de covariance.

La mise en œuvre numérique de la décomposition de Karhunen-Loève pour construire une approximation d'un champ aléatoire gaussien nécessite une discréétisation spatiale pour pouvoir mettre en place une méthode de calcul aux éléments finis. On aura donc mis en place une discréétisation de l'espace probabilisé via les réalisations et une discréétisation de l'espace géométrique via un maillage de la structure étudiée.

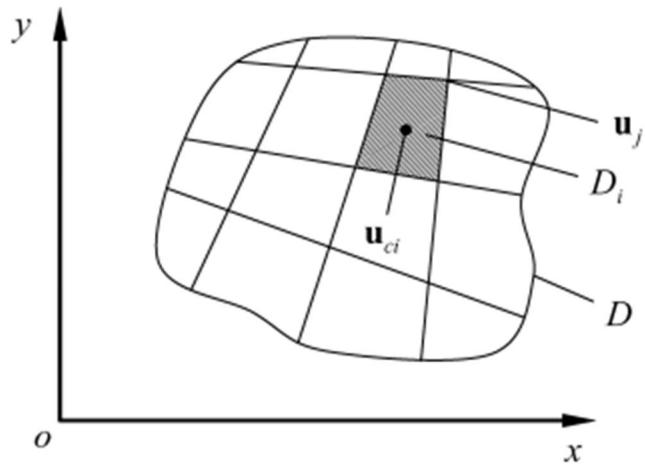


Figure 4.7: Discréétisation de l'espace géométrique

Pour un élément,  $D_i$  indique la surface,  $u_{ci}$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) signifie le centre géométrique,  $u_j$  ( $j = 1, 2, \dots, m$ ) est le nœud, et  $n$  et  $m$  sont respectivement le nombre d'éléments et de nœuds.

La décomposition de Karhunen-Loève permet alors d'écrire l'approximation où l'on ne prend en compte que les premiers modes de la décomposition (troncature de la série), En tronquant la série à un ordre  $M$ , d'où vient l'erreur commise dans l'approximation.

$$H(x, \theta) = \mu(x) + \sum_{i=1}^M \sqrt{\lambda_i} \xi_i(\theta) \varphi_i(x) \quad (4.17)$$

Par ailleurs, on ne considérera dans ce manuscrit que des champs aléatoires homogènes (c'est-à-dire dont la moyenne est constante sur le domaine de génération) et de dimension 2. On aura donc l'expression générale suivante :

$$H(x, y, \theta) = \mu + \sum_{i=1}^M \sqrt{\lambda_i} \xi_i(\theta) \varphi_i(x, y) \quad (4.18)$$

La résolution pratique de l'équation de Fredholm est très délicate dans un cadre général et nécessite la plupart du temps le recours à des méthodes numériques. Néanmoins, dans le cas d'une fonction de covariance exponentielle et d'un domaine rectangulaire, cette résolution peut être effectuée analytiquement. Une telle fonction de covariance s'exprime par :

$$C(x_1, x_2) = \sigma^2 \cdot \exp\left(-\frac{|x_1 - x_2|}{L_x} - \frac{|y_1 - y_2|}{L_y}\right) \quad (4.19)$$

Où  $\sigma^2$  est la variance du champ cible. Le champ obtenu est gaussien, de moyenne  $\mu$  et d'écart-type  $\sigma$ .

## 6 CONCLUSION

La maîtrise et l'optimisation de la durabilité constituent un enjeu particulièrement important pour les ouvrages en béton armé. Nous avons présenté dans ce chapitre les différents aspects nécessaires à la mise en œuvre d'une approche probabiliste pour la probabilité de défaillance des ouvrages en béton armé. Il ressort de cette étude que l'environnement, les méthodes d'évaluation de fiabilité et la bonne connaissance des phénomènes physico-chimiques liés à la dépassivation des armatures doivent pouvoir être combinées dans ce but.

Une étude probabiliste comporte plusieurs étapes, il faut : définir le modèle mécanique ; définir les données probabilistes ; choisir le scénario de défaillance pour lequel on veut dimensionner la structure, ce qui permet de définir le critère d'état limite (ou fonction de performance) ; effectuer les calculs ; analyser les résultats.

# CHAPITRE V

## MODELISATION DES PARAMETRES DE CORROSION EN VARIABLE ALEATOIRE

### 1 INTRODUCTION

Si les performances offrent aujourd’hui de nouvelles perspectives pour la conception des structures, la variabilité de leur comportement constitue néanmoins un frein encore important à leur développement. Cet aspect amène en effet à l’introduction de coefficients de sécurité très sévères pour leur dimensionnement, ce qui engendre des surcoûts élevés. Dans ce contexte, les méthodes fiabilistes ont conduit à d’importantes avancées basées sur une évaluation plus rationnelle des risques encourus. Elles permettent ainsi d’évaluer quantitativement le risque de défaillance d’une structure donnée compte tenu des incertitudes mises en jeu (chargement, propriétés matériaux, géométries,..) et également d’optimiser sa conception pour un risque considéré. En vue d’une analyse de l’influence de ces paramètres, l’approche probabiliste constitue alors le cadre de modélisation le plus approprié. Alors le contexte de cette étude étant l’application de la démarche fiabiliste, la prise en compte des différentes incertitudes est faite à travers la notion de variable aléatoire. Le calcul de la défaillance dont les résultats sont donnés ci-après a été réalisé à l’aide du code de calcul fiabiliste FERUM.

### 2 LE CODE DE CALCUL FERUM

Le code de calcul fiabiliste FERUM (Finite Element Reliability Using Matlab) a été créé par Der Kiureghian & Haukaas à l’Université de Berkeley, puis enrichi et adapté à une stratégie de calcul distribué par Bourinet au Laboratoire de recherche LaMI à l’université de Clermont-Ferrand en France.

Notre choix s'est donc porté vers ce code de calcul qui est reconnu par la communauté fiabiliste. Il s'agit d'un logiciel libre et ouvert (écrit en langage Matlab) qui a bénéficié de nombreux développements pour aboutir en 2012 à la version 4.1 utilisée dans cette étude. La structure de ce code est constitué d'un ensemble de plusieurs sous-programmes (ou fonctions), le sous-programme principal ferum étant chargé d'orchestrer le tout.

Les informations d'entrée nécessaires à l'analyse (variables aléatoires et leurs lois de distribution marginales, éventuelles corrélations, fonction de défaillance  $G$ , paramètres de l'algorithme d'optimisation) sont introduites dans le fichier de données. L'analyse fiabiliste est ensuite effectuée à l'aide de la simulation de Monte-Carlo.

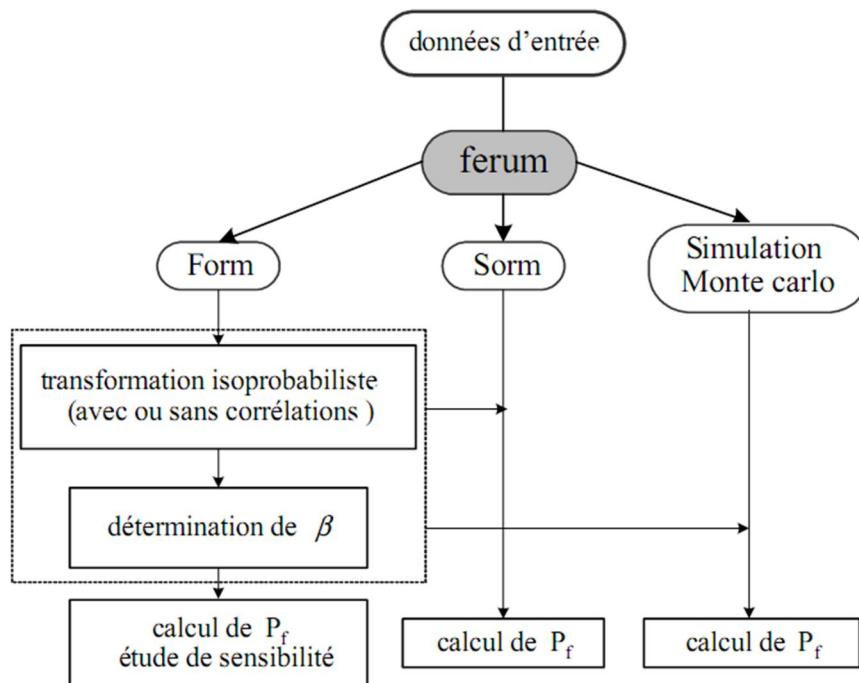


Figure 5.1: Structure du code de simulation probabiliste FERUM (Dehmous, 2007).

### 3 QUELQUES NOTIONS STATISTIQUES PRELIMINAIRES SUR LES VARIABLES ALEATOIRES

#### 3.1 Les Variables Aléatoires

Une variable est dite aléatoire si sa valeur n'est pas prévisible avec certitude en fonction des conditions initiales.

#### 3.2 Caractéristiques Statistiques

En probabilité, si l'on considère une variable aléatoire  $X$ , on définit la fonction de répartition associée  $F_X$  telle que :

$$F_X(x) = P[X \leq x] \quad (5.1)$$

Cette fonction de répartition d'une variable aléatoire continue est la primitive de la densité de probabilité notée  $f_X$  :

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(x) dx \quad (5.2)$$

Ces fonctions vérifient les propriétés suivantes :

$$F_X(-\infty) = 0 \text{ et } F_X(+\infty) = 1 \quad (5.3)$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f_X(x) dx = 1 \quad (5.4)$$

Dans le cas d'une variable aléatoire discrète, les intégrales sont transformées par une somme sur l'ensemble des probabilités de ses valeurs (probabilités cumulées). Une variable aléatoire est alors caractérisée par trois grandeurs principales :

sa valeur moyenne (premier moment : espérance mathématique  $E$ ) :

$$E(X) = \mu \quad (5.5)$$

$$E(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x) dx \quad (5.6)$$

son écart-type (second moment : racine de la variance  $V$ ) :

$$V(X) = \sigma^2 \quad (5.7)$$

$$V(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 f_X(x) dx \quad (5.8)$$

Son coefficient de variation  $C_v$ :

$$C_v(X) = \frac{\sigma}{\mu} \quad (5.9)$$

Des moments d'ordre supérieur comme le coefficient d'asymétrie (ordre trois) ou la kurtosis (ordre quatre, indicateur d'aplatissement des extrêmes des distributions) peuvent être utiles pour caractériser la loi de distribution d'une variable aléatoire.

#### 4 ETUDE DE CAS (DONNEES MODELISEES EN VARIABLES ALEATOIRES)

La structure étudiée est un mur voile (culée de pont) (figure : 5.2) de hauteur de 7m et de largeur de 4m. Dans le cas d'une modélisation en variable aléatoire on n'a pas besoin aux dimensions de cette culée, par contre le paramètre le plus important est l'enrobage  $c$  (figure : 5.3).

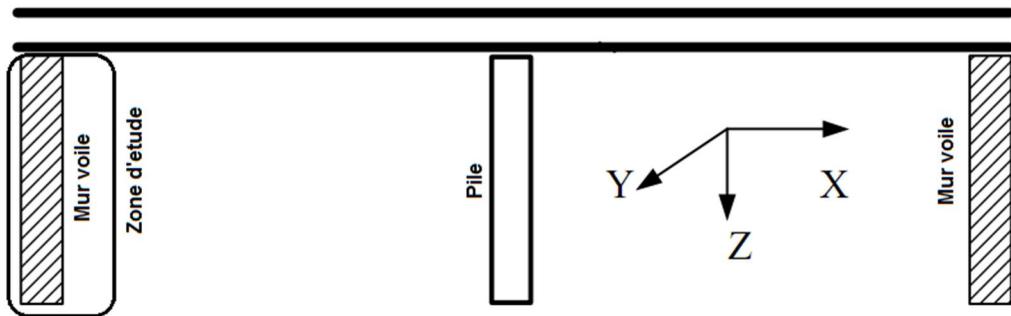


Figure 5.2 : Indication de la zone d'étude dans un pont.



Figure 5.3 : Détails de la zone d'étude

Le modèle de la pénétration des ions chlorure dans le béton utilisé dans cette étude est celui de DuraCrete, il est comme suit :

$$C_{Cl}(t) = C_{Cl;s} \cdot \operatorname{erfc} \left[ \frac{c}{\sqrt{4k_e k_t k_c D_{Cl} \cdot t}} \right] \quad (5.10)$$

Les données des différents paramètres du modèle (5.10) sont décrites dans le projet européen DuraCrete (DuraCrete, 2000), d'une structure réalisée à partir d'un béton à base de ciment Portland, de rapport Eau/Liant = 0.40, ayant subi une cure d'une durée de 7 jours. Par ailleurs, cette structure est située dans un environnement marin.

Les conditions environnementales auxquelles est exposée la culée et les paramètres nécessaires pour déterminer le temps d'initiation de la corrosion sont résumées dans le tableau (5.1)

Tableau 5.1 : paramètres d'entrée du modèle DuraCrete (2000)

paramètre	définition	moyenne	Ecart- type	distribution
$D_{Cl,0}$	Coefficient de diffusion de référence des ions chlorure ( $\text{mm}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ )	160	24	normale
$C_{cr}$	Teneur seuil en ions chlorure à partir de laquelle la corrosion s'amorce (% en masse de ciment)	0,8	0,10	normale
$C_s$	Teneur en ions chlorure à la surface du béton (% en masse de ciment)	2,4	0,2	normale
$n$	Facteur âge	0,25		déterministe
$k_t$	Facteur test permettant de calculer le coefficient de diffusion $D_0$	0,85	0,20	normale
$k_e$	Facteur environnement permettant de considérer l'influence des conditions environnementales sur la diffusivité des chlorures dans le béton	1	0,10	normale
$k_c$	Facteur d'exécution permettant de considérer l'influence des conditions de cure sur la diffusivité des chlorures dans le béton	1		déterministe
$t_0$	Période de référence (an)	0,0767 an Prise égale à 28 jours		déterministe
$x_c$	Enrobage (mm)	40	8	Lognormale

## 5 INFLUENCE DES PARAMÈTRES ALEATOIRES SUR LA PROBABILITÉ DE DÉFAILLANCE EN FONCTION DU TEMPS

### 5.1 Cas 1

- Dans ce cas, l'enrobage [c], la concentration surfacique en chlorure [Cs] concentration critique [Ccr], et coefficient de diffusion de référence [Dcl,o] ont été considéré comme variables aléatoires.

Tableau 5.2 : résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps

t (an)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
P <sub>f</sub>	0,06	0,33	0,58	0,74	0,84	0,9	0,93	0,96	0,97	0,98

### 5.2 Cas 2

- En considérant les variables aléatoires pour six paramètres, définis par l'enrobage [c], la concentration surfacique en chlorure [Cs] concentration critique [Ccr], coefficient de diffusion de référence [Dcl, 0], coefficient [ke], et coefficient [kt].

Tableau 5.3 : résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps

t (an)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
P <sub>f</sub>	0,09	0,32	0,51	0,65	0,75	0,81	0,86	0,89	0,92	0,94

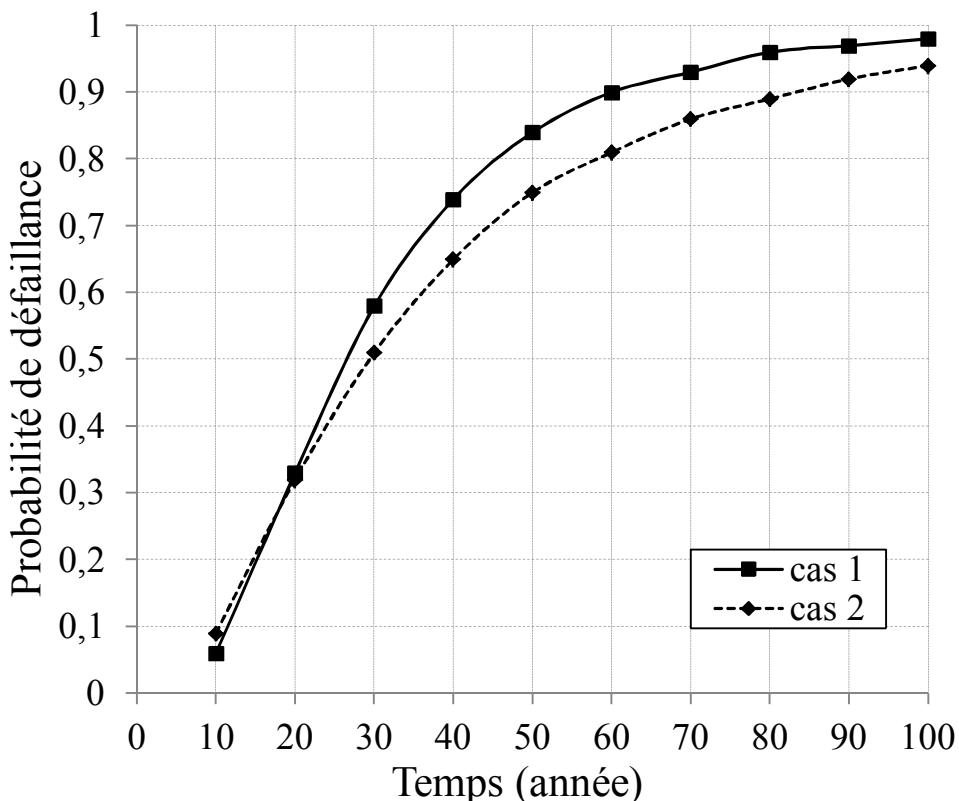


Figure 5.4: évolution temporelle de la probabilité de défaillance

D'après les résultats de la figure 5.4 on constate que la probabilité de défaillance est presque la même pour les deux courbes jusqu'à 20 ans, après ce stade l'écart commence à se produire entre ces deux courbes. Le cas où les paramètres sont tous des variables aléatoires correspond aux valeurs baisses de la probabilité de défaillance. Donc on peut déduire que la prise en compte des paramètres aléatoires ou déterministes a une influence significative sur la probabilité de défaillance.

## 6 COMPARAISON ENTRE DEUX MODELES

La durée de vie du béton armé vis-à-vis de la corrosion des armatures en environnement marin est le temps mis pour que la concentration en chlorures libres atteigne une valeur donnée (concentration critique d'initiation de la corrosion des armatures) au niveau du premier lit d'armatures. Une fonction de performance  $G$  est définie pour chaque état limite. Cette fonction de performance a pour objectif de séparer le domaine de sécurité ( $G>0$ ) du domaine de défaillance ( $G<0$ ).

La probabilité de défaillance pour un modèle considéré est donnée par la relation d'état limite :

$$P_f = P [C_{cr} - C_{cl} < 0] \quad (5.11)$$

$C_{cr}$  : Quantité de chlorure nécessaire pour la dépassivation de l'armature

### 6.1 Modèle DuraCrete

D'après le modèle DuraCrete La pénétration des ions chlorure dans le béton est modélisée selon la relation (5.10) :

Tableau 5.4 : résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps

t	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$P_f$	0,06	0,33	0,58	0,74	0,84	0,9	0,93	0,96	0,97	0,98

### 6.2 Modèle Li

La pénétration des ions chlorure dans le béton est modélisée par LI et al. en décrivant l'évolution de la concentration en chlorures  $C_{cl}$  ( $\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$ ) comme une fonction du temps  $t$  (an) selon la relation :

$$C_{Cl}(t) = C_{Cl;s} \cdot \operatorname{erfc} \left[ \frac{c}{\sqrt{4D_{Cl} \cdot t}} \right] \quad (5.12)$$

Avec :

- $C_{Cl}$ ,  $s$  : concentration en ions chlorure à la surface du béton (mol.m<sup>-3</sup>);
- $c$  : épaisseur d'enrobage (mm) ;
- $D_{Cl}$  : coefficient de diffusion des chlorures dans le béton (m<sup>2</sup>.an<sup>-1</sup>).

$$D_{Cl}(t) = D_{Cl;0} \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^{n_a} \quad (5.13)$$

Ou

$n_a$  facteur age

$t_0$  Période de référence (an)

$D_{Cl;0}$  Coefficient de diffusion de référence (m<sup>2</sup> / an)

### 6.3 Données D'entrée Du Modèle

Les conditions environnementales auxquelles est exposée la poutre et les paramètres nécessaires pour déterminer le temps d'initiation de la corrosion sont les mêmes présentés dans le tableau (5.1).

Tableau 5.5 : résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps

t	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
P <sub>f</sub>	0,11	0,46	0,70	0,84	0,91	0,95	0,97	0,98	0,99	0,99

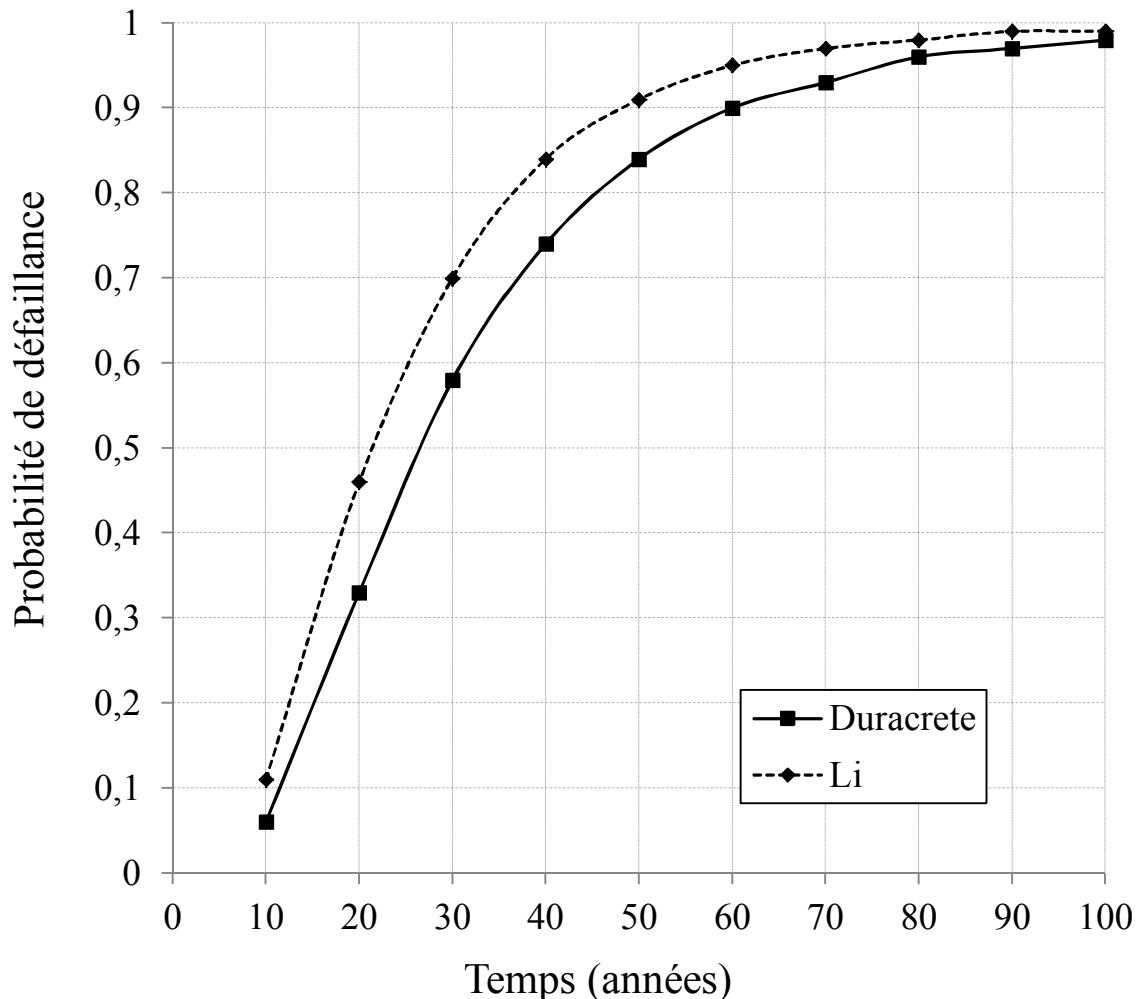


Figure 5.5: évolution temporelle de la probabilité de défaillance

D'après les résultats de la figure 5.5 on constate que les courbes obtenues présentent des évolutions semblables avec un temps d'initiation de la corrosion qui n'est pas éloigné pour les deux modèles, après l'initiation de la corrosion un écart est observé entre les deux courbes avec des taux de défaillance qui conduisaient à une différenciation significative. Après 50 ans l'écart commence à diminuer jusqu'à presque la convergence des courbes en un point à 100 ans.

L'analyse des résultats a permis de conclure que parmi les conditions pour la connaissance de l'évolution des performances des structures en béton dans le temps est de disposer d'outils prédictifs de dégradation adaptés aux environnements réels , et il est également nécessaire de disposer de bases de données aussi complète que possible pour la maîtrise

et l'optimisation de la durabilité et de prédire le temps optimal pour intervention de réparation et de maintenance des structures.

## 7 LONGUEUR DU DOMMAGE

Le concept de longueur du dommage a été introduit comme un indicateur global de l'état de détérioration d'une poutre, il est défini comme la portion d'une poutre pour laquelle un critère de défaillance de la durabilité est atteint (Sudret et al, 2006).

On suppose la structure considérée de longueur  $L$ . Par définition, à chaque instant  $t$ , la longueur du dommage  $L_d(t)$  est une variable aléatoire qui mesure la partie de la poutre où le critère de défaillance  $g(X, t) \leq 0$  est atteint

$$L_d(t) = \int_0^L 1_{\{g(X,t) \leq 0\}} ds \quad (5.14)$$

Le support de cette variable aléatoire est  $[0, L]$ . De l'équation (5.14), l'espérance de dommage de la longueur est:

$$\overline{L_d(t)} = E[L_d(t)] \quad (5.15)$$

$$\overline{L_d(t)} = \int_0^L E[1_{\{g(X,t) \leq 0\}}] ds \quad (5.16)$$

$$\overline{L_d(t)} = \int_0^L P_f(t) ds \quad (5.17)$$

La réécriture de la dernière équation est :

$$\overline{L_d(t)} = L \cdot P_f(t) \quad (5.18)$$

L'équation précitée a une interprétation simple: la fraction de la longueur de la poutre lequel est endommagé ( $L_d(t) / L$ ) est, dans la moyenne, égale à la probabilité de défaillance du point dans l'espace. Cette remarque a deux conséquences importantes:

- ce n'est pas nécessaire à introduire le formalisme complexe du champ aléatoire quand on est s'intéressé seulement de la valeur moyenne du  $L_d(t)$ . Seulement la description du variable aléatoire de l'entrée rassemblé dans  $X$  est exigé.

- même si le champ aléatoire homogène est introduit dans la modélisation, le dommage moyen de la longueur est indépendante de la corrélation de la structure de ces champs. C'est un résultat précieux depuis que ce genre de données (forme coefficient de fonctions d'autocorrélation et corrélation des longueurs) est difficile d'obtenir dans la pratique.

Pour illustrer le concept de longueur endommagée décrit au-dessus, nous considérons une longueur  $L = 7$  m.

Les résultats sont rapportés sur la figure 1, après avoir multiplié la probabilité de défaillance du modèle DuraCrete par la longueur totale  $L$  pour obtenir la longueur endommagée.

Tableau 5.6 résultats de la probabilité de défaillance en fonction du temps et de la longueur endommagée.

T	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Pf	0,06	0,33	0,58	0,74	0,84	0,9	0,93	0,96	0,97	0,98
$L_d(t)$	0,42	2,31	4,06	5,18	5,88	6,3	6,51	6,72	6,79	6,86

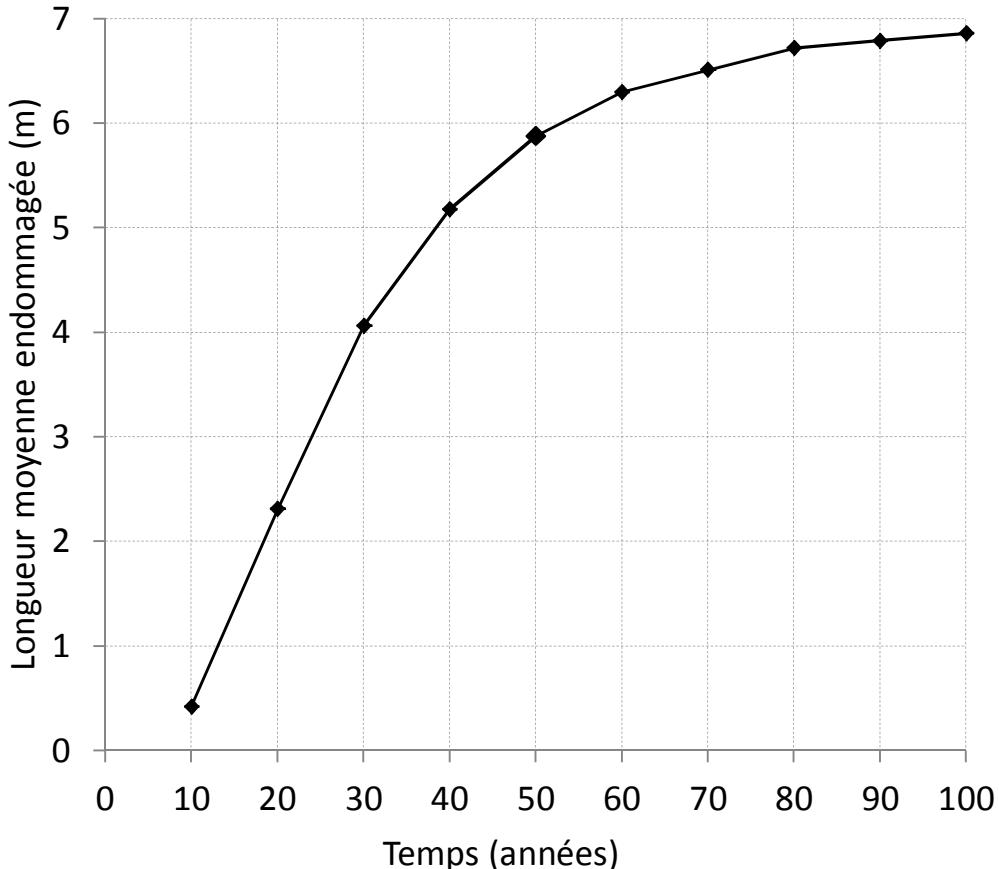


Figure 5.6: Evolution de la longueur moyenne endommagée dans le temps.

## 8 CONCLUSION

La fiabilité d'une structure se caractérise quant à elle par la performance de celle-ci à remplir une fonction définie sous des conditions données, pendant une durée fixée et en respectant le niveau de sécurité exigé. Par ailleurs, les paramètres incertains pouvant jouer un rôle significatif sur la fiabilité de la structure. A partir de ces informations La prise en compte des incertitudes dès la phase de conception s'avère aujourd'hui indispensable pour une meilleure gestion des risques envisagés. Ces différents exemples démontrent bien la pertinence de l'approche probabiliste pour la prise en considération de la variabilité des paramètres qui influencent les phénomènes de dégradations des éléments en béton.

# CHAPITRE VI

## MODELISATION DES PARAMETRES DE CORROSION EN CHAMPS ALEATOIRE

### 1 INTRODUCTION

Un modèle d'initiation à la corrosion des structures en béton armé est appliqué (Duracrete, 2000). Il tient compte de plusieurs paramètres intervenant dans le phénomène de corrosion et traite leurs incertitudes par une modélisation de la variabilité spatiale représentant les conditions environnementales, et les caractéristiques du béton. L'analyse de sensibilité est effectuée pour identifier l'influence de la variabilité spatiale de certains paramètres d'entrée sur la probabilité de défaillance de l'initiation à la corrosion due à la pénétration des chlorures dans les structures en béton armé en fonction du temps .

Cette modélisation est réalisée par un programme qui s'exécute sous MATLAB pour le calcul du taux de probabilité de défaillance en fonction du temps avec simulations de Monte-Carlo (représenté par une fonction d'état limite), et qui prend en compte la variabilité spatiale des paramètres aléatoires grâce à la théorie des champs aléatoires à deux dimensions (gaussien ou lognormal) dont la représentation est basée sur la discrétisation de Karhunen-Loève.

La discrétisation d'une section rectangulaire implique de subdiviser la structure en petits éléments du champ aléatoire dans le sens x et dans le sens y.

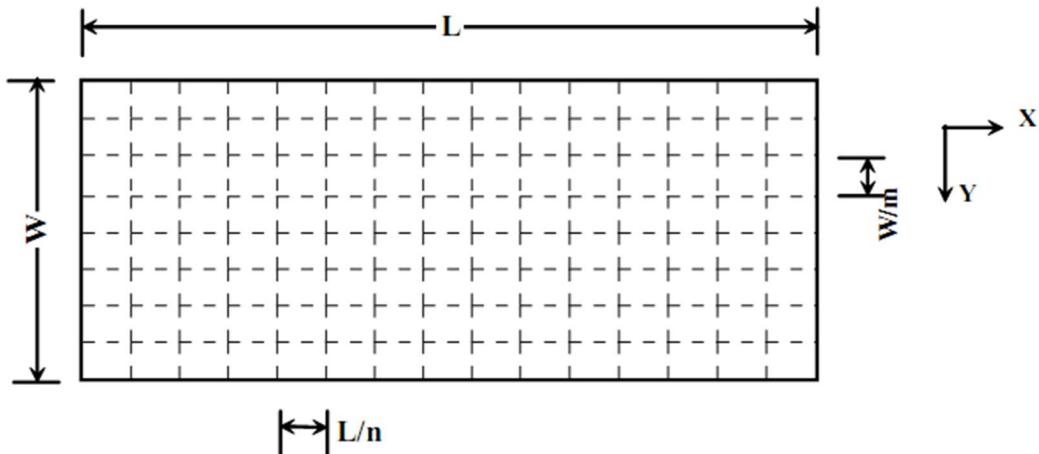


Figure 6.1 : Modèle de discréétisation d'une section rectangulaire

n : nombre d'éléments suivant x

m : nombre d'éléments suivant y

Le nombre d'éléments dépend de l'échelle de fluctuation du variable aléatoire. La distance entre le centre de deux éléments soit dans l'ordre de moitié l'échelle de fluctuation d (Lemaire, 2009). L'expérience montre que cela fournit une précision suffisante ( $L/n < 0,5 d$ ).

Si la distance entre deux éléments avoisinants est moins que demi l'échelle de fluctuation d, le coefficient de corrélation est approximativement égal à 1.

Si la distance entre deux points séparés est plus grande que la longueur de la corrélation (échelle de fluctuation), les points sont, statistiquement, presque indépendants.

La discréétisation avec plus d'éléments c'est-à-dire avec des éléments en petites dimensions fournissent des résultats plus précis mais aussi exigent plus de temps de calcul.

Pour un champ Gaussien homogène, La corrélation entre deux points  $\rho(\Delta x)$  pour chaque variable peut être calculé par l'équation empirique suivante qui est seulement en fonction de la distance entre ces deux point  $\Delta x$  (Vrijling 1999, Vrouwenvelder & Vrijling 2002 et JCSS 2001):

$$\rho(\Delta x) = \rho_0 + (1 - \rho_0) \exp \left( - \left( \frac{\Delta x}{d} \right)^2 \right) \quad (6.1)$$

Où  $\rho_0$  : une origine commune de coefficient de corrélation pour tous les éléments,

$\Delta x$  : distance entre deux points (sections) [m]

$d$  : échelle de fluctuation [m]

Sur la base des travaux publiés par les premiers chercheurs, Stewart (2004) a supposé que la valeur de l'échelle de fluctuation pour toutes les variables du champ aléatoire  $d = 2.0$  m ( $d = \theta/\sqrt{\pi}$  avec  $\theta = 3.5$  m).

On suppose Dans ce mémoire  $d = 2$  m et  $\rho_0 = 0$

La simulation de Monte-Carlo implique la représentation par des tirages aléatoires. D'une façon générale, la simulation de Monte-Carlo constitue le moyen le plus coûteux, mais certainement le plus sûr, pour l'évaluation de la probabilité de défaillance. Pour chacun des tirages, la fonction d'état limite est évaluée pour conclure si la configuration tirée est dans le domaine de sûreté ou dans le domaine de défaillance. Un comptage des défaillances permet d'estimer la probabilité recherchée. Les étapes de la procédure sont donc :

1. engendrer des réalisations des variables aléatoires selon leur densité conjointe de probabilité ou, au moins, selon leurs lois marginales et leurs corrélations ;
2. calculer la valeur de la fonction d'état limite ;
3. selon le cas :

S'il n'y a pas de défaillance, aller en 1 ;

S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défaillants ;

4. répéter 1 à 3 jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirages soit atteint ;
5. estimer la probabilité en fonction du nombre de cas défaillants par rapport au nombre total de réalisations effectuées.

## 2 ANALYSE DE L'IMPACT DU MAILLAGE

Le champ aléatoire est représenté par plusieurs variables aléatoires qui correspondent à plusieurs localisations dans la structure. La méthode dans laquelle cela peut être accompli implique de subdiviser la structure en une série d'éléments et assigner une variable aléatoire à chaque élément ; deux variables aléatoires qui sont séparées par une distance plus courte sont considérées avoir la plus haute corrélation que deux variables aléatoires qui sont séparées par une plus longue distance.

La discrétisation du champ aléatoire- implique que :

- Si la distance entre deux éléments avoisinants est moins que demi l'échelle de la fluctuation  $d$ , le coefficient de corrélation est approximativement égal à 1.cela signifie d'augmenter le nombre d'éléments pour assurer des résultats de l'analyse exacts, mais aussi exigeant plus de temps de calcul.
- Si la distance entre deux points séparés est plus grande que la longueur de la corrélation (fluctuation), les points sont, statistiquement, presque indépendants.

L'étude de sensibilisation du maillage a permis d'analyser son impact sur la probabilité de défaillance. Dans notre cas, il s'agit de modélisation en deux dimensions d'une section rectangulaire en béton de dimension (7x4 m<sup>2</sup>), sa discrétisation implique de subdiviser la structure en petits éléments du champ aléatoire dans le sens x et dans le sens y.

On s'intéresse à des champs aléatoires isotropes, c'est-à-dire que l'on choisit des longueurs d'autocorrélation telles que  $L_x=L_y=d =2$ .

Nous avons choisi de réaliser 5 cas de décomposition (maillage).

### Cas1

Distance entre le centre de deux éléments suivant x  $\Delta x = 3,5m$

Distance entre deux éléments suivant y  $\Delta y = 4m$

Soit un maillage constitué de (2x1) éléments

### Cas2

Distance entre le centre de deux éléments suivant x  $\Delta x = 2,33m$

Distance entre deux éléments suivant y  $\Delta y = 2 m$

Soit un maillage constitué de (3x2) éléments

### Cas3

Distance entre le centre de deux éléments suivant x  $\Delta x = 1\text{m}$

Distance entre deux éléments suivant y  $\Delta y = 1\text{m}$

Soit un maillage constitué de (7x4) éléments

### Cas4

Distance entre le centre de deux éléments suivant x  $\Delta x = 0,5\text{m}$

Distance entre deux éléments suivant y  $\Delta y = 0,5\text{m}$

Soit un maillage constitué de (14x8) éléments

### Cas5

Distance entre le centre de deux éléments suivant x  $\Delta x = 0,25\text{m}$

Distance entre deux éléments suivant y  $\Delta y = 0,25\text{m}$

Soit un maillage constitué de (28x16) éléments

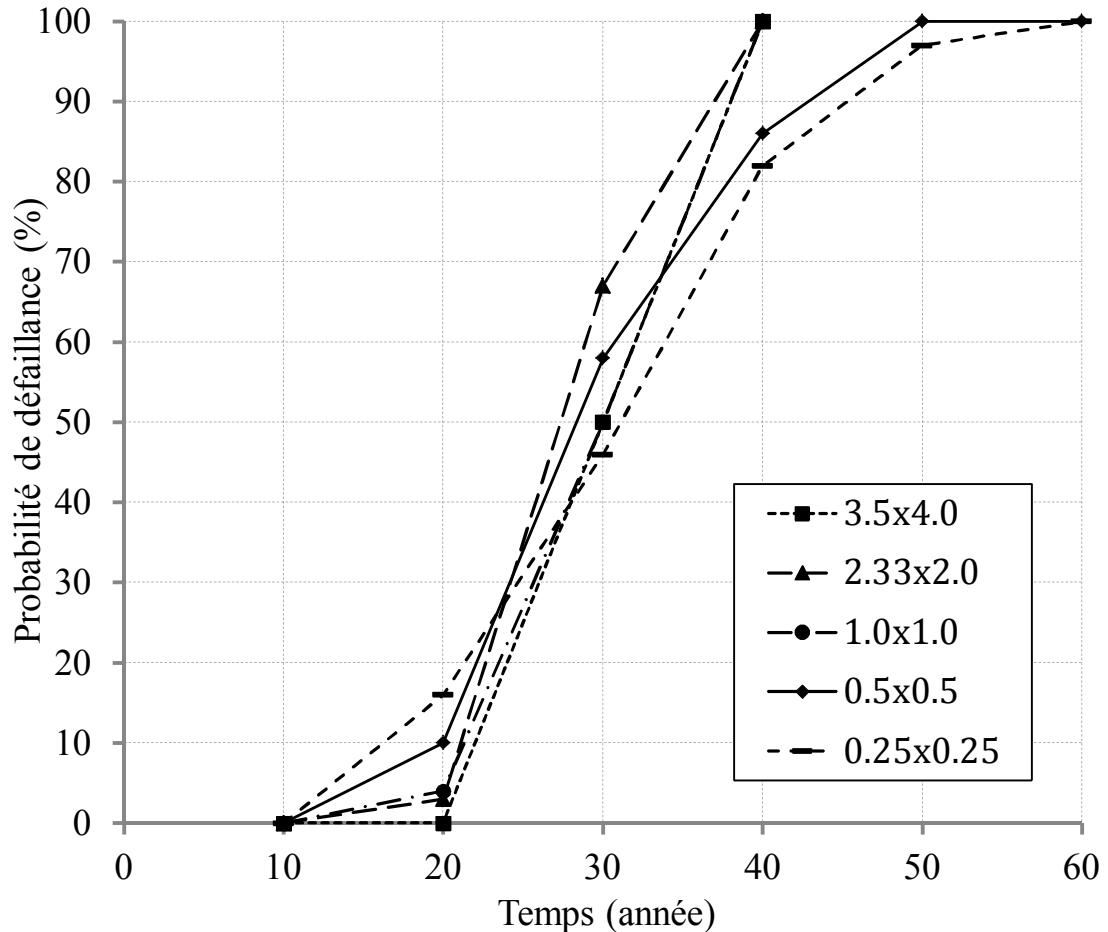


Figure 6.2 : Evolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents cas de maillage.

D'après les résultats de la figure 6.2 qui présente cinq exemples de maillages on peut conclure que pour :

- Les deux premiers cas d'un maillage grossier la distance entre le centre de deux éléments avoisinants est plus que la moitié de l'échelle de fluctuation  $d$ , donc ne peuvent pas satisfaire cette estimation, et la variation rapide de la proportion de la section corrodée (probabilité de défaillance).c-à-dire Si les dimensions de la maille augmentent, l'initiation à la corrosion commence en retard et le taux de cette corrosion atteint les 100% plus rapidement. Ce qui explique que la propagation des ions chlorure est rapide pour des mailles plus grandes.
- Les deux derniers cas la distance entre le centre de deux éléments avoisinants est moins que la moitié de l'échelle de fluctuation  $d$ , donc la condition est vérifiée. On remarque pour les petites mailles (plus de précision) que la propagation des ions chlorure est plus lent. Ceci augmente la durée de vie de l'élément en étude et donne des résultats plus logique que ceux trouvés sur terrain (Li, 2004 ; Haldar and Mahadevan, 2000b ; Engelund 1997).cela signifie un maillage fin (plus d'éléments) pour assurer des résultats d'une analyse plus correcte, mais aussi exigeant plus de temps de calcul. Mais il est nécessaire d'optimiser un maillage avec le meilleur compromis entre précision et temps de calcul.

Dans ce mémoire on opte pour une solution intermédiaire, donc le maillage retenu a les dimensions suivantes :

Distance entre le centre de deux éléments adjacents -suivant x est de  $\Delta x = 0,5m$

Distance entre le centre de deux éléments adjacents suivant y est de  $\Delta y = 0,5m$

Soit un maillage constitué (14x8) éléments.

### 3 INFLUENCE DE LA VARIABILITE SPATIALE DES PARAMETRES SUR LA FIABILITE DES STRUCTURES.

#### 3.1 APPLICATION DU MODELE DURACRETE

Dans les 1990, un groupe de chercheurs européens a développé une méthodologie pour quantifier la vie de service des structures en béton, "DuraCrete" qui a été basé sur l'approche proposé en 1980 (Siemes et al. 1983). Explications des principes et les exemples de son application ont été publiés (CEB 1997, Siemes et al. 1998). DuraCrete inclut des modèles pour prédire l'initiation de la corrosion dû à la pénétration du chlorure, à la carbonatation et aussi des modèles pour la propagation de la corrosion, fissuration et décollement (DuraCrete R17, 2000). avec l'utilisation de la méthode DuraCrete il est possible de quantifier la fiabilité d'une structure par rapport à l'état limite prédefinis d'une structure en durabilité [Vrouwenvelder & Schiessl 1999].

Le modèle DuraCrete implique une formulation de l'état limite de l'initiation de la corrosion induit par du chlorure qui peut être simplifiée en déclarant que la défaillance (c'est, l'initiation de la corrosion) se produit quand  $C > C_{cr}$ , avec  $C$  la concentration du chlorure à la surface des armatures et  $C_{cr}$  la concentration critique (seuil). La concentration du chlorure critique est une fonction complexe de propriétés du béton, en particulier les propriétés physicochimiques (pH, eau, oxygène, présence de vides) à l'interface d'acier / béton.

D'après le modèle DuraCrete La pénétration des ions chlorure dans le béton est modélisée selon la relation :

$$C_{Cl}(t) = C_{Cl,s} \cdot \text{erfc} \frac{c}{\sqrt{4k_e k_t k_c D_{Cl} t}} \quad (6.2)$$

La probabilité de défaillance qui correspond à l'initiation de corrosion

$$P_f = P [C_{crit} - C_{cl} < 0] \quad (6.3)$$

$C_{cr}$  : Quantité de chlorure nécessaire pour la dépassivation de l'armature

### 3.1.2 Données D'entrée Du Modèle

Ces données sont décrites dans le projet européen Duracrete (Duracrete, 2000), d'une structure réalisée à partir d'un béton à base de ciment Portland, de rapport Eau/Liant égale à 0.40, ayant subi une cure d'une durée de 7 jours. Par ailleurs, cette structure est située dans un environnement marin.

Les conditions environnementales et les paramètres nécessaires pour déterminer le temps d'initiation de la corrosion sont résumés dans le tableau (6.1)

Tableau 6.1 : paramètres d'entrée du modèle DuraCrete (2000)

paramètre	définition	moyenne	Ecart- type	distribution
$D_{cl,0}$	Coefficient de diffusion de référence des ions chlorure ( $\text{mm}^2.\text{an}^{-1}$ )	160	24	normale
$C_{cr}$	Teneur seuil en ions chlorure à partir de laquelle la corrosion s'amorce (% en masse de ciment)	0.8	0.10	normale
$C_s$	Teneur en ions chlorure à la surface du béton (% en masse de ciment)	2.4	0.2	normale
N	Facteur âge	0.25		déterministe
$k_t$	Facteur test permettant de calculer le coefficient de diffusion $D_0$	0.85	0.20	normale
$k_e$	Facteur environnement permettant de considérer l'influence des conditions environnementales sur la diffusivité des chlorures dans le béton	1	0.10	normale
$k_c$	Facteur d'exécution permettant de considérer l'influence des conditions de cure sur la diffusivité des chlorures dans le béton	1		déterministe
$t_0$	Période de référence (an)	0.0767 an Prise égale à 28 jours		déterministe
$x_c$	Enrobage (mm)	40	8	Lognormale

**3.1.3 En Considérant Pour Les Entrées Du Modèle La Variabilité Spatiale De Quatre Paramètres, Définis Par L'enrobage  $[C]$  , La Concentration Surfacique En Chlorure  $[C_s]$  Concentration Critique  $[C_{cr}]$ , Et Coefficient De Diffusion De Référence  $[D_{cl, 0}]$ .**

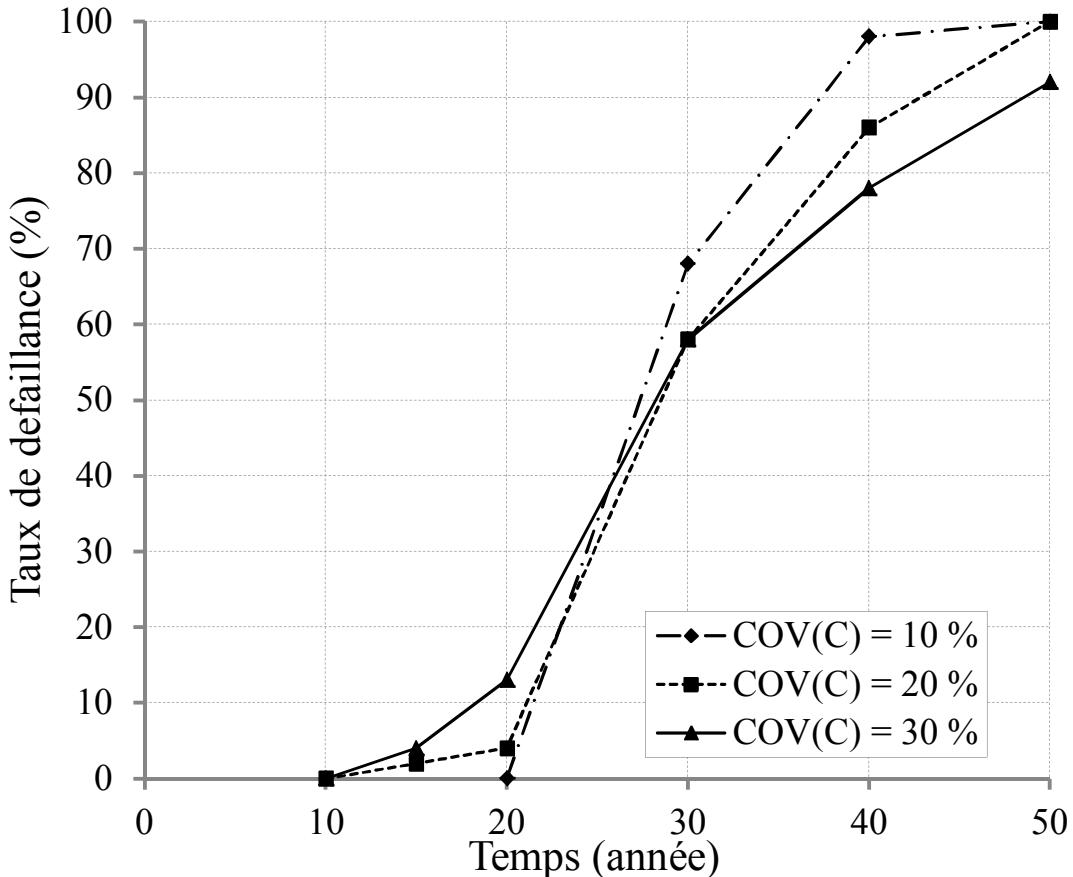


Figure 6.3 évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents  $COV(c)$ .

La figure 6.3 montre que l'initiation à la corrosion dans le cas du  $COV(c)=10\%$  commence en retard à partir de 20 ans contrairement aux autres  $COV$ . Aussi entre 23 et 27 ans il y a une convergence (point d'inflexion) dans le taux de défaillance des différents coefficients de variation de l'enrobage  $c$ . La variation du taux de défaillance pour les deux  $COV$  de 10 et de 30% s'inverse après 25 ans, c.-à-d. au début de l'initiation à la corrosion dans le cas d'un  $COV(c)=10\%$ , il y a un faible taux de défaillance par rapport au cas du  $COV(c)=30\%$  et vice versa après le point d'inversement des deux courbes. Ce qui explique que dans le cas du  $COV(c)=30\%$  (une grande dispersion des valeurs de l'enrobage), l'initiation à la corrosion commence plus rapidement que dans le cas du

$COV(c)=10\%$ , ceci peut-être dû aux faibles épaisseurs de l'enrobage dans quelques points de la surface (figure 6.4). Alors que dans d'autre point de la surface, l'épaisseur de l'enrobage est plus grande, ce qui explique le retard d'atteindre 100% du taux de défaillance par rapport au cas du  $COV(c)=10\%$  (figure 6.4).

En conclusion, l'enrobage à une influence significative sur le taux de défaillance d'un élément en béton armé dans une région marine. Néanmoins, il faut respecter les normes de la mise en œuvre du coffrage et du ferraillage pour diminuer les incertitudes sur l'enrobage et en conséquence la durée de vie de l'ouvrage.

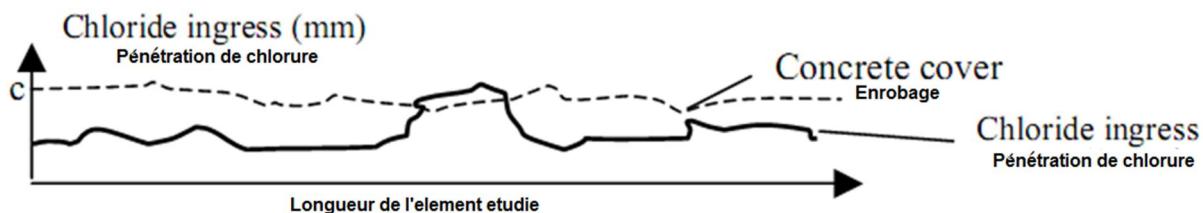


Figure 6.4 Variabilité de la profondeur de pénétration des ions chlорure dans l'enrobage de béton (Li, 2004).

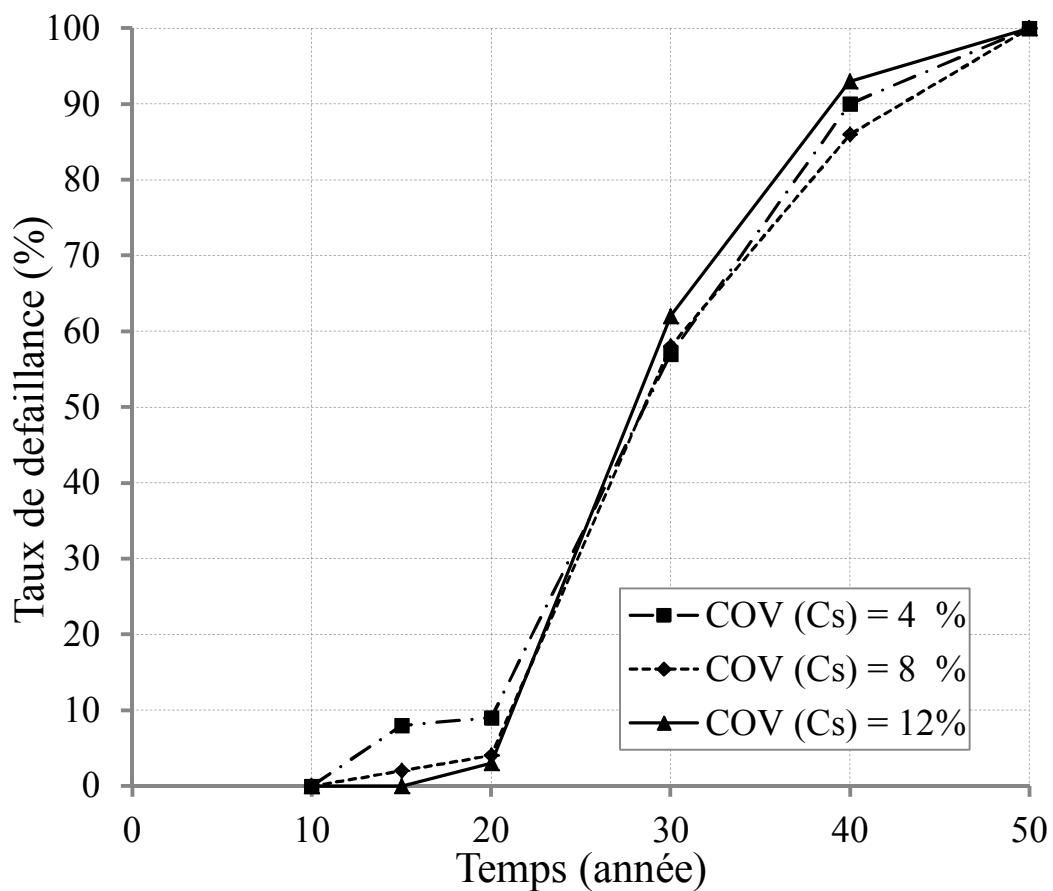


Figure 6.5 évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents  $COV (Cs)$ .

Les résultats de la figure 6.5 montrent que l'initiation à la corrosion est la même pour les différents  $COV(Cs)$ , et à 25 ans les trois courbes ont pratiquement le même taux de défaillance. On remarque aussi qu'il y a une légère variation du taux de défaillance pour les différents coefficients de variation .Enfin, il peut être conclu que la concentration du chlorure en surface ( $Cs$ ) a un faible impact sur le taux de défaillance.

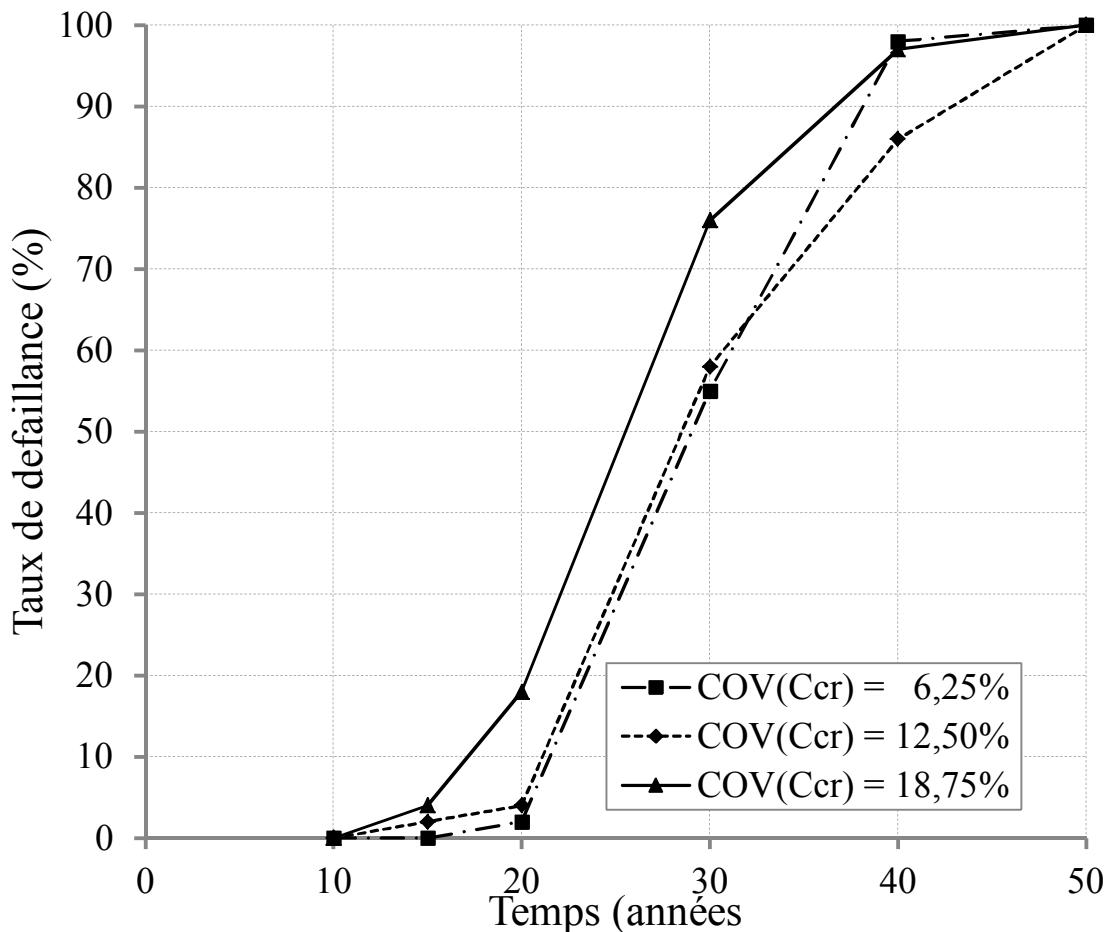


Figure 6.6 évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents  $COV (Ccr)$ .

La figure 6.6 montre que la courbe du  $COV(Ccr) = 18.75\%$  a des valeurs supérieures du taux de défaillance par rapport aux autres courbes ce qui explique que la grande dispersion des valeurs du paramètre  $Ccr$  dans l'espace augmente le taux de défaillance. On conclut aussi que plus la concentration en chlorure au niveau des armatures est grande, plus vitesse de corrosion est élevée (Carpio Perez, J. J. 1991 Étude de la dépassivation et de la repassivation des armatures métalliques dans les bétons, Document OA9, Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris, France, 168 p). Toute modification de la formulation

d'un béton produisant une augmentation de sa compacité ou une réduction de sa perméabilité a généralement un effet favorable sur la résistance à la corrosion.

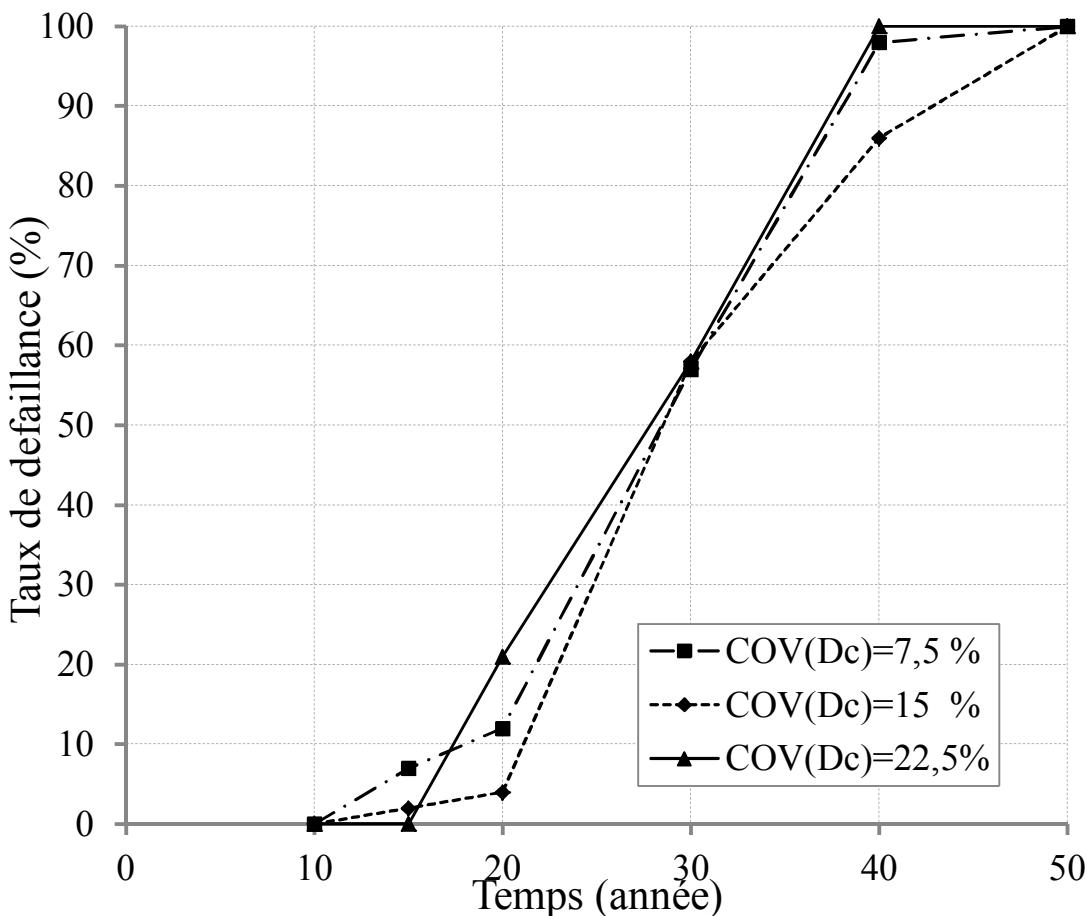


Figure 6.7évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Dc).

La figure 6.7 montre qu'à 30 ans les courbes des différents COV (Dc) ont le même taux de défaillance. Il a été remarqué aussi qu'au début et à la fin de l'initiation à la corrosion, les deux valeurs extrêmes du COV (Dc) donnent des taux de défaillance plus élevés que celui du COV de référence. Par conséquent, il est supposé que le transport de chlorure à travers l'enrobage est dû uniquement à la diffusion qui implique que l'étape de l'initiation peut être quantifiée par rapport au paramètre Dc (Bentur et al. 1997; Broomfield, 1997; Stanish et al., 2000; Bertolini, 2004). Cette analyse montre qu'il est important de limiter la quantité de chlorures dans le béton (pénétration par diffusion), en jouant sur le rapport E/C, et d'une manière générale sur la mise en œuvre qui confère au béton une certaine compacité et donc une certaine tortuosité dont dépendent fortement les propriétés de transfert des bétons (diffusivité et perméabilité), qui jouent un rôle important dans la migration des ions chlorures.

3.1.4 En Considérant La Variabilité Spatiale De Six Paramètres, Définis Par L'enrobage [C], La Concentration Surfacique En Chlorure [Cs] Concentration Critique [Ccr], Coefficient De Diffusion De Reference [Dcl, 0], Coefficient [Ke], Et Coefficient [Kt].

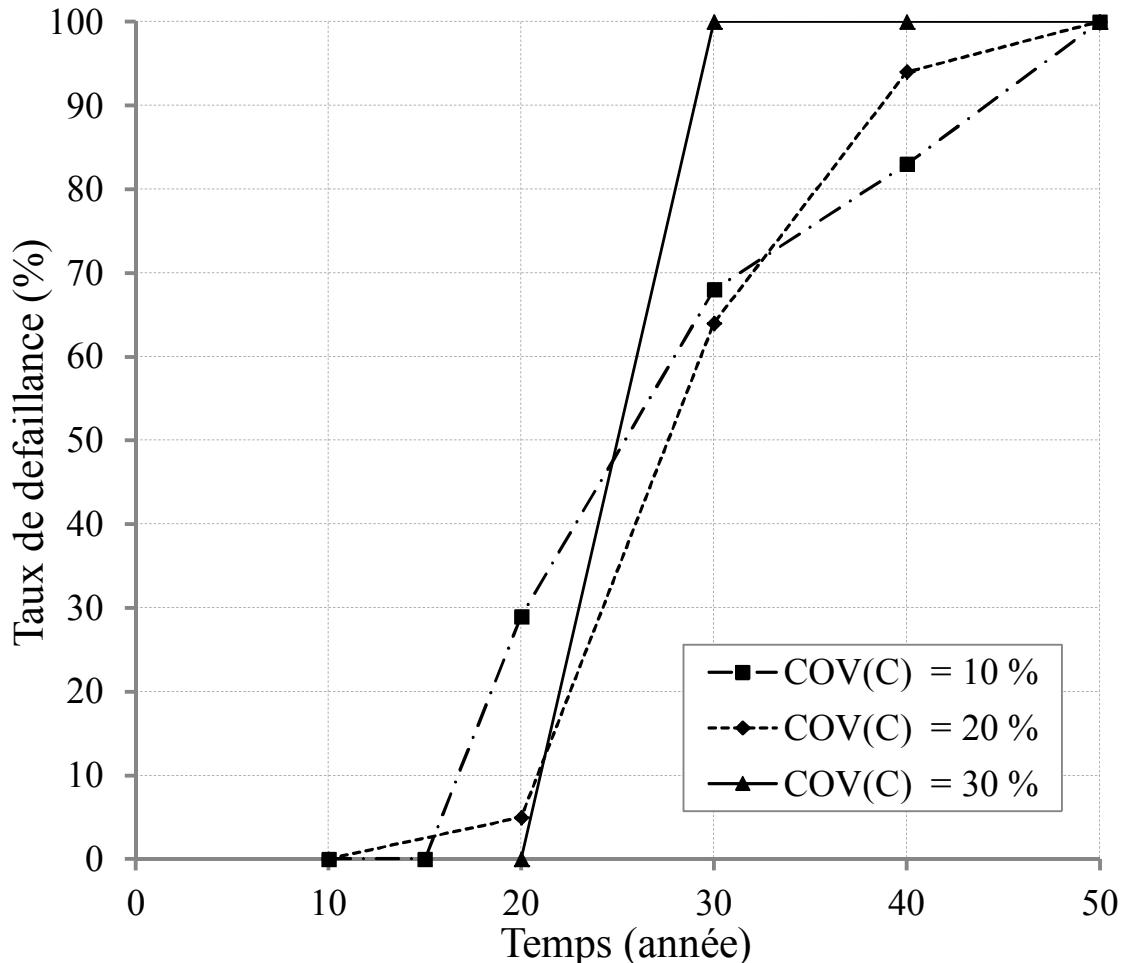


Figure 6.8 évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents  $COV (c)$ .

En introduisant les deux coefficients ( $ke$ ,  $kt$ ) comme champs aléatoires, l'influence de la dispersion de l'enrobage devient plus importante que le cas du non prise en compte de la variabilité spatiale de ces deux coefficients (Figure 6.3, Figure 6.8). Ceci est valable pour les coefficients de variation importante de l'enrobage.

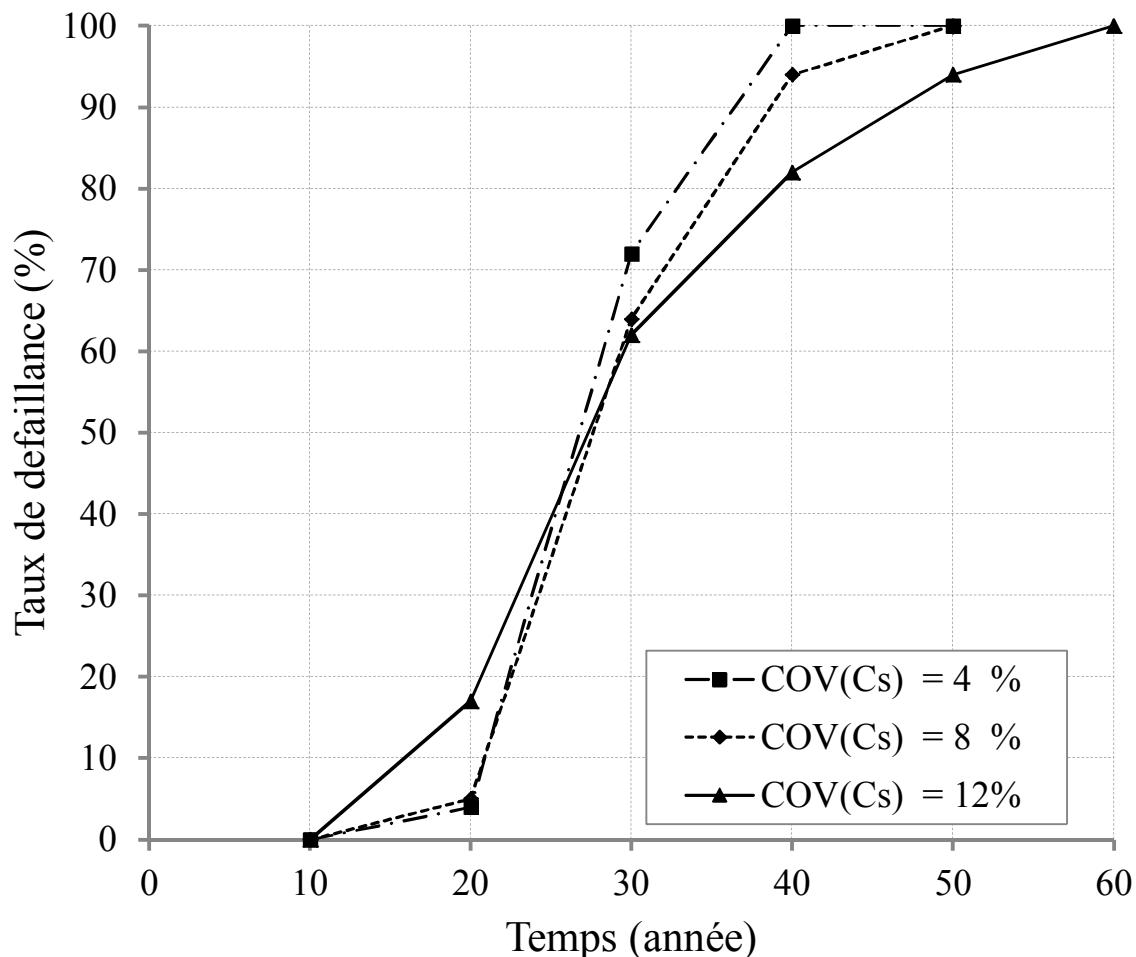


Figure 6.9 évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Cs).

La figure (6.9) montre que le début de l'initiation à la corrosion est le même pour les différents COV, contrairement à sa fin, la différence entre ces COV est très importante. Cette figure montre aussi que les faibles coefficients de variation de la concentration en surface atteignent un taux maximal dans une courte durée. Par contre ceux qui ont des valeurs importantes, atteignant le taux maximal après une longue durée. Enfin, la prise en compte de la variabilité spatiale des coefficients ( $k_e$ ,  $k_t$ ) rend le paramètre Cs très influant sur le taux de défaillance (Figure 6.5, Figure 6.9).

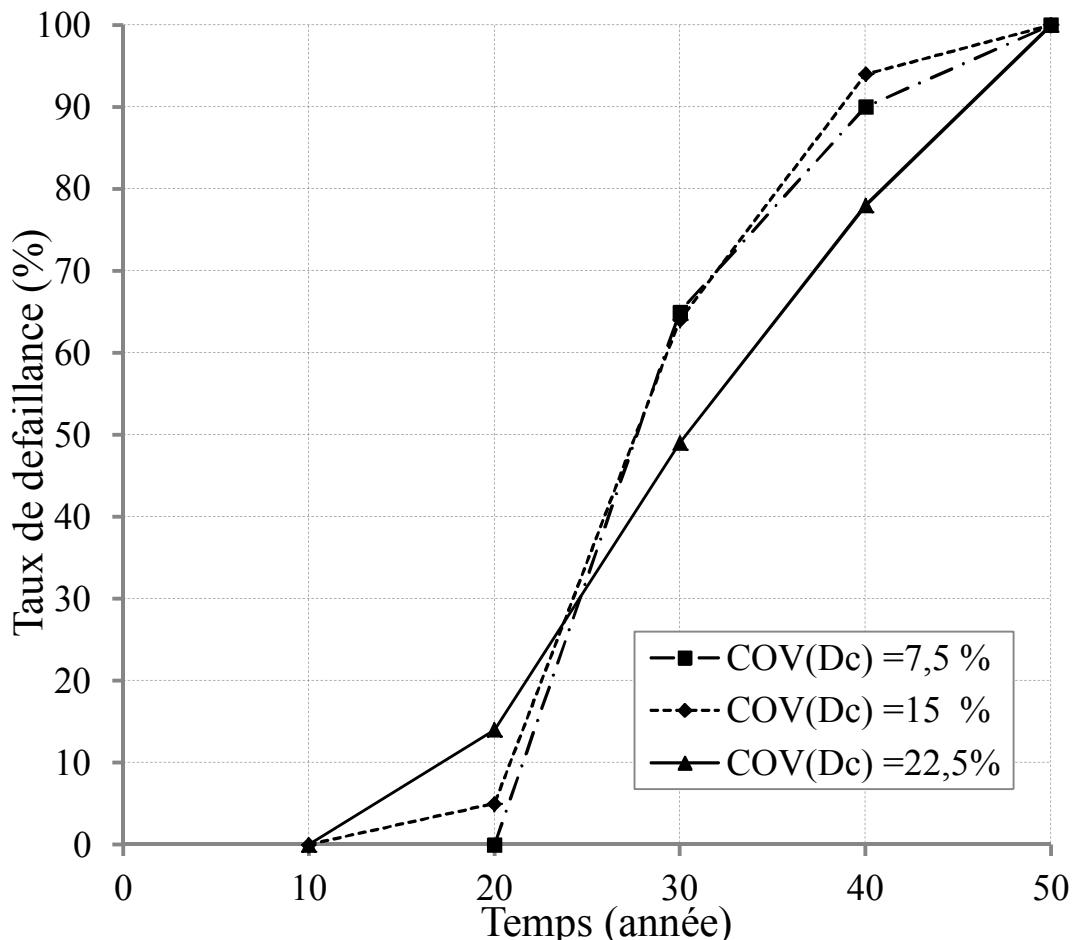


Figure 6.10 évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents  $COV(D_c)$ .

La figure 6.10 montre que pour le petit  $COV(D_c)$  l'initiation à la corrosion commence en retard de dix ans après les autres  $COV$ , c.-à-d. après un taux de défaillance de 15% par rapport au  $COV$  maximal et 5% par rapport au  $COV$  de référence. On constate aussi que Les trois courbes se croisent à 23 ans, un temps réduit par rapport au cas où les deux coefficients  $k_e$  et  $k_t$  ne sont pas pris comme champs aléatoires. Après le point d'inflexion on remarque une diminution du taux de défaillance du  $COV$  maximal par rapport aux autres  $COV$  contrairement au premier cas.

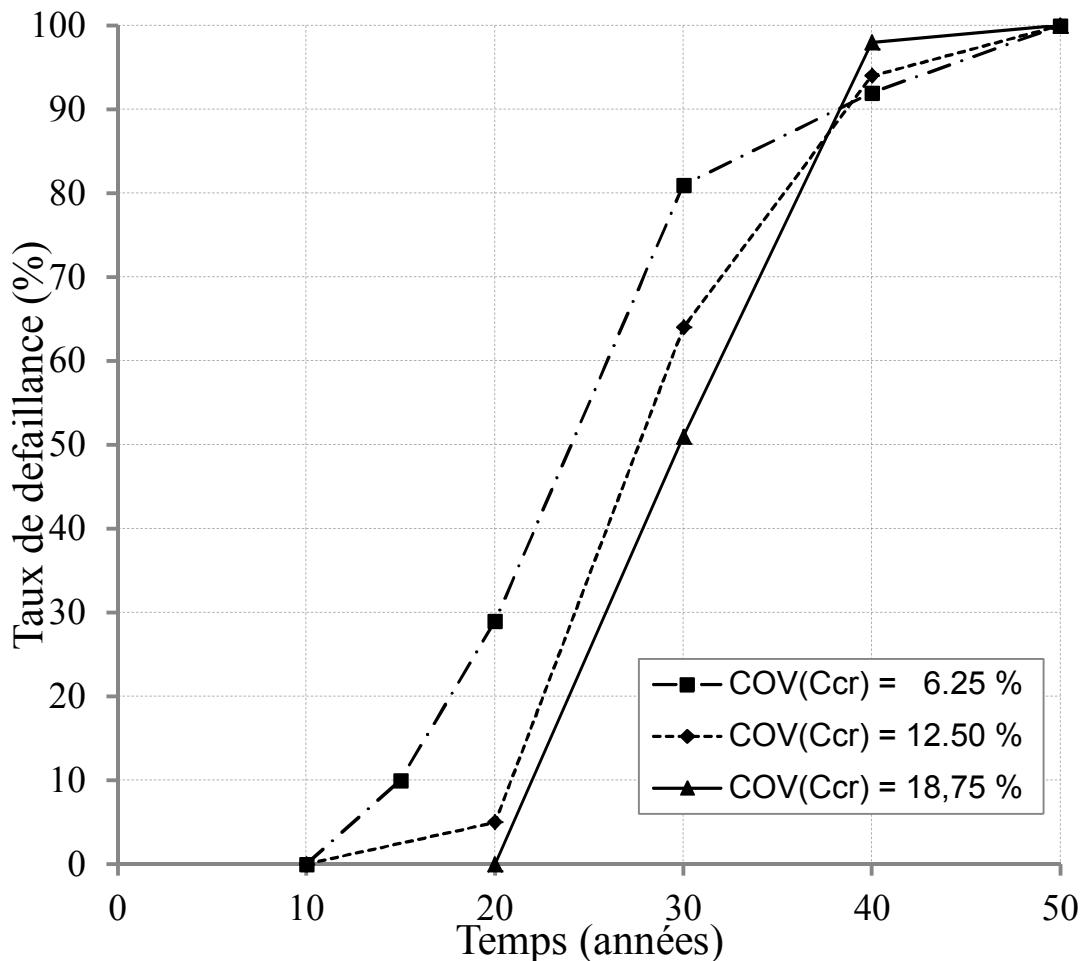


Figure 6.11: évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents  $COV(Ccr)$ .

Contrairement à La figure 6.6 et dans le cas de prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres  $ke$  et  $kt$  la figure 6.11 montre que la courbe du  $COV(Ccr) = 18,75\%$  a des valeurs inférieures du taux de défaillance par rapport aux autres courbes avant le point de convergence, on constate aussi que la faible dispersion des valeurs du paramètre  $Ccr$  dans l'espace augmente la vitesse de corrosion au niveau des armatures.

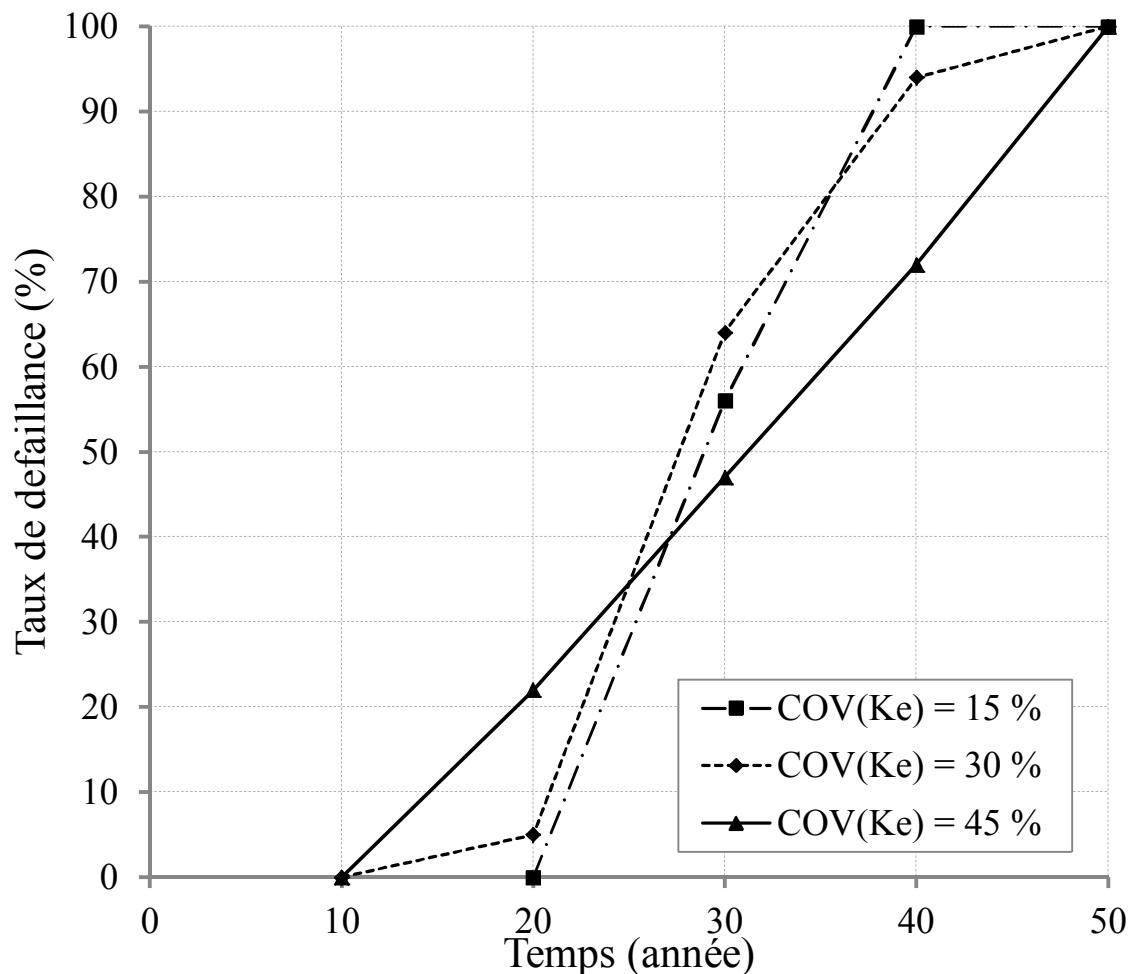


Figure 6.12: évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Ke).

La variation du coefficient de variation de paramètre des conditions environnementales (ke)(température, taux humidité ,..) a un impact inversement proportionnelle avec la durée de vie de l'ouvrage étudié. Pour les faibles COV, l'initiation à la corrosion commence lentement et propage rapidement et vice versa pour les COV important (Figure 6.12).Enfin, on peut dire que La vitesse de corrosion dépend fortement du taux d'humidité du béton car celui-ci influence directement la conductivité et la diffusion de l'oxygène.

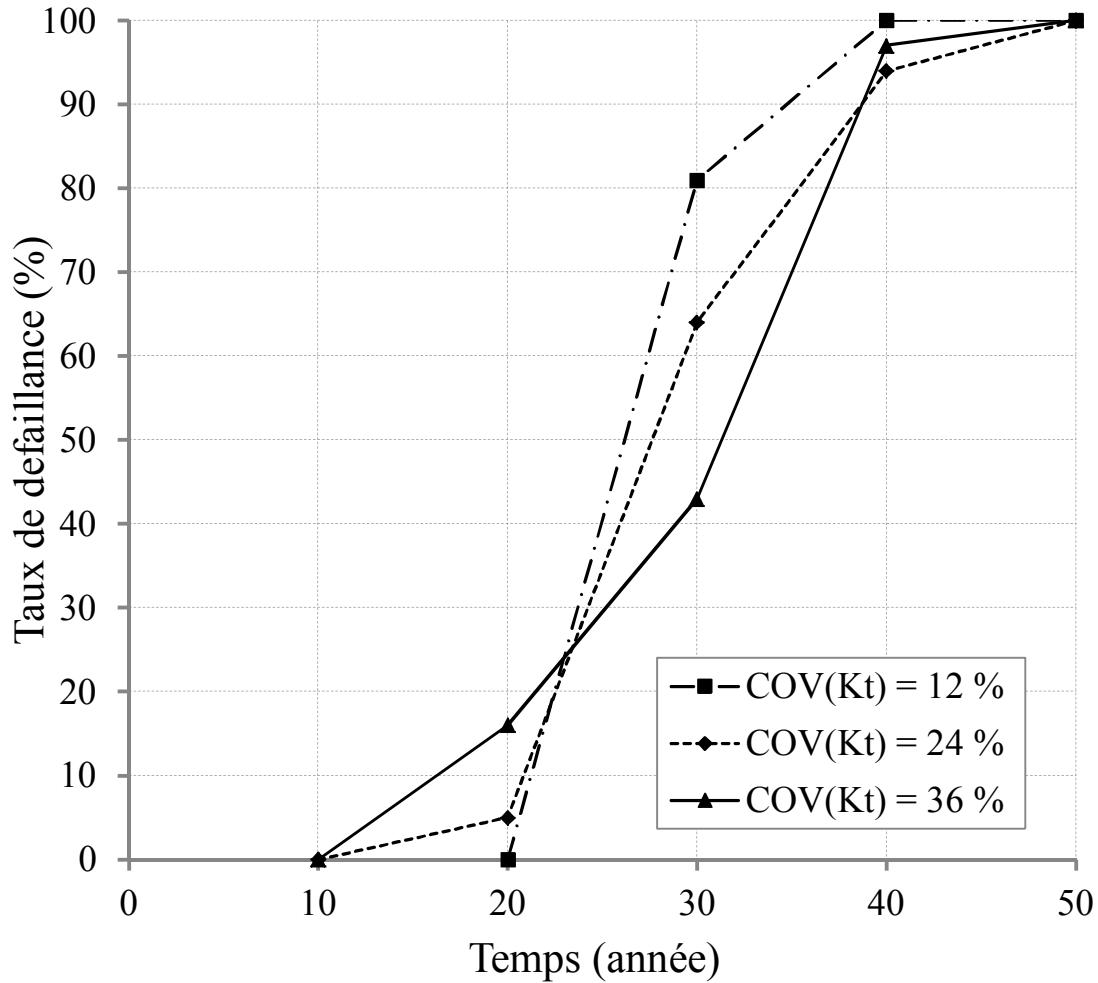


Figure 6.13: évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Kt).

Concernant le paramètre de prise en compte de la résistance mécanique du béton (kt), Les mêmes remarques de la figure (6.12) sont applicables pour la figure (6.13). En pratique, on doit donc faire en sorte que la période d'amorçage soit la plus longue possible. On peut allonger cette étape en prévoyant des épaisseurs de recouvrement suffisantes et en choisissant une formule de mélange permettant de diminuer la perméabilité du béton (eau, gaz), La diminution du rapport E/C et prévoir une cure de béton soignée pour améliorer considérablement la protection contre la corrosion.

### 3.2 APPLICATION DU MODELE LI

La pénétration des ions chlorure dans le béton est modélisée par Li et al. en décrivant l'évolution de la concentration en chlorures  $C_{Cl}$  ( $\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$ ) comme une fonction du temps  $t$  (an) selon la relation

$$C_{Cl}(t) = C_{Cl;s} \cdot \text{erfc} \frac{c}{\sqrt{4D_{Cl} \cdot t}} \quad (6.4)$$

Avec :

- $C_{Cl;s}$  : concentration en ions chlorure à la surface du béton ( $\text{mol} \cdot \text{m}^{-3}$ );
- $c$  : épaisseur d'enrobage (mm) ;
- $D_{Cl}$  : coefficient de diffusion des chlorures dans le béton ( $\text{m}^2 \cdot \text{an}^{-1}$ )

$$D_{Cl}(t) = D_{Cl;0} \cdot \left( \frac{t_0}{t} \right)^{n_a} \quad (6.5)$$

Ou

$n_a$  facteur age

$t_0$  période de référence (an)

$D_{Cl;0}$  : coefficient de diffusion de référence ( $\text{m}^2 / \text{an}$ )

La probabilité de défaillance qui correspond à l'initiation de corrosion

$$P_f = P [C_{crit} - C_{cl} < 0] \quad (6.6)$$

#### 3.2.1 Données D'entrée Du Modèle

Les conditions environnementales et les paramètres nécessaires pour déterminer le temps d'initiation de la corrosion sont les mêmes présentés dans le tableau (6.1)

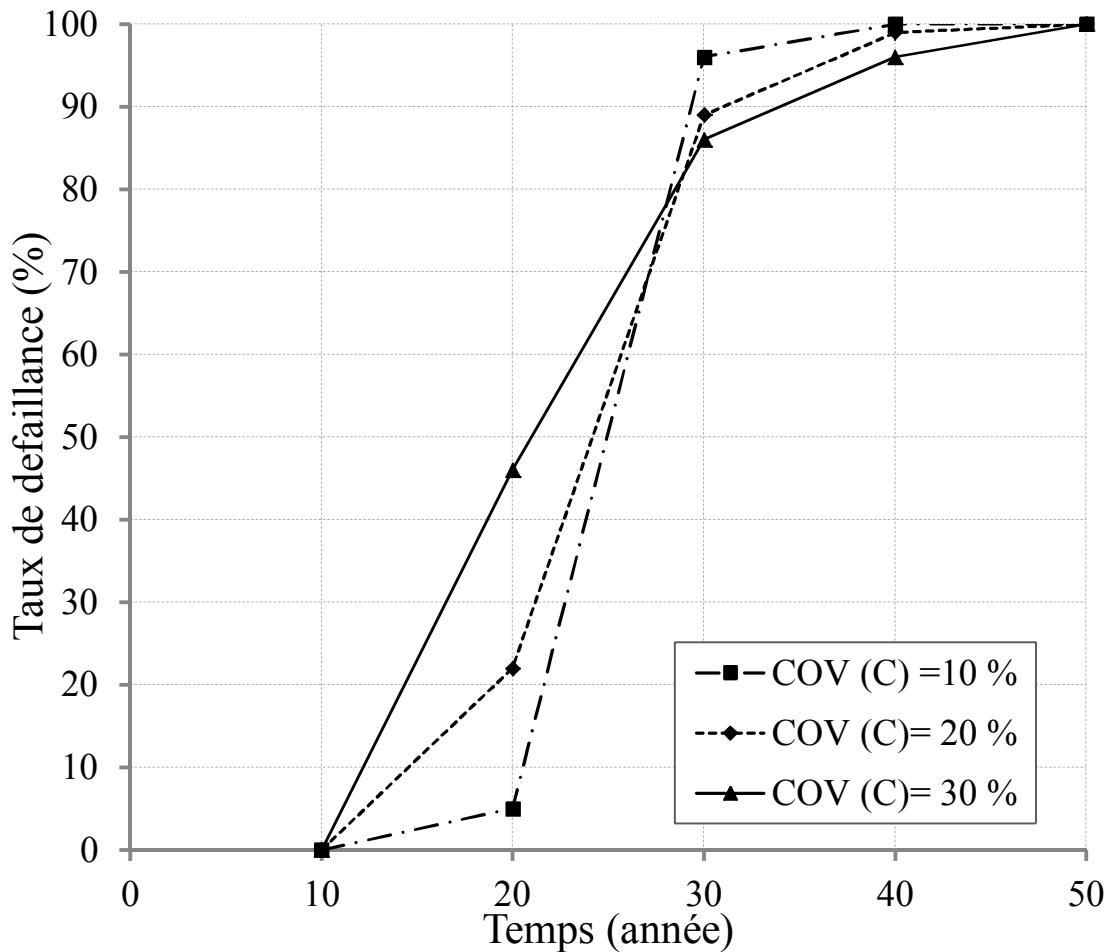


Figure 6.14: évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents  $COV(c)$ .

La variation du taux de défaillance pour les deux  $COV$  de 10 et de 30% s'inverse après 28 ans, c.-à-d. au début de l'initiation à la corrosion dans le cas d'un  $COV(c)=10\%$ , il y a un faible taux de défaillance par rapport au cas du  $COV(c)=30\%$  et vice versa après le point d'inversement des deux courbes. Ce qui explique que dans le cas du  $COV(c)=30\%$  (une grande dispersion des valeurs de l'enrobage), l'initiation à la corrosion commence plus rapidement que dans le cas du  $COV(c)=10\%$ , ceci peut-être dû aux faibles épaisseurs de l'enrobage dans quelques points de la surface (figure 6.14). Alors que dans d'autre point de la surface, l'épaisseur de l'enrobage est plus grande, ce qui explique le retard d'atteindre 100% du taux de défaillance par rapport au cas du  $COV(c)=10\%$  (figure 6.14).

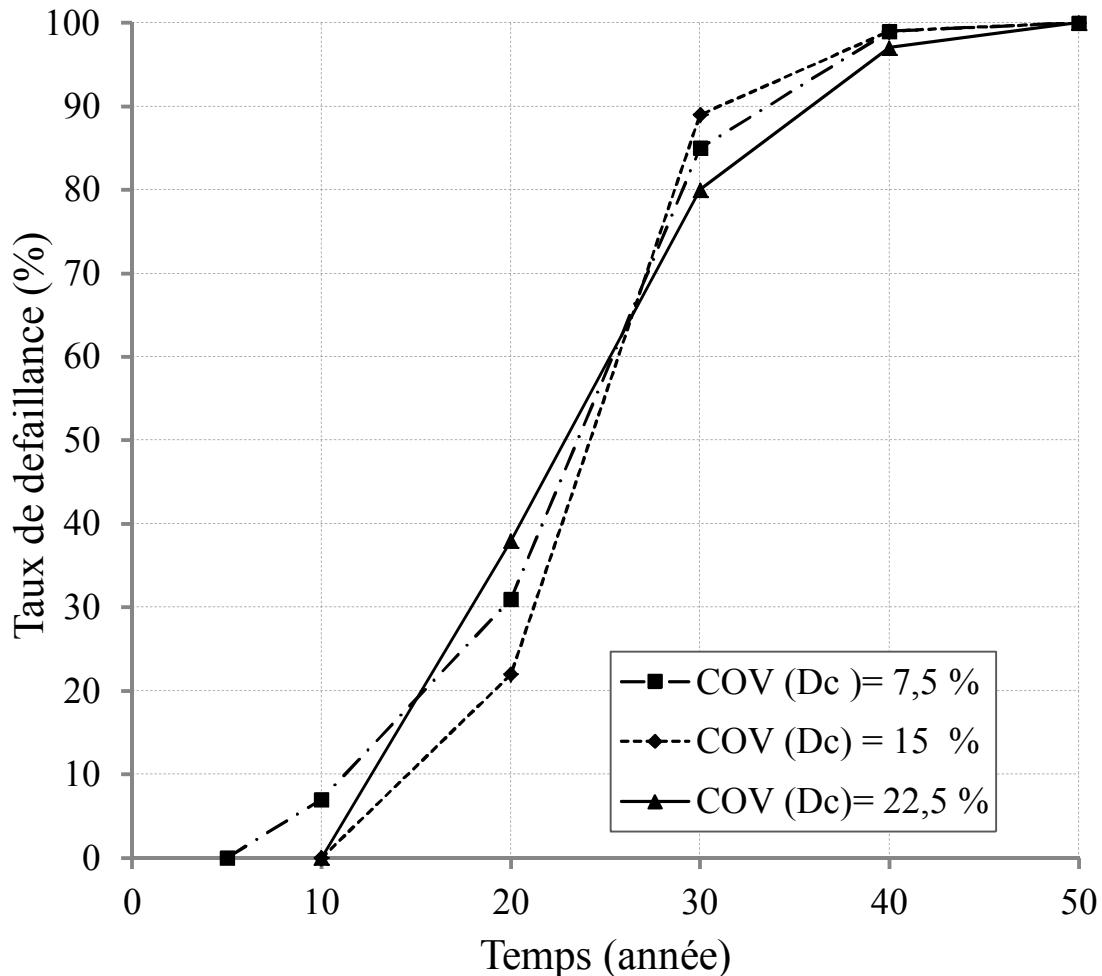


Figure 6.15: évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Dc).

La figure 6.15 montre qu'à 26 ans les courbes se rencontrent en un point pour donner le même taux de défaillance .aussi on remarque qu'avant et après le point d'intersection il y a une légère différence du taux de défaillance par rapport au COV de référence. Donc on peut conclure la variation du COV(Dc) a une faible influence sur la probabilité de défaillance.

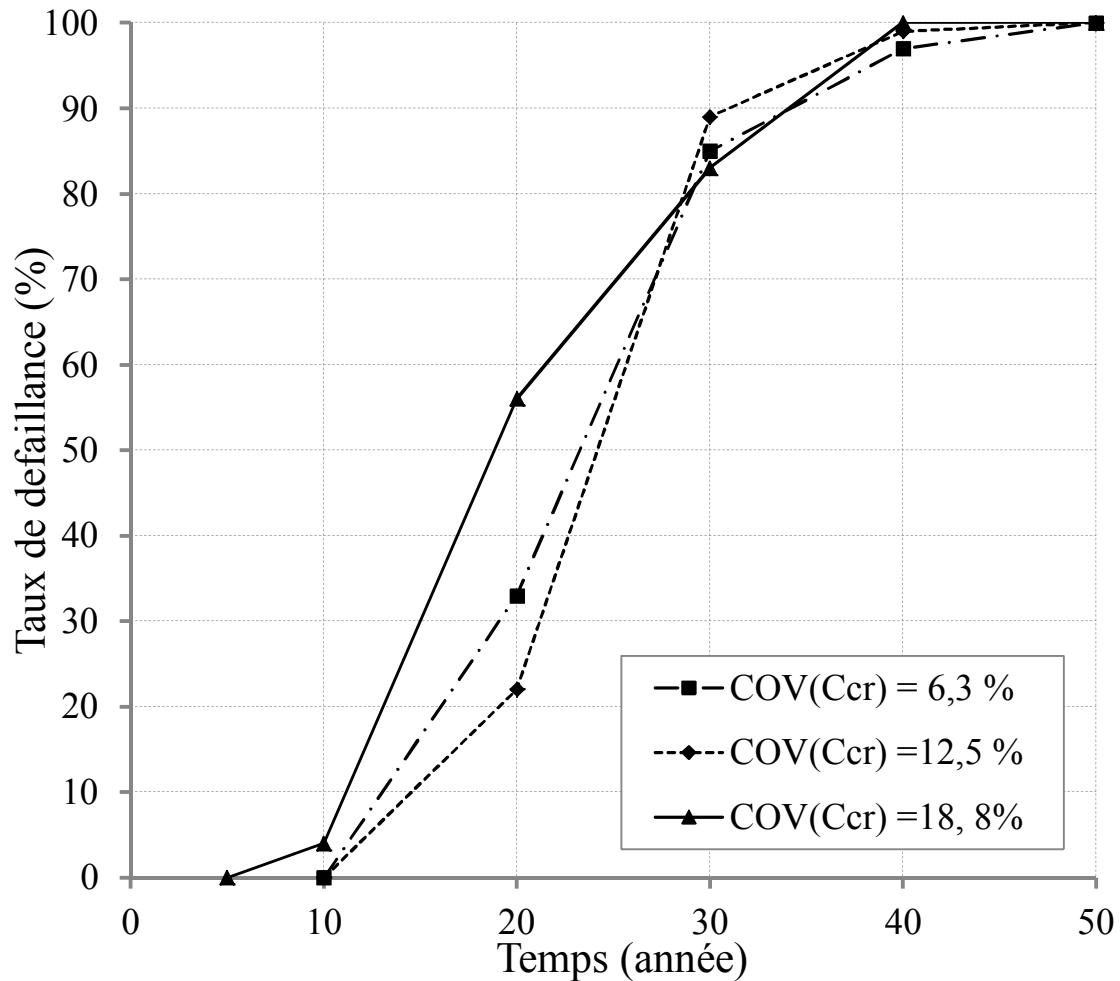


Figure 6.16: évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Ccr).

La figure 6.16 montre qu'il y a une augmentation du taux de défaillance du COV maximal par rapport aux autres COV jusqu'à le point d'intersection de ces courbes .après ce point on remarque qu'il y a une faible variation du taux de défaillance entre ces COV. Enfin on peut conclure un faible impact sur la probabilité de défaillance.

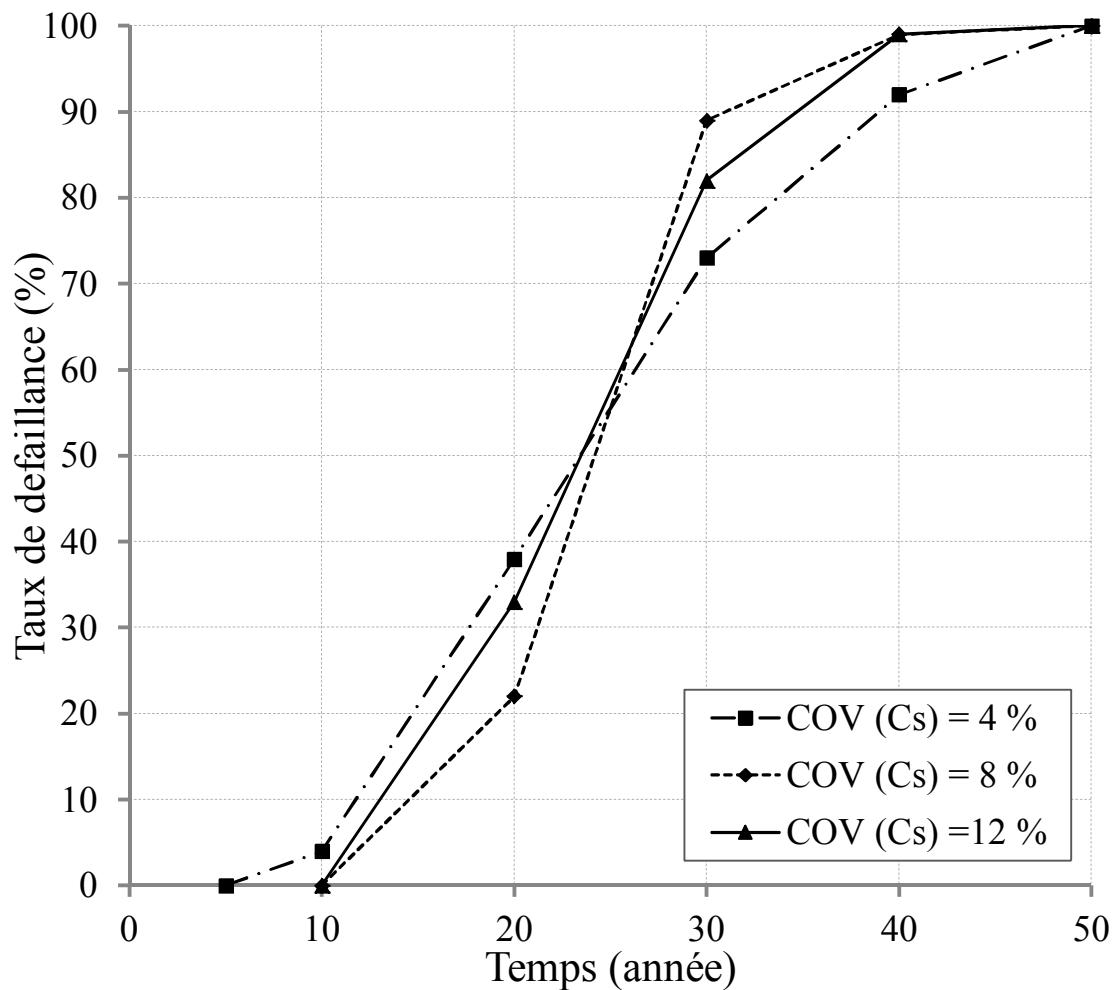


Figure 6.17: évolution temporelle de la probabilité de défaillance pour différents COV (Cs).

Les résultats de la figure 6.17 montrent que l'initiation à la corrosion est la même pour les différents COV(Cs), et à 25 ans les trois courbes ont pratiquement le même taux de défaillance. On remarque aussi qu'il y a une légère variation du taux de défaillance pour les différents coefficients de variation .Enfin, il peut être conclu que la concentration du chlorure en surface (Cs) a un faible impact sur le taux de défaillance.

### 3.3 Comparaison Entre Les Deux Modèles

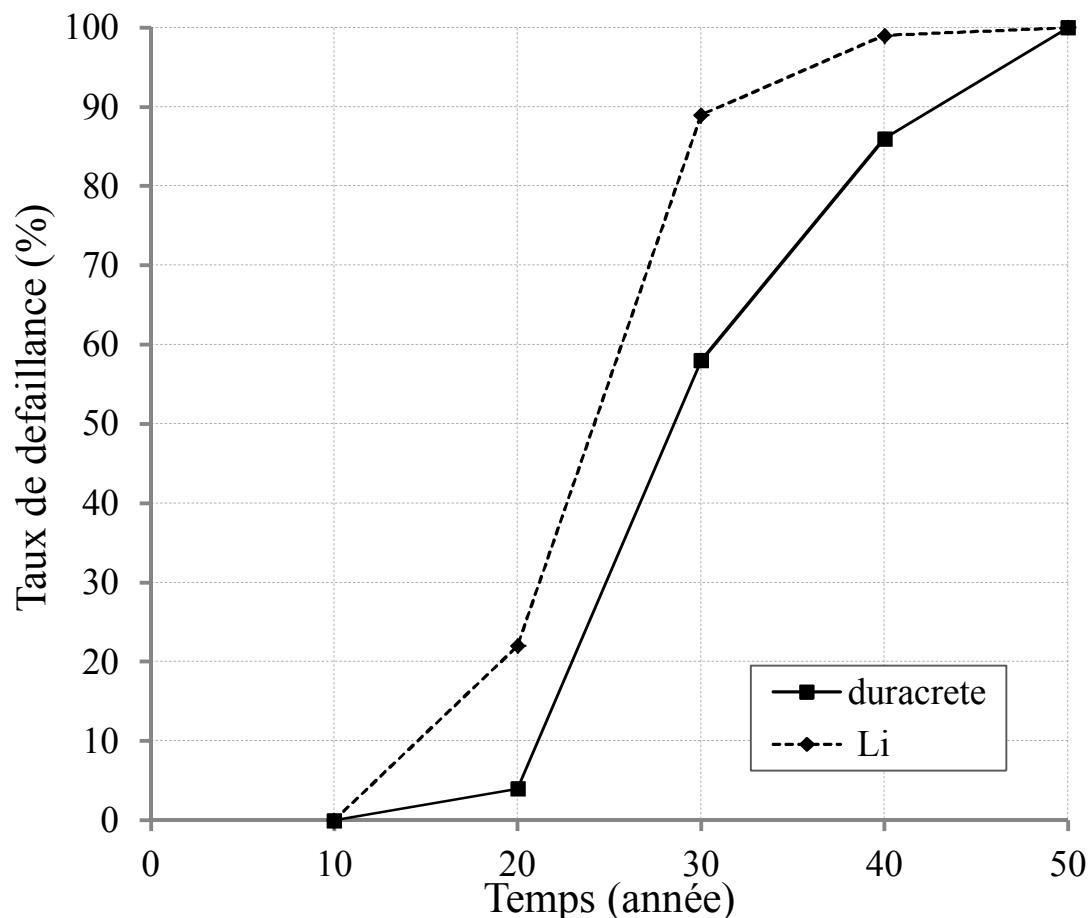
Un modèle est une représentation du phénomène à étudier, dont la qualité dépend essentiellement de la connaissance de ce phénomène et des moyens dont on dispose pour

construire le modèle. La connaissance étant souvent imparfaite (limitation de la compréhension du phénomène, du nombre de données et des expériences) et les moyens limités (scientifiques et numériques), à la majorité des modèles sont associés différentes sources d'incertitudes. Dans la réalité, certaines entrées du modèle ne sont pas connues de façon exacte, et sont entachées d'une incertitude. Une démarche probabiliste est alors adoptée, en considérant ces entrées comme des variables aléatoires. Les sorties sont alors elles aussi des variables aléatoires.

La modélisation nécessite un ensemble d'informations de base, ou données, qui proviennent d'une ou plusieurs sources (observations visuelles, expérimentations en laboratoire, essais in-situ, auscultations, simulations, probabilités, statistiques, dires d'experts).

Les objectifs principaux de comparaison sont généralement les suivants :

- Amélioration de la connaissance sur le modèle, évaluation de la qualité du modèle.
- Pour modéliser au mieux, dans un contexte incertain et imprécis, le comportement des ouvrages de génie civil dans le temps et ainsi déduire leur niveau de performance
- L'estimation de la probabilité d'initiation de la corrosion ou prédire le pourcentage de la structure exposée à des dommages par la corrosion.
- développer un outil de la prévision de la performance à base probabiliste qui peut être utilisé pour prédire le temps optimal pour intervention de réparation et de maintenance des structures en béton armé exposé aux environnements du chlorure agressifs.
- Recherches une stratégie de la maintenance optimisée, donc minimiser les futurs frais d'entretien et constitue en ce sens un outil adéquat pour l'aide à la décision en phases de conception et de maintenance.



D'après les résultats de la figure 6.18 on constate que les courbes obtenues présentent des évolutions semblables avec un temps de début de l'initiation à la corrosion qui est le même pour les deux modèles, après ce début de l'initiation à la corrosion un écart est observé entre les deux courbes avec des taux de défaillance qui conduisaient à une différenciation significative.

Les valeurs baisses de la probabilité de défaillance de la courbe du modèle Duracrete par rapport au modèle Li sont dues principalement à l'amélioration du modèle Duracrete car il intègre de nombreux paramètres, dont les conditions environnementales, avec prise en compte de la résistance mécanique du béton ( $k_t$ ), évolution de la diffusivité des chlorures avec les conditions extérieures (humidité relative) ( $k_e$ ) et Prise en compte de la cure du béton( $k_c$ ).

L'analyse des résultats a permis de conclure que le choix du modèle prédictif et les paramètres d'entrées pour une étude probabiliste ont une influence significative sur

l'estimation de la probabilité de défaillance pour la maîtrise et l'optimisation de la durabilité (mieux maîtriser les risques de corrosion) et de prédire le temps optimal pour intervention de réparation et de maintenance des structures.

### 3.4 Evaluation Fiabiliste De L'impact Des Conditions Environnementales Sur La Corrosion Des Structures En Béton Armé Sujettes A La Pénétration De Chlorures

L'environnement auquel les structures en béton armé sont exposées à des conséquences physiques et chimiques, déclenchant des mécanismes de dégradation sur le béton et sur les armatures qui ne sont généralement pas pris en considération lors de la conception. La corrosion des armatures est reconnue comme étant le mécanisme de dégradation prédominant dans ces structures, affectant sérieusement leur durabilité ; elle est liée à des réactions chimiques ou électrochimiques entre l'acier et son environnement. Selon le cas, la corrosion peut être concentrée localement pour former des piqûres, ou s'étendre sur une surface importante : on parle alors de corrosion généralisée. Quelle que soit sa forme, la corrosion des armatures peut se traduire par la réduction de la section d'acier, par la perte d'adhérence entre le béton et les armatures, par la fissuration et par la dégradation du béton d'enrobage.

La probabilité de défaillance prédictive en milieu marin a été comparée avec celle prédictive en milieu ou la pénétration des chlorures ayant une origine autre que marine, avec l'utilisation du modèle DuraCrete et la variabilité spatiale des paramètres : Dc, Ccr, Dc, Cs.

*Tableau 6.2 : Quantification statistique des variables de pénétration des chlorures ayant une origine autre que marine (Li et al, 2001)*

variable	unité	distribution	moyenne	Ecart type
Cs	%	N	1,7	0,425
Ccr	%	N	0,5	0,1
Dc	mm <sup>2</sup> /années	N	62	9,9
c	mm	N	40	8
to	années	D	0,0767	

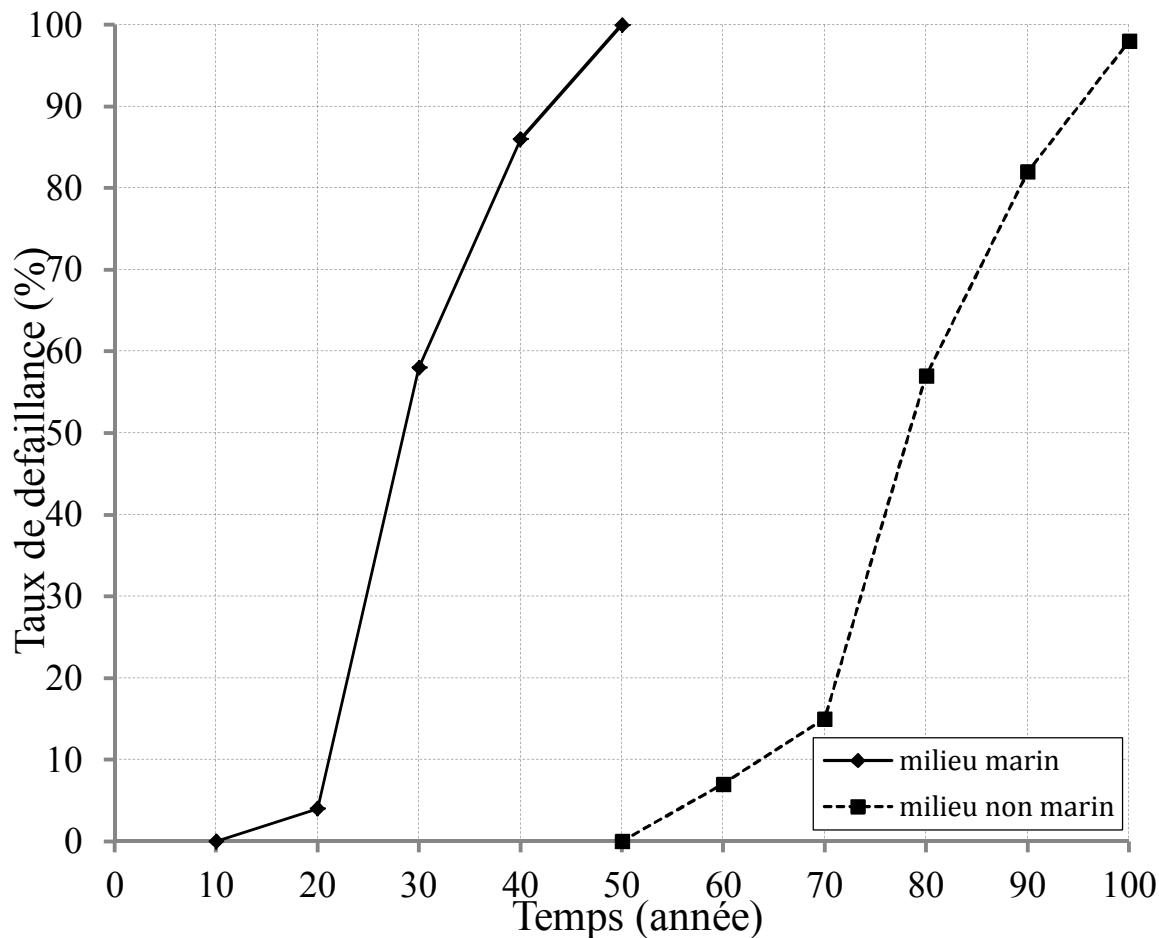


Figure 6.19 *évolution temporelle de la probabilité de défaillance.*

Dans la figure 6.19 sont représentés les résultats des courbes pour deux différents niveaux d'agressivités environnementales à la présence de chlorures, il peut être vu que ces deux milieux environnants causent une grande différence dans les taux de défaillance.

Par exemple on constate que Le début de l'initiation à la corrosion devient plus grand avec la baisse de niveau d'agressivité et devient moins avec un niveau d'agressivité élevée ,ce qui explique qu'avec le contact du milieu environnant marin En général, ces dégradations deviennent plus importantes au cours du temps et finissent par provoquer une perte de performance, plus précisément une perte d'aptitude au service ou une perte de sécurité structurale, ce qui raccourcit la durée de vie de l'ouvrage.

Donc, on peut conclure que la probabilité de défaillance et le temps d'initiation de la corrosion dépendent largement des facteurs environnementaux (la température, l'humidité

relative, concentration en chlorure...) et des propriétés du matériau (teneur en eau du béton).

#### 4 CONCLUSION

D'un point de vue probabiliste, il est également souhaitable d'évaluer l'impact d'une variabilité spatiale sur la probabilité d'initiation de corrosion. On fait dans ce cas-là appel à une modélisation de cette variabilité par l'intermédiaire de la théorie des champs aléatoires.

Ce chapitre est consacré dans un premier temps à analyser l'impact d'un maillage plus fin qui présente l'inconvénient d'augmenter sensiblement les temps de calculs mais des résultats plus précis. Dans un second temps, à l'étude paramétrique de l'influence de la variabilité spatiale des paramètres d'entrée pour des modèles prédictifs de corrosion à la présence de chlorures et aux environnements marins. Ensuite on compare la probabilité de défaillance en fonction du temps effectuée pour deux modèles différents. Enfin, Les résultats montrent que la probabilité de défaillance et le temps d'initiation de la corrosion dépendent largement des facteurs environnementaux (la température, l'humidité relative, concentration en chlorure,..) et du choix du modèle. Qui vont avoir un impact significatif sur les performances du système. Aussi il est indispensable d'intégrer de la variabilité spatiale de façon à travailler sur des modélisations réalistes, pour prédire le temps optimal d'intervention de réparation ou maintenance des structures en béton armé exposés aux environnements du chlorure agressifs.

En pratique, on doit donc faire en sorte que la période d'amorçage soit la plus longue possible et d'obtenir une bonne protection contre la corrosion des armatures, avec un moyen bien plus simple et plus économique .Lors de la mise en œuvre il faut :

- Un béton bien formulé pour minimiser la perméabilité en augmentant la compacité de la pâte.
- Utiliser un rapport E/C approprié.
- Utiliser des ajouts minéraux (attention à la cure !).
- Prévoir une cure soignée.
- Prévoir des épaisseurs de recouvrement suffisantes.



## CONCLUSION GENERALE

Les résultats présentés dans ce mémoire mettent en lumière l'intérêt des méthodes probabilistes dans l'étude des ouvrages en béton armé, en particulier l'initiation à la corrosion. L'un des principaux obstacles pratiques à ces méthodes est le manque des mesures réelles des paramètres rentrant dans le calcul de l'initiation à la corrosion. La stratégie de ce travail a consisté à utiliser de nouvelle méthode probabiliste pour calculer la probabilité de défaillance du problème traité.

Ce mémoire a été consacré dans un premier temps à la description chimique du phénomène de corrosion. Les paramètres influents, ainsi que les altérations physiques, ensuite quelques modèles de pénétration des agents agressifs sont présentés pour l'analyse de la fiabilité au cours du temps. Dans un second temps, à l'analyse de l'impact d'un maillage 2D, L'étude paramétrique a été effectuée sur un modèle en variables aléatoires en utilisant le code de calcul probabiliste FERUM ,et également une modélisation stochastique a été effectuée pour évaluer l'impact de la variabilité spatiale des paramètres incertains sur la probabilité d'initiation à la corrosion en présence de chlorures et aux environnements marins. On fait dans ce cas-là appel à une modélisation de cette variabilité par l'intermédiaire de la théorie des champs aléatoires. Enfin une étude de comparaison de la probabilité de défaillance en fonction du temps a été effectuée pour deux modèles stochastiques et pour deux milieux différents

Les principales conclusions de cette étude peuvent être résumées comme suit:

- l'impact d'un maillage plus fin qui présente l'inconvénient d'augmenter sensiblement le temps de calcul mais des résultats plus précis, on opte donc pour une solution intermédiaire.
- Les résultats montrent que la probabilité de défaillance et le temps d'initiation à la corrosion dépendent largement des facteurs environnementaux (la température, l'humidité relative, concentration en chlorure,..). En contact avec le milieu environnant marin en général, ces dégradations deviennent plus importantes au cours du temps et finissent par provoquer une perte de performance, plus

## Conclusion générale

précisément une perte d'aptitude au service ou une perte de sécurité structurale, ce qui raccourcit la durée de vie de l'ouvrage.

- l'analyse a également apporté un éclairage sur l'importance de l'influence du choix du modèle sur l'initiation de corrosion. Cela va permettre également l'amélioration de la connaissance sur le modèle stochastique, évaluation de la qualité du modèle, de développer un outil de la prévision de la performance à base probabiliste qui peut être utilisé pour prédire le temps optimal pour intervention de réparation ou maintenance des structures en béton armé exposés aux environnements du chlorure agressifs, qui vont avoir un impact significatif sur les performances du système.
- Aussi il est indispensable d'intégrer de la variabilité spatiale de façon à travailler sur une approche améliorée et plus réaliste, sur laquelle est estimé un pourcentage donné de la surface structurale qui montre des signes de corrosion. Cela peut fournir l'information utile pour prédire le temps optimal d'intervention de réparation ou la maintenance des structures en béton et la prise de décision pour un optimal cout de réparation.

En pratique, on doit donc faire en sorte que la période d'amorçage soit la plus longue possible et d'obtenir une bonne protection contre la corrosion des armatures, avec un moyen bien plus simple et plus économique .Lors de la mise en œuvre il faut :

- Un béton bien formulé pour minimiser la perméabilité en augmentant la compacité de la pâte.
- Utiliser un rapport E/C approprié.
- Utiliser des ajouts minéraux (attention à la cure !).
- Prévoir une cure soignée.
- Prévoir des épaisseurs de recouvrement suffisantes.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. ARTORELL C. G (2009) Safety, Reliability and Risk Analysis Volume 1, S., CRC Press/Taylor & Francis Group, London, UK
2. AFGC (Groupe de travail), 2004, Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Indicateurs de durabilité, « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages. Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali réaction », éd. AFGC, Bagneux, pp. 30-41
3. BAKKER, J.D., Van der Graaf, H.J. and van Noortwijk, J.M. (1999)." Model of lifetime-extending maintenance", Forde, M.C. editor, Proceedings of the 8th International conference on Structure Faults and Repair, London, United Kindom, Edinburgh: Engineering Technics Press.
4. BRIME (2001), "Bridge Management in Europe", Deliverable D14 Final Report, March 2001. 2. BAROTH J (2005), "Analyse par éléments finis stochastiques de la propagation d'incertitudes dans un modèle mécanique non linéaire", Thèse doctorale de l'Université de BLAISE PASCAL - CLERMONT II
5. BORIS G and IGOR U (1995), "Probabilistic Reliability Engineering". John Wiley & Sons, Inc.
6. BARON J., SAUTEREY R., 1981, "Le Béton Hydraulique, connaissance et pratique ", Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
7. CEB, 1997, " New approach to durability design: an example for a carbonation induced corrosion », CEB, Bulletin n°238.
8. CROSTON T (2006)," Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion 3 points réparée par matériaux composite (APPROCHE PROBABILISTE)", Thèse doctorale de l'Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Centre de Bordeaux.
9. CARMEN A, GIUSEPPE M, (2010), "Modelling of Corroding Concrete Structures", Volume 5, RILEM BOOKSERIES.

## Références Bibliographiques

10. CEB design guide (1992), "Durable Concrete Structures", Bulletin d'Information No. 183. Thomas Telford, 1992,5
11. CEB (1997), "New Approach to Durability Design, an example for carbonation induced corrosion (No. 238)", Comité Euro-International du Béton, Lausanne.
12. CHUN QING Li and ROBERT E. M Time-Dependent Reliability Analysis of Corrosion-Induced Concrete Cracking ACI Structural Journal/July-August 2005 Title no. 102-S55.
13. CHUN QING Li and ROBERT E M, "Time-Dependent Risk Assessment of Structural Deterioration Caused by Reinforcement Corrosion", ACI Structural Journal/September-October 2005 Title no. 102-S77
14. DURACRETE, 1999, " Probabilistic Performance based durability design of concrete structures ", Brit Euram Project, n°1347.
15. DuraCrete (2000)," Probabilistic performance based durability design of concrete structures", The European Union – Brite Euram 111, January 2000.
16. DEBY F. (2008), "Approche probabiliste de la durabilité des bétons en environnement Marin", Thèse doctorale de l'Université de Toulouse.
17. DITLEVSEN O. and MADSEN H.O, (1996), "Structural reliability methods", J. Wiley and Sons, Chichester,
18. DOMINIQUE F, (2004), " Endommagements et Rupture de Matériaux", École Centrale de Paris.
19. DITLEVSEN. O and MADSEN H.O., (2007), "Structural Reliability Methods", Technical University of Denmark.
20. DEHMOUS Hocine, (2007, "Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin", Thèse doctorale de l'Institut National Polytechnique de Toulouse.

## Références Bibliographiques

21. "Diagnosis of Deterioration in Concrete Structures", Concrete Society Technical Report N° 54.
22. "Défauts apparents des ouvrages d'art en béton", LCPC 1975.
23. DAVIS. J.R., (2000), " Corrosion: Understanding the Basics", ASM International.
24. ENGELUND S. and SORENSEN J, (1998) "A probabilistic model for chloride-ingress and initiation of corrosion in reinforced concrete structures", *Struc. Safe.*, 20:69–89,
25. Final Report May 2006 "Evaluation of Corrosion Resistance of Different Steel Reinforcement Types", Sponsored by the Iowa Department of Transportation (CTRE Project 02-103).
26. FRANCY O., (1998), " Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau ", Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier, Toulouse.
27. GHANEM, R. and SPANOS P, (1991). "Stochastic Finite Elements: A Spectral Approach". Springer, New York, USA.
28. GAAL, G.C.M., van der V, C., Djourai, M.H. (2002): "Prediction of Deterioration of Concrete Bridges in the Netherlands", in: Proceedings of the First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (Casas, J.R., Frangopol, D.M., Nowak, A.S. eds.), Barcelona, Spain.
29. GHANEM R., (1999) "The nonlinear Gaussian spectrum of log-normal stochastic processes and variables". *ASME Journal of Applied Mechanics*, 66, pp. 964–973.
30. Guide N°1 "Reprise des Bétons Dégradées", STRRES (2008).
31. GAAL. M, (2004), " Prediction of Deterioration of Concrete Bridges", DUP Science.

## Références Bibliographiques

32. Hans. B, (2005), "Corrosion in reinforced concrete structures", Publishing Ltd and CRC Press LLC.
33. HYVERT N, (2009) "Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton", Thèse doctorale de l'Université de Toulouse.
34. HOUMADI Y, (2011), "Prise en compte de la variabilité spatiale des Paramètres géotechniques", Thèse doctorale de l'Université de Nantes.
35. HALDAR. A, (2006,) " Recent Developments in Reliability-Based Civil Engineering", World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
36. KUMAR M. P, PAULO J. M, (2006), "Concrete Microstructure, Properties, and Materials", Monteiro Department of Civil and Environmental Engineering University of California at Berkeley, McGraw-Hil.
37. KOK-K P, (2008), "Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering", Taylor & Francis e-Library,
38. LI Y (2004), "Effect of Spatial Variability on Maintenance and Repair Decisions for Concrete Structures", Master of Science in Engineering aan de Tsinghua University geboren te Changsha, Hunan Province (China).
39. LANDAU D.P. and BINDER K. (2000), "A Guide to Monte Carlo Simulations in Statistical Physics", Second Edition, Cambridge University Press.
40. LIU, Y., and WEYERS R. E., "Modeling the Time-to-Corrosion Cracking in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures", ACI Materials Journal, V. 95, No. 6, Nov. Dec. 1998, pp. 675-680.
41. LEMAIRE. M, (2009), " Structural Reliability", ISTE Ltd.
42. MELCHERS & STEWART (eds), (2000), "Application of statistics and probability". Melchers & Stewart(eds), 2000, Rotterdam, ISBN 90 5809 086 8.
43. MICHAEL .G, CARMELO. M & VALENTINA .S, (2009), "Concrete Solutions", Taylor & Francis Group, London, UK.

## Références Bibliographiques

44. NATHABANDU T. KOTTEGODA, (2008), " Applied Statistics for Civil and Environmental Engineers", by Blackwell Publishing Ltd and 1997 by The McGraw-Hill Companies, Inc.
45. "Nouvelle approche de la durabilité du béton. Méthodologie et exemples", Technique de l'ingénieur.
46. NGUYEN. X. S, (2007), " Algorithmes Probabilistes Appliqués à la Durabilité et à la Mécanique des ouvrages de génie Civil", Thèse doctorale de l'Université de Toulouse.
47. PAUL J. T, DAVID P, and PAVEL M, (2005),"Statistical Variations in Chloride Diffusion in Concrete Bridges", ACI Structural Journal/July-August 2005 Title no. 102-S49
48. QUANG T N, SABINE C, Yves B, .MILLARD A, "Fissuration du béton soumis à la corrosion", Revue Volume 8 – n°2/2005, pages 1 à 15.
49. ROBERT B, (2005), " Corrosion Test and Standards, Application and Interpretation", ASTM International.
50. "Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion", AFGC Novembre 2003.
51. STEWART M, (2004), "Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure". Structural Safety, 26:453 470.
52. SUDRET B. and Der K. A., (2000)." Stochastic finite elements and reliability a state-of-the-art report". Technical Report UCB/SEMM-2000/08.
53. SAETTA, A., SCOTTA, R., and VITALIANI, R. (1993)." Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete". ACI Materials Journal, 90(5):441451.

## Références Bibliographiques

54. SILVA R. C (2004)," Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé", Thèse doctorale de L'école Nationale des Ponts et chaussées.
55. STEWART M.G., ROSOWSKY, D.V. (1998): "Structural Safety and Serviceability of Concrete Bridges Subject to Corrosion", in: Journal of Infrastructure Systems, vol. 4, no. 4 (Dec.), pp. 146-155.
56. SUDRET B., DER KIUREGHIAN A., (2000), "Stochastic Finite Element Methods and Reliability, " A State-of-the-Art Report. Report No. UCB/SEMM-2000/08, University of California, Berkeley.
57. SUDRET B., DEFAUX G., and PENDOLA M.,( 2006), "Introducing spatial variability in the lifetime assessment of a concrete beam submitted to rebars corrosion", Second IFED Forum, Lake Louise, Canada.
58. SUDRET B., DEFAUX G., and PENDOLA M, (2005), "Time-variant finite element reliability analysis - application to the durability of cooling towers", Struct. Safety, 27:93–112,. 10TH International Conference on Nuclear Engineering
59. SEUNG-K C, RAMANA V. GRANDHI and ROBERT A. C, (2007), "Reliability-based Structural Design", Springer-Verlag London Limited.
60. SAM C. S, (2007), "Reliability, Life Testing and the Prediction of Service Lives", Springer Science+Business Media, LLC.
61. SARJA A and VESIKARI E, (2005) "Durability Design of Concrete Structures", E & FN Spon, RILEM.
62. UDRET B., DEFAUX G. and PENDOLA M., (2007) "Stochastic evaluation of the damage length in RC beams submitted to corrosion of reinforcing steel ", Civil Engineering and Environmental Systems, Vol. 24, No. 2, , 165–178
63. Vu K. A.T. and STEWART, M.G., (2002),"Spatial variability of structural deterioration and service life prediction of reinforced concrete bridges", First Int. Conf. On Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS Barcelona.

## Références Bibliographiques

64. VERVISCH F I (2009)," Sensibilité de la technique d'émission acoustique à la corrosion des armatures dans le béton", Thèse doctorale de l'Université de Toulouse.
65. VIDAL T, (2003)," Requalification des structures dégradées par corrosion des armatures", Thèse doctorale de l'Institut National des sciences appliquées de Toulouse.
66. VANMARCKE E. (1988). "Random Fields, analysis and Synthesis".MIT Press, Cambridge Massachusetts. ISBN 0-262-22026-1.
67. XAVIER B, (2005)," Etude de l'influence de différents paramètres et de leurs interactions sur la cinétique et l'amplitude de la réaction sulfatique interne au béton ", Thèse doctorale de l'École Centrale Paris.
68. YONG B, (2003) "Marine Structural Design", ELSEVIER.
69. ZAKI AHMAD,(2006),"Principles Of Corrosion Engineering And Corrosion Control", Elsevier Science & Technology Books.