HAL
open science

Evaluation fiabiliste de l'impact des facteurs climatiques sur la corrosion des poutres en béton armé : application au cas libanais

Jinane El Hassan

▶ To cite this version:

Jinane El Hassan. Evaluation fiabiliste de l'impact des facteurs climatiques sur la corrosion des poutres en béton armé : application au cas libanais. Autre. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2010. Français. NNT : 2010CLF22064 . tel-00625536

HAL Id: tel-00625536
https://theses.hal.science/tel-00625536v1

Submitted on 21 Sep 2011

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'ordre D.U. : 2064
EDSPIC : 494

UNIVERSITÉ BLAISE PASCAL-CLERMONT II

ÉCOLE DOCTORALE
SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT FERRAND

Thèse

Présentée par

JINANE EL HASSAN

pour obtenir le grade de

DOCTEUR D'UNIVERSITÉ
Spécialité : Génie Civil

Évaluation fiabiliste de l'impact des facteurs climatiques sur la corrosion des poutres en béton armé
Application au cas libanais

Soutenue publiquement le 5 novembre 2010 devant le jury :

M. Frédéric DUPRAT	Rapporteur
M. Franck SCHOEFS	Rapporteur
M. Khaled EL-TAWIL	Examinateur
M. Jean-Armand CALGARO	Examinateur
M. Philippe BRESSOLETTE	Co-directeur
M. Alaa CHATEAUNEUF	Directeur de thèse
M. Daniel BOISSIER	Président

Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier M. Frédéric Duprat, du Laboratoire Matériaux et Durabilité des constructions de l'INSA Toulouse et M. Franck Schoefs, de l'Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique à Nante, d'avoir accepté d'être rapporteurs de mon travail. Je remercie également M. Jean Armand Calgaro, d'avoir accepté d'être examinateurs et membre du jury de ma thèse et M. Daniel Boissier d'avoir présidé le jury de ma soutenance.

Toute ma gratitude s'adresse à mon directeur de thèse M. Alaa Chateauneuf, *du Laboratoire de Mécanique et Ingénieries de Clermont Ferrand*, pour sa grande implication dans l'encadrement de ma thèse. Ses précieux directives et conseils et sa rigueur scientifique ont permis à ce travail d'aboutir. Sa contribution dans cette thèse dépasse le cadre scientifique et s'étend au niveau humain.

Mes sincères remerciements vont à mon encadrant M. Philippe Bressolette, *du Laboratoire de Mécanique et Ingénieries de Clermont Ferrand,* pour son attention et sa connaissance scientifique qui m'ont beaucoup apporté tout au long de ce parcours.

Je suis également reconnaissante à M. Khaled El Tawil, *de l'Université Libanaise*, pour son soutien permanent malgré la distance.

J'exprime aussi ma reconnaissance à M. Charles Tabet, *du CNRS libanais*, pour m'avoir encouragé et soutenu durant ces années de thèse. Je remercie également M. Bilal Hamad, *de l'Université Américaine à Beyrouth*, pour les informations et les conseils qu'il m'a fournis notamment dans le contexte libanais.

Je remercie aussi tous mes collègues et mes amis au département de Génie civil, pour l'ambiance conviviale et amicale qui m'a été très profitable. En plus de ceux déjà cités, je pense à Aurélie Talon, Kien Vu, Sébastien Durif, Vincent Nozahic, Hassen Riahi, Maxime Audebert et Maxime Soudé.

Je remercie particulièrement mes parents Ayda et Kassem pour leur soutien. Leur amour et leur confiance en moi m'ont toujours été une source de motivation.

Finalement, je remercie de tout mon cœur mon mari Karim, pour son soutien, son encouragement, sa compréhension et sa patience dans tous les domaines et surtout au cours de cette thèse.

À mes chers parents Ayda et Kassem

À mes frères Sayf et Khaled

À l'homme de ma vie, mon mari Karim

Résumé

Les structures en béton armé exposées à des environnements agressifs subissent des dégradations qui affectent leur intégrité. La corrosion des armatures est l'un des mécanismes de dégradation les plus répandus et les coûteux en terme de maintenance et de réparation. Ce processus est dû à la pénétration des agents agressifs dans le béton, notamment les ions chlorures et le gaz carbonique. Les chlorures induisent une corrosion localisée ou par piqûre, alors que le gaz carbonique engendre une corrosion généralisée ou uniforme. Le déclenchement et la propagation de la corrosion dépendent de plusieurs facteurs liés aux matériaux, aux chargements, à la géométrie et à l'environnement. Ces facteurs présentent de grandes incertitudes qui doivent être prise en comptes à travers une approche probabiliste. Dans ce travail de recherche, nous nous intéressons au mécanisme de corrosion en général. Un intérêt particulier est porté à la prise en compte de l'impact des facteurs climatiques sur ce processus, notamment dans le contexte libanais.

Ainsi, nous proposons une modélisation physique de la corrosion des aciers dans les poutres en béton armé qui se déroule en deux phases :

- une phase d'initiation durant laquelle les agents agressifs (chlorures et gaz carbonique) pénètrent dans le béton et atteignent des concentrations critiques provoquant la dépassivation de l'acier ;
- une phase de propagation durant laquelle il y a corrosion active des aciers et diminution de la résistance de la poutre jusqu'à la défaillance.

Les facteurs présentant des incertitudes sont traités comme des variables aléatoires. Pour les modéliser, nous avons étudié, pour les différentes variables aléatoires, de nombreux modèles probabilistes proposés dans la littérature. Nous avons vérifié leur compatibilité vis-à-vis de notre problématique et la possibilité d'assurer les données nécessaires à leur bonne utilisation (notamment la cohérence entre les hypothèses). Ensuite, nous avons retenu les modèles probabilistes les plus adaptés à notre cas.

Par ailleurs, l'application des principes fiabilistes nous permet d'évaluer la fiabilité des poutres sujettes à la corrosion vis-à-vis des deux états-limites (ELU et ELS). En effet, la perte de la section d'acier due à la corrosion induit d'une part, une diminution de la capacité portante de la poutre, et d'autre part une augmentation de la contrainte au niveau du béton tendu (provoquant un accroissement des ouvertures des fissures). Ainsi, pour l'état limite de service, la marge de sûreté s'annule lorsque l'ouverture des fissures dépasse la valeur limite préconisée par l'Eurocode 2. Quant à l'état limite ultime, la fonction d'état limite est la résistance en flexion : la défaillance a lieu lorsque le moment résistant équivaut au moment sollicitant. Le calcul fiabiliste est effectué au moyen de simulations de Monte-Carlo.

Finalement, nous avons réalisé plusieurs applications aux modèles de corrosions proposées dans ce travail. La première application porte sur l'analyse des sensibilités des modèles de corrosion aux différents paramètres. L'effet des moyennes des paramètres aléatoires ainsi que leurs variabilités sur la réponse du modèle est examiné. Une attention particulière est accordée à l'impact des facteurs climatiques. Ainsi une application du modèle de corrosion induite par les chlorures avec des données réelles de température et d'humidité relatives à trois villes côtières ayant des caractéristiques climatiques différentes est présentée. Ensuite une étude comparative de l'effet du choix des diamètres des armatures et des épaisseurs des enrobages sur la fiabilité à l'état limite ultime et à l'état limite de service est effectuée.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence l'aspect agressif des facteurs climatiques : un climat chaud et humide est très agressif vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures alors qu'un climat à humidité relative variable favorise la corrosion par carbonatation. Ainsi, la chaleur et l'humidité relative se révèlent être des facteurs qui agressent la structure dans un environnement corrosif avec un effet déterminant de l'humidité relative sur la phase d'initiation et un impact important de la température sur la phase de propagation. Cette constatation nous a poussé à recommander, entre autres, l'intégration des facteurs climatiques dans les codes de conception comme sources d'agression dans la définition des classes d'exposition des ouvrages. Les résultats obtenus ont montré aussi l'effet contradictoire du diamètre des armatures et de l'épaisseur de l'enrobage sur la fiabilité des poutres vis-à-vis de l'ELS et de l'ELU. Cette combinaison diamètre des armatures/épaisseur de l'enrobage doit être optimisée en sorte d'assurer les recommandations de l'Eurocode 2 à l'ELS et à l'ELU.

L'évaluation de l'effet du climat libanais sur la corrosion des aciers dans le béton est réalisée. Les applications sont effectuées avec des données climatiques réelles de trois villes du Liban permettant de représenter les différents aspects du climat libanais. Les résultats ont montré :

- l'agressivité du climat de la zone côtière libanaise vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures ;
- l'agressivité du climat de la zone interne du Liban vis-à-vis de la corrosion par carbonatation.

Mots clés : *béton armé, corrosion, climat, chlorures, dioxyde de carbone, modèles probabilistes, fiabilité.*

Abstract

When exposed to aggressive environment, reinforced concrete structures are subject to a degradation mechanism that affects their integrity. Among various environmental attacks, the corrosion of RC structures is considered the most dangerous. The process is launched by the penetration of aggressive agents, precisely the chlorides and carbon dioxide into the concrete. The chlorides induce a localized corrosion, also called pitting corrosion, while on the other hand the carbon dioxide leads to a general corrosion called uniform corrosion. This corrosion phenomenon depends on several factors such as the materials characteristics, loadings, geometry and the environment. All these components include different levels of uncertainties that are taken into account throughout a probabilistic approach.

In this work, we propose two models for the corrosion mechanisms induced separately by the chlorides and the carbon dioxide. These models take into account the effect of the climatic condition that is mainly described by the temperature and the relative humidity. In addition to that, as a study case we have treated in details the Lebanese climatic context.

We have proposed a physical model of steel corrosion in reinforced concrete beams that occurs in two phases:

- An initiation phase where aggressive agents like the chlorides and carbon dioxide penetrate into the concrete and reach a critical concentration values causing the depassivation of the steel;
- A propagation phase in which the active corrosion of steel decreases the strength of the beam leading to its failure.

All the factors that have uncertainties are treated as random variables. Several probabilistic models are listed and discussed in the literature while only the models that match with our context are selected.

The reliability analysis allowed us to assess the reliability of beams subjected to corrosion in ULS and SLS. The loss of steel section due to the corrosion mechanism induces a decrease of the bearing beam capacity, and an increase in the tension stress in the concrete. This causes an increase of the width of cracks openings. Thus, taking into account the serviceability limit state, the safety margin goes to zero when the width of crack opening exceeds the acceptable width as recommended by the Eurocode 2. The limit state function in ULS is the bending strength. The failure occurs when the applied moment equals or surpasses the resisting moment. The reliability calculations are carried out using Monte-Carlo simulations.

Finally, several applications to the corrosion model are proposed via this work. The first application concerns the sensitivity analysis of the corrosion models for the different parameters. The effects of the mean values and the variability of the random variables on the model response are also examined. The impact of climatic factors on the corrosion phenomenon took the biggest part of this work. We have applied the chloride's corrosion model with the real temperatures and relative humidity of three coastal cities having different climatic characteristics. Then a comparative study showing the effect of the bar diameters and the cover thickness on the reliability of the RC beam subjected to aggressive environment is carried out.

The results bolded the aggressiveness aspects of the climatic factors: a hot and humid climate is very aggressive for corrosion induced by chlorides, while an environment having a variable relative humidity promotes the corrosion carbonation. The heat and relative humidity are therefore the factors that most influence the corrosion process under the aforesaid circumstances. The results also showed that the relative humidity has the greatest influence during the initiation phase while the temperature has a key role in the corrosion process during the propagation phase. This finding pushed us to recommend, among other things, the integration of the climatic factors in the design codes as sources of aggression when defining the exposure classes of structures. The obtained results revealed the conflicting effect of the bar diameters and the concrete cover on the reliability of the structure in SLS and ULS. This combination bar diameter/concrete cover should be optimized in order to fulfill the requirements of the Eurocode 2 regarding the SLS and the ULS.

In order to evaluate the effect of climatic factors on the corrosion of Lebanese structures, the corrosion model is applied on a RC beam with the actual weather data for three cities in Lebanon that represent the different aspects of Lebanon's climate. The result shows that:

- The climate of coastal zone in Lebanon is aggressive regarding the corrosion induced by chlorides;
- The climate of the internal zone in Lebanon is aggressive regarding the carbonation process.

Keywords : *reinforced concrete, corrosion, climate, chlorides, carbon dioxide, probabilistic models, reliability.*

Table des matières

Introduction 1
I. Chapitre I : Synthèse bibliographique 4
1. Corrosion induite par les chlorures 4
1.1. Introduction 4
1.2. Aspect physico-chimique de la corrosion 5
1.2.1. Phases de la corrosion 5
1.2.2. Formes de la corrosion 6
1.2.3. Facteurs influençant la corrosion des armatures 7
1.2.3.1. Humidité relative 7
1.2.3.2. Enrobage 7
1.2.3.3. Température 8
1.2.3.4. Teneur en chlorure 8
1.2.3.5. Oxygène 8
1.2.3.6. Agents agressifs autres que les chlorures 8
1.2.4. Réactions de corrosion des aciers dans le béton 8
1.3. Phase d'initiation de la corrosion 11
1.3.1. Pénétration des ions de chlorures dans le béton 11
1.3.1.1. Modèle de Val et al. 12
1.3.1.2. Modèle de Vu et al. 15
1.3.2. Modèles du coefficient de diffusion des chlorures 16
1.3.2.1. Modèle de Matsumura et al. 16
1.3.2.2. Modèle de Saetta et al. 17
1.3.2.3. Modèle de Samson et al. 18
1.3.2.4. Modèle de Hobbs et al. 18
1.3.2.5. Modèle de Martin-Perez et al. 19
1.3.3. Temps d'initiation de la corrosion 20
1.3.4. Concentration critique en ions chlorures 20
1.3.5. Concentration en ions chlorures à la surface du béton 21
1.4. Propagation de la corrosion 22
1.4.1. Formation des produits de corrosion expansifs 22
1.4.1.1. Masse d'acier consommée 22
1.4.1.2. Surface d'acier consommée 23
1.4.1. Densité du courant de corrosion 24
1.5. Effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques du béton armé 27
1.5.1. Dégradation du béton 28
1.5.2. Diminution de l'allongement à la rupture des sections d'aciers 29
1.5.3. Détérioration de l'adhérence entre l'acier et le béton 30
1.6. Conclusion 31

2. Carbonatation du béton 35
2.1. Introduction 35
2.2. Aspect physico-chimique 35
2.2.1. Les minéraux cimentaires 35
2.2.2. Le dioxyde de carbone 35
2.2.3. Carbonatation des hydrates du béton 37
2.2.4. Facteurs influençant la vitesse de carbonatation 38
2.2.5. Conséquences de la carbonatation sur le béton 40
2.2.5.1. Diminution de la porosité 40
2.2.5.2. Augmentation de la résistance mécanique du béton 41
2.2.5.3. Augmentation de la teneur en eau 41
2.2.5.4. Evolutions des propriétés de transfert 41
2.2.5.5. Retrait de carbonatation 42
2.2.5.6. Chute du pH de la solution interstitielle et corrosion des armatures 42
2.3. Modélisation de la carbonatation 42
2.3.1. Coefficient de diffusion du CO_2 dans le béton 43
2.3.1.1. Modèle de Papadakis et al. 43
2.3.1.2. Modèle de Yoon et al. 43
2.3.2. Variation de la porosité avec la carbonatation 44
2.3.2.1. Expression de Meier et al. 44
2.3.2.2. Expression de Park 45
2.3.3. Profondeur de la carbonatation 45
2.3.3.1. Modèle Duracrete 45
2.3.3.2. Modèle de CEB 46
2.3.3.3. Capacité de liaison du CO_2 47
2.3.4. Temps d'initiation de la corrosion 47
2.3.5. Propagation de la corrosion 48
2.4. Conclusion 49
II. Chapitre II : Modèles probabilistes des variables aléatoires 53
1. Introduction 53
2. Fiabilité et incertitudes 53
2.1. Définitions / terminologie en fiabilité 53
2.1.1. Scénarii et domaines de défaillance 53
2.1.2. Fonction d'état limite 54
2.1.3. Probabilité de défaillance 54
2.2. Calcul de la probabilité de défaillance 54
2.3. Incertitudes 56
3. Choix des variables aléatoires 57
3.1. Propriétés géométriques 58

3.1.1. Dimensions externes 58
3.1.2. Enrobage 61
3.2. Variables aléatoires relatives aux matériaux 63
3.2.1. Propriétés des barres d'armatures 63
3.2.1.1. Limite d'élasticité des armatures 64
3.2.1.2. Sections des armatures 67
3.2.1.3. Module d'élasticité de l'acier 68
3.2.2. Propriétés du béton 68
3.2.2.1. Résistance à la compression 68
3.2.2.2. Résistance à la traction 72
3.2.2.3. Module d'élasticité 74
3.3. Variables aléatoires relatives au chargement 75
3.3.1. Charges permanentes 75
3.3.2. Charges d'exploitations 76
3.4. Paramètres relatifs à l'environnement 78
3.4.1. La température 78
3.4.2. Humidité relative 80
3.4.3. Concentration des chlorures à la surface 81
3.4.4. Concentration critique en ions chlorures 83
3.4.5. Facteur de corrosion par piqûre 85
3.4.6. Coefficient de diffusion de référence 86
3.4.7. Concentration en CO_2 dans l'air 86
3.4.8. Capacité de liaison du béton avec le gaz carbonique 87
3.4.9. Intensité du courant de corrosion induite par la carbonatation 88
4. Conclusion 89
III. Chapitre III : Applications numériques 91
1. Introduction 91
2. Cas étudié : poutre simplement appuyée 91
3. Corrosion induite par les chlorures 93
3.1. Étude paramétrique 94
3.1.1. Phase d'initiation 95
3.1.1.1. Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion 95
3.1.1.2. Effet de la concentration critique en ions de chlorures 97
3.1.1.3. Effets du coefficient de diffusion de référence 97
3.1.1.4. Effets de la concentration des chlorures en surface 98
3.1.1.5. Comparaison des effets de e, C_{cr} , C_s et $D_{c,ref}$ sur la distribution de T_{ini} 99
3.1.2. Phase de propagation 101
3.1.2.1. Effet de l'enrobage 101
3.1.2.2. Effet du facteur de la corrosion par piqûre 102

3.1.2.3. Effet de la charge d'exploitation 102
3.1.2.4. Synthèse 103
3.2. Effet du climat sur la corrosion induite par les chlorures 103
3.3. Fiabilité à l'état limite de service 107
3.3.1. Effet du diamètre des armatures sur la corrosion 107
3.3.2. Diamètre des armatures et ouverture de la fissure 109
4. Corrosion par carbonatation 113
4.1. Phase d'initiation 113
4.1.1. Effet de l'enrobage 113
4.1.2. Effet de la concentration en dioxyde de Carbone 114
4.1.3. Effet de capacité de liaison du béton avec le gaz carbonique 115
4.2. Phase de propagation 115
4.2.1. Effet de l'enrobage 116
4.2.2. Effet de l'intensité du courant de corrosion 116
4.2.3. Effet de la charge d'exploitation 117
4.2.4. Synthèse 117
5. Application au cas du Liban 118
5.1. Contexte géographique, géologique et climatique 118
5.1.1. Géographie 118
5.1.1. Géologie 118
5.1.2. Climat 119
5.1.2.1. Zones climatiques 119
5.1.2.2. Caractéristiques climatiques 120
5.1.3. Classes d'expositions du béton libanais 121
5.1.4. Exemples de quelques structures endommagées 122
5.2. Données climatiques 123
5.2.1. Températures moyennes mensuelles 124
5.2.2. Humidité relative moyenne mensuelle 125
5.2.3. Choix des régions représentatives des zones climatiques 126
5.3. Application des modèles de dégradations aux bétons libanais 127
5.3.1. Dégradation des bétons dans la zone A (Beyrouth) 128
5.3.1.1. Corrosion induite par les chlorures 128
5.3.1.2. Corrosion par carbonatation 131
5.3.2. Dégradation des bétons dans la zone B (Rayak) 133
5.3.3. Dégradation des bétons dans la zone C (Bcharré) 134
5.4. Synthèse 135
6. Conclusion 137
Conclusion 140
Références bibliographiques 144

Annexe -Calcul de l'ouverture des fissures [Eurocode 2] 157

Liste des figures

Figure I-1 Phases de la corrosion [Silva, 2004]..... 6
Figure I-2 Formes de la corrosion [Raharinaivo et al., 1998]..... 7
Figure I-3 Mécanisme de la corrosion des aciers [Ollivier et al., 2008]..... 10
Figure I-4 Formation des produits de corrosion du fer dans un béton sain ou « pollué » [Concrete corrosion, 2007]..... 10
Figure I-5 Isothermes de liaisons d'un béton Portland (teneur en C_3A=8 %) 14
Figure I-6 Profil de concentration en chlorures dans un béton [Ollivier et al., 2008] 16
Figure I-7 Configuration de la piqûre [Val et al., 1997]..... 24
Figure I-8 Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures [Paradis, 2006]..... 27
Figure I-9 Diagramme schématique du processus corrosion-fissuration [Weyers et al., 1998] 28
Figure I-10 Variation de l'allongement à la rupture de barres d'aciers (Φ = 6 mm) en fonction des charges pour différents degré de corrosion [Almusallam, 2001]..... 30
Figure I-11 Variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion [Saetta et al., 2008]..... 31
Figure I-12 Représentation schématique du modèle physique de la corrosion induite par les chlorures 34
Figure I-13 Changement de la concentration du CO_2 atmosphérique à l'échelle globale [Yoon et al., 2007]. 36
Figure I-14 Mécanisme de carbonatation de la portlandite [Thiery, 2005] 38
Figure I-15 Représentation schématique du modèle physique de corrosion par carbonatation..... 51
Figure II-1 Schéma du convoi utilisé dans les études [BAEL, 1991] 77
Figure III-1 Configuration de la poutre étudiée 92
Figure III-2 Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion..... 95
Figure III-3 Effet de l'enrobage et de l'agressivité sur le temps d'initiation de la corrosion..... 96
Figure III-4 Effet de la concentration critique en chlorure sur le temps d'initiation de la corrosion 97
Figure III-5 Effet du coefficient de diffusion de référence sur le temps d'initiation de la corrosion..... 98
Figure III-6 Effet de l'agressivité de l'environnement sur la distribution de T_{ini}..... 99
Figure III-7 Effets des variabilités des paramètres du modèle sur la distribution de T_{ini} 100
Figure III-8 Effets des variabilités des paramètres du modèle sur la distribution de T_{ini} 100
Figure III-9 Effet du coefficient de variation de l'enrobage sur la distribution de P_f 101
Figure III-10 Effet du coefficient de variation du facteur de corrosion par piqûre sur la distribution de P_f. 102
Figure III-11 Effet du coefficient de variation de la charge d'exploitation sur la distribution de P_f..... 102
Figure III-12 Classification des paramètres selon l'influence de leurs variabilités..... 103
Figure III-13 Situation géographique des villes côtières choisies..... 104
Figure III-14 Températures et humidités relatives des villes choisies 105
Figure III-15 Distribution du temps d'initiation de la corrosion dans les villes choisies..... 105
Figure III-16 Distribution de la probabilité de défaillance dans les villes choisies..... 106
Figure III-17 Distributions de P_f pour de différents diamètres d'armatures 108
Figure III-18 Distribution de P_f pour de différentes sections d'acier..... 108
Figure III-19 Pr [$w_i \geq w_L$] pour de différents diamètres des armatures 110
Figure III-20 Pr [$w_i \geq w_L$] pour de différents diamètres avec e = 50 mm..... 111
Figure III-21 Pr [$w_i \geq w_L$] pour différents enrobages et (HA25) 112
Figure III-22 Distribution de P_f pour différents enrobages (HA25)..... 112

Figure III-23 Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion..... 113
Figure III-24 Effet de la concentration en CO_2 sur le temps d'initiation de la corrosion..... 114
Figure III-25 Effet de la capacité de liaison avec le CO_2 sur le temps d'initiation de la corrosion 115
Figure III-26 Effet du coefficient de variation de l'enrobage sur la distribution de P_f 116
Figure III-27 Effet du coefficient de variation de l'intensité du courant de corrosion sur la distribution de P_f 116
Figure III-28 Effet du coefficient de variation de la charge d'exploitation sur la distribution de P_f..... 117
Figure III-29 Classification des paramètres selon l'influence de leurs variabilités..... 117
Figure III-30 Carte géographique du Liban [Liban-carte géographique, 2009]..... 119
Figure III-31 Dalle endommagée..... 122
Figure III-32 Poutres endommagées..... 122
Figure III-33 Mur endommagé 123
Figure III-34 Températures et humidité relative des trois villes choisies 127
Figure III-35 Distribution du temps d'initiation de la corrosion induite par les chlorures à Beyrouth..... 128
Figure III-36 Distribution du temps d'initiation de la corrosion aux 4 villes..... 129
Figure III-37 Distribution des probabilités de défaillance à Beyrouth..... 130
Figure III-38 Distribution des probabilités de défaillance aux 4 villes..... 131
Figure III-39 Distribution du temps d'initiation de la corrosion par carbonatation à Beyrouth..... 132
Figure III-40 Distribution des probabilités de défaillance à Beyrouth (carbonatation)..... 132
Figure III-41 Distribution de temps d'initiation de la corrosion par carbonatation à Rayak 133
Figure III-42 Probabilités de défaillance à Rayak (carbonatation) 134
Figure III-43 Distribution de temps d'initiation de la corrosion par carbonatation à Bcharré..... 134
Figure III-44 Distribution des probabilités de défaillance à Bcharré (carbonatation)..... 135
Figure III-45 Distribution du temps d'initiation de la corrosion (carbonatation) dans les 3 villes 136
Figure III-46 Distribution de P_f (carbonatation) dans les 3 villes..... 136

Liste des tableaux

Tableau I-1 Classification des courants de corrosion..... 25
Tableau I-2 Relation entre la baisse de porosité et le rapport E/C dans un béton carbonaté [Ngala et al., 1997] 40
Tableau II-1 Distribution des dimensions externes des poutres [Mirza et al., 1979-a]..... 59
Tableau II-2 Tolérances standard pour les dimensions des éléments en béton [Östlund, 1991]..... 60
Tableau II-3 Paramètres statistiques des dimensions externes des poutres [Nowak et al., 2000]..... 60
Tableau II-4 Paramètres statistiques des dimensions externes des poutres..... 61
Tableau II-5 Caractéristiques de la déviation de (Y) relative à l'enrobage [Mirza et al., 1979-a]..... 62
Tableau II-6 Modèles probabilistes de l'épaisseur de l'enrobage..... 63
Tableau II-7 Coefficients de la fonction de densité de probabilité de la limite d'élasticité des armatures [Mirza et al., 1979-b]..... 66
Tableau II-8 Modèles probabilistes de la limite d'élasticité de l'acier. 66
Tableau II-9 Modèles probabilistes du diamètre des armatures..... 67
Tableau II-10 Variabilités du béton en fonction de sa résistance et de sa qualité [Mirza et al., 1979-c]..... 70
Tableau II-11 Paramètres statistiques de K_{cp} et de K_{cr} [Melchers, 1999]..... 72
Tableau II-12 Modèles probabilistes de la résistance à la compression du béton..... 72
Tableau II-13 Modèle probabiliste de la charge permanente..... 76
Tableau II-14 Concentration des chlorures à la surface du béton exposé aux sels de déverglaçage..... 82
Tableau II-15 Concentration des chlorures à la surface du béton exposé aux embruns..... 82

Tableau II-16 Description de l'agressivité de l'environnement [Weyers et al., 1993] 82
Tableau II-17 Description de l'agressivité de l'environnement [McGee, 1999]..... 83
Tableau II-18 Modèles probabilistes de la concentration critique en ions de chlorures (kg/m^3) 84
Tableau II-19 Modèles probabilistes du rapport entre la profondeur maximale et la profondeur moyenne de la corrosion (F_p) 86
Tableau II-20 Distribution de la concentration en CO_2 dans l'air..... 87
Tableau II-21 i_{corr} en fonction des classes d'exposition et des niveaux de corrosion [LNEC, 2007]..... 88
Tableau II-22 Modèles probabilistes de i_{corr} 88
Tableau II-23 Tableau récapitulatif des modèles probabilistes des variables aléatoires..... 90
Tableau III-1 Valeurs de références des variables aléatoires..... 94
Tableau III-2 Caractéristiques des zones climatiques au Liban [Mourtada, 2003]..... 120
Tableau III-3 Risques de dégradations dominantes dans chaque zone climatique 121
Tableau III-4 Températures moyennes mensuelles aux stations de Beyrouth (z = 35 m) et de Rayak (z = 922 m) 125
Tableau III-5 Moyenne saisonnière de *HR* en fonction de l'altitude z [Catafago et al., 2001]..... 125
Tableau III-6 Humidité relative moyenne mensuelle aux stations de Beyrouth et de Rayak 126
Tableau III-8 Données climatiques de la région de Bcharré (z=1400 m)..... 127

Introduction

Le béton armé est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. Les ouvrages en béton sont conçus et construits pour durer. Pourtant, il existe des situations dans lesquelles ils se dégradent plus vite ou plus sévèrement que prévu à cause de l'agressivité de l'environnement auquel ils sont exposés. Parmi les mécanismes de détérioration du béton armé liés à l'environnement, la corrosion des armatures occupe une place centrale, étant la cause de dégradation la plus répandue. Elle concerne les ouvrages exposés aux ions chlorures (environnement marin, sels de déverglaçage sur les ouvrages routiers) et les ouvrages exposés à une atmosphère chargée en CO_2 comme dans les milieux urbains ou industriels (phénomène de carbonatation). Elle est à l'origine de nombreux défauts apparents qui, s'ils n'engendrent pas de pertes de capacité portante de la structure, se révèlent nuisibles à l'exploitation de l'ouvrage. Ces désordres dus à la corrosion peuvent avoir des conséquences économiques importantes : les coûts de maintenance et de réparation qu'ils entraînent sont en général très élevés. La compréhension de ce mécanisme et la prise en compte des différents facteurs qui le conditionnent, notamment les facteurs environnementaux, demeurent donc d'une importance primordiale.

Les facteurs environnementaux liés à la corrosion ne se limitent pas aux agents polluants. Les caractéristiques climatiques, en particulier l'humidité relative et la température, contribuent aussi à l'évolution de la corrosion en favorisant la pénétration des agents agressifs au sein du béton ou en favorisant les réactions chimiques. Bien que les effets de ces deux paramètres sur le mécanisme de corrosion soient prouvés, ils ne sont pas pris en compte par les normes de conception comme des facteurs agressifs, surtout vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures. Leur intégration dans l'évaluation des risques de corrosion et dans la définition des classes d'exposition des ouvrages permettrait d'améliorer la durabilité des bétons situés dans un environnement corrosif.

Dans la modélisation des mécanismes de dégradation, les paramètres relatifs au matériau, à la géométrie, au chargement et à l'environnement présentent de grandes incertitudes qui doivent être prises en compte pour assurer une bonne représentativité de la réalité. Pour cette raison, l'évaluation de la sécurité structurale vis-à-vis de la corrosion se doit d'être développée sur des bases probabilistes, c'est-à-dire en utilisant les principes et les méthodes de la théorie de la fiabilité.

Dans ce travail de recherche, nous nous intéressons à la prise en compte de l'impact des facteurs climatiques sur la corrosion des armatures, avec un intérêt particulier au contexte libanais. Au Liban, la corrosion induite par les ions chlorures est la principale cause de dégradation des bétons. Elle est due surtout à sa situation géographique au bord de la Méditerranée (les ouvrages en bétons sont exposés aux sels marins) et à ses caractéristiques

climatiques qui facilitent la corrosion. La corrosion par carbonatation constitue également une source de dégradation importante en occupant la deuxième position après l'attaque par les chlorures. Elle est favorisée par une atmosphère chargée en CO_2 dans les zones urbaines et par des caractéristiques climatiques facilitant les réactions de carbonatation. Ainsi, dans le contexte libanais, la compréhension et la prise en compte de l'effet du climat sur la dégradation des ouvrages deviennent une nécessité pour améliorer la résistance des ouvrages aux agressions de l'environnement. Cela requiert l'élaboration de modèles prévisionnels de dégradation pour lesquels les facteurs climatiques sont pris en compte de manière précise.

L'objectif de notre travail est d'évaluer l'impact des facteurs climatiques sur la corrosion des aciers dans le béton, et de proposer des modèles probabilistes adaptés au contexte libanais. Toutefois, en raison de l'absence presque totale de données expérimentales au Liban, la modélisation complète de la corrosion est délicate. Il est donc nécessaire d'adopter des modèles simples ne nécessitant que peu de données expérimentales, tout en assurant une bonne représentativité du mécanisme de corrosion des aciers. En s'appuyant sur les données météorologiques disponibles, ces modèles simples permettent d'étudier les importances relatives des paramètres climatiques sur la diffusion des agents agressifs et la vitesse de corrosion des aciers.

Le mémoire est divisé en trois chapitres, suivis d'une annexe présentant le calcul de l'ouverture des fissures selon l'Eurocode 2.

Le premier chapitre porte sur la dégradation des armatures ; il est consacré à l'étude du phénomène de corrosion. Les aspects chimiques du processus de dégradation par pénétration des chlorures et par carbonatation sont exposés. Nous présentons également les divers modèles physiques de pénétration des agents agressifs. Les modèles physiques de propagation de la corrosion, y compris l'intensité du courant de corrosion, sont également étudiés. Compte tenu du contexte libanais et des objectifs du travail, les modèles retenus sont ceux qui sont les plus adaptés aux applications visées.

Pour permettre la prise en compte des incertitudes sur les modèles et les données, le deuxième chapitre traite l'aspect probabiliste des variables du modèle physique de diffusion et de corrosion. Une synthèse bibliographique exhaustive des modèles probabilistes des différentes variables aléatoires est réalisée, dans le but de comparer les différentes propositions et de sélectionner les modèles pour notre étude. Finalement, un tableau récapitulant les caractéristiques statistiques de toutes les variables aléatoires retenues est présenté.

Le troisième chapitre concerne les applications numériques : le cas étudié est celui d'une poutre de pont simplement appuyée. Une analyse de sensibilité des paramètres des modèles

de corrosion est réalisée. Les paramètres climatiques sont traités séparément avec une application particulière du modèle de corrosion induite par les chlorures effectuée avec des données climatiques réelles de trois villes côtières ayant des climats différents. L'étude de la corrosion induite par les chlorures est complétée par une étude de l'évolution de la fissuration structurale mettant en relief l'importance du choix du diamètre des armatures ainsi que l'épaisseur de l'enrobage sur la fiabilité du béton en environnement corrosif. Finalement, le contexte libanais est abordé avec une présentation générale de l'aspect climatique et des problèmes de durabilité des bétons au Liban. Une application des modèles de corrosion est réalisée sur trois villes représentant les trois zones climatiques libanaises permettant de mettre en relief l'effet du climat libanais sur la corrosion des poutres en béton armé.

I. Chapitre I : Synthèse bibliographique

1. Corrosion induite par les chlorures

1.1. Introduction

Lorsqu'une structure est mise en service, elle subit des mécanismes de dégradation dont l'origine peut être physique, chimique ou mécanique. La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse à ces agressions et par la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre ces attaques. Les facteurs chimiques sont souvent les plus importants, puisque le béton peut se dégrader par réaction (dissolution, gonflement) de ses constituants propres. L'air, l'eau et le sol sont connus comme étant des agents favorisant la migration d'agents polluants dans le béton, en entrant dans les pores du béton et en modifiant ainsi ses caractéristiques, en particulier la composition chimique de la solution interstitielle. Parmi les nombreux agents agressifs auxquels les ouvrages peuvent être exposés, le dioxyde de carbone et les chlorures sont des plus importants. Ces agents sont responsables de l'un des principaux mécanismes de dégradation des ouvrages existants : la corrosion des armatures. Ces phénomènes sont respectivement identifiés par la corrosion due à la pénétration de chlorures et par la corrosion par carbonatation due à l'action du dioxyde de carbone dissous dans l'eau interstitielle.

La corrosion des aciers dans le béton est l'une des principales pathologies des ouvrages de génie civil. Pour cela, ce phénomène a reçu une attention croissante durant ces trente dernières années à cause de sa fréquence et des coûts élevés des réparations. Elle est la cause essentielle de dégradation des ponts routiers en béton armé partout dans le monde [Ollivier et al., 2008], par exemple :

- aux États-Unis, parmi 586 000 ponts autoroutiers surveillés, 15 % sont considérés comme structuralement déficients, essentiellement pour des raisons de corrosion avancée ;
- en Amérique du Nord, le coût total des dégradations de l'infrastructure en béton liées à la corrosion par les sels de déverglaçage est estimé à 150 milliards de dollars ;
- au Royaume-Uni, le département des transports estime que le coût de réparations des ponts routiers endommagés par la corrosion s'élève à environ 900 M€.

En outre, la corrosion des armatures est la première cause de désordre affectant le domaine du bâtiment. Les manifestations de ce mécanisme ne remettent généralement pas en cause la stabilité du bâtiment mais engendrent une forte détérioration de l'aspect. La corrosion des armatures est, dans ce cas, principalement due à la carbonatation du béton, l'influence

des chlorures ne concernant généralement que les ouvrages en milieu marin ou exposés aux sels de déverglaçage.

Pour cela, nous nous intéressons dans ce chapitre à l'étude et à la modélisation physique de ce mécanisme. Une attention particulière est portée à l'effet des paramètres climatiques qui influencent sur la corrosion. Ce chapitre se divise en deux grandes parties, la première concerne la corrosion induite par les chlorures. La deuxième est dédiée à la corrosion par carbonatation.

1.2. Aspect physico-chimique de la corrosion

Avant d'être placée dans le coffrage, une armature en acier est rouillée, parce qu'elle a d'abord été exposée à l'atmosphère. Lorsque le béton frais est mis en place autour de cet acier, l'eau de gâchage pénètre à travers les pores de la rouille, où elle forme progressivement de la ferrite de calcium hydraté ($4CaO\ \ Fe_2O_3\ \ 13H_2O$). Mais surtout, cette eau réagit avec l'acier et forme sur celui-ci une fine couche d'hydroxydes de fer $Fe(OH)_2$ et de calcium $Ca(OH)_2$.

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

1.2.1. *Phases de la corrosion*

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

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

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

définition des investigations à effectuer. Elle doit permettre en particulier d'ajuster une formulation adéquate du béton et de définir les paramètres d'exécution de l'ouvrage en fonction de son environnement.

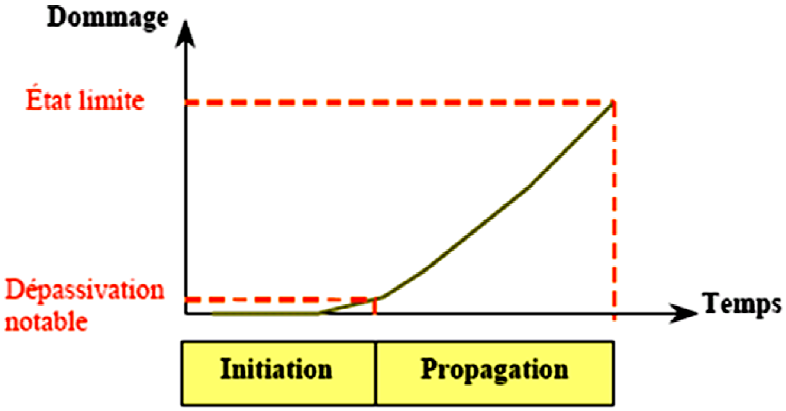

Figure I-1 Phases de la corrosion [Silva, 2004]

1.2.2. *Formes de la corrosion*

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

- corrosion généralisée : la corrosion a un aspect à peu près uniforme (**Figure I-2.a**) ; ce type a lieu si la zone de réaction cathodique est loin de celle de dissolution, ou si les zones cathodiques et anodiques sont très petites et à peu près régulièrement alternées ;
- corrosion localisée : ce type de corrosion a lieu si les zones anodiques sont petites et se trouvent à des endroits fixes ; il apparaît alors de petites cuvettes ou piqûres de corrosion (**Figure I-2.b**). Dans le cas où le matériau métallique a des constituants très différents, il peut apparaître une dissolution sélective (**Figure I-2.c**), mais ceci ne concerne pas les aciers placés dans le béton ;
- corrosion sous contrainte : celle-ci est induite par l'action simultanée de la corrosion et d'une sollicitation mécanique (**Figure I-2.d**). Si cette sollicitation est maintenue dans le temps, il s'agit de corrosion sous contrainte. Dans ce cas, une fissure peut se former, se développer au cours du temps et éventuellement provoquer la rupture du métal tendu. Si la sollicitation oscille, alors il s'agit de corrosion par fatigue. Dans ce cas aussi, des fissures peuvent apparaître et se développer jusqu'à provoquer la rupture de l'élément sollicité mécaniquement.

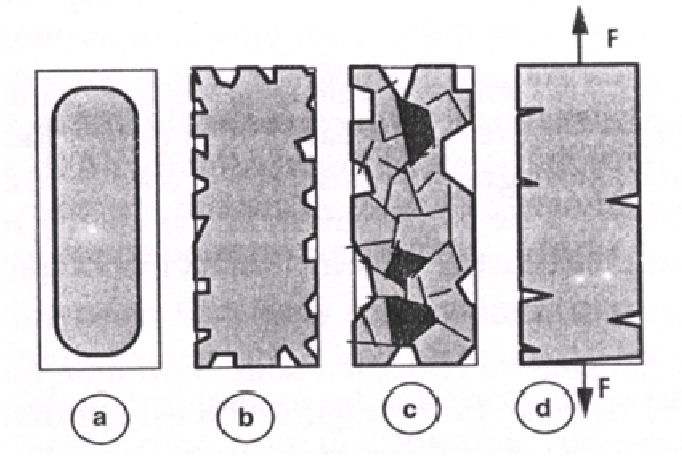

Figure I-2 Formes de la corrosion [Raharinaivo et al., 1998]

1.2.3. ***Facteurs influençant la corrosion des armatures***

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

1.2.3.1.Humidité relative

Les réactions de corrosion (dissolution métallique ou passivation) ne se produisent qu'en présence d'une solution qui est ici contenue dans les pores du béton durci. Cette solution peut s'évaporer puis rentrer dans le béton dans les zones proches de la surface. Par contre, à cœur (à une profondeur supérieure à 35 mm en général), le béton reste saturé d'eau. Par ailleurs, la composition de cette solution dépend fortement des agents qui ont pu entrer dans le béton et l'altérer. La pénétration des gaz est plus rapide si le béton n'est pas saturé de liquide. Ainsi l'humidité du béton influe de deux façons sur la corrosion ou la passivation des armatures. Lorsque l'humidité du béton est faible, la pénétration de certains gaz est facilitée ; par contre, la corrosion ne se produit qu'en présence de liquide.

1.2.3.2.Enrobage

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

1.2.3.3.Température

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

1.2.3.4.Teneur en chlorure

Les chlorures présents dans le béton peuvent soit être introduits lors du gâchage, soit provenir du milieu environnant. Lorsque la teneur en chlorure atteint ou dépasse une valeur critique ou valeur seuil [Glass et al., 1997 ; Brime, 2001 ; Petterson, 1993], on dit qu'il y a dépassivation de la couche protectrice de l'acier, l'enrobage ne peut plus protéger les armatures et la corrosion s'amorce si les quantités d'eau et d'oxygène sont suffisantes.

1.2.3.5.Oxygène

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

1.2.3.6.Agents agressifs autres que les chlorures

L'eau qui entoure le béton ou qui pénètre par intermittence dans celui-ci (pluie, etc.) peut contenir divers sels. Ceux-ci contribuent à la formation des produits de corrosion de l'acier enrobé. C'est ainsi, par exemple, que les sulfates réagissent comme les chlorures, au niveau qualitatif. Une rouille verte peut se former en l'absence d'oxygène. Celle-ci peut ensuite se transformer en produits classiques en relâchant des sulfates solubles. Mais, au niveau quantitatif, l'effet des sulfates reste négligeable. En pratique, sauf en cas de pollution d'origine industrielle, seuls les chlorures et le dioxyde de carbone sont les facteurs de dépassivation des aciers dans le béton.

1.2.4. ***Réactions de corrosion des aciers dans le béton***

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

L'hydratation du ciment produit également l'hydroxyde de calcium ($Ca(OH)_2$) qui assure un pH élevé à la solution interstitielle. D'une façon générale, les constituants à base d'alcalins du ciment, notamment de calcium et, dans une échelle moins importante de

potassium et de sodium, contribuent à la réserve alcaline du béton [Almusallam, 2001]. Dans la zone de contact du béton et de la couche de rouille formée pendant le stockage, l'hydratation du béton est perturbée. Ainsi, entre le béton sain et l'acier, des couches superposées peuvent être identifiées. La première est une couche non influencée par les aciers ; la deuxième, qui est une zone intermédiaire entre le béton sain et la couche la plus proche du métal, assure une transition entre les propriétés mécaniques et la microstructure. Enfin, la troisième, fortement adhérente à l'acier et étanche, est responsable de la protection de l'acier ou, en d'autres termes, de sa passivation.

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

$$Fe_{(solide)} \rightarrow Fe^{2+}_{(aqueux)} + 2e^- \qquad \text{(I-1)}$$

$$O_{2(aqueux)} + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-_{(aqueux)} \qquad \text{(I-2)}$$

Dans les cas les plus courants, les ions ferreux dissous se combinent avec les ions hydroxyles de façon à former les hydroxydes :

$$Fe^{2+}_{(aqueux)} + 2OH^-_{(aqueux)} \rightarrow 2Fe(OH)_2 \qquad \text{(I-3)}$$

Cet hydroxyde ($Fe(OH)_2$) peut continuer à s'oxyder et former de la rouille anhydre (Fe_2O_3) ou de la rouille hydratée ($Fe(OH)_3$) et du $FeOOH$, sachant que [Raharinaivo et al., 1998] :

$$Fe_2O_3 + H_2O \rightarrow 2[FeOOH] \qquad \text{(I-4)}$$

$$2Fe(OH)_3 \rightarrow Fe_2O_3 + 3H_2O \qquad \text{(I-5)}$$

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

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

$$Fe^{2+} + Cl^{-} + 2H_2O \rightarrow Fe(OH)_2 + 2H^{+} + Cl^{-} \quad \text{(I-6)}$$

$$4Fe(OH)_2 + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3 \quad \text{(I-7)}$$

Les états du béton correspondants à la formation de chacun des produits de corrosion sont représentés sur la **Figure I-4**.

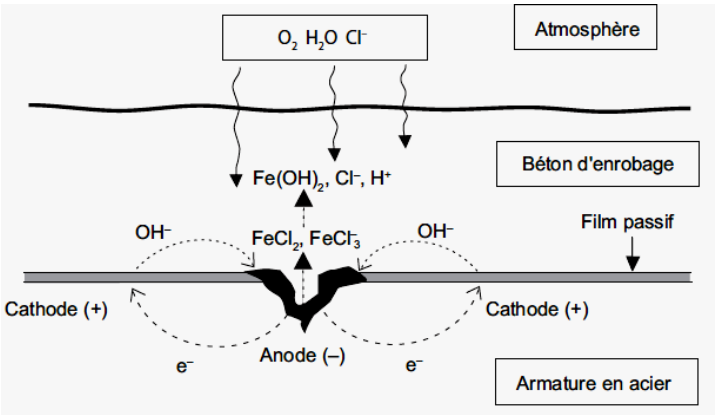

Figure I-3 Mécanisme de la corrosion des aciers [Ollivier et al., 2008]

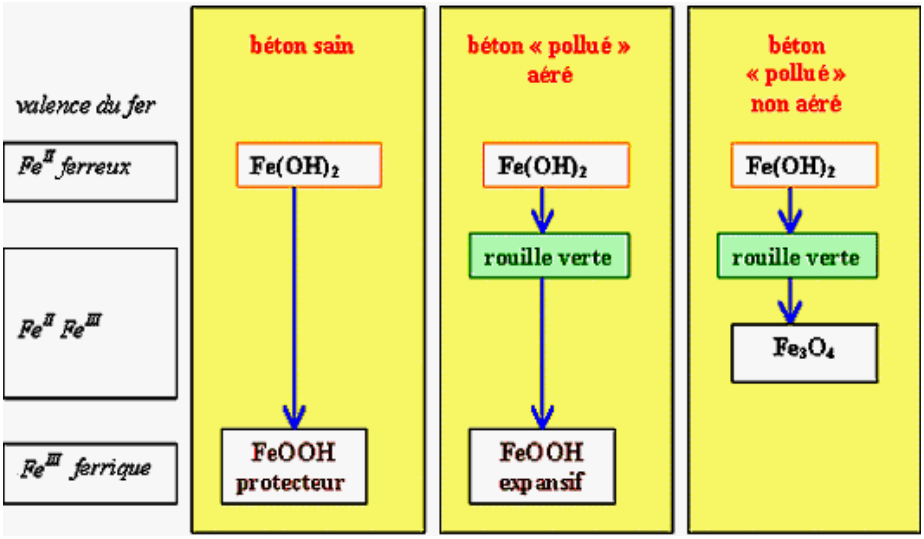

Figure I-4 Formation des produits de corrosion du fer dans un béton sain ou « pollué » [Concrete corrosion, 2007]

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

influence sur la résistivité électrique du béton sont l'humidité, le système poreux de la pâte de béton durci et la composition ionique de la solution interstitielle.

1.3. Phase d'initiation de la corrosion

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

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

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

1.3.1. *Pénétration des ions de chlorures dans le béton*

Le transport des chlorures dissous dans l'eau est un phénomène complexe. Le béton est un matériau hétérogène poreux avec une saturation en eau variable. Les mécanismes de transport dans le béton font intervenir les forces physiques – électromagnétiques, de gravité et de tension superficielle – et des réactions chimiques. Une partie des ions chlorures qui pénètrent dans le béton se lie chimiquement avec la pâte de ciment et l'autre est dissoute dans l'eau. Le transport des ions chlorures libres s'effectue par deux mécanismes distincts :

- par la convection : les ions chlorures sont entraînés par les mouvements de l'eau ;
- par la diffusion : les ions chlorures se dissolvent dans l'eau pour égaliser le gradient de concentration.

Les ions chlorure liés chimiquement résultent principalement de la formation des chloro-aluminates à partir de l'aluminate tricalcite C_3A. Cependant d'autres réactions sont possibles : en particulier les chlorures sont susceptibles de réagir avec les silicates de calcium hydratés (CSH). Les chlorures sont également susceptibles de s'adsorber physiquement ou chimiquement sur la paroi des pores du matériau.

Bien que la pénétration des ions chlorures dans le béton se passe principalement par la diffusion et la convection, dans la plupart des modèles de corrosion, on suppose qu'il s'agit

d'une diffusion pure et la deuxième loi de Fick est abusivement utilisée pour la représentation de la pénétration des chlorures. Dans cette partie, nous exposons deux modèles types parmi les plus utilisés dans la littérature et nous précisons celui retenu pour le reste du travail

1.3.1.1.Modèle de Val et al.

Dans ce modèle, le transport des chlorures dans le béton est effectué par deux phénomènes : la diffusion et la convection. La pénétration des chlorures dans un béton partiellement saturé due à la fois à la diffusion et à la convection est décrite, dans un modèle bidimensionnel, par l'équation différentielle suivante [Val et al., 2008] :

$$\frac{\partial C_{tc}}{\partial t} = \underbrace{D_c w_e \left[\frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right]}_{\text{Diffusion}} + \underbrace{D_h w_e \left[\frac{\partial}{\partial x}\left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right]}_{\text{Convection}} \tag{I-8}$$

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

La concentration totale en ions chlorures est :

$$C_{tc} = C_{bc} + w_e C_{fc} \tag{I-9}$$

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

$$\frac{\partial C_{fc}}{\partial t} = D_c^* \left[\frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right] + D_h^* \left[\frac{\partial}{\partial x}\left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] \tag{I-10}$$

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

$$D_c^* = \frac{D_c}{1 + \frac{1}{w_e}\left(\frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \right)} \quad ; \quad D_h^* = \frac{D_h}{1 + \frac{1}{w_e}\left(\frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \right)} \tag{I-11}$$

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

$$D_h = D_{h,ref} \times f_{h1}(T) \times f_{h2}(t_e) \times f_{h3}(HR) \tag{I-12}$$

avec :

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

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

$$f_{h3}(HR) = \alpha_0 + \frac{1-\alpha_0}{1+\left(\frac{1-HR}{1-HR_{ref}}\right)^n} \qquad \text{(I-13)}$$

avec $D_{h,ref}$ la valeur de D_h dans les conditions de référence, t_e le temps d'hydratation équivalent, U_h l'énergie d'activation du processus de diffusion de l'humidité ($U_h/R = 4700$ K), α_0 un paramètre ayant des valeurs entre 0,025 et 0,1 et n un paramètre relatif à la diminution de la valeur de D_h par réduction de l'humidité relative et ayant des valeurs entre 6 et 16.

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

$$w_e = \frac{C_m K_s V_m HR}{(1-K_s HR)[1+(C_m-1)K_s HR]} \qquad \text{(I-14)}$$

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

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

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

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

$$N = \left(2{,}5 + \frac{15}{t}\right)\left(0{,}33 + 2{,}2(E/C)\right)N_{ct} \qquad \text{(I-15)}$$

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

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

$$C_{bc} = \frac{\alpha_L C_{fc}}{1 + \beta_L C_{fc}} \qquad \text{I-16)}$$

avec α_L et β_L les constantes de Langmuir dépendant de la teneur en C_3A (aluminate tricalcique) qui influe sur la liaison des chlorures dans le béton.

La **Figure I-5** présente un exemple de la relation entre les chlorures libres et les chlorures liés dans un béton selon les 2 isothermes étudiés par [Val et al., 2008]. On peut remarquer que la différence entre les 2 isothermes est faible, et le choix de l'isotherme de Langmuir est essentiellement dû à la possibilité de la modéliser plus facilement que celle de Freundlich.

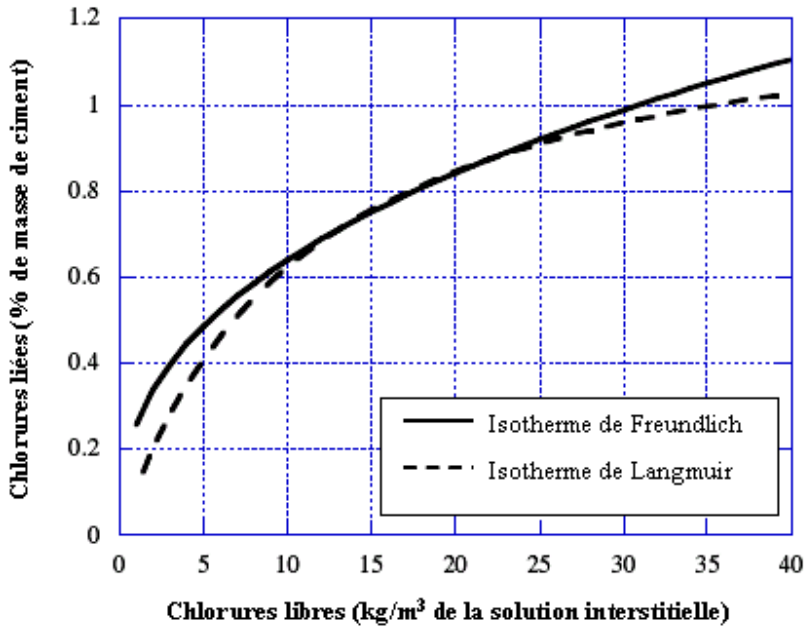

Figure I-5 Isothermes de liaisons d'un béton Portland (teneur en C_3A=8 %)

Le modèle de Val [2007] décrit le processus de pénétration des ions chlorures dans un milieu où l'eau peut se déplacer (non saturé d'eau) comme c'est le cas du béton soumis à différents niveaux d'humidité. Mais, les difficultés de la détermination expérimentale de

certains paramètres relatifs à la convection en plus de la non validation expérimentale du modèle, s'opposent à son utilisation dans notre cas.

Toutefois, il existe beaucoup d'autres modèles prenant en compte les deux mécanismes de transport à la fois [Roelfstra, 2001 ; Kong et al., 2002]. Le problème commun à ces types de modèles est d'une part leur complexité et d'autre part la difficulté d'obtention des paramètres expérimentaux. C'est la raison pour laquelle on ne va pas s'attarder sur ce type de modèles.

1.3.1.2.Modèle de Vu et al.

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

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \qquad \text{(I-17)}$$

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

$$C(x,t) = C_s + (C_0 - C_S) erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right) \qquad \text{(I-18)}$$

où $C(x, t)$ est la concentration des ions chlorures à une profondeur x et à un instant t donné, C_s est la concentration des chlorures sur la surface, C_0 est la concentration initiale de chlorures dans le béton, D_c est le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton et *erf* est la fonction erreur.

Dans ce cas, les hypothèses suivantes sont utilisées : le coefficient de diffusion est indépendant du temps, de l'abscisse et de la concentration de chlorures et la concentration initiale de chlorures est prise égale à zéro. Pour appliquer l'équation (I-18), il est nécessaire de déterminer le profil de chlorures (**Figure I-6**) pour déterminer la concentration à la surface.

Dans un milieu saturé, la pénétration des chlorures se fait par diffusion pure et le profil de la concentration en chlorures est strictement décroissant. Dans le cas contraire, ce profil ne devient décroissant que lorsqu'on dépasse la zone de convection vers la zone de diffusion (béton saturé) comme le montre la **Figure I-6** [Ollivier et al., 2008].

Donc, théoriquement, la deuxième loi de Fick n'est utilisable que dans le cas où le béton est constamment saturé d'eau [Bonnet et al., 2007]. Cependant, elle représente la solution la plus utilisée dans la littérature pour décrire la pénétration des ions chlorures dans le béton en raison de sa simplicité.

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

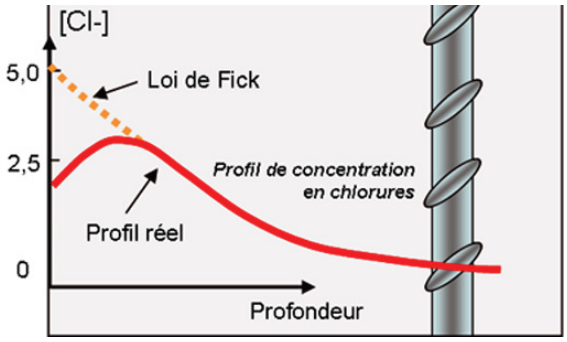

Figure I-6 Profil de concentration en chlorures dans un béton [Ollivier et al., 2008]

1.3.2. *Modèles du coefficient de diffusion des chlorures*

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

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

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

1.3.2.1.Modèle de Matsumura et al.

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

le phénomène de diffusion des chlorures dans le béton et l'effet de la température sur le coefficient de diffusion des chlorures.

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

$$D_c = A_f \exp\left(\frac{-U_c}{RT}\right) \qquad \text{(I-19)}$$

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

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

1.3.2.2.Modèle de Saetta et al.

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

$$D_c = \frac{D_{100\,\%}}{1+\left(\frac{1-HR}{1-HR_c}\right)^4} \qquad \text{(I-20)}$$

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

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

1.3.2.3.Modèle de Samson et al.

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

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

$$D_c = D_{c,ref} e^{0,028(T-T_{ref})} \qquad \text{(I-21)}$$

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

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

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

1.3.2.4.Modèle de Hobbs et al.

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

$$D_c = 0,04.(1166^{E/C}).10^{-12} \qquad \text{(I-22)}$$

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

Cette expression permet de mettre en relief la contribution de la teneur en eau du béton dans le mécanisme de diffusion des chlorures. D'autres expressions de la relation entre le

coefficient de diffusion et la teneur en eau existent dans la littérature, mais la simplicité de cette formule nous a conduit à la retenir pour la première étape de notre étude [El Hassan et al., 2008-a ; El Hassan et al., 2008-b ; El Hassan et al., 2008-c].

1.3.2.5.*Modèle de Martin-Perez et al.*

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

$$D_c = D_{c,ref} \times f_{c1}(T) \times f_{c2}(t) \times f_{c3}(HR) \qquad \text{(I-23)}$$

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

$$f_{c1}(T) = \exp\left[\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right]$$

$$f_{c2}(t) = \left(\frac{t_{ref}}{t}\right)^m$$

$$f_{c3}(HR) = \left[1 + \frac{(1-HR)^4}{(1-HR_{ref})^4}\right]^{-1} \qquad \text{(I-24)}$$

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

- 41,8±4,9 (kJ/mol) pour *E/C* = 0,4 ;
- 44,6±4,3 (kJ/mol) pour *E/C* = 0,5 ;
- 32,0±2,4 (kJ/mol) pour *E/C* = 0,6.

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

1.3.3. *Temps d'initiation de la corrosion*

Dans les modèles supposant que la pénétration des chlorures dans le béton se fait par diffusion pure exprimée par la deuxième loi de Fick (éqs. I-17 et I-18), la dépassivation de la couche protectrice de l'acier a lieu lorsque la concentration en chlorure dans le béton atteint le seuil critique C_{cr} et lorsque les chlorures arrivent au niveau des armatures. Ces deux conditions peuvent être exprimées par :

$$C(e,T_{ini}) = C_{cr} \tag{I-25}$$

avec e l'enrobage et T_{ini} le temps d'initiation de la corrosion. Sous les hypothèses que la concentration en chlorure à l'instant $t = 0$ est nulle (C (x, 0) = 0) et que la concentration en chlorures en surface est constante dans le temps (C_s = constante), le temps d'initiation de la corrosion est exprimé par :

$$T_{ini} = \frac{e^2}{4D_c}[erf^{-1}(1-\frac{C_{cr}}{C_s})]^{-2} \tag{I-26}$$

L'équation (I-26) ne peut être utilisée que dans le cas d'un coefficient de diffusion constant dans le temps. Dans notre cas, l'expression de D_c choisie (éq. I-23) prend en compte la variation temporelle des paramètres climatiques ainsi que la diminution de la diffusion avec l'âge du béton. Ainsi, le calcul de T_{ini} à travers l'équation (I-26) n'est pas possible et il est donc nécessaire de réaliser une intégration directe de la deuxième loi de Fick (éq. I-17) sous les même hypothèses (C (x, 0) = 0 et C_s = constante). En utilisant un incrément mensuel, l'algorithme de Runge-Kutta nous permet de calculer la concentration en ions chlorures $C(x, t)$ et enfin le temps d'initiation de la corrosion est obtenu en vérifiant l'équation (I-25). Néanmoins, pour déterminer le temps d'initiation de la corrosion, il est nécessaire de définir les deux paramètres C_s et C_{cr}.

1.3.4. *Concentration critique en ions chlorures*

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

En effet, il existe plusieurs expressions de C_{cr} dans la littérature. Selon certains travaux qui tiennent compte de la nature des produits formés sur l'acier, la teneur critique [Raharinaivo et al., 1998] est $[Cl^-]_{cr} = [OH^-]$. Cette valeur est proche de celle que Hausmann [Hausmann, 1967] a trouvée de façon empirique, soit : $[Cl^-]_{cr} = 0,6\ [OH^-]$. La différence entre ces deux seuils correspond à une différence de pH de 0,3 environ. La difficulté d'utilisation de cette règle réside, en fait, dans la détermination du pH du béton au contact direct de l'acier. Selon d'autres études, le seuil critique est exprimé en terme de la teneur en chlorures

(libres + liés) par rapport au poids du ciment (de 350 kg/m^3 par définition) : la limite de ce rapport varie entre 0,17 et 2,5 % selon l'agressivité du milieu environnant et la classe de l'ouvrage [Glass, 1997].

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

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

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

- l'augmentation de la teneur en eau dans le béton induit une diminution de la concentration en ions chlorures ; cependant la probabilité de corrosion augmente. Il est donc plus logique d'utiliser la masse de chlorure pour l'évaluation du seuil critique plutôt que la concentration ; l'humidité relative a le même effet que la teneur en eau sur le seuil critique ;
- il existe une corrélation entre le seuil critique et le pH de la solution interstitielle, puisqu'une diminution du pH (acidification) induit une libération d'une quantité des chlorures liés car certaines liaisons des chlorures sont réversibles. Il est donc plus pertinent de considérer la teneur totale en chlorure plutôt que d'utiliser la teneur en chlorures libres.

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

1.3.5. *Concentration en ions chlorures à la surface du béton*

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

Dans les zones côtières, le vent peut transporter les embruns maritimes riches en chlorures pour de longues distances (au-delà de 3 km). Les chlorures contenus dans les embruns

s'accumulent à la surface du béton lors de leur contact. La concentration en chlorures à la surface des structures en béton (C_s) dépend donc largement des conditions environnementales, de la topographie, de l'orientation de la surface et de la distance par rapport à la côte. Cependant, la variation de C_s avec le temps n'est pas prouvée : certaines études suggèrent que C_s augmente avec le temps, alors que d'autres supposent qu'elle reste constante. Dans ce travail, les valeurs de C_s utilisées sont celle définies dans le chapitre II.

1.4.Propagation de la corrosion

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

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

1.4.1. *Formation des produits de corrosion expansifs*

En général, les produits de corrosion dominants sont l'hydroxyde ferreux ($Fe(OH)_2$) et l'hydroxyde ferrique ($Fe(OH)_3$). Ces deux produits ont des densités inférieures à celle de l'acier et par conséquent occupent un volume supérieur (d'où l'appellation de produits expansifs). On présente dans cette partie les expressions des pertes d'aciers en masse et en surface suite aux réactions de corrosion.

1.4.1.1.Masse d'acier consommée

La masse d'acier consommée lors de la formation des produits de corrosion peut être exprimée par la loi de Faraday [Chen et al., 2008] :

$$\frac{dm_a}{dt} = \frac{i_{corr} M_a}{nF} \qquad \text{(I-27)}$$

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

1.4.1.2.Surface d'acier consommée

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

Dans la plupart des cas de corrosion induite par les chlorures, au lieu d'une réduction uniforme de la surface des armatures, la pénétration des chlorures induit une réduction de la section de la barre par la formation de piqûres. Ce phénomène a lieu lorsque les ions chlorures détruisent la couche protectrice de l'acier en des endroits localisés tout au long de la barre d'armature. Lorsque la corrosion est initiée en ces endroits, un environnement très agressif se forme à l'intérieur de ces piqûres. La formation des piqûres cause un transfert électrochimique local entre la zone de corrosion active de la piqûre et la zone adjacente passive, où la couche protectrice est encore intacte. L'intérieur de la piqûre agit comme étant la région anodique donnant des électrons à la zone passive (cathode). Ce transfert d'électron crée un cycle auto-entretenu qui peut mener à des taux de pénétration dramatiques (jusqu'à 1 mm/an) amenant à une réduction rapide des sections des barres d'armatures [Bertolini, 2004].

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

$$F_p = \frac{P_{max}}{P_{moy}} \tag{I-28}$$

Les différentes valeurs que peuvent prendre ce facteur sont présentées dans le chapitre II.

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

$$p(t) = 0{,}0116 \times i_{corr} \times F_p \times t \tag{I-29}$$

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

$$p(t) = \int 0{,}0116 \times i_{corr} \times F_p \times dt \tag{I-30}$$

Ensuite, en se basant sur la configuration présentée sur la **Figure I-7**, la largeur de la piqûre (a) et sa section transversale (A_p) peuvent être exprimées par :

$$A_p(t) = \begin{cases} A_1 + A_2 & p(t) \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ \pi \frac{{D_0}^2}{4} - A_1 + A_2 & \frac{D_0}{\sqrt{2}} < p(t) \leq D_0 \\ \pi \frac{{D_0}^2}{4} & p(t) \geq D_0 \end{cases} \quad \text{(I-31)}$$

$$A_1 = 0{,}5\left[\theta_1 (\frac{D_0}{2})^2 - a\left|\frac{D_0}{2} - \frac{(p(t))^2}{D_0}\right|\right] \qquad A_2 = 0{,}5\left[\theta_2 (p(t))^2 - a\frac{(p(t))^2}{D_0}\right] \quad \text{(I-32)}$$

$$a = 2p(t)\sqrt{1 - (\frac{p(t)}{D_0})^2} \quad \text{(I-33)}$$

$$\theta_1 = 2\arcsin\left(\frac{a}{D_0}\right) \qquad \theta_2 = 2\arcsin\left(\frac{a}{2p(t)}\right) \quad \text{(I-34)}$$

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

$$A_{ar} = A_{anom} - \sum_{m=1}^{n_b} A_{p_m}(t) \quad \text{(I-35)}$$

où $$A_{anom} = n_b.\pi.\frac{{D_0}^2}{4} \quad \text{(I-36)}$$

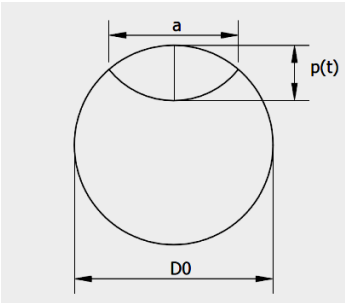

Figure I-7 Configuration de la piqûre [Val et al., 1997]

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

1.4.1. *Densité du courant de corrosion*

La corrosion dans le béton résulte d'un processus électrochimique dans lequel la réaction de dissolution (réaction anodique) est équilibrée par une ou plusieurs réactions dites cathodiques mettant en jeu des quantités de matière (ions surtout) et des électrons. A

chacune de ces réactions élémentaires correspondent des vitesses qui sont égales à la quantité de matière formée par unité de temps. A chaque réaction correspond un potentiel électrique qui dépend de sa vitesse.

A l'état d'équilibre naturel, les vitesses des charges électriques dans les demi-réactions (anodiques et cathodiques) sont égales en valeur absolue. Leur valeur commune est appelée courant de corrosion i_{corr} [Raharinaivo et al., 1998] avec :

$$i_{corr} = i_{anode} = -i_{cathode} \qquad \text{(I-37)}$$

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

Classification	Courant de corrosion i_{corr} (µA/cm^2)				
	[Dhir et al., 1994]	[Brite, 1995]	[Middleton et al., 1998]	[Gagné, 2008]	[Breysse et al., 2008]
Négligeable		< 0,1		< 0,2	< 0,1
Faible	0,1	0,1 - 0,5	0,1 - 0,2	0,2 - 1,0	-
Modéré	1,0	0,5 - 1,0	0,2 - 1,0	1,0 - 10,0	-
Elevé	10,0	> 1,0	> 1,0	> 10,0	> 1,0

Tableau I-1 Classification des courants de corrosion

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

Vu et al. [2000] ont proposé une méthode empirique qui permet de déterminer le courant de corrosion dans un environnement ayant une humidité relative de 75 % et une température de 20 °C. Pour cet environnement spécifique, le courant de corrosion est exprimé en fonction de la teneur en eau du béton et de l'enrobage par :

$$i_{corr}(ini) = \frac{37{,}8(1 - E/C)^{-1{,}64}}{e} \qquad \text{(I-38)}$$

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

$$i_{corr}(t_P) = i_{corr}(ini).0{,}85.t_P^{-0{,}29} \quad \text{(I-39)}$$

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

D'autres modèles de $i_{corr,}$ basés sur des mesures des paramètres de corrosion, ont été proposés. En particulier, Liu et al. [1998] ont proposé à partir d'analyses de régressions multilinéaires une expression de la densité du courant de corrosion en fonction de la teneur totale en chlorure, de la température, de la résistance ohmique et du temps de la corrosion active :

$$i_{corr} = 0{,}926 \times \exp\left(7{,}98 + 0{,}7771.\ln(1{,}69C_t) - \frac{3006}{T} - 0{,}000116.R_c + 2{,}24.t^{-0{,}215}\right) \quad \text{(I-40)}$$

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

$$R_c = \exp[8{,}03 - 0{,}549.\ln(1 + 1{,}69.C_t)] \quad \text{(I-41)}$$

Plus récemment, des tests non destructifs et semi-destructifs ont été réalisés sur des échantillons de béton dans différentes conditions relatives à l'environnement (humidité relative et température) et au matériau (teneur en eau et épaisseur d'enrobage) pour mesurer l'intensité du courant de corrosion [Breysse et al., 2008]. Ensuite des analyses statistiques ont été réalisées sur les séries de mesures et ont permis d'élaborer un modèle empirique de i_{corr} par analyse de régression multilinéaire [Breysse et al., 2009] :

$$Ln(i_{corr}) = 0{,}0312(HR) - 4736/T + 1{,}695(E/C) - 0{,}391(e) + 14{,}589$$

$$\Rightarrow i_{corr} = A.e^{0{,}0312HR}.e^{-4736/T}.e^{-0{,}391e}.e^{1{,}695E/C} \quad \text{(I-42)}$$

avec HR l'humidité relative (%), T la température (K), e l'enrobage (cm), E/C la teneur en eau et A une constante (µA/cm^2)

Le modèle de Vu et al. [2000] ne permet pas de représenter l'effet de l'environnement sur l'évolution du courant de corrosion dans le temps. Par conséquent, il ne sera pas retenu puisqu'il ne répond pas aux objectifs de notre travail. Le modèle empirique de Breysse et al. [2009] quantifie l'influence combinée des quatre paramètres (*HR, T, e, E/C*) sur la densité du courant de corrosion. Quant au modèle de [Liu et al., 1998], il permet de quantifier l'influence de trois paramètres (T, C_t, t). Vis-à-vis de l'objectif du présent

travail, chacun de ces 2 modèles présente un intérêt particulier : le premier permet de mettre en relief l'effet des conditions climatiques (*T* et *HR*) alors que le second permet de mettre en relief l'effet de l'agressivité de l'environnement (C_t) et de la température (*T*). Cependant, nous avons choisi de donner dans notre travail une priorité aux conditions climatiques ce qui nous amène à retenir le modèle de [Breysse et al., 2008].

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

La corrosion des aciers d'armature d'un élément en béton armé s'accompagne de plusieurs changements des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton. Ces changements se font en plusieurs étapes à l'échelle du temps.

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

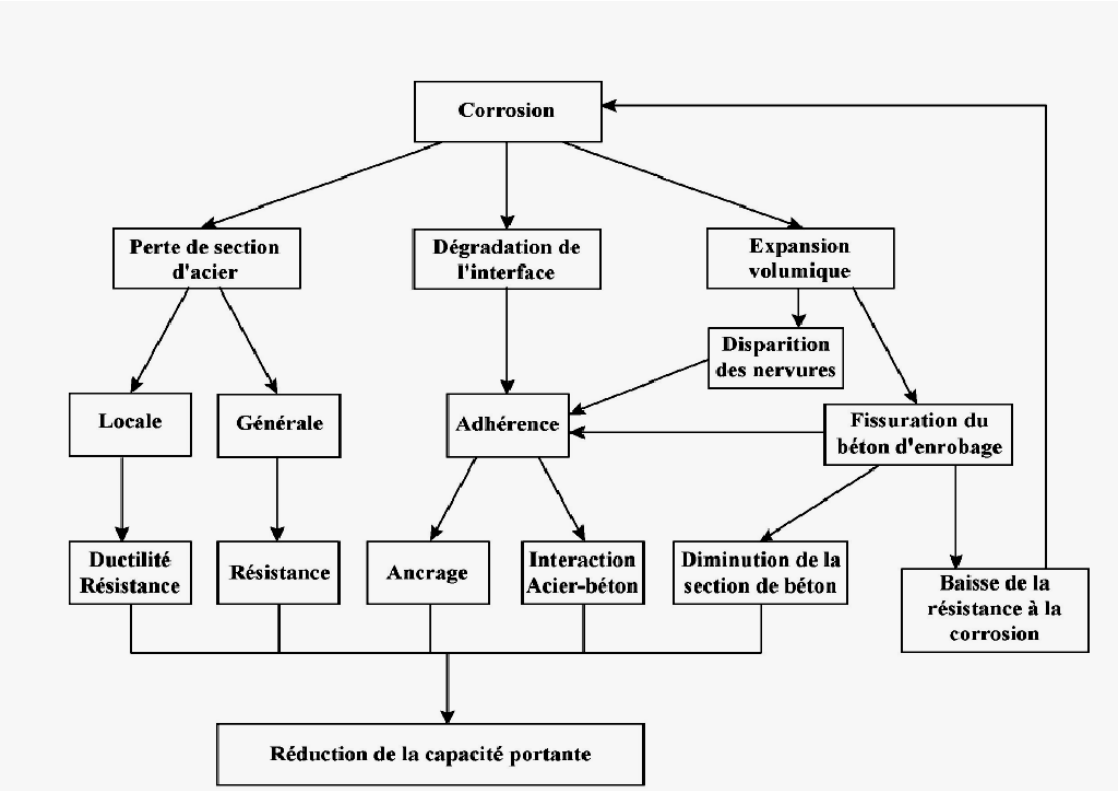

Figure I-8 Effet de la corrosion sur le comportement mécanique de structures [Paradis, 2006]

Dans un second temps, les pertes de section peuvent mener à une diminution de la ductilité et de la résistance des éléments armés. La diminution d'adhérence peut causer une réduction de l'interaction acier-béton et des problèmes d'ancrage. La fissuration du béton d'enrobage facilite la pénétration des agents agressifs et provoque ainsi une baisse de la résistance à la corrosion. Lorsque la corrosion atteint un certain niveau, le béton de recouvrement éclate et il y a diminution de la section du béton. Ce phénomène peut se produire à des degrés de corrosion très faibles d'environ 1 à 2 % de perte d'acier [Auyeung et al. 2000]. Toutes ces conséquences réduisent la capacité portante du béton armé.

Bien qu'on soit parvenu à déterminer les effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques du béton armé (**Figure I-8**), la quantification de la part de chacun des aspects est très difficile. On présente dans la suite une petite synthèse des résultats de quelques études réalisées dans cette perspective.

1.5.1. *Dégradation du béton*

L'expansion des produits de corrosion exerce une pression sur le béton provoquant la fissuration et l'éclatement de l'enrobage et parfois la délamination de la couche externe du béton. Certaines études [Maaddawy et al., 2007] suggèrent que les produits de corrosion n'exercent pas dans leur totalité une pression sur le béton. Une partie de ces produits remplit les vides et les pores autour de la barre et une autre partie peut migrer à l'extérieur de l'interface acier-béton par l'intermédiaire des pores. Une fois la zone poreuse aux alentours de la barre remplie, les produits de corrosion commencent à exercer une pression sur le béton, provoquant dans la suite sa fissuration. La **Figure I-9** présente le diagramme schématique du processus corrosion-fissuration [Weyer, 1998].

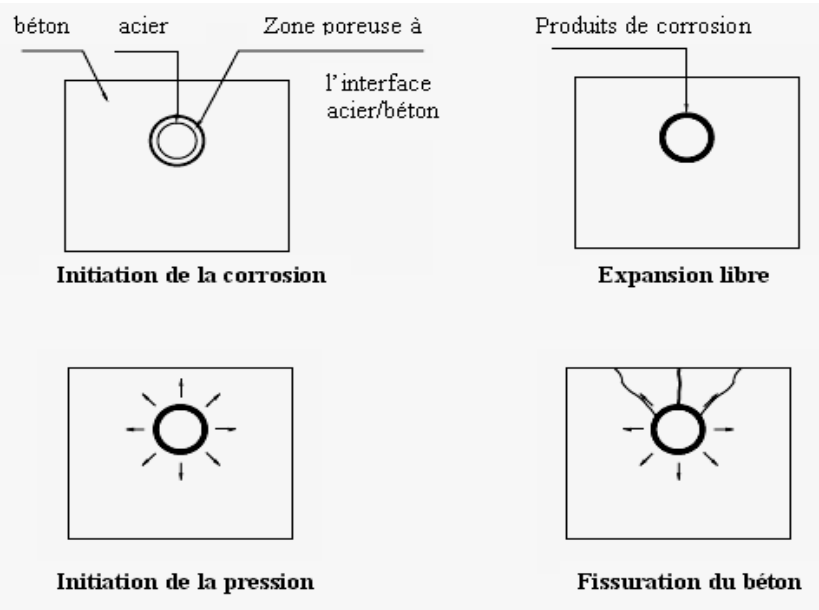

Figure I-9 Diagramme schématique du processus corrosion-fissuration [Weyers et al., 1998]

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

Ces modèles ne sont pas présentés car cette conséquence du mécanisme de corrosion sur le béton n'est pas considérée dans le modèle proposé. La fissuration que nous avons considérée correspond à la fissuration structurale induite par l'application du chargement sur la structure. Le calcul de l'ouverture de la fissure est effectué selon l'Eurocode 2 [Eurocode 2, 2004]. Les détails de ce calcul sont présentés dans l'annexe 1.

1.5.2. *Diminution de l'allongement à la rupture des sections d'aciers*

La corrosion des armatures provoque une diminution de la surface d'acier conduisant à la diminution de la résistance en flexion [Stewart et al., 2007] ainsi qu'à la réduction de la ductilité de la section [Almusallam, 2001].

Ayant calculé la surface d'acier résiduelle, nous pouvons calculer la résistance en flexion. Quant à la ductilité, plusieurs essais réalisés ont montré une réduction considérable de l'allongement à la rupture avec la diminution de la section d'acier. [Andrade et al., 1991] ont montré une réduction de l'allongement à la rupture de 30 % pour une perte de 15 % de la section d'acier et une réduction de 50% pour une perte de 28 %. D'autres essais réalisés par [Almusallam, 2001] ont permis de tracer (**Figure I-10**) la variation de l'allongement à la rupture des barres en fonction du chargement et du degré de corrosion (c'est-à-dire en fonction de la proportion de réduction de la section d'acier).

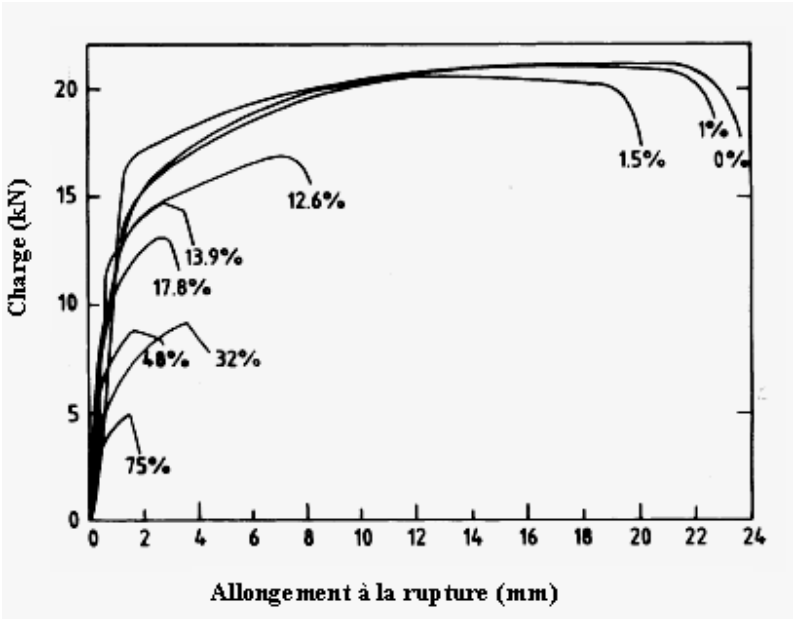

Figure I-10 Variation de l'allongement à la rupture de barres d'aciers (Φ = 6 mm) en fonction des charges pour différents degré de corrosion [Almusallam, 2001]

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

$$f_y(t) = (1 - \alpha_y \frac{A_p(t)}{A_a}).f_{y0} \qquad \text{(I-43)}$$

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

Dans ce qui suit, la diminution de la section des armatures due à la corrosion sera calculée selon le modèle de [Val et al., 1997] en admettant qu'il s'agit d'une piqûre de forme sphérique. Ensuite, au fur et à mesure de la propagation de la corrosion, la résistance de l'élément en béton est évaluée en fonction de la section d'acier résiduelle et en tenant compte de la diminution de la limite d'élasticité de l'acier décrite par l'équation (I-43) [Stewart et al., 2008].

1.5.3. *Détérioration de l'adhérence entre l'acier et le béton*

Un des effets de la corrosion est la dégradation de l'adhérence entre l'acier et le béton en raison de l'accumulation des produits de corrosion autour de la barre d'acier. Des études expérimentales réalisées par [Saetta et al., 2008] ont permis de déterminer de façon qualitative la variation de l'adhérence avec le degré de corrosion (**Figure I-11**) ; elles

montrent une augmentation initiale de l'adhérence pour les faibles niveaux de corrosion suivie par une réduction considérable (supérieure à 50 %).

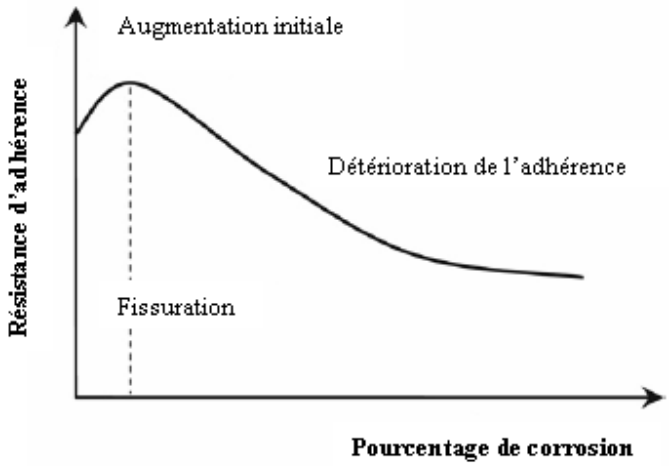

Figure I-11 Variation schématique de la résistance d'adhérence avec le pourcentage de corrosion [Saetta et al., 2008]

Dans le cas de la corrosion par piqûre, la perte d'adhérence est localisée au niveau des piqûres et une bonne adhérence existe sur le reste de l'armature. Pour cette raison, l'hypothèse d'une adhérence parfaite dans le calcul de la résistance de l'élément demeure appropriée et est en bon accord avec les résultats expérimentaux [Rodriguez et al., 1997]. Ainsi la diminution de la résistance d'adhérence n'est pas prise en compte dans le modèle de corrosion.

1.6.Conclusion

Dans cette partie, le mécanisme de la corrosion des armatures induite par les chlorures est étudié. Nous avons présenté l'aspect physico-chimique de ce mécanisme et les paramètres qui l'influencent en mettant l'accent sur les paramètres environnementaux. En effet, la corrosion des armatures est un processus électrochimique qui se déroule en deux phases : une phase d'incubation et une phase de propagation. La première est caractérisée par la pénétration des chlorures dans le béton – principalement par diffusion – dont la concentration augmente jusqu'à un seuil critique à partir duquel la couche protectrice des armatures est dépassivée et il y a nucléation de la corrosion. La deuxième phase est la phase durant laquelle les réactions de corrosion ont lieu, il s'agit d'une corrosion localisée ou par piqûre. La vitesse de corrosion dépend essentiellement de paramètres relatifs à l'environnement tels que la température et l'humidité relative. Une modélisation mécanique de chacune des étapes et des sous-étapes est présentée dans le but de bien décrire ce mécanisme.

Les effets des caractéristiques climatiques notamment la température et l'humidité relative sont pris en compte dans les étapes de la corrosion induite par les chlorures :

- le modèle du coefficient de diffusion, qui est une fonction de la température et de l'humidité relative, permet de mettre en relief l'effet de ces deux facteurs sur la phase d'initiation ;
- le modèle de l'intensité du courant de corrosion, fonction de la température et de l'humidité relative, permet d'évaluer l'impact de ces facteurs sur la phase de propagation.

La corrosion provoque une diminution de la section des armatures ainsi qu'une dégradation de propriétés mécaniques du béton. Dans le modèle proposé, seule la diminution de la section des armatures est prise en compte et nous considérons que l'état limite ultime est atteint lorsque le moment résistant n'assure plus la résistance aux sollicitations. Une représentation schématique des différentes étapes de la corrosion est proposée sur la **Figure I-12**.

Phase d'initiation

Diffusion des chlorures dans le béton

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

$$D_c = D_{c,ref} \times \exp\left(\frac{U_c}{R}\left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right) \times \left(\frac{t_{ref}}{t}\right)^m \times \left(1 + \frac{(1-HR)^4}{(1-HR_c)^4}\right)^{-1}$$

⬇

Augmentation de la concentration de chlorures dans le béton

⬇

Atteinte des armatures avec la concentration critique induisant la dépassivation de la couche protectrice ⟹ $C(e, T_{ini}) = C_{cr}$

⬇

Initiation de la corrosion ⟹ T_{ini} calculé par intégration de la 2e loi de Fick

Phase de propagation

Corrosion par piqûre

$$p(t) = 0{,}0116\, F_p\, i_{corr} \int dt$$

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

⬇

Diminution de la section des armatures

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

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

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

$$\theta_1 = 2\arcsin\left(\frac{a}{D_0}\right) \qquad \theta_2 = 2\arcsin\left(\frac{a}{2p(t)}\right)$$

⬇

Diminution du moment résistant

$$A_a(t) = A_{ini} - \sum_{m=1}^{n} A_{p_m}(t)$$

⬇

État limite ultime

Figure I-12 Représentation schématique du modèle physique de la corrosion induite par les chlorures

2. Carbonatation du béton

2.1. Introduction

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel qui concerne tous les bétons. Elle correspond à la réaction des produits hydratés du ciment avec le CO_2 atmosphérique dissous dans la solution interstitielle. Ces réactions s'accompagnent d'une diminution du pH du béton de 13 à 9 environ provoquant la dépassivation de la couche protectrice des armatures et la diminution de la porosité du béton (les produits des réactions de carbonatation ont des volumes supérieurs à ceux des réactifs). Une des conséquences principales de la carbonatation est de favoriser la corrosion des armatures.

2.2. Aspect physico-chimique

Pour expliquer le mécanisme de carbonatation du béton, il est nécessaire de présenter tout d'abord les constituants de la pâte de ciment hydratée qui réagissent avec le CO_2 lors de la carbonatation. Il faut aussi présenter les propriétés du CO_2 et ses réactions dans la phase aqueuse. Dans cette section, nous présentons une description sommaire des minéraux cimentaires, du gaz carbonique, du déroulement de la carbonatation et de son effet sur les caractéristiques du béton et de ses armatures.

2.2.1. *Les minéraux cimentaires*

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

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

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

2.2.2. *Le dioxyde de carbone*

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

du mécanisme de carbonatation. Depuis la révolution industrielle, la concentration du CO_2 dans l'air est en augmentation permanente estimée à 0,05 % par an à l'échelle globale.

Un scénario climatique noté IS92a développé par l'IPCC (Intergorvernmental Panel on Climate Change) [Yoon et al., 2007] permet d'évaluer la concentration du CO_2 en fonction du temps pour une température moyenne de 12,2 ºC (**Figure I-13**) par l'expression (www.me.go.kr dans [Yoon et al., 2007]) :

$$[CO_2] = 12{,}61 \times \ln(t) - 95{,}172 \qquad \text{(I-44)}$$

avec t l'année ($2000 < t < 2100$) et $[CO_2]$ la concentration en CO_2 atmosphérique (10^3 kg/m^3). D'autres études prennent en considération la variation de la concentration de CO_2 dans l'espace et l'on retrouve les fractions volumiques en CO_2 [Thiery, 2005] :

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

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

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

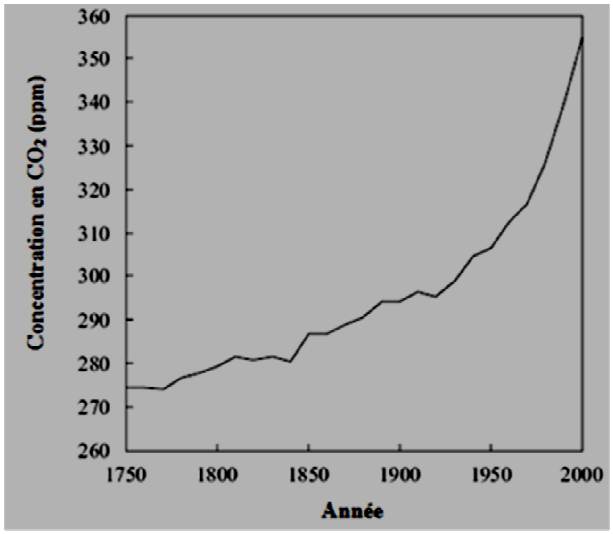

Figure I-13 Changement de la concentration du CO_2 atmosphérique à l'échelle globale [Yoon et al., 2007].

La détermination de la concentration en CO_2 de façon précise dans l'espace et dans le temps et pour différentes conditions environnementales (température par exemple) n'existe pas. Ainsi, l'utilisation de valeurs approximatives de la concentration en CO_2 dans l'atmosphère est justifiée. On adopte dans notre étude les valeurs proposées par [Thiery, 2005] qui prennent en considération la variation de ce paramètre dans l'espace.

2.2.3. *Carbonatation des hydrates du béton*

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

$$CO_2 + H_2O \Leftrightarrow H_2CO_3 \tag{I-45}$$

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

$$H_2CO_3 + OH^- \Leftrightarrow HCO_3^- + H_2O \tag{I-46}$$

$$HCO_3^- + OH^- \Leftrightarrow CO_3^{2-} + H_2O \tag{I-47}$$

Les ions OH^- dans les équations d'équilibre (I-46 et I-47) proviennent de l'autoprotolyse de l'eau qui s'écrit :

$$H_2O \Leftrightarrow OH^- + H^+ \tag{I-48}$$

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

$$Ca(OH)_2 \Leftrightarrow Ca^{2+} + 2OH^- \tag{I-49}$$

Ainsi les ions calcium (Ca^{2+}) libérés au cours de la réaction (Eq. I-49) réagissent avec les ions carbonates (CO_3^{2-}) provenant de la réaction (Eq. I-47) pour former du carbonate de calcium :

$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \Leftrightarrow CaCO_3 \tag{I-50}$$

Les différentes étapes du mécanisme de carbonatation de la portlandite (**Figure I-14**) peuvent être représentées par l'équation simplifiée :

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad \text{(I-51)}$$

Les *C-S-H* proviennent, comme la portlandite, de l'hydratation des deux phases silicatées du clinker : *C3S* et *C2S*. La carbonatation des *C-S-H* donne naissance à des carbonates de calcium, à un matériau siliceux hydraté (qualifié de gel de silice) et éventuellement à de l'eau libre. Cette réaction est considérée sous une forme topochimique (sans transport de matière ou phénomènes de dissolution-précipitation) entre phases hétérogènes :

$$C_xS_yH_z + xH_2CO_3 \rightarrow xCaCO_3 + ySiO_2.tH_2O + (x - t + z)H_2O \qquad \text{(I-52)}$$

Bien que les C-S-H présentent la phase hydratée la plus importante dans la pâte de ciment et confèrent au béton l'essentiel de sa résistance mécanique, ils ont un pouvoir tampon sur le pH de la solution interstitielle plus faible que la portlandite. Par conséquent, leur prise en compte dans le mécanisme de carbonatation n'est pas indispensable.

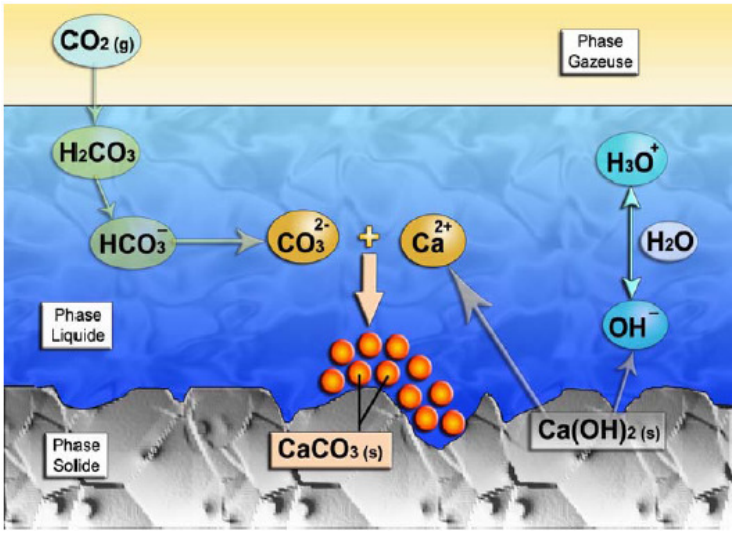

Figure I-14 Mécanisme de carbonatation de la portlandite [Thiery, 2005]

2.2.4. *Facteurs influençant la vitesse de carbonatation*

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

- rapport E/C : le rapport E/C influe considérablement sur la porosité des matériaux à base de ciment [Loo et al., 1994]. Tout excès d'eau conduit à un excès de porosité favorisant la pénétration de gaz et en particulier du CO_2 ;
- conditions de cure : la cure influence notablement la porosité. En effet, une cure inadaptée conduit à une hydratation insuffisante de la couche superficielle de béton

par manque d'eau, ce qui augmente la porosité et, par conséquent, la sensibilité à la carbonatation. La réduction du temps de cure peut donc avoir des conséquences néfastes à long terme alors qu'une cure humide prolongée limite la profondeur de carbonatation [Ollivier et al., 2008] ;

- dosage en ciment : le dosage en ciment est responsable de la quantité de matière susceptible de se carbonater. Plus le dosage en ciment est élevé, plus il y a de matière pour la carbonatation. Et puisque la carbonatation provoque une diminution de la porosité, il y aura un freinage de la vitesse de pénétration du gaz carbonique [Houst, 1992], c'est-à-dire qu'à un instant donné, la profondeur de carbonatation diminue pour une augmentation du dosage en ciment ;
- type de ciment : les ciments avec des constituants secondaires (laitiers, cendres volantes, pouzzolane) ont naturellement une teneur en composés susceptibles de se carbonater inférieure à celle du ciment Portland. Ainsi, la profondeur de carbonatation des ciments avec ajouts est supérieure à celle du ciment Portland [Venuat et al., 1968 ; Ho et al., 1987]. Toutefois, les additions permettent de diminuer la porosité et ainsi l'effet négatif peut être annulé [Houst, 1992] ;
- concentration en dioxyde de carbone : l'augmentation de la concentration en CO_2 induit un accroissement de la vitesse de carbonatation, puisqu'on observe une augmentation de la vitesse de carbonatation dans des endroits où la teneur en CO_2 est élevée (tunnels, garages, cheminées,…) [Nischer, 1986]. Cependant, les variations de la teneur en CO_2 de l'air ont une influence sur les bétons de résistance modérée ($\leq$ 30 MPa environ). Au-delà, la teneur en CO_2 n'a plus d'influence sur la carbonatation [Ollivier et al., 2008] ;
- teneur en eau du béton : la teneur en eau du béton ou l'humidité relative de l'air en équilibre avec le béton, est un facteur qui présente une grande influence sur la cinétique de carbonatation. La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative comprise entre 60 et 80 %. Au-delà de 80 %, la cinétique diminue rapidement pour atteindre des valeurs extrêmement faibles lorsque les pores sont saturés d'eau (humidité relative > 90 %), sachant que la diffusion du CO_2 dans l'eau est dix mille fois plus faible que dans l'air [Houst, 1992]. A l'opposé, si un béton est placé dans un environnement très sec, la quantité d'eau présente dans les pores est insuffisante pour dissoudre le dioxyde de carbone. La cinétique de carbonatation est donc faible à très faible lorsqu'un béton est immergé ou lorsqu'il est placé dans un environnement très sec ;
- température : l'effet de la température sur la vitesse de carbonatation est très discutable. D'une part, une élévation de la température accélère les réactions chimiques (thermoactivation selon la loi d'Arrhenius). D'autre part, une augmentation de la température diminue la solubilité du CO_2 et diminue sa

concentration dans la phase gazeuse [Thiery, 2005]. Néanmoins, il est généralement admis qu'une élévation de la température engendre une accélération de la carbonatation [CIMbéton, 2006] ;

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

2.2.5. ***Conséquences de la carbonatation sur le béton***

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

2.2.5.1.Diminution de la porosité

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

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

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

Tableau I-2 Relation entre la baisse de porosité et le rapport E/C dans un béton carbonaté [Ngala et al., 1997]

La distribution de la taille des pores d'une pâte de ciment durcie est modifiée par la carbonatation [Thiery, 2006]. Elle montre une notable réduction du volume des pores après carbonatation et ainsi une diminution de la porosité [Pihlajavaara, 1968]. On observe une chute de la porosité de 31,6 % à 25,6 % après 32 mois de carbonatation naturelle d'un

CME I de *E/C* = 0,3 [Pihlajavaara, 1968]. D'autres études [Houst et al., 1994 ; Ngala et al., 1997] ont permis de généraliser ce résultat pour des pâtes de ciment de *E/C* variant de 0,3 à 0,8 (**Tableau I-2**).

2.2.5.2.Augmentation de la résistance mécanique du béton

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

2.2.5.3.Augmentation de la teneur en eau

La carbonatation induit localement une accumulation d'humidité dans les pores : en effet, la carbonatation de la portlandite et des *C-S-H* libère une partie de l'eau de structure des hydrates (équations I-53 et I-54). Cette eau libérée peut participer à la composition de la solution interstitielle et contribuer au transport d'agents agressifs. On note que la carbonatation de la portlandite est l'origine principale de ce relargage d'eau libre [Thiery, 2005].

2.2.5.4.Evolution des propriétés de transfert

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

Le coefficient effectif de diffusion aux gaz (oxygène ou hydrogène) est diminué après la carbonatation de matériaux à base de ciment CEM I [Daimon et al., 1971]. Cependant, le coefficient de diffusion effectif des ions (chlorures par exemple) est augmenté à l'issue de la carbonatation de matériaux à base de ce ciment [Ngala et al., 1997], ce phénomène pouvant être attribué aux grandes modifications de la structure des C-S-H après la carbonatation.

Quant à l'impact de la carbonatation sur la perméabilité, les essais menés par Thiery [Thiery, 2005] montrent que la carbonatation provoque un accroissement de la perméabilité intrinsèque aux gaz et à l'eau liquide d'un béton assez poreux (E/C > 0,45), et une réduction pour un béton de porosité modérée. Son effet sur la perméabilité intrinsèque des bétons les moins poreux est négligeable.

2.2.5.5.Retrait de carbonatation

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

Ce phénomène peut être attribué à la perte d'eau provoquée par la réaction [Houst, 1992], du fait de l'observation que la quantité d'eau libérée lors de cette réaction s'accompagne d'un retrait qui est du même ordre de grandeur qu'un retrait infligé par le départ de la même quantité d'eau sans carbonatation. Plusieurs autres hypothèses ont été avancées dans le but d'expliquer le retrait de carbonatation qui est un phénomène assez complexe [Powers, 1962 ; Hunt et al., 1962 ; Swenson et al., 1967]. Ces hypothèses ont permis de mieux comprendre ce phénomène mais pas d'aboutir à une conclusion déterminée et générale.

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

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

2.3. Modélisation de la carbonatation

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

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

La phase d'initiation est relativement lente, la phase de propagation est plus courte et se caractérise par une diminution rapide des performances de la structure jusqu'à la défaillance. Donc, l'étude de la première phase demeure cruciale pour la prévention des

risques d'endommagement par carbonatation qui deviennent onéreux dans la phase de propagation. Ainsi, on trouve dans la littérature beaucoup plus de modèles relatifs à la phase d'initiation qu'à la phase de propagation. Dans cette partie, nous présentons quelques modèles pour chacune des deux phases de la carbonatation, ainsi que des modèles du coefficient de diffusion du CO_2 dans le béton – phénomène à l'origine de la carbonatation – et de la porosité du béton carbonaté.

2.3.1. ***Coefficient de diffusion du CO_2 dans le béton***

La carbonatation du béton est due à la pénétration du CO_2 atmosphérique par diffusion, et sa réaction avec les produits hydratés de la pâte cimentaire. Ainsi, pour décrire les différentes étapes de la carbonatation, il est nécessaire de commencer par la diffusion du gaz carbonique. La diffusion du CO_2 est généralement décrite par la première loi de Fick dans laquelle il faut déterminer le coefficient de diffusion du gaz carbonique dans le béton. Ce coefficient dépend essentiellement de la porosité et de l'humidité relative du béton. Plusieurs modèles ont été proposées pour décrire ce coefficient, nous en présentons quelques-uns.

2.3.1.1.Modèle de Papadakis et al.

Le coefficient de diffusion du dioxyde de carbone (D_{CO2}) dans le béton est difficile à mesurer à travers des essais de carbonatation accélérés, du fait que le CO_2 réagit directement avec le $Ca(OH)_2$ et qu'il est ainsi consommé au fur et à mesure de sa diffusion. [Papadakis et al., 1989] ont utilisé dans la mesure de ce coefficient un disque suffisamment fin au point de pouvoir considérer la concentration en CO_2 comme étant homogène dans l'échantillon de béton. Leurs essais ont permis d'exprimer D_{CO2} en fonction de l'humidité relative (HR) et de la porosité (ε) [Papadakis et al., 1989] :

$$D_{co_2} = 1{,}64 \times 10^{-6} \times \varepsilon^{1{,}8}[1 - \frac{HR}{100}]^m \qquad \text{(I-53)}$$

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

2.3.1.2.Modèle de Yoon et al.

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

$$D_{CO_2}(t) = D_1 \times t^{-m} \qquad \text{(I-54)}$$

avec $D_{CO2}(t)$ le coefficient de diffusion du CO_2 en fonction du temps, D_1 le coefficient de diffusion du CO_2 après 1 an, t le temps en an et m le facteur d'âge qui dépend du rapport *E/C*. Quelques valeurs de m en fonction de *E/C* sont présentées dans [Yoon et al., 2007].

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

D'autres expressions donnant D_{CO2} en fonction de la température, de l'humidité relative et de l'énergie d'activation ont été proposées dans la littérature [Song et al., 2005 ; Saetta et al., 2004]. Notons que les travaux de Papadakis restent parmi les sources les plus utilisées dans la littérature même dans les travaux les plus récents.

2.3.2. ***Variation de la porosité avec la carbonatation***

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

2.3.2.1.Expression de Meier et al.

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

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \exp(-\beta \eta_{min} t) \qquad \text{(I-55)}$$

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

$$\eta_{min} = 1{,}78 \times 10^{-5} mol.cm^{-3}/jour \qquad \text{(I-56)}$$

$$\beta = \frac{M_{CaCO_3}}{\rho_{CaCO_3}} - \frac{M_{Ca(OH)_2}}{\rho_{Ca(OH)_2}} \approx 4{,}19\ cm^3/mol \qquad \text{(I-57)}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\frac{E}{C} \times \frac{\rho_C}{\rho_E}}{\left(\frac{\rho_C}{\rho_E} \times \frac{E}{C} + \frac{G}{C} \times \frac{\rho_C}{\rho_G} + 1\right)} \qquad \text{(I-58)}$$

avec

- M_{CaCO3}, $M_{Ca(OH)2}$ et ρ_{CaCO3} et $\rho_{Ca(OH)2}$ les masses molaires et les masses volumiques de $CaCO_3$ et de $Ca(OH)_2$ respectivement ;
- *E/C* et *G/C* les rapports eau/ciment et granulats/ciment respectivement ;

- ρ_C, ρ_G et ρ_E les masses volumiques du ciment, des granulats et de l'eau respectivement.

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

2.3.2.2.Expression de Park

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

$$\varepsilon = \gamma . \varepsilon_0 \quad \text{(I-59)}$$

avec ε la porosité finale du béton carbonaté, γ le facteur de réduction de la porosité et ε_0 la porosité du béton non carbonaté. Le coefficient de réduction γ est donné par [Park, 2008] :

$$\gamma = 0{,}92 - 3{,}94 \times 0{,}94^{E/C} \quad \text{(I-60)}$$

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

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

2.3.3. ***Profondeur de la carbonatation***

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

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

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

2.3.3.1.Modèle Duracrete

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

$$X_c = \sqrt{\frac{2K_e K_c K_t C_0}{R_{carb}}} \sqrt{t} \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad \text{(I-61)}$$

$$R_{carb} = \frac{a}{D_{eff}} \quad \text{(I-62)}$$

avec :

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

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

2.3.3.2.Modèle de CEB

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

Le front de carbonatation est défini par la relation :

$$X_c = \sqrt{\frac{2C_0 D_{CO_2} t}{a}} \quad \text{(I-63)}$$

avec :

- C_0 : concentration de CO_2 à la surface du béton (kg/m^3) ;
- D_{CO2} : coefficient de diffusion de CO_2 (mm^2/an) ;
- a : capacité de liaison du béton avec le CO_2 (kg/m^3) ;
- t : temps (an).

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

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

2.3.3.3.Capacité de liaison du CO_2

Pour les paramètres présents dans l'équation (I-63), C_0 et D_{CO2} ont été décrits précédemment et les modèles physiques retenus sont présentés dans les paragraphes (Chap. II - 2.2.2 et Chap.II -2.3.1.1.). Quant à a, la capacité de liaison du béton avec le CO_2, elle est définie comme étant la quantité de CO_2 requise pour la carbonatation complète d'un volume de béton et s'exprime en kg/m^3. Cette quantité dépend de la nature du ciment utilisé, de sa quantité et de son degré d'hydratation selon l'expression [Gaal, 2004 ; Yoon et al., 2007] :

$$a = 0{,}75 C_{CaO} C_c \alpha_H \frac{M_{CO2}}{M_{CaO}} \qquad \text{(I-64)}$$

avec C_{CaO} la teneur du ciment en oxyde de calcium (%), C_C la teneur du béton en ciment (kg/m^3), α_H le degré d'hydratation, M_{CO2} la masse molaire de dioxyde de carbone (g) et M_{CaO} la masse molaire du CaO (g). Le calcul de C_{CaO} et de α_H peut se faire facilement et de façon approximative à partir des tableaux proposés par Gaal [Gaal, 2004] selon la nature du ciment utilisé et le rapport eau/liant. Cette expression (I-64) est retenue pour l'évaluation de a dans la suite de ce travail.

2.3.4. ***Temps d'initiation de la corrosion***

Le temps d'initiation de la corrosion (T_{ini}) correspond à la fin de la première phase et le déclenchement du mécanisme de corrosion après la chute du pH de la solution interstitielle causant la dépassivation de la couche protectrice des aciers. Il peut être calculé au moyen de l'équation (I-63) en supposant que la corrosion se déclenche lorsque la profondeur de la carbonatation atteint l'enrobage (X_c=e) et nous obtenons :

$$T_{ini} = \frac{e^2 a}{2D_{CO_2}C_0} \quad \text{(I-65)}$$

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

2.3.5. *Propagation de la corrosion*

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

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

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

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

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

$$D(t) = \begin{cases} D_0 \quad si \quad t \leq T_{ini} \\ max[D_0 - 2i_{corr}k(t - T_{ini}), 0] \quad si \quad t > T_{ini} \end{cases} \quad \text{(I-66)}$$

avec

- $D(t)$ diamètre des armatures au temps t (mm) ;
- D_0 diamètre initial des armatures (mm) ;
- t temps (an) ;
- T_{ini} temps d'initiation de la corrosion (an) ;
- i_{corr} densité du courant de corrosion (µA/cm^2) ;

- k pénétration de la corrosion (µm/an).

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

$$A_a(t) = \frac{\pi(D(t))^2}{4} \quad \text{(I-67)}$$

Pour la corrosion par carbonatation, nous nous contentons de considérer le courant de corrosion comme une variable aléatoire dont les caractéristiques statistiques sont choisies selon l'agressivité du milieu. Le modèle probabiliste de ce paramètre est décrit dans le chapitre II.

2.4. Conclusion

Lorsque le gaz carbonique atmosphérique pénètre dans le béton (surtout par diffusion), il réagit avec les composés hydratés de la pâte cimentaire et en particulier avec la Portlandite et les silicates de calcium hydratés pour donner le carbonate de calcium. Cette réaction s'accompagne d'une augmentation de volume et d'une diminution du pH de la solution interstitielle. L'augmentation du volume provoque une diminution de la porosité du béton, une augmentation de sa résistance mécanique et d'autres modifications de la structure interne du béton. La chute du pH de la solution interstitielle à des valeurs inférieures à 9 favorise la corrosion des armatures.

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

Les caractéristiques du climat interviennent dans le mécanisme de carbonatation à travers l'humidité relative qui a des effets contradictoires sur les deux phases de la corrosion par carbonatation :

- les valeurs faibles de l'humidité relative favorisent la diffusion du CO_2 dans le béton ;
- les valeurs élevées de l'humidité relative favorisent les réactions de corrosion.

L'effet de la température n'étant pas prouvé, ce facteur ne figure pas dans la modélisation physique de la phase d'initiation. Quant à la phase de propagation, il est connu que les températures élevées favorisent les réactions de corrosion. Malheureusement, la prise en compte de l'effet de la température sur la phase de propagation n'a pas été réalisée du fait du manque de données dans ce domaine. En effet, les modèles relatifs à la phase d'initiation sont nombreux, ce qui n'est pas le cas pour la seconde phase.

Enfin, nous proposons une représentation schématique du modèle physique simplifié de la corrosion par carbonatation permettant de prendre en compte l'effet de l'environnement à

travers la concentration en gaz carbonique et l'humidité relative du milieu ambiant. De même que pour la corrosion induite par les chlorures, nous considérons que l'état limite ultime est atteint lorsque le moment résiduel n'assure plus la résistance aux sollicitations. L'ensemble est schématisé sur la **Figure I-15**.

Phase d'incubation

Pénétration du CO_2 atmosphérique par diffusion

$$D_{co_2} = 1{,}64 \times 10^{-6} \times \varepsilon^{1{,}8}[1 - \frac{HR}{100}]^{2{,}2}$$

$$\varepsilon = \gamma . \varepsilon_0$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\frac{E}{C} \times \frac{\rho_C}{\rho_W}}{(\frac{\rho_C}{\rho_W} \times \frac{W}{C} + \frac{G}{C} \times \frac{\rho_C}{\rho_G} + 1)}$$

$$\gamma = 0.92 - 3.95 \times 0.94^{E/C}$$

⬇

Evolution du front de carbonatation ⟹ $X_c(t) = \sqrt{\frac{2C_0 D_{CO_2} t}{a}}$

⬇

Atteinte des armatures ⟹ $X_c(t) = e$

⬇

Initiation de la corrosion ⟹ $X_c(T_{ini}) = e$ ⟹ $T_{ini} = \frac{ae^2}{2C_0 D_{CO_2}}$

Phase de propagation

Corrosion généralisée des armatures $\Phi(t) = \begin{cases} \Phi_0 \quad si \quad t \leq T_{ini} \\ max[\Phi_0 - 2i_{corr}k(t - T_{ini}), 0] \quad si \quad t > T_{ini} \end{cases}$

⬇

Diminution du moment résistant

$$A_a(t) = \frac{\pi(D(t))^2}{4}$$

⬇

État limite ultime

Figure I-15 Représentation schématique du modèle physique de corrosion par carbonatation

II. Chapitre II : Modèles probabilistes des variables aléatoires

1. Introduction

Après avoir présenté dans le premier chapitre les différents mécanismes de dégradations des structures en béton armé par corrosion, nous nous intéressons ici à l'aspect probabiliste permettant de prendre en compte la variabilité des phénomènes. En effet, l'étude de la durabilité est un problème très complexe du fait de la dépendance des mécanismes de dégradations de facteurs aléatoires et de l'existence de multiples sources d'incertitudes dans les modèles et les données. Aussi, pour conduire une étude réaliste permettant d'évaluer la sécurité d'une structure en béton armé soumise aux agressions extérieures, il est indispensable d'effectuer une analyse de fiabilité tenant compte des aléas et des incertitudes.

Dans ce chapitre, après une présentation des bases fiabilistes, nous étudions les variables aléatoires des modèles de la corrosion par piqûre et de la corrosion généralisée. Nous précisons également le choix des modèles probabilistes des variables aléatoires retenues.

2. Fiabilité et incertitudes

Dans un contexte probabiliste, le dimensionnement d'une structure est acceptable si la probabilité de défaillance P_f, pour un état limite donné, est inférieure à la probabilité de défaillance cible P_{fc} requise pour la sûreté d'une structure qui dépend du niveau de risque acceptable dans le domaine de son utilisation [Eurocode 2, 2004].

2.1. Définitions / terminologie en fiabilité

2.1.1. *Scénarii et domaines de défaillance*

La conception, la requalification des structures et la prévision de leur bon fonctionnement nécessitent de vérifier des scénarii potentiels de défaillance et d'évaluer correctement et exhaustivement les variables qui y participent. Un scénario de défaillance est représenté par une ou plusieurs fonctions de performance délimitant deux domaines [Lemaire et al., 2005] : un domaine de défaillance lorsque la fonction de performance est négative et un domaine de sûreté lorsque la fonction de performance est positive. La frontière entre ces deux domaines est appelée surface d'état limite ou de défaillance.

2.1.2. *Fonction d'état limite*

Les états de défaillance correspondent à des situations considérées comme inacceptables. L'évaluation de ces situations dépend de l'état limite pris en compte. En effet, nous distinguons deux types d'états limites :

- les états limites de service (ELS) : les conséquences d'un dépassement sont en général économiques (esthétique, confort …) ;
- les états limites ultimes (ELU) : les conséquences d'un dépassement peuvent être graves vis-à-vis de la sécurité (effondrement progressif, mécanisme de plastification, instabilité, corrosion, fatigue…).

Pour chaque mode de défaillance, une fonction d'état limite (ou fonction de défaillance) $G(\{X\})$ est définie dans l'espace des variables aléatoires. La fonction $G(\{X\})$ est une fonction déterministe dont les variables sont aléatoires. Les valeurs prises par cette fonction permettent de délimiter deux domaines séparés par une surface d'état limite :

$$\begin{cases} G(\{X\}) = 0 : surface\ d'état\ limite \\ G(\{X\}) > 0 : domaine\ de\ sûreté \\ G(\{X\}) \leq 0 : domaine\ de\ défaillance \end{cases} \quad \text{(II-1)}$$

2.1.3. *Probabilité de défaillance*

Les variables de base X_i, $i = 1, ..., n$ sont représentées par un vecteur noté $\{X\}$. Une réalisation de ce vecteur aléatoire est notée$\{x\}$. Les composantes de ce vecteur possèdent une densité conjointe de probabilité $f_{\{X\}}(\{x\})$ qui vérifie la propriété suivante :

$$\int_{\mathbb{R}^n} f_{\{X\}}(\{x\}) dx_1 \dots dx_n = 1 \quad \text{(II-2)}$$

La mesure de la défaillance est la probabilité associée à l'évènement ($G(\{X\}) \leq 0$), soit :

$$P_f = P[G(\{X\}) \leq 0] = \int_{G(\{X\})\leq 0} f_{\{X\}}(\{x\}) dx_1 \dots dx_n \quad \text{(II-3)}$$

Enfin, la fiabilité est définie comme étant le complément de la probabilité de défaillance :

$$Fiabilité = 1 - P_f = \int_{G(\{X\})>0} f_{\{X\}}(\{x\}) dx_1 \dots dx_n \quad \text{(II-4)}$$

Pour le calcul de la probabilité de défaillance sous sa forme générale présentée dans l'équation (II-3), il est nécessaire de connaître la densité conjointe de probabilité du vecteur $\{X\}$ et de pouvoir effectuer l'intégration directe, ce qui est difficile à réaliser dans les cas pratiques.

2.2.Calcul de la probabilité de défaillance

La probabilité de défaillance peut être calculée par [Lemaire et al., 2005] :

- intégration directe qui ne peut se faire que dans les cas où les fonctions de densité ont des formes simples ;
- intégration numérique qui peut se faire quand le domaine d'intégration est borné mais conduit parfois à des erreurs du même ordre de grandeur que P_f ;
- simulation qui est une procédure simple mais souvent très coûteuse en temps de calcul,
- échantillonnage et intégration qui consiste à utiliser une simulation pour intégrer l'expression de P_f.

Bien que la méthode de simulation s'avère consommatrice en temps de calcul, elle reste un des moyens les plus simples et les plus complets pour l'estimation d'une espérance ou d'une intégrale mathématique. De plus, cette méthode est bien adaptée au domaine du génie civil où les probabilités de défaillance cibles sont de l'ordre de 10^{-4}. Dans notre travail, le calcul de fiabilité est effectué par la méthode de simulation et plus précisément par les simulations de Monte-Carlo dont le principe est décrit ci-dessous.

La justification théorique de la méthode des simulations de Monte-Carlo est la loi des grands nombres. Dans le domaine de la fiabilité, son principe consiste à simuler des réalisations de l'état limite et à compter le nombre d'évènements de défaillance.

Soit $\{X\} = [X_1, X_2,\ldots, X_n]$, le vecteur représentant l'ensemble des variables aléatoires dont dépend la fiabilité de la structure. La probabilité de défaillance s'écrit :

$$P_f = \int_{G(\{X\})\leq 0} f_{\{X\}}(\{x\})dx_1 \ldots dx_n = \int_D f_{G(\{X\})}(\{x\}) I_{G(\{X\})\leq 0}(\{x\})dx_1 \ldots dx_n \qquad \text{(II-5)}$$

où $f_{\{X\}}(\{x\})$ est la densité conjointe de probabilité du vecteur aléatoire $\{X\}$ et D le domaine d'intégration. La fonction $I_{G(\{X\})\leq 0}(\{.\})$ est l'indicateur du domaine de défaillance défini par :

$$I_{G(\{X\})\leq 0}(\{.\}) = \begin{cases} 1 & si\ G(\{X\}) \leq 0 \\ 0 & si\ G(\{X\}) > 0 \end{cases} \qquad \text{(II-6)}$$

L'équations (II-5) donne la probabilité de défaillance P_f par l'espérance mathématique de $I_{G(\{X\})\leq 0}(\{.\})$. Ainsi la valeur de P_f est approchée par la moyenne des $p_i = I_{G(\{X\})\leq 0}(\{x_i\})$.

Pour calculer la probabilité de défaillance, il suffit de compter les points situés dans le domaine de défaillance (N_f) et de diviser leur nombre par le nombre total de points (N_s) selon l'équation :

$$P_f \approx \widetilde{P_f} = \frac{N_f}{N_s} \qquad \text{(II-7)}$$

où $\widetilde{P_f}$ est un estimateur non biaisé de la probabilité de défaillance. Selon Lemaire [Lemaire et al., 2005], la variance et le coefficient de variation de l'estimation de P_f peuvent être exprimés respectivement par les équations (II-8) et (II-9) :

$$Var[\widetilde{P_f}] = \frac{1}{N_s} P_f (1 - P_f) \approx \frac{1}{N_s} \widetilde{P_f} (1 - \widetilde{P_f}) \quad \text{(II-8)}$$

$$CoV = \sqrt{\frac{(1-P_f)}{N_s P_f}} \approx \sqrt{\frac{1}{N_s P_f}}\Bigg|_{P_f \to 0} \quad \text{(II-9)}$$

D'après l'équation (II-9), le coefficient de variation tend vers $\frac{1}{\sqrt{N_s P_f}}$ lorsque P_f <<<1. Ainsi, si on vise un *C.V.* de 0,1 et une probabilité de défaillance cible (P_{fc}) de 10^{-n}, le nombre de simulation requis est $N_s = 10^{(n+2)}$. Étant donné les temps d'exécution de nos modèles mécaniques, le grand nombre de simulations ne pose pas de problème pour l'évaluation de la fiabilité.

2.3. Incertitudes

Les mécanismes de dégradations des structures en béton armé dépendent du matériau, de l'environnement et du chargement. Ces facteurs présentent des sources d'incertitudes lors de la modélisation de ces mécanismes, auxquels s'ajoutent des incertitudes reliées à la modélisation et aux données. Ces incertitudes peuvent être classées en 4 catégories [Melchers, 1999] :

- incertitudes physiques dues à la nature aléatoire des variables de base telles que : (a) la variabilité de la géométrie de la structure (ex. épaisseur de l'enrobage) ; (b) la variabilité des propriétés du matériau (ex. résistance) ; (c) la variabilité des facteurs environnementaux (ex. concentration des chlorures à la surface du béton) ; et (d) la variabilité du chargement ;
- incertitudes statistiques résultant de la modélisation des paramètres par des modèles probabilistes simplifiés ou de la supposition d'une indépendance entre les variables aléatoires. Elles peuvent aussi résulter de l'utilisation d'une taille limitée des échantillons dans l'estimation des paramètres statistiques ou des modèles probabilistes des variables aléatoires du modèle ;
- incertitudes de modélisation provenant de l'utilisation de modèles physiques simplifiés (ex. modélisation de la pénétration des chlorures comme étant une diffusion pure exprimée par la deuxième loi de Fick) ;
- incertitudes de décisions associées à la définition de l'état limite, ou de la probabilité de défaillance acceptable dans les deux types d'états limites (ultime ou de service).

Pour obtenir un modèle réaliste de dégradation, il est nécessaire de prendre en compte les incertitudes liées aux phénomènes en question. Dans cette perspective, en vérifiant le contexte et les essais réalisés lors de l'estimation des variables aléatoires des modèles, nous parvenons à réduire les incertitudes statistiques. Quant aux incertitudes de décisions, nous essayons de les limiter en respectant les probabilités de défaillance acceptables préconisées par l'Eurocode 2, et en effectuant des choix judicieux des fonctions d'états limites basés sur des retours d'expérience. Enfin pour diminuer les incertitudes de modélisation, les hypothèses prises en compte dans les modèles de dégradations doivent être considérées avec précaution.

3. Choix des variables aléatoires

La majorité des paramètres des modèles de dégradation élaborés dans le chapitre I peuvent être modélisées par des variables aléatoires, avec des effets plus ou moins importants vis-à-vis de l'analyse de la fiabilité. Aussi, seuls les paramètres pertinents sont considérés comme aléatoires afin de simplifier les calculs. Une synthèse bibliographique des différents modèles de chacune des variables aléatoires relatives aux propriétés géométriques, aux caractéristiques des matériaux, aux chargements et aux facteurs environnementaux, est présentée dans la suite du présent chapitre. En étudiant le contexte des modèles proposés et leur compatibilité vis-à-vis de notre problématique et en vérifiant la possibilité d'assurer les données nécessaires à leur bonne utilisation (notamment la cohérence entre les hypothèses), nous effectuons le choix des modèles retenus pour les variables aléatoires intervenant dans les processus de corrosion.

Pour cela, nous nous sommes basés essentiellement sur 4 grandes références qui ont servi de base pour la majorité des travaux récents :

- le rapport Duracrete [Duracrete, 2000] qui propose une quantification statistique de toutes les variables aléatoires intervenant dans les fonctions d'états limites des bétons en dégradation ;
- le rapport du JCSS (Joint Committee on Strucural Safety) [JCSS, 2002] dans lequel les paramètres statistiques des variables aléatoires intervenant dans l'étude de la sécurité structurale sont étudiés ;
- les travaux de Mirza et collaborateurs ([Mirza et al., 1979-a], [Mirza et al., 1979-b] et [Mirza et al., 1979-c]) qui regroupent une quantité importante de données expérimentales prises de différentes sources et les analysent statistiquement pour proposer des modèles probabilistes des différentes variables aléatoires ;
- le rapport du CEB (Comité Euro-international du Béton) rédigé par Östland [Östland, 1991] dans lequel l'aspect probabiliste des paramètres de résistance et d'actions est présenté.

Les contenus des rapports Duracrete et du JCSS sont presque identiques. Il n'y a que quelques différences vis-à-vis de certains paramètres (que nous soulignons dans cette partie). En plus des 4 sources citées précédemment, d'autres références sont étudiées pour chacune des variables aléatoires.

3.1.Propriétés géométriques

Les imperfections géométriques dans les éléments en béton armé sont causées par la déviation par rapport aux valeurs spécifiées de certaines dimensions, positions des barres d'aciers ou des cadres/étriers, alignements des poutres et des poteaux, niveaux et surfaces des structures construites… Ces imperfections surviennent dans les différentes phases de la construction et dépendent principalement de la qualité des techniques de construction employées. Elles varient d'un pays à l'autre, d'une région à l'autre et d'une structure à l'autre dans un même endroit. Ces variations doivent être prises en compte dans la détermination des distributions des dimensions.

Dans ce travail, nous nous contentons de traiter les caractéristiques géométriques relatives aux éléments poutres puisque les applications des modèles de dégradation sont limitées aux poutres en béton armé. Cependant, des données exhaustives pour les autres éléments de structures sont présentes dans les références citées dans cette partie.

3.1.1. *Dimensions externes*

Les analyses [JCSS, 2002 ; Duracrete, 2000] basées sur un grand nombre de données expérimentales, préconisent de traiter les dimensions transversales (hauteur, largeur, enrobage) comme des variables aléatoires. Mais les recommandations statistiques sont données pour la déviation (Y) de la variable aléatoire (X) de valeur nominale (X_{nom}) donnée par :

$$Y = X - X_{nom} \qquad \text{(II-10)}$$

Ainsi, la variable aléatoire (X) utilisée dans la fonction d'état limite est exprimée par :

$$X = X_{nom} + Y \qquad \text{(II-11)}$$

Selon ces études, le paramètre (Y) relatif aux dimensions des éléments en béton armé ne semble pas être affecté par les aspects suivants :

- le type d'élément (béton armé ou béton précontraint) ;
- la forme de la section (rectangulaire, en I, en L, en T…) ;
- la classe du béton (la résistance du béton) ;
- l'orientation de la dimension (largeur ou hauteur) ;
- la position de la section transversale (mi-travée, support).

De même, les dimensions externes ne sont que très faiblement dépendantes du mode de production (préfabriqué ou coulé en place). Ainsi, en considérant ensemble les éléments provenant de ces deux modes de production, la moyenne (μ_y) et l'écart-type (σ_y) de (Y) sont dans les limites suivantes :

$$0 \leq \mu_y = 0{,}003\, X_{nom} \leq 3\, mm \qquad \text{(II-12)}$$

$$\sigma_y = 4\, mm + 0{,}006\, X_{nom} \leq 10\, mm \qquad \text{(II-13)}$$

Les équations (II-12) et (II-13) sont valables pour une valeur nominale (X_{nom}) ne dépassant pas les 1000 mm. La distribution de (Y) suit une loi normale.

Les études de Mirza [Mirza et al., 1979-a] sur les variations des dimensions géométriques semblent être les plus complètes – vu le grand nombre de références regroupant des origines variées telles que les États-Unis, le Canada, le Mexique, la Suède et la Tchécoslovaquie – et éventuellement les plus utilisées même dans les travaux les plus récents. Les recommandations de [Mirza et al., 1979-a] vis-à-vis de la distribution des dimensions externes des éléments poutres en béton armé sont présentées dans le **Tableau II-1**. Il est à noter qu'une grande partie des références de [Mirza et al., 1979-a] est commune avec celles du [JCSS, 2002] et de [DuraCrete, 2000].

Dimensions	Nombre d'échantillons	X_{nom} (mm)	μ_y (mm)	σ_y (mm)	Distribution	Mode de production
Largeur (b)	315	292 – 305	2,54	3,66	Normale	In-situ
Largeur (b)	597	350	0,5	4,83	Normale	Préfabriquée
Hauteur (h)	108	457 – 673	-2,8	5,44	Normale	In-situ
Hauteur (h)	737	550 – 975	3,56	3,96	Normale	Préfabriquée

Tableau II-1 Distribution des dimensions externes des poutres [Mirza et al., 1979-a]

La comparaison entre les valeurs du **Tableau II-1** et les équations (II-12) et (II-13) montrent une grande cohérence quant aux lois de distributions (normale) et aux limites (dimensions inférieures à 1000 mm). La différence au niveau des moyennes et des écarts-types de (Y) est due à l'homogénéisation des données réalisée par le JCSS pour les différents modes de production.

Dans une approche un peu différente, le CEB [Östlund, 1991] suggère que la déviation de la variable aléatoire (X) de la valeur nominale (X_{nom}) doit respecter les limites de tolérance. Ainsi, il propose d'évaluer la moyenne et l'écart-type de la dimension (X) et non de sa déviation (Y). Les hypothèses prises en compte sont les suivantes :

- les limites de tolérance d'une dimension linéaire (X) sont données par : $X_{nom} \pm t$, où t est la tolérance de la dimension ;

- la valeur moyenne d'une dimension (X) est considérée comme étant égale à la valeur nominale : $\mu_x = X_{nom}$;
- l'écart-type de (X) est égal à t/2 : $\sigma_x = \frac{t}{2} \Rightarrow C.V.(X) = \frac{t}{2X_{nom}}$.

La détermination des valeurs des tolérances t est présentée dans le **Tableau II-2**. La loi de distribution de la dimension (X) est gaussienne.

Dimension X (mm)	Tolérance t de la dimension X (mm)
$X \leq 100$	$\pm 0{,}1\ X$
$100 < X < 2000$	$\pm (9{,}5 + 0{,}005\ X)$
$X \geq 2000$	$\pm (17{,}5 + 0{,}001\ X)$

Tableau II-2 Tolérances standard pour les dimensions des éléments en béton [Östlund, 1991].

Selon les recommandations du code suédois [NKB 55, 1987], les propriétés géométriques peuvent être considérées comme des variables déterministes si elles sont liées aux calculs des sollicitations telles que les portées des poutres par exemple. Cependant, les dimensions utilisées pour décrire la résistance doivent être considérées comme des variables aléatoires suivant des lois lognormales.

Les normes ISO 2394-1998 et ISO/CD 13822 proposent de traiter les variables importantes comme aléatoires sans toutefois recommander des fonctions de distributions spécifiques.

En se basant sur les résultats de différents travaux (en particulier les travaux d'Ellingwood [Ellingwood et al., 1980] en ce qui concerne les propriétés géométriques), Nowak [Nowak et al., 2000] propose des valeurs moyennes et des écarts-types pour les caractéristiques géométriques des poutres, des dalles et des poteaux, sans toutefois recommander une loi de distribution. Dans le **Tableau II-3**, nous exposons les grandeurs relatives aux poutres en béton armé.

Dimensions (mm)	μ_x (mm)	σ_x (mm)
Largeur (b)	$X_{nom} + 2{,}5$	3,8
Hauteur (h)	$(X_{nom} - 3) < \mu_x < (X_{nom} + 20)$	6,5 - 14

Tableau II-3 Paramètres statistiques des dimensions externes des poutres [Nowak et al., 2000]

Beaucoup de travaux récents se basent sur les modèles des 4 références cités. Nous en citons quelques-uns dans le **Tableau II-4**.

Il est à noter que dans un grand nombre des études récentes de fiabilité de poutres sujettes à la corrosion, les dimensions externes sont considérées comme étant déterministes du fait qu'elles influencent peu les résultats. La propriété géométrique la plus importante est l'épaisseur de l'enrobage de béton. Ce facteur est traité en détail dans le paragraphe 3.1.2.

Le modèle proposé par le CEB est bien adapté à notre contexte où le dimensionnement est effectué selon l'Eurocode 2. Ainsi, pour les dimensions géométriques, nous retenons :

$$\boldsymbol{X \sim N(X_{nom}\,;\, t/2)} \qquad \text{(II-14)}$$

Dimensions (mm)	Moyenne (mm)	Écart-type (mm)	Distribution	Référence	Base
Largeur (b)	μ_y = -3	σ_y = 6,5	Normale	[Khor et al., 2001]	[Mirza et al., 1979-a]
Hauteur (h)	μ_y = 2,5	σ_y = 4	Normale	[Khor et al., 2001]	[Mirza et al., 1979-a]
Hauteur (h)	X_{nom}+0,8	3,6	Normale	[Stewart et al., 2001], [Darmawan et al., 2007]	[Mirza et al., 1979-a]
Largeur (b)	X_{nom}	5	Normale	[Duprat, 2004]	[Östlund, 1991]
Hauteur (h)	X_{nom}	10	Normale	[Duprat, 2004]	[Östlund, 1991]

Tableau II-4 Paramètres statistiques des dimensions externes des poutres

3.1.2. *Enrobage*

Les données statistiques analysées par le JCSS [JCSS, 2002] montrent que la moyenne de l'épaisseur de l'enrobage pour les armatures supérieures est systématiquement plus élevée que la valeur nominale avec un écart-type de 10 mm environ. Pour les poutres en béton armé, les limites de la moyenne et de l'écart-type de (*Y*), qui suit une loi normale, sont exprimées par :

$$0 \leq \mu_y \leq 10mm \qquad \text{(II-15)}$$

$$10mm \leq \sigma_y \leq 15mm \qquad \text{(II-16)}$$

Dans les cas des enrobages des armatures inférieures, ces limites sont données par :

$$-10mm \leq \mu_y \leq 0 \qquad \text{(II-17)}$$

$$5mm \leq \sigma_y \leq 10mm \qquad \text{(II-18)}$$

Ces caractéristiques de la distribution de l'enrobage sont issues de données statistiques collectées au Royaume-Uni [JCSS, 2002].

En utilisant les mêmes relations (II-15 jusqu'à II-18) et en unifiant les différentes données expérimentales, DuraCrete [DuraCrete, 2000] propose une distribution lognormale de

l'épaisseur de l'enrobage (pour les armatures inférieures et supérieures) avec une moyenne égale à la valeur nominale et un coefficient de variation de 0,3.

Par ailleurs, en se basant sur des données de 458 échantillons récupérées de différentes références assez éparpillées dans le monde, Mirza et MacGregor [Mirza et al., 1979-a] recommandent l'utilisation d'une loi normale (tronquée à la valeur d'un diamètre de cadre d'acier) pour la distribution de la déviation (Y) relative à l'enrobage. Les caractéristiques de (Y) pour les différents cas sont décrites dans le **Tableau II-5**.

Grandeur	μ_y (mm)	σ_y (mm)	Mode de production
Enrobage armatures supérieures	(-6,4) – 3,2	16 – 17,5	In-situ
Enrobage armatures supérieures	0 – 3,2	7,9 – 8,75	Préfabriquée
Enrobage armatures inférieures	(-4,8) – 1,6	11,1 – 12,7	In-situ
Enrobage armatures inférieures	0 – 3,2	8 – 8,7	Préfabriquée

Tableau II-5 Caractéristiques de la déviation de (Y) relative à l'enrobage [Mirza et al., 1979-a]

Le traitement de l'incertitude vis-à-vis de l'enrobage est similaire à celui des dimensions externes dans le rapport du CEB [Östlund, 1991] avec une tolérance limitée à 5 mm quelque soit la profondeur de l'enrobage et ceci pour les armatures inférieures et supérieures.

La différence entre ces 4 références est assez importante que ce soit au niveau des lois de distribution (normale, lognormale et normale tronquée) ou au niveau des écart-types (de 2,5 mm à 17 mm). Ceci peut être dû en premier lieu à l'unification des données relatives aux deux modes de production (préfabriqué et in-situ) pour la première référence [JCSS, 2002] à laquelle s'ajoute l'unification entre les deux types d'enrobage (des armatures inférieures et supérieures) pour la deuxième référence [DuraCrete, 2000]. De plus, les origines des données utilisées dans les 4 références sont assez variées et proviennent de diverses régions du monde où les procédés de construction ne sont pas les mêmes.

Aux expressions précédentes s'ajoutent d'autres modèles de l'épaisseur de l'enrobage des armatures inférieures utilisés dans des études de durabilité des bétons (**1 tronquée** à 15 mm

[2] tronquée à 10 mm

Tableau II-6). Récemment, Bastidas et al. [Bastidas et al., 2010] ont analysé ces différents modèles sur des données réelles. Une étude comparative a permis de montrer que les lois normale tronquée, lognormale et beta sont convenables pour la modélisation de l'épaisseur de l'enrobage.

Nous considérons dans la suite que seul l'enrobage des armatures inférieures est aléatoire, alors que l'enrobage des armatures supérieures sera supposé déterministe. Cette hypothèse simplificatrice est justifiée par le fait que l'enrobage des armatures supérieures n'intervient pas de façon explicite dans les fonctions d'états limites considérées et n'a pas une influence

significative sur le déroulement des mécanismes de dégradation. Quant au choix du modèle probabiliste de cette grandeur géométrique, on retient celui Duracrete [Duracrete, 2000] qui a l'avantage de représenter les différents modes de productions (in-situ et préfabriqué), de représenter l'aspect physique de l'enrobage qui ne peut pas avoir des valeurs négatives (loi lognormale) et surtout d'être basé sur un très grand nombre d'essais. En conclusion, nous retenons :

$$\boldsymbol{e \sim LN(e_{nom}\,;(C.V.=0,3))} \qquad \text{(II-19)}$$

Moyenne (mm)	C.V.	Écart-type (mm)	Distribution	Référence	Base
X_{nom}+8,6		14,7	Normale[1]	[Vu et al., 2000], [Stewart et al., 2001]	[Mirza et al., 1979-a]
X_{nom}+3,2		9,5	Normale	[Vu, 2003]	[Mirza et al., 1979-a]
X_{nom}+6		11,5	Normale	[Val et al., 2003]	[Mirza et al., 1979-a]
X_{nom}	0,3		Beta [1 ; 0,1m]	[Sudret et al., 2005]	
$X_{réelle}$	0,45		Normale	[Lounis, 2005]	
X_{nom}	0,1-0,2		Lognormale	[Duprat, 2007]	[Duracrete, 2000]
X_{nom}		7,9	Normale	[Darmawan et al., 2007]	[Mirza et al., 1979-a]
X_{nom}+6	0,25		Normale[2]	[Val et al., 2008]	[Duracrete, 2000]
X_{nom}	0,2		Lognormale	[Sudret, 2008]	[Duracrete, 2000]
X_{nom}+3,2		9,2	Normale	[Suo et al., 2009]	[Mirza et al., 1979-a]

[1] tronquée à 15 mm
[2] tronquée à 10 mm

Tableau II-6 Modèles probabilistes de l'épaisseur de l'enrobage

3.2. Variables aléatoires relatives aux matériaux

Les sources d'aléas dans la résistance sont la variabilité des dimensions des éléments et des propriétés mécaniques des matériaux (aciers et bétons). La variabilité des propriétés géométriques est décrite dans le paragraphe précédent (3.1). Cette partie est consacrée à l'étude de la variabilité des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton.

3.2.1. *Propriétés des barres d'armatures*

Dans le modèle de dégradation des structures en béton armé sujettes à la corrosion, l'état limite considéré est la défaillance en flexion. La résistance à la flexion des poutres en béton armé est assurée par les armatures d'acier, d'où la nécessité de bien étudier la variabilité

des propriétés des armatures. Cependant, il faut noter que la variabilité des caractéristiques des armatures est moins importante que celle des caractéristiques du béton.

3.2.1.1. Limite d'élasticité des armatures

La variabilité de la limite d'élasticité (f_y) est différente selon la source et la nature des données. La variation de (f_y) le long d'une barre est relativement faible, alors que cette variation est légèrement plus grande entre différentes barres issues d'une même usine. Cependant, pour des échantillons provenant de différentes sources, la variation de (f_y) peut être élevée, puisque les pratiques de laminage et les qualités de mesure dépendent des fabricants et des dimensions des barres.

En tenant compte de ces critères, [JCSS, 2002] et [DuraCrete, 2000] proposent de représenter la limite d'élasticité des aciers comme étant la somme de trois variables aléatoires indépendantes gaussiennes selon l'expression :

$$X = X_1 + X_2 + X_3 \tag{II-20}$$

où $X_1 \sim N(\mu_1(d); \sigma_1)$ représente les variations de la moyenne globale de différentes usines pour diamètre nominal d de la barre, $X_2 \sim N(0; \sigma_2)$ représente les variations d'un lot à l'autre dans une même usine et $X_3 \sim N(0; \sigma_3)$ représente les variations dans un même lot. L'analyse de données de barres d'acier obtenues à partir de productions de bonne qualité permet de trouver les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 19\ MPa \\ \sigma_2 = 22\ MPa \\ \sigma_3 = 8\ MPa \end{cases} \Rightarrow \ \sigma = 30\ MPa \tag{II-21}$$

En conclusion,

$$f_y \sim N\left((f_{y_{nom}} + 2\sigma);\ \sigma\right) \Rightarrow \ f_y \sim N\left((f_{y_{nom}} + 60);30\right) \tag{II-22}$$

D'après des analyses statistiques sur un grand nombre d'échantillons puisés de différentes sources, Mirza et MacGregor [Mirza et al., 1979-b] proposent pour le coefficient de variation des limites d'élasticité des barres d'acier les relations suivantes :

$$\begin{cases} 1\ \% \leq C.V. \leq 4\ \% : barres\ de\ même\ diamètre\ et\ de\ la\ même\ source \\ 4\ \% \leq C.V. \leq 7\ \% : barres\ de\ diamètres\ différents\ et\ de\ la\ même\ source \\ 5\ \% \leq C.V. \leq 8\ \% : barres\ de\ même\ diamètre\ mais\ de\ sources\ différentes \\ 8\ \% \leq C.V. \leq 12\ \% : barres\ de\ diamètres\ différents\ et\ de\ sources\ différentes \end{cases} \tag{II-23}$$

Quand à la loi de distribution de (f_y), l'analyse statistique effectuée sur 250 échantillons de barres de résistance f_{yk} = 300 MPa équivalent à des aciers de « grade 40 » en unité anglaise et 3042 échantillons de barres de résistance f_{yk} = 410 MPa équivalent à des aciers de « grade 60 » en unité anglaise en provenance du Canada, des États-Unis et de la Grande Bretagne, a permis de montrer qu'une loi beta est la plus représentative de la distribution de la limite

d'élasticité des armatures en acier appartenant à ces 2 classes de résistance [Mirza et al., 1979-b].

Notons que dans cette étude, plusieurs lois de distribution ont été analysées et comparées : ***la loi normale*** s'est révélée comme étant bien adaptée pour des valeurs proches de la valeur moyennes de (f_y), par contre elle est peu représentative des valeurs extrêmes où les courbes des distributions de (f_y) tendent à avoir des minimums et des maximums à la place des limites théoriques. Ensuite, ayant remarqué que la majorité des données traitées indiquent une dissymétrie positive lors de la première analyse, une loi lognormale qui prend en compte cette dissymétrie a été testée. Cependant, cette distribution n'a pas abouti à une amélioration au niveau des valeurs extrêmes par rapport à la loi normale. Par ailleurs, l'ajustement des données statistiques à une loi lognormale modifiée avec un facteur de modification de 230 MPa (obtenu par la méthode des approximations successives) a permis de bien représenter les valeurs de (f_y) autour de la moyenne, mais pas les valeurs de la queue supérieure de cette distribution. Ensuite, les lois de Pearson et beta ont été testées : la loi de Pearson type I a permis de représenter correctement la distribution de la limite d'élasticité, cependant la loi beta semble assurer la meilleure représentation des données disponibles de limite d'élasticité.

Ainsi, les équations des densités de probabilité de la limite d'élasticité des aciers suivant une loi beta sont données par :

$$PDF = A \times \left(\frac{f_y - a}{c}\right)^B \times \left(\frac{b - f_y}{c}\right)^C \qquad \text{(II-24)}$$

où les constantes A, B, C, a, b et c sont obtenues en calant la distribution aux données disponibles. Pour des armatures de classes G300 et G410, ces constantes sont définies dans le **Tableau II-7** sachant que G300 représente les aciers ayant f_{yk} = 300 MPa et G410 représente les aciers ayant f_{yk} = 410 MPa.

Le rapport du CEB [Östlund, 1991] recommande l'utilisation d'une loi lognormale pour la distribution de la limite d'élasticité des aciers. Dans ce rapport, des valeurs de la limite d'élasticité obtenues à partir d'essais réalisés sur 19074 échantillons d'aciers fabriqués en Suède de résistance f_{yk} = 400 MPa et de différentes sections allant de 10 à 32 mm de diamètres, sont traités. Les résultats montrent que le coefficient de variation est de l'ordre de 0,08 en tenant compte de la variabilité de la résistance de l'acier et de la surface de la section d'acier. Ensuite, si on considère que la valeur caractéristique est le fractile à 0,05, la moyenne sera exprimée par :

$$\mu_X = \frac{X_k}{\exp[-1{,}65 C.V.(X)]} \qquad \text{(II-25)}$$

D'où :

$$f_y \sim LN\left(\frac{f_{y_k}}{\exp[-1{,}65C.V.(f_y)]};\ C.V.(f_y)\right) \Rightarrow f_y \sim LN\left(\frac{f_{y_k}}{0{,}88};\ 0{,}08\right) \quad \text{(II-26)}$$

En plus des modèles exposés ci-dessus, d'autres modèles ayant des moyennes et des écarts-type différents ont été présenté dans la littérature. Nous en résumons quelques-uns dans le **Tableau II-8**.

Classe (MPa)	Moyenne (MPa)	Écart-type (MPa)	A	B	C	a (MPa)	b (MPa)	c (MPa)
G 300	310	35	4,106	2,21	3,82	228	428	200
G 410	461	38	7,587	2,02	6,95	372	703	331

Tableau II-7 Coefficients de la fonction de densité de probabilité de la limite d'élasticité des armatures [Mirza et al., 1979-b]

Moyenne (MPa)	C.V.	Écart-type (MPa)	Distribution	Référence	Base
310 (G300) 461 (G410)		35 (G300) 38 (G410)	Beta*	[Melchers, 1999]	[Mirza et al., 1979-b]
312 (G300) 465 (G410)	0,116 0,098	36,5 (G300) 45,5 (G410)		[Nowak et al., 2000]	[Mirza et al., 1979-b]
465 (G410)	0,1		Beta	[Vu et al., 2000]	[Mirza et al., 1979-b]
465 (G410)	0,1		Normale	[Stewart et al., 2001]	[Mirza et al., 1979-b]
$\frac{X_k}{1-1{,}56C.V.(X_k)}$	0,1		Lognormale	[Duprat, 2004]	[Östlund, 1991]
420 (G410)	0,05		Lognormale	[Sudret et al., 2005]	
308,9 (G300)		34 (G310)	Lognormale	[Marsh et al., 2008]	
467,5 (G410)	0,03		Normale	[Suo et al., 2009]	

* les paramètres de la loi beta sont celles décrites par [Mirza et al., 1979-b] dans le **Tableau II-7**

Tableau II-8 Modèles probabilistes de la limite d'élasticité de l'acier.

Le modèle du CEB prenant en compte la variabilité de la limite d'élasticité de l'acier ainsi que celle du diamètre des armatures est retenu dans ce travail. L'expression de la moyenne proposée par Duprat, qui équivaut à celle du CEB, est bien adaptée avec une loi lognormale. Ainsi le modèle probabiliste de f_y s'écrit :

$$\boldsymbol{f_y \sim LN\left(\frac{f_{yk}}{1-1{,}56C.V.(f_{yk})}\ ;\ 0{,}08\right)} \qquad \text{(II-27)}$$

3.2.1.2.Sections des armatures

Dans les rapports de [JCSS, 2002] et de [Duracrete, 2000], la section des armatures A est représentée par une variable aléatoire qui suit une loi normale de moyenne égale à la valeur nominale et de coefficient de variation de 0,02. Donc :

$$A \sim N(A_{nom};\ (A_{nom} \times 0{,}02)) \qquad \text{(II-28)}$$

Les recommandations de Mirza et MacGregor dans [Mirza et al., 1979-b] sont assez concordantes avec la relation (II-28). En effet, l'analyse de 543 données sur le rapport entre la surface mesurée (A_{mes}) et la surface nominale des armatures (A_{nom}) a permis de représenter ce rapport (A_{mes}/A_{nom}) par une loi normale ayant une moyenne de 0,99 et un coefficient de variation de 0,024 et tronquée à 0,94. D'où :

$$A_{mes}/A_{nom} \sim N^{*}(0{,}99\ ;\ 0{,}024) \qquad \text{(II-29)}$$

* tronquée à 0,94.

Dans le rapport du CEB [Östlund, 1991], la section des armatures n'est pas considérée comme aléatoire. Cependant, l'effet de la variabilité de ce paramètre est pris en compte dans l'expression de la limite d'élasticité de l'acier.

Comme déjà précisé dans le paragraphe précédent, la variabilité de la section d'acier est comprise dans l'expression de la limite d'élasticité de l'acier. Ainsi, il n'y aura pas de variable aléatoire consacrée à ce paramètre. Notons qu'un grand nombre de travaux récents qui étudient la fiabilité des structures en béton armé sujettes à la corrosion ne considère pas ce paramètre comme étant aléatoire. Cependant pour ceux qui le prennent en compte (par exemple [Khor et al., 2001]), ils utilisent surtout l'équation (II-29). D'autres prennent en compte la variation de la section à travers le diamètre ; nous en présentons trois exemples dans le *** tronquée** à 0, les valeurs négatives ne sont pas acceptables.

Tableau II-9.

Moyenne de D_0 (mm)	C.V.	Distribution	Référence
X_{nom}	0,05	Beta	[Sudret et al. 2005]
X_{nom}	0,1	Lognormale	[Sudret, 2008]
X_{nom}	0,1	Normale*	[Biondini et al., 2008]

* tronquée à 0, les valeurs négatives ne sont pas acceptables.

Tableau II-9 Modèles probabilistes du diamètre des armatures.

3.2.1.3.Module d'élasticité de l'acier

Selon les recommandations de [Duracrete, 2000] et de [JCSS, 2002], le module d'élasticité de l'acier (E_s) peut être considéré comme étant un paramètre déterministe égal à 205 GPa. Cependant, les analyses statistiques menées par Mirza et MacGregor dans [Mirza et al., 1979-b] ont permis d'attribuer au module d'élasticité de l'acier une loi de distribution normale de moyenne 201 GPa et de coefficient de variation de 0,033. Ainsi :

$$E_s \sim N(201\ ;\ 6{,}633) \qquad \text{(II-30)}$$

De même que [Duracrete, 2000] et le [JCSS, 2002], le rapport du CEB [Östlund, 1991] considère que le module d'élasticité de l'acier est un paramètre déterministe.

Dans la littérature, la majorité de ceux qui considèrent le module d'élasticité de l'acier comme étant aléatoire ([Melchers, 1999], [Stewart et al., 2001], [Khor et al., 2001]…), adoptent le modèle de Mirza et MacGregor exprimé dans l'équation (II-30). Dans notre cas, nous supposons que E_s est déterministe, ce qui est raisonnable vu le faible coefficient de variation proposé par Mirza et MacGregor et vu aussi les recommandations du JCSS, Duracrete et du CEB.

3.2.2. ***Propriétés du béton***

Dans les conditions actuelles de production, d'essai et de contrôle de qualité, la résistance du béton dans une structure peut être différente de la valeur spécifiée par le calcul et peut aussi varier d'un endroit à l'autre dans une même structure. Cette variation de la résistance est due essentiellement aux variations :

- des propriétés des matériaux et des proportions du mélange du béton ;
- des méthodes de malaxage ;
- des moyens de transports ;
- des méthodes de bétonnage et de cure ;
- des procédures d'essais ;
- de la présence du béton dans une structure et non dans un échantillon de contrôle.

Ces différentes sources de variations doivent être prises en compte lors de la description des variables relatives à la résistance du béton.

3.2.2.1. Résistance à la compression

Selon le [JCSS, 2002] et [Duracrete, 2000], la résistance à la compression (f_{c0}) du béton – obtenue à partir d'essais réalisés sur des échantillons dans des conditions standard à 28

jours préconisées par l'ISO – constitue la propriété de référence des bétons. L'expression probabiliste de cette quantité en un point i d'une structure j est donnée par :

$$f_{c0,ij} = \exp\left(\left(U_{ij}\Sigma_j + M_j\right)\right) \quad \text{(II-31)}$$

où $f_{c0,ij}$ suit une loi lognormale de moyenne M_j et d'écart-type Σ_j (relatifs à une structure j) et U_{ij} est une variable normale standard qui prend en compte la variabilité dans une même structure. La résistance à la compression in-situ du béton ($f_{c,ij}$) est exprimée en fonction de $f_{c0,ij}$ par :

$$f_{c,ij} = \alpha(t,\tau) f_{c0,ij}{}^{\lambda} Y_{1,j} \quad \text{(II-32)}$$

avec $\alpha(t,\tau)$ une fonction déterministe qui prend en compte l'âge du béton t (jours) au moment du chargement et le temps de chargement τ (jours), λ un facteur qui prend en compte la variation systématique entre la résistance à la compression in-situ et celle des échantillons standard et $Y_{1,j}$ une variable lognormale qui prend en compte les variations additionnelles relatives à une structure j. Les variables λ, $Y_{1,j}$ et $\alpha(t,\tau)$ sont données par [JCSS, 2002] :

$$\lambda \sim LN(0{,}96\ ;\ 0{,}0048) \quad \text{(II-33)}$$

$$Y_{1,j} \sim LN(1\ ;\ 0{,}06) \quad \text{(II-34)}$$

$$\alpha(t,\tau) = \alpha_1(\tau)\alpha_2(t) \quad \text{(II-35)}$$

avec $\alpha_1(\tau)$ un coefficient qui prend en compte le temps de chargement, qui peut être pris égal à 0,8 dans la plupart des cas, et $\alpha_2(t)$ un facteur qui dépend du temps et qui est exprimé par :

$$\alpha_2(t) = a + b \times \ln(t) \quad \text{(II-36)}$$

où a et b sont des coefficients qui dépendent du type de ciment utilisé et des conditions climatiques environnantes. Dans des conditions normales, on peut considérer a = 0,6 et b = 0,12. Notons que λ peut aussi être considéré comme un paramètre déterministe.

La loi de distribution de la variable X_{ij} = ln($f_{c0,ij}$) est normale sous réserve que les paramètres M et Σ soient obtenus à partir d'un échantillon idéal infini. Cependant, dans la réalité, la production du béton varie d'un endroit à l'autre, d'une période à l'autre… et les tailles d'échantillons sont limitées. Ainsi, les paramètres M et Σ doivent être traités comme des variables aléatoires. Et par conséquent X_{ij} aura une distribution de Student selon :

$$F_X(x) = F_{t,\nu''}\left[\frac{\ln(x/m'')}{s''}\left(1+\frac{1}{n''}\right)^{-0{,}5}\right] \quad \text{(II-37)}$$

où $F_{t\nu''}$ est la distribution de Student de degré de liberté ν''. Ainsi, ($f_{c0,ij}$) est exprimé par :

$$f_{c0,ij} = \exp\left[m'' + t_\nu s''\left(1 + \frac{1}{n''}\right)^{0,5}\right] \quad \text{(II-38)}$$

Les valeurs de m'', n'', s'' et ν'' dépendent de la quantité d'information spécifique. Si aucune information n'est disponible, les valeurs de ces paramètres (en fonction de la classe du béton et du mode de production) sont proposées par [JCSS, 2002].

L'examen des études effectuées par [Mirza et al., 1979-c] montre que l'écart-type et le coefficient de variation ne sont pas constants pour les différents niveaux de résistance. En se basant sur des données expérimentales, des valeurs du coefficient de variation et de l'écart-type en fonction de la résistance du béton et de sa qualité sont proposées dans le **Tableau II-10**.

Résistance du béton	Qualité du béton		
	Médiocre	Moyenne	Bonne
f_c < 27 MPa	C.V. = 0,2	C.V. = 0,15	C.V. = 0,1
27 MPa ≤ f_c ≤ 50 MPa	σ = 5,5 MPa	σ = 4,125 MPa	σ = 2,75 MPa

Tableau II-10 Variabilités du béton en fonction de sa résistance et de sa qualité [Mirza et al., 1979-c]

Le coefficient de variation de la résistance change aussi avec le mode de production selon :

$$C.V. = \begin{cases} 0,12 \;\; pour\ les\ bétons\ préfabriqués \\ 0,15 \;\; pour\ les\ bétons\ coulés\ in-situ \\ 0,18 \;\; pour\ les\ bétons\ confectionnés\ et\ coulés\ in-situ \end{cases} \quad \text{(II-39)}$$

Sur la base des analyses statistiques effectuées par différents chercheurs, une loi normale pour la distribution de la résistance à la compression est proposée dans [Mirza et al., 1979-c]. La moyenne et le coefficient de variation de la résistance à la compression in-situ sont calculés en fonction de la valeur caractéristique (f_{ck}) selon :

$$f_c(MPa) = 0,675\, f_{ck} + 7,7 \;\leq 1,15\, f_{ck} \quad \text{(II-40)}$$

$$(C.V.(f_c))^2 = (C.V.(f_{ck}))^2 + 0,0084 \quad \text{(II-41)}$$

La constante 0,0084 provient de la variation entre la résistance des cylindres et la résistance in-situ. Aussi, faut-il noter que dans cette étude, Mirza et al. ont évalué l'effet du volume de béton et de la vitesse de chargement.

Les résultats du contrôle de qualité, vis-à-vis de la résistance à la compression, de cubes de béton (150 mm de côté) issus d'usines suédoises de béton prêt à l'emploi, ont été collectés pendant 10 ans (106245 échantillons) et analysés statistiquement par le CEB [Östlund, 1991]. Cette analyse a permis de montrer que le coefficient de variation de la résistance à la compression dépend de la classe du béton : il diminue avec l'augmentation de la classe de

résistance. Quant à la moyenne, si une loi lognormale est utilisée, elle est exprimée en fonction de la valeur caractéristique (fractile – 0,025) par :

$$f_c(MPa) = f_{ck}\exp\left(1{,}95C.V.(f_c)\right) \quad \text{(II-42)}$$

Pour les bétons de classe C20 et C40, les coefficients de variation sont :

$$C.V.(f_c) = \begin{cases} 0{,}14\ pour\ C20 \\ 0{,}09\ pour\ C40 \end{cases} \quad \text{(II-43)}$$

Melchers, dans son livre [Melchers, 1999] a rassemblé les résultats de plusieurs recherches et les a analysés. Ainsi, les équations (II-40) et (II-41) données par Mirza et al. [Mirza et al., 1979-c] furent corrigées par des équations proposées par MacGregor et Barlett [Barlett et al., 1996] comme suit :

$$f_c(MPa) = F_1F_2f_c' \quad \text{(II-44)}$$

$$(C.V.(f_c))^2 = (C.V.(F_1))^2 + (C.V.(F_2))^2 \quad \text{(II-45)}$$

où le produit F_1f_c'est égal la résistance à la compression des cylindres standard (= f_{c0}) prenant en compte les variations du matériau et des usines et F_2 est un facteur qui permet de convertir f_{c0} à la résistance à la compression in-situ. Les modèles probabilistes de ces deux facteurs sont :

$$\begin{cases} F_1 \sim LN(1{,}25\ ;0{,}13)\ pour\ les\ bétons\ coulés\ in-situ \\ F_1 \sim LN(1{,}19\ ;0{,}06)\ pour\ les\ bétons\ préfabriqués \\ F_2 \sim LN(0{,}95\ ;C.V.=0{,}14)\ pour\ les\ éléments\ d'épaisseur < 450\ mm\ \text{à}\ 28\ jours \\ F_2 \sim LN(1{,}03\ ;C.V.=0{,}14) pour\ les\ éléments\ d'épaisseur \geq 450\ mm\ \text{à}\ 28\ jours \end{cases} \quad \text{(II-46)}$$

Notons qu'une loi normale peut être aussi attribuée à la distribution de F_1 et que le coefficient de variation de F_2 augmente de 25 % après un an.

Selon les études de Stewart [Stewart, 1995], le produit F_1f_c' de l'équation (II-46) peut être exprimé par :

$$f_{c0} = K_{cp}K_{cr}(f_c' + 1{,}65\sigma_{f_{c0}}) \quad \text{(II-47)}$$

où K_{cp} est un facteur qui prend en compte l'effet du compactage du béton, K_{cr} est un facteur qui prend en compte l'effet de la cure du béton et (f_c'+1,65σ_{fc0}) représente la moyenne de la résistance à la compression standard dans le cas d'un contrôle parfait. Les valeurs de K_{cr} et de K_{cp}, qui dépendent du contrôle de qualité et de la main d'œuvre, sont données dans le **Tableau II-11**. Quant à la distribution de f_c, il s'avère qu'une loi normale n'est adaptée que dans le cas des bétons de bonne qualité. Pour les bétons médiocres, une loi lognormale est plus adaptée [Melchers, 1999].

	K_{cp}		K_{cr}			
			3 jours		7 jours	
Qualité	Moyenne	C.V.	Moyenne	C.V.	Moyenne	C.V.
Médiocre	0,8	0,06	0,66	0,005	0,66	0,05
Moyenne	0,87	0,06	0,84	0,005	1	0
Bonne	1	0	1	0	1	0

Tableau II-11 Paramètres statistiques de K_{cp} et de K_{cr} [Melchers, 1999]

Moyenne (MPa)	C.V.	Distribution	Référence	Base
19 pour (X_k = 20) 23 pour (X_k = 27) 28 pour (X_k = 35)	0,18 0,18 0,15		[Nowak et al., 2000]	[Mirza et al., 1979-b]
28 pour (X_k = 27)	0,18	Lognormale	[Khor et al., 2001]	
X_k + 7,5	σ = 6 MPa	Lognormale	[Vu et al., 2000], [Stewart et al., 2001],	[Mirza et al., 1979-b]
$\frac{X_k}{1-1{,}56C.V.(X_k)}$	$\begin{cases} 0{,}2 \rightarrow qualité\ médiocre \\ 0{,}15 \rightarrow qualité\ moyenne \\ 0{,}1 \rightarrow bonne\ qualité \end{cases}$	Lognormale	[Duprat, 2004]	[Östlund, 1991]
X_k	0,18	Lognormale	[Marsh et al., 2008]	
X_k + 7,5	σ = 6 MPa	Normale	[Suo et al., 2009]	[Mirza et al., 1979-b]

Tableau II-12 Modèles probabilistes de la résistance à la compression du béton.

Certains auteurs, s'inspirant des mêmes références, proposent d'autres paramètres de lois plus adaptées à leur contexte. Nous en présentons un certain nombre dans le **Tableau II-12**.

La modélisation de Duprat inspirée du rapport du CEB et permettant de représenter la résistance à la compression de bétons de différentes qualités est adopté dans ce travail. Ainsi, pour un béton de qualité courante, on peut écrire :

$$\boldsymbol{fc \sim LN\left(\frac{f_{ck}}{1-1{,}56C.V.(f_{ck})}\ ;0,15\right)} \qquad \text{(II-48)}$$

3.2.2.2.Résistance à la traction

La résistance à la traction ($f_{ct,ij}$) en un point i d'une structure j est exprimée d'après le [JCSS, 2002] et [Duracrete, 2000] en fonction de la résistance à la compression in-situ ($f_{c,ij}$) par :

$$f_{ct,ij} = 0{,}3{f_{c,ij}}^{2/3}\, Y_{2,j} \qquad \text{(II-49)}$$

où $Y_{2,j}$ est une variable qui prend en compte les variations relatives à une structure j. Dans le cas de non disponibilité de données de mesure, $Y_{2,j}$ est décrite par :

$$Y_{2,j} \sim LN(1;\ 0{,}3) \qquad \text{(II-50)}$$

L'analyse par le méthode des moindres carrés de 789 cylindres d'essais (fabriqués aux États-Unis) testés en compression et en traction a permis de proposer différentes équations de régression exprimant la résistance à la traction du béton en fonction de sa résistance à la compression (linéaire, racine carré, racine cubique…)[Mirza et al., 1979-c]. L'équation qui assure la meilleure représentation de f_{ct} est :

$$f_{ct}(MPa) = 0{,}53\sqrt{f_c} \qquad \text{(II-51)}$$

où f_c et f_{ct} sont respectivement les valeurs moyennes des résistances (in-situ) à la compression et à la traction. Le coefficient de variation de f_{ct} est donné par :

$$\left(C.V.(f_{ct})\right)^2 = \frac{\left(C.V.(f_c)\right)^2}{4} + 0{,}0421 \qquad \text{(II-52)}$$

Selon [Mirza et al., 1979-c], la loi la plus adaptée à la distribution de f_{ct} est la loi normale. Notons que d'autres lois ont été testées ; en particulier la loi lognormale s'est avérée bien adaptée, mais la loi normale semble assurer la meilleure représentation de la résistance à la traction in-situ du béton.

De même que le JCSS et Mirza et al., le CEB propose d'exprimer la résistance à la traction du béton en fonction de sa résistance à la compression. Ainsi, les paramètres statistiques de f_{ct}, obtenus à partir de l'analyse des données d'essais sur des cubes de bétons suédois, sont :

$$f_{ct} = 0{,}17{f_c}^{0{,}7} \qquad \text{(II-53)}$$

$$\left(C.V.(f_{ct})\right)^2 = 0{,}49\left(C.V.(f_c)\right)^2 + 0{,}0225 \qquad \text{(II-54)}$$

Selon le CEB, on peut attribuer une loi de distribution lognormale à tous les paramètres relatifs à la résistance parmi lesquels f_{ct}. Cependant, il est recommandé de vérifier cette distribution quand des données expérimentales sont disponibles.

Puisque la résistance à la traction du béton s'exprime en fonction de sa résistance à la compression et que le modèle de f_c retenu est celui du CEB, nous adoptons pour f_{ct} l'expression du CEB pour assurer une cohérence dans le travail. Le coefficient de variation de f_{ct} est calculé selon l'équation (II-54). Le modèle retenu s'écrit :

$$\boldsymbol{f_{ct} \sim LN(0{,}17{f_c}^{0{,}7}\ ;(C.V. = 0{,}18))} \qquad \text{(II-55)}$$

3.2.2.3. Module d'élasticité

Le module d'élasticité en compression ($E_{c,ij}$) en un point i d'une structure j est exprimé d'après le [JCSS, 2002] en fonction de la résistance à la compression in-situ ($f_{c,ij}$) par :

$$E_{c,ij} = 10{,}5 {f_{c,ij}}^{1/3} \left(\frac{1}{1+\beta_d \varphi(t,\tau)}\right) Y_{3,j} \qquad \text{(II-56)}$$

avec β_d le rapport entre la charge permanente et la charge totale (ce rapport dépend du type de structure et varie généralement entre 0,6 et 0,8), $\varphi(t,\tau)$ le coefficient de fluage et $Y_{3,j}$ une variable qui prend en compte les variations relatives à une structure j. Si des mesures sont disponibles, $Y_{3,j}$ est décrite par :

$$Y_{3,j} \sim LN(1;\ 0{,}15) \qquad \text{(II-57)}$$

L'analyse statistique de 139 échantillons de béton a permis d'établir (par régression) l'équation de la relation entre le module d'élasticité initial du béton et sa résistance à la compression [Mirza et al., 1979-c] :

$$E_c = 5015{,}3\sqrt{f_c} \qquad \text{(II-58)}$$

Quant à loi de distribution, Mirza et al. recommandent une loi normale pour E_c dont la moyenne est calculée par l'équation (II-58) et le coefficient de variation est de 0,08.

Le module d'élasticité du béton (E_c) proposé par le CEB n'est valable que dans les cas où il est un paramètre déterminant tel que le cas d'éléments très élancés (où il y a un risque de flambement). Aussi, nous n'allons pas le présenter du fait que nous ne nous intéressons qu'aux poutres en flexion.

D'autres modèles probabilistes de E_c existent dans la littérature, nous citons celui de [Vu et al., 2000 ; Stewart et al., 2001] qui s'exprime par :

$$E_c \sim N\ (4600\sqrt{f_c}\ ; (C.V. = 0{,}12)) \qquad \text{(II-59)}$$

Dans le cadre de cette thèse, les applications portent sur une poutre en béton armé dimensionnée selon l'Eurocode 2. Nous proposons alors d'exprimer le module d'élasticité du béton en fonction de sa résistance à la compression selon l'expression de l'Eurocode 2 ce qui permet d'assurer une cohérence dans le travail. Une telle approche a été déjà proposée [Khor et al., 2001]. Donc, le modèle de E_c utilisé est donné par :

$$\boldsymbol{E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}} \qquad \text{(II-60)}$$

avec E_{cm} et f_{cm} les valeurs moyennes respectives du module d'élasticité et de la résistance à la compression du béton.

3.3. Variables aléatoires relatives au chargement

Les chargements qui agissent sur une structure peuvent être classés en deux groupes [Melchers, 1999] :

- (1) les chargements dus à des phénomènes naturels tels que le vent, la neige, les vagues et les séismes ;
- (2) les chargements imposés par l'homme et qui sont les charges permanentes et les charges d'exploitation.

L'intensité de ces charges varie, dans la plupart des cas, dans l'espace et dans le temps. Ainsi, le chargement peut être considéré comme un processus stochastique qu'il faut modéliser. Bien qu'il soit presqu'impossible d'élaborer un modèle parfait de chargement – à cause du manque de données – on cherche à en réaliser une modélisation probabiliste appropriée puisqu'il s'agit du paramètre le plus incertain dans l'analyse de la fiabilité des structures.

3.3.1. *Charges permanentes*

Les charges permanentes sont dues au poids propre de la structure (poids des éléments structuraux, des revêtements et des finitions). Leur variabilité dans le temps est presque négligeable. Cependant la variabilité dans l'espace n'est négligeable que dans un même élément structural et doit être prise en compte dans le cas de différents éléments dans une même structure et éventuellement dans différentes structures.

Le poids propre est déterminé par la relation :

$$G = \int_{Vol} \gamma dV \qquad \text{(II-61)}$$

où γ est la masse volumique du matériau (kg/m^3) et V le volume (m^3). En supposant que le matériau est homogène, l'équation précédente (II-60) peut être écrite sous la forme :

$$G = \gamma_{moy} V \qquad \text{(II-62)}$$

où γ_{moy} est la moyenne de la masse volumique du matériau. Les valeurs moyennes et les coefficients de variation des masses volumiques des matériaux les plus utilisés dans la construction sont donnés par le JCSS. La distribution du poids propre peut être supposée normale (approximation simplificatrice). Concernant le volume, sa moyenne est calculée directement à travers le produit des moyennes des dimensions (voir 3.1) et son coefficient de variation se calcule de façon similaire.

Dans le rapport du JCSS, la corrélation spatiale entre les masses volumiques de deux points d'un même élément est donnée par :

$$\rho(\Delta r) = \rho_0 + (1 - \rho_0)\exp\left(-(\Delta r/d)^2\right) \qquad \text{(II-63)}$$

où Δr est la distance entre 2 points d'un même élément, ρ_0 est la corrélation entre les 2 points les plus éloignés d'un même élément et d est la longueur de corrélation qui caractérise une structure. En cas d'absence de données, le rapport du JCSS propose d'utiliser, dans le cas des poutres, les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} d = 10m \\ \rho_0 = 0{,}85 \end{cases} \quad \text{(II-64)}$$

De même que pour le JCSS, le CEB attribue une distribution normale aux charges permanentes dont la moyenne est égale à la valeur caractéristique et le coefficient de variation est de 0,04.

Nowak recommande aussi une loi normale de moyenne égale à la valeur nominale de G pour les bâtiments ; cependant il propose un coefficient de variation de G de l'ordre de 0,08 à 0,1 [Nowak et al., 2000], une valeur assez élevée par rapport à celle préconisée par le CEB (0,04). De plus, les ponts sont traités à part avec une moyenne valant 1,03 à 1,05 G_{nom} et un coefficient de variation de 0,04 [Nowak et al., 2000].

Origine	Moyenne	C.V.	Distribution
[Östlund, 1991]	G_k	0,04	Normale
[Nowak et al., 2000]	G_{nom}	0,08 - 0,1	Normale
[Nowak et coll, 2000]*	(1,03 – 1,05)G_{nom}	0,04	Normale
[Melchers, 1999]	1,05 G_{nom}	0,05 – 0,1	Normale

* Ces valeurs concernent les ponts uniquement

Tableau II-13 Modèle probabiliste de la charge permanente

Par ailleurs, en se basant sur les travaux d'Ellingwood [Ellingwood et al., 1980] qui ont mis en évidence que les charges permanentes sont le plus souvent sous-estimées, Melchers [Melchers, 1999] suggère une valeur moyenne de G égale à la valeur nominale de la charge augmentée de 5 %, un coefficient de variation entre 0,05 et 0,1 et une distribution normale. Ces différentes caractéristiques statistiques de la charge permanente sont présentées dans le **Tableau II-13**.

Dans ce qui suit, le modèle de corrosion élaboré dans la première partie sera appliqué à des poutres de ponts. Pour ce type d'applications, le modèle de Nowak [Nowak et al., 2000] relatif aux charges permanentes des ponts est le plus convenable et par conséquent il est retenu pour la suite. Ainsi le modèle probabiliste de la charge permanente est exprimé par :

$$\boldsymbol{G \sim N\big((1,05 G_{nom}); 0,04\big)} \quad \text{(II-65)}$$

3.3.2. *Charges d'exploitations*

En général, les charges d'exploitations sont celles qui présentent le plus d'incertitude dans les études de la fiabilité des poutres en béton armé. Dans le cas des bâtiments courants, ces

charges peuvent être classées en 2 catégories : les charges intermittentes et les charges maintenues. Les hommes, les meubles, les biens stockés… sont les principales charges d'exploitation. Plusieurs études ont été effectuées pour caractériser ces charges du point de vue probabiliste. Cependant, ces études ne sont pas décrites dans cette partie puisqu'on ne s'intéresse qu'aux poutres de ponts qui auront comme charges d'exploitations principales les poids des convois.

.

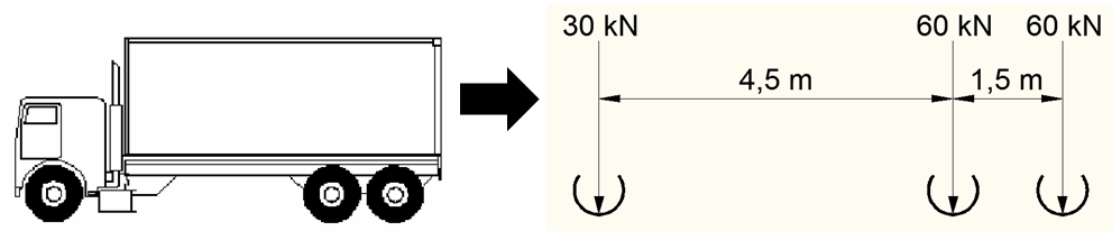

Figure II-1 Schéma du convoi utilisé dans les études [BAEL, 1991]

Pour définir la charge roulante due à un convoi, on s'est basé sur la norme BAEL qui décrit le convoi-type utilisé dans notre étude (**Figure II-1**). Il est constitué de 3 essieux espacés respectivement de 4,5 m et de 1,5 m et de charges respectives de 60 kN, 120 kN et 120 kN. Les charges sont réparties équitablement sur chacune des deux roues d'un essieu comme le montre la **Figure II-1**

La norme BAEL permet de calculer la valeur caractéristique de la charge d'exploitation induite par les convois. En revanche, l'aspect aléatoire de ces charges n'est pas décrit dans le BAEL, ni dans les Eurocodes [Eurocode 1, 2003]. Toutefois, il est indispensable de traiter comme une variable aléatoire ce paramètre qui constitue la principale source d'aléas dans l'étude de la fiabilité des ponts.

Une recherche bibliographique nous a permis de constater que la majorité des études sur la fiabilité des ponts [Vu et al., 2000 ; Stewart et al., 1998] se basent sur les travaux de Nowak [Nowak et coll, 1991 ; Nowak, 1993 ; Nowak et al., 2000] pour décrire les charges d'exploitation des ponts. En analysant des données statistiques obtenues à partir d'inspections de 9250 camions aux États-Unis, une valeur moyenne des poids des camions de 250 kN et un coefficient de variation de 0,4 sont suggérés [Nowak, 1993]. La valeur moyenne du facteur de chargement dynamique proposée est de 1,15 avec un coefficient de variation de 0,1 [Nowak et al., 2000]. Le poids total d'un camion est le produit de son poids actuel par le facteur de chargement dynamique. Par conséquent, la charge d'un camion est modélisée par une variable aléatoire normale de moyenne 287,5 kN et de coefficient de variation de 0,41 calculés d'après :

$$Q_{moy} = 250 \times 1{,}15 = 287{,}5\ kN \quad \text{(II-66)}$$

$$C.V.(Q) = \sqrt{(0{,}4)^2 + (0{,}1)^2} = 0{,}41 \quad \text{(II-67)}$$

La valeur caractéristique du poids d'un convoi standard (HS20) est de 325 kN selon la norme AASHTO [AASHTO, 1996], supérieure à celle préconisée par le BAEL (300 kN) de 8,3 %. On voit l'écart relativement faible entre les deux normes vis-à-vis de ce paramètre. Ainsi, nous pouvons adopter le coefficient de variation préconisé par Nowak et dans ce cas le modèle probabiliste de la charge sera :

$$\boldsymbol{Q \sim N(180\ kN\ ;(CoV = 0{,}41))} \quad \text{(II-68)}$$

3.4.Paramètres relatifs à l'environnement

En général, lorsqu'on aborde les charges d'environnement dans une étude de fiabilité, on s'attend aux charges de vent, de neige, de séismes… En revanche, dans une étude de la durabilité des bétons, les charges de l'environnement sont les facteurs climatiques et les agents agressifs qui contribuent à la dégradation des structures en béton armé. Dans notre travail nous nous intéressons à la dégradation du béton par la corrosion des armatures, ainsi :

- les facteurs climatiques concernés sont surtout la température (T) et l'humidité relative (HR) ;
- les agents agressifs sont les ions chlorures (corrosion induite par les chlorures) et le gaz carbonique (corrosion par carbonatation) et plus précisément la concentration en ions chlorures à la surface du béton (C_s), le seuil critique de concentration en ions chlorures (C_{cr}), le rapport entre la profondeur de la piqûre et la profondeur de la corrosion par carbonatation (α) et la concentration en CO_2 à la surface du béton (C_0).

Les expressions déterministes des paramètres relatifs à l'agressivité de l'environnement sont expliquées exhaustivement dans le premier chapitre. Dans ce qui suit, l'aspect probabiliste de ces facteurs et des facteurs climatiques est abordé.

3.4.1. *La température*

La température est un facteur essentiel dans le déroulement de toute forme de corrosion. Elle intervient de façon déterminante dans les mécanismes de transport des agents agressifs et dans le mécanisme de corrosion en facilitant les réactions chimiques. Cette importance de la température se traduit par la présence du terme température de façon explicite dans les expressions de la diffusion des chlorures et du gaz carbonique ainsi que dans l'expression du courant de corrosion.

La prise en compte de la variabilité de ce paramètre est d'une importance primordiale dans l'évaluation de la fiabilité des structures sujettes à la corrosion. Par contre, nous trouvons dans la littérature très peu d'exemples de modèles de corrosion dans lesquels on utilise des valeurs réelles de température (et d'humidité relative). Leur effet est souvent étudié dans des conditions contrôlées de laboratoire. Dans ce travail, nous visons à extrapoler les résultats de laboratoire à des cas réels. Pour cela, nous utilisons dans les modèles de corrosion des données climatiques réelles relatives à des régions ayant des climats différents pour en évaluer l'effet.

En ce qui concerne la température, la première étape consiste à choisir l'expression qui permet de traduire l'effet de la température sur les phénomènes étudiés. En effet, nous trouvons dans les stations météorologiques des données climatiques variables à l'échelle du temps (horaires, journalières, mensuelles, saisonnières, annuelles…) et de l'intensité (minimales, maximales, moyennes, extrêmes).

Dans un premier temps, les valeurs extrêmes sont exclues puisqu'elles ne permettent pas de représenter l'aspect général d'un climat. Par ailleurs, l'utilisation des valeurs moyennes des températures semble être une représentation raisonnable dans une approche où l'on veut évaluer l'effet d'un climat sur les mécanismes de dégradation. Ensuite, il faut choisir le pas de temps qui permette de traduire l'évolution de la température à l'intérieur du béton puisque les réactions ont lieu en son sein. Pour cela, on s'est basé sur les travaux de Andrade et al. [Andrade et al., 1999 ; Andrade et al., 2002] qui ont étudié l'évolution de la température et de l'humidité relative au sein du béton en fonction de celles du milieu extérieur et en fonction de l'exposition du béton (abrité ou non). Pour cela, des échantillons de béton en ciment Portland ordinaire – de formes cylindriques de 7,5 cm de diamètre et de 15 cm de hauteur dans lesquels on a créé des trous à 3,5 cm de profondeur pour installer des appareils de mesure de l'humidité relative et de la température – ont été étudiés au laboratoire pendant un an et ensuite dans un environnement naturel (à Madrid). L'analyse des mesures réalisées a permis de montrer que l'évolution de la température à l'intérieur du béton est presque la même que celle du milieu extérieur, ce qui n'est pas le cas de l'humidité relative dans les pores (HR_{int}) pour n'importe quel pas de temps. Par conséquent, le choix du pas dans le temps pour les paramètres environnementaux est régi par HR_{int} dont les détails sont décrits dans le paragraphe 3.4.2.

Pour la température, son effet est pris en compte à travers la valeur moyenne mensuelle (T_{moy}). Quant à l'aspect probabiliste de ce paramètre, il est pris modélisé selon la procédure suivante pour chacun des climats étudiés :

- évaluer la valeur moyenne mensuelle et l'écart-type de la température à partir de séries longues de mesures ;

- attribuer à la température moyenne mensuelle une loi normale de moyenne (T_{moy}) et d'écart-type (σ_{moy}) calculées dans la première étape.

En effet, dans le rapport Duracrete [Duracrete, 2000], les paramètres environnementaux sont représentés par des distributions normales. Les caractéristiques statistiques de ces paramètres sont évaluées localement, en analysant les conditions climatiques du milieu dans lequel se trouve la structure pour les 30 ans précédents. Ensuite, on peut supposer que le climat va être le même pour les 30 ans qui suivent. Cette approche est celle utilisée dans notre travail pour chacun des mois de l'année et pour chacun des climats étudiés. Ainsi la température probabiliste est exprimée par :

$$\boldsymbol{T \sim N(T_{moy}\ ;\ \sigma_{moy})} \qquad \text{(II-69)}$$

Notons que la durée d'un mois est une période raisonnable qui permet de représenter la tendance générale d'un climat, ainsi que les tendances saisonnières si elles existent.

3.4.2. *Humidité relative*

La diffusion des ions chlorures est favorisée dans les bétons à humidité relative élevée, il en est de même pour le dioxyde de carbone. De plus, le courant de corrosion est aussi influencé par ce facteur [Andrade et al., 2002 ; Breysse et al., 2008]. Il est donc indispensable de prendre en compte l'effet de l'humidité relative sur la phase d'initiation de la corrosion ainsi que sur la phase de propagation.

Cependant, l'étude de l'évolution de l'humidité relative (HR_{int}) dans les pores du béton est très complexe pour plusieurs raisons [Andrade et al., 1999] :

- (HR_{int}) n'évolue pas de façon similaire à celle du milieu extérieur (HR) à l'échelle instantanée ;
- l'équilibre entre HR_{int} et HR (du milieu extérieur) ne s'effectue pas facilement : il s'agit d'un régime permanent non stationnaire de transfert d'eau avec le milieu extérieur à travers l'enrobage ;
- la pluie a une influence majeure sur l'évolution de HR_{int} .

Les facteurs cités ci-dessus ont été étudiés du point de vue comportement du matériau, mais il n'existe pas dans la littérature de modèle qui permette de prendre en compte ces facteurs pour exprimer l'humidité relative interne. Aussi, pour un modèle prévisionnel pour lequel on ne dispose pas de moyens de mesurer l'humidité relative interne du béton à chaque instant, il faut adopter des hypothèses raisonnables qui permettent de représenter l'humidité relative dans les pores du béton. Pour cela, on s'est basé sur les analyses de [Andrade et al., 1999] qui ont permis de détecter un décalage entre l'évolution de HR_{int} et HR dans les cycles diurnes. De plus, l'occurrence d'une averse perturbe l'équilibre entre les deux milieux. Par conséquent, dans notre cas, où l'on cherche à représenter HR_{int} par HR,

l'échelle diurne n'est pas représentative. Il faut un pas de temps suffisamment grand pour lequel on peut supposer qu'un équilibre entre le béton et son environnement s'établit.

Une représentation saisonnière peut être adoptée. Par contre, pour les climats très variables ou pour les climats à saisonnalité non marquée, une telle représentation n'est pas appropriée. Aussi on propose dans notre modèle de dégradation de représenter HR_{int} par l'humidité relative moyenne mensuelle de l'air (HR_{moy}) qui semble être une approximation acceptable permettant de représenter le climat (avec ses variations) ainsi que l'état hydrique du béton (un état d'équilibre avec l'extérieur peut probablement être atteint).

Pour le modèle probabiliste de *HR*, on adopte le même modèle que pour la température basé sur des séries longues de données climatologiques [Duracrete, 2000]. Ainsi pour un climat donné, l'humidité relative mensuelle est exprimée par :

$$\boldsymbol{HR \sim N(HR_{moy}\ ;\ \sigma_{moy})} \qquad \text{(II-70)}$$

3.4.3. *Concentration des chlorures à la surface*

La concentration en ions chlorures à la surface du béton dépend essentiellement de l'exposition du béton aux sources de chlorures tels que les sels de déverglaçage ou les embruns. L'évaluation des caractéristiques statistiques de ce paramètre a fait l'objet de nombreuses études surtout pour les ponts où la sécurité structurale est d'une importance primordiale.

Duprat [Duprat, 2004 ; Duprat, 2007] a réalisé une synthèse bibliographique des travaux effectués dans ce domaine. Sa synthèse est utilisée comme base pour ce que nous allons présenter ci-dessous, à laquelle nous ajoutons quelques références supplémentaires.

Les études menées par Coggins [Coggins et al., 1990] sur 3 poutres d'un pont dans l'état du Minnesota (États-Unis) ont permis de déceler des valeurs de C_s variant entre 0,32 et 6,75 kg/m^3 avec une moyenne de 2,01 kg/m^3. Par ailleurs, les analyses effectuées par Kirkpatrik [Kirkpatrik et al., 2002] sur 10 ponts en Virginie (États-Unis) suggèrent une plage de variation de C_s entre 0,32 et 6,75 kg/m^3 avec une moyenne de 2,51 kg/m^3. En outre, l'étude de Hoffman [Hoffman et al., 1994] portant sur 321 tabliers de ponts aux États-Unis montre que la concentration de chlorure à la surface du béton varie entre 1,2 et 8,2 kg/m^3 avec une moyenne de 3,5 kg/m^3. Quant à Wallbank [Wallbank, 1989], ses études effectuées sur 93 ponts au Royaume-Uni ont permis de délimiter une plage plus étalée que celle des études précédentes avec des valeurs de C_s allant de 0,25 à 15 kg/m^3 avec une moyenne de 2,01 kg/m^3. Les lois de distributions et les caractéristiques statistiques sont reportées dans le **Tableau II-14**.

En se basant sur les résultats de mesures effectuées sur des piles de ponts au Japon, Uji [Uji et al., 1990] trouve que la concentration en chlorures à la surface du béton exposé aux embruns varie entre 0,37 et 8,3 kg/m^3 avec une moyenne de 2,16 kg/m^3. D'un autre côté,

les études de Wood [Wood et al., 1997] portant sur un pont à Dundee en Écosse montrent des valeurs de C_s variant entre 0,43 et 4,1 kg/m^3 avec une moyenne de 0,63 kg/m^3. Plus récemment, les analyses réalisées par Cramer [Cramer et al., 2002] sur 3 ponts en Orégon aux États-Unis suggèrent une plage de variation plus étalée allant de 1,67 à 17 kg/m^3 avec une moyenne de 9,75 kg/m^3. Les caractéristiques statistiques sont reportées dans le **Tableau II-15**. Il faut également noter qu'aucune loi de distribution n'a été proposée dans ces études.

Référence	Régions	Distribution	Moyenne (kg/m^3)	C.V.
[Wallbank, 1989]	Royaume-Uni	Lognormale	6,5	0,7
[Coggins et al., 1990]	États-Unis (Minnesota)		2,01	0,72
[Hoffman et al., 1994]	États-Unis	Lognormale	3,5	0,5
[Kirkpatrick et al., 2002]	États-Unis (Virginie)	Gamma	2,51	0,68

Tableau II-14 Concentration des chlorures à la surface du béton exposé aux sels de déverglaçage.

Référence	Régions	Moyenne (kg/m^3)	C.V.
[Uji et al., 1990]	Japon	2,16	0,83
[Wood et al., 1997]	Écosse (Dundee)	1,52	0,63
[Cramer et al., 2002]	États-Unis (Orégan)	9,75	0,51

Tableau II-15 Concentration des chlorures à la surface du béton exposé aux embruns

Aux sources déjà exposées dans le **Tableau II-15** s'ajoutent d'autres études qui proposent une classification de l'agressivité de l'environnement marin et attribuent à chaque niveau d'agressivité une valeur de C_s. Les travaux les plus connus dans ce domaine sont ceux de Weyers [Weyers et al., 1993] et de McGee [McGee, 1999]. Sur la base d'un grand nombre de mesures effectuées sur des ponts repartis dans tous les États-Unis, Weyers et al. [1993] proposent une classification de l'agressivité de l'environnement en 4 niveaux dont les détails sont décrits dans le **Tableau II-16**. Cependant, dans ce rapport le coefficient de variation n'est pas évalué et la loi de distribution n'est pas définie.

Niveau d'agressivité	Plage (kg/m^3)	Moyenne (kg/m^3)
Faible	0 – 2,4	1,8
Modérée	4 – 4,7	4,5
Élevée	4,7 – 5,9	5,3
Sévère	5,9 – 8,9	7,4

Tableau II-16 Description de l'agressivité de l'environnement [Weyers et al., 1993]

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

Tableau II-17 Description de l'agressivité de l'environnement [McGee, 1999]

Par ailleurs, l'étude réalisée sur 1158 ponts dans l'état de Tasmanie en Australie [McGee, 1999] a permis d'établir les relations entre C_s (kg/m^3) et la distance séparant la structure de la côte d (m) :

$$\begin{cases} C_s(d) = 2{,}95 & \text{si } d < 0{,}1\ km \\ C_s(d) = 1{,}15 - 1{,}81\log(d) & \text{si } 0{,}1\ km < d < 2{,}84\ km \\ C_s(d) = 0{,}03 & si\ d > 2{,}84\ km \end{cases} \quad \text{(II-71)}$$

À partir de ces relations, trois niveaux d'agressivité de l'environnement sont identifiés et sont respectivement : faible, modéré et élevé, auxquels s'ajoute un 4ème niveau concernant les structures sujettes aux cycles d'humidification et de séchage par l'eau de mer et qui est le niveau d'agressivité extrême. La description physique et statistique de ces niveaux est reportée dans le **Tableau II-17**. Cette classification permet de définir la concentration en ions chlorures à la surface du béton pour la majorité des situations (sels de déverglaçage, différentes expositions aux embruns) avec des ordres de grandeurs cohérents avec ceux des références citées précédemment. Ainsi, le modèle probabiliste de C_s retenu dans ce travail est tel que défini dans le **Tableau II-17**.

3.4.4. *Concentration critique en ions chlorures*

La concentration critique en ions chlorures pour laquelle il y a dépassivation de la couche protectrice des armatures, dépend essentiellement de la qualité du béton et de son humidité [CEB, 1989 ; Duracrete, 2000]. En effet, C_{cr} est supérieure pour les bétons constamment saturés ou secs que pour les bétons à humidité relative variable. C_{cr} augmente également

avec la qualité du béton [Alonso et al., 2000] : une réduction du rapport *E/C* induit une augmentation de la concentration critique en chlorures.

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

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

Tableau II-18 Modèles probabilistes de la concentration critique en ions de chlorures (kg/m^3)

Les différentes formes sous lesquelles C_{cr} peut être présentée ont été détaillées dans le chapitre I. Nous rappelons que l'expression retenue est la concentration massique en chlorures totaux. Dans cette partie, nous présentons la plage de variation de ce paramètre et les distributions proposées dans la littérature.

En effet, le choix du modèle probabiliste de C_{cr} n'est pas simple vu la grande différence entre les valeurs proposées par les différents auteurs. D'après une analyse comparative de plus d'une cinquantaine de références [Angst et al., 2009], cette variation est due en premier lieu aux différences dans les procédures expérimentales, mais aussi à un grand nombre de facteurs qui affectent la corrosion des armatures induite par les chlorures tels que : le pH de la solution interstitielle, l'interface acier/béton, la température, l'humidité relative, les adjuvants minéraux, le rapport *E/L* (eau/liant)…

D'après [Angst et al., 2009], les valeurs de C_{cr} varient pour les structures situées en plein air entre 0,1 % de la masse de ciment [Hope et al., 1987] et 1,96 % [Treadway et al., 1989].

Cette variation est plus marquée pour les essais en laboratoire avec des valeurs allant de 0,04 % [Trejo et al., 2003] jusqu'à 8,34 % [Alonso et al., 2002]. Malgré de nombreux travaux expérimentaux dans ce domaine, très peu sont ceux qui proposent des distributions statistiques de ce paramètre. Dans le **Tableau II-18**, nous avons recueilli quelques modèles probabilistes proposés dans la littérature.

Comme nous l'avons vu, il existe plusieurs définitions et plusieurs façons d'exprimer la concentration critique en ions chlorures dans le béton, induisant une plage de variation assez grande. Pour cela, nous choisissons de représenter C_{cr} par une loi uniforme. La moyenne et le coefficient de variation sont ceux préconisés par Stewart [Stewart et al., 1998]. Le choix d'une valeur relativement faible de C_{cr} (0,9 kg/m^3) est dû au fait que nous nous intéressons principalement aux structures situées dans des environnements marins et que l'analyse réalisée par Angst et al. [2009] a montré que les valeurs les plus faibles de C_{cr} ont été obtenues pour les structures exposées à ces environnements. Le modèle probabiliste retenu s'écrit :

$$\boldsymbol{C_{cr} \sim U(0,9\,;(C.V.=0,19))} \qquad \text{(II-72)}$$

3.4.5. *Facteur de corrosion par piqûre*

Le facteur de corrosion par piqûre est un facteur majorant égal au rapport entre la profondeur maximale et la profondeur moyenne de la corrosion. La plage de variation de F_p a été examinée par plusieurs auteurs à travers des études expérimentales qui ont montré une grande variabilité. Dans ce domaine, les travaux de Tuutti [Tuutti, 1982] ont permis de situer le rapport F_p entre 4 et 10, alors que les résultats de Gonzalez [Gonzalez, 1995] montrent que F_p varie entre 2,7 et 8,9 pour les bétons confectionnés sans ajouts de sels lors du gâchage et varie entre 5,9 et 12,6 pour les bétons confectionnés avec ajouts de sels lors du gâchage. Par ailleurs, Rodriguez [Rodriguez et al., 1997] trouve des valeurs de F_p variant entre 2,5 et 8,5. Cependant, il existe un accord général vis-à-vis des structures exposées aux environnements naturels sur le fait que F_p varie entre 4 et 10 [Tuutti, 1982 ; Gonzalez et al., 1995 ; Stewart et al., 2008].

En se basant sur les travaux de Gonzalez [Gonzalez et al., 1995], Stewart [Stewart, 2004] propose de représenter F_p pour les barres de diamètres 8 mm par une loi de Gumbel de moyenne 5,65. Il propose aussi une expression permettant d'évaluer la distribution de F_p pour des barres de diamètres supérieurs à 8 mm en modifiant les paramètres statistiques de la loi de Gumbel comme suit :

$$\mu = \mu_0 + \frac{1}{\alpha_0}\log\left(\frac{A}{A_0}\right) \qquad \text{(II-73)}$$

avec μ_0 et α_0 deux facteurs valant 5,08 et 1,02 respectivement, A_0 la surface de la barre d'acier de diamètre 8 mm et de longueur 125 mm et A la surface de barre utilisée. En

analysant les résultats expérimentaux de différentes sources, Duprat [Duprat, 2004] propose d'adopter une distribution uniforme entre 3 et 9.

Référence	Lois	Moyenne	C.V.
[Duracrete, 2000]	Normale	9,08	0,45
[Duprat, 2004]	Uniforme [3, 9]	6	0,29
[Stewart, 2004]	Gumbel	5,65 (Φ = 8 mm ; μ_0 = 5,08 et α_0 = 1,02)	0,22
[Stewart et al., 2008]	Gumbel	6,2 (Φ = 16 mm ; μ_0 = 5,56 et α_0 = 1,16) 7,1 (Φ = 27 mm ; μ_0 = 6,55 et α_0 = 1,07)	0,18 0,17

Tableau II-19 Modèles probabilistes du rapport entre la profondeur maximale et la profondeur moyenne de la corrosion (F_p)

Plus récemment, Stewart [Stewart et al., 2008] a réalisé des essais sur des barres de diamètres 16 mm et 27 mm qui ont permis de représenter F_p par une loi de Gumbel. Finalement, une distribution normale de moyenne 9,08 est proposée par Duracrete [Duracrete, 2000] en se basant sur des données expérimentales réalisées en laboratoires. Les caractéristiques statistiques de ces distributions sont présentées dans le **Tableau II-19**.

Les propositions de Stewart [Stewart, 2004 ; Stewart et al., 2008] semblent assurer une bonne représentation de F_p et par suite elles sont retenues dans le reste du travail :

$$\boldsymbol{F_p \sim G(5,65\,;(C.V.=0,22))} \qquad \text{(II-74)}$$

3.4.6. *Coefficient de diffusion de référence*

Comme nous l'avons déjà vu dans le chapitre I, le coefficient de diffusion des chlorures est exprimé en fonction de la température, de l'humidité relative, du temps, des caractéristiques du béton et du coefficient de diffusion de référence ($D_{c,ref}$) de ce béton [Martin-Perez et al., 2001]. $D_{c,ref}$ est obtenu pour un béton donné dans des conditions de références (T = 23 °C, HR = 1 et t = 28 jours). Le choix de ce modèle du coefficient de diffusion est très particulier et par conséquent nous ne trouvons pas dans la littérature beaucoup de données statistiques ou même expérimentales concernant $D_{c,ref}$. Nous nous contentons pour ce paramètre d'adopter le modèle probabiliste proposé par Val [Val et al., 2008] pour un béton à base de ciment Portland ordinaire et de rapport E/C = 0,5 : il attribut à $D_{c,ref}$ une loi lognormale de moyenne 6.10^{-12} m^2/s et de coefficient de variation 0,2 :

$$\boldsymbol{D_{c,ref} \sim LN(6\times 10^{-12}\,;C.V.=0,2)} \qquad \text{(II-75)}$$

3.4.7. *Concentration en CO_2 dans l'air*

Les différentes valeurs que peuvent prendre C_0 ainsi que sa variation dans l'espace et dans le temps ont été étudiées dans le chapitre I. Ainsi, on a précisé que le modèle physique retenu pour C_0 permet de rendre compte l'agressivité du milieu vis-à-vis du risque de

carbonatation (zone rural, tunnel, zone industrielle…). Bien que les études proposant des valeurs déterministes de la concentration en CO_2 dans l'air soient assez nombreuses [Stumm et al., 1981; Saetta et al., 2004 ; Thiery, 2005 ; …], très rares sont celles qui étudient sa distribution et ses caractéristiques statistiques surtout dans le contexte de l'étude de la carbonatation des bétons.

Référence	Lois	Moyenne (kg/m^3)	CoV
[Gaal, 2004]	Normale	5.10^{-4}	0,1
[Sudret et al., 2005] [Sudret, 2008]	Lognormale Lognormale	$6,2.10^{-4}$ $6,2.10^{-4}$	0,15 0,3
[Simioni, 2009]	Lognormale	$3,5.10^{-4}$	0,05

Tableau II-20 Distribution de la concentration en CO_2 dans l'air

Cependant malgré la rareté des données statistiques, on a rassemblé dans le **Tableau II-20** quelques propositions qui ont été adoptées par certains auteurs.

On peut voir dans le **Tableau II-20**, qu'il existe un certain écart entre les valeurs moyennes de C_0. Ceci peut être expliqué par la différence entre les applications :

- [Gaal, 2004] : ses travaux concernent les ponts où la concentration en CO_2 est relativement élevée due au passage des véhicules ;
- [Sudret et al., 2005] : il s'agit de la carbonatation du béton d'une tour de refroidissement (nucléaire) c'est-à-dire dans une zone industrielle où la concentration en dioxyde de carbone est élevée ;
- [Simioni, 2009] : il s'agit de bétons en zones rurales.

En faisant la conversion de valeurs du **Tableau II-20** en pourcentage de CO_2 dans l'air, on obtient 0,039 % ; 0,048 % et 0,028 % respectivement qui sont des valeurs assez cohérentes avec les ordres de grandeur vus précédemment (Chapitre I).

Quant au choix du modèle probabiliste de C_0, on adopte la proposition de Gaal qui convient à nos applications portant sur des poutres de ponts en bétons armé.

$$\boldsymbol{C_0 \sim N(5.10^{-4}\,;(C.V.=0,1))} \qquad \text{(II-76)}$$

3.4.8. *Capacité de liaison du béton avec le gaz carbonique*

Pour évaluer l'avancement du front de carbonatation, il est indispensable de calculer la capacité de liaison du béton avec le gaz carbonique (a) qui dépend des caractéristiques de la pâte cimentaire. Pour prendre en compte les incertitudes relatives aux paramètres du matériau, (a) doit être considérée comme une variable aléatoire, ce qui n'est pas facile à réaliser puisque l'aspect aléatoire de ce facteur a été très rarement étudié : en général on s'intéresse à la quantification physique de ce paramètre. Toutefois, nous avons pu trouver

dans la littérature les propositions d'une loi lognormale de moyenne 80 kg/m^3 avec un coefficient de variation de 0,2 [Sudret et al., 2005] ou de 0,3 [Sudret, 2007]. Les caractéristiques du béton utilisé étant décrites dans la première référence, nous adoptons ce modèle sous réserve d'utiliser le même béton.

$$\boldsymbol{a \sim LN\ (80\ ;(C.V. = 0,2))} \qquad \text{(II-77)}$$

3.4.9. *Intensité du courant de corrosion induite par la carbonatation*

La phase de propagation de la corrosion des aciers dans le béton est régie surtout par l'intensité du courant de corrosion (i_{corr}) qui dépend de la qualité du béton et de son enrobage ainsi que des facteurs climatiques (*T* et *HR*). Dans la première partie de ce travail, on a présenté une classification de l'intensité des courants de corrosion d'après différentes sources. On a présenté aussi le modèle retenu pour le courant de corrosion induite par les chlorures. Et on a mentionné que pour la corrosion induite par carbonatation, i_{corr} sera traitée comme une variable aléatoire dont la valeur moyenne dépend de l'agressivité du milieu considéré. Pour cela, on se base sur la classification proposée par LNEC E465 [LNEC, 2007] qui permet de définir 4 niveaux de corrosion et d'attribuer à chaque niveau la classe d'exposition correspondante selon les Eurocodes et l'intensité du courant de corrosion correspondante (**Tableau II-21**).

En utilisant le **Tableau II-21**, on peut déterminer la valeur moyenne de l'intensité du courant de corrosion pour les différentes conditions d'exposition. Dans le **Tableau II-22**, nous recueillons quelques modèles probabilistes de i_{corr} (relatif à la carbonatation).

Niveau de corrosion	Classe d'exposition	i_{corr} (µA/cm^2)
Négligeable	XC1/XC3	<0,1
Faible	XC2/XC4	0,1 – 0,5
Modéré	XC4	0,5 – 1
Élevé	–	>1

Tableau II-21 i_{corr} en fonction des classes d'exposition et des niveaux de corrosion [LNEC, 2007]

Référence	Loi	Moyenne (µA/cm^2)	CoV
[Sudret et al., 2005]	Lognormale	10	0,3
[Marques et al., 2010]	Normale	Selon la classe d'exposition (**Tableau II-21**)	0,25

Tableau II-22 Modèles probabilistes de i_{corr}

Le modèle proposé par Sudret [Sudret et al., 2005] ne correspond pas au cas de bétons exposés à l'environnement où la valeur moyenne maximale de i_{corr} ne dépasse pas 1 µA/cm^2, alors que le modèle de Marques [Marques et al., 2010] permet de représenter les

différentes conditions d'exposition à des environnements corrosifs (par carbonatation). Par conséquent, il sera retenu dans notre modèle de corrosion sous la forme :

$$\boldsymbol{i_{corr2} \sim N(i_{corr,moy}\ ;\ C.V. = 0,25)} \qquad \text{(II-78)}$$

L'indice 2 est relatif à la carbonatation, alors que l'intensité du courant de corrosion induite par les chlorures sera affectée par l'indice 1, et $i_{corr,moy}$ étant défini d'après le **Tableau II-22**.

4. Conclusion

Dans l'étude de la sécurité structurale, il est nécessaire d'évaluer la résistance et les sollicitations en considérant les différentes sources d'incertitudes. L'évaluation probabiliste de la résistance exige la prise en compte de l'aspect aléatoire des caractéristiques géométriques et des propriétés mécaniques du matériau. Pour évaluer les sollicitations, il faut prendre en compte la distribution statistique des chargements (permanents, exploitations, environnementaux).

Par ailleurs, les facteurs environnementaux liés à la corrosion induite par les chlorures et à la corrosion par carbonatation sont exposés. L'étude des distributions probabilistes des paramètres environnementaux (concentration en chlorures à la surface du béton, concentration critique de chlorure, concentration en dioxyde de carbone…) a montré une grande différence entre les sources avec de larges plages de variations des moyennes et des écart-types. Ces différences rendent le choix des modèles probabilistes difficile. Dans notre cas, nous avons essayé de vérifier les contextes à partir desquels les modèles ont été obtenus et de choisir ceux qui sont les plus convenables dans notre contexte.

Une synthèse bibliographique relativement exhaustive des différentes variables aléatoires a été exposée tout en précisant les modèles retenus pour être utilisés dans l'application des modèles de corrosion.

Un tableau récapitulatif des distributions aléatoires des paramètres est présenté dans le **Tableau II-23**.

Dans le chapitre I les modèles physiques de corrosion sont proposés. Dans le chapitre II les modèles probabilistes des variables aléatoires sont traités. Le chapitre III va considérer les études de fiabilité dont les calculs sont effectués au moyen des simulations de Monte-Carlo.

Paramètre	Distribution	Moyenne	C.V. (ou écart-type)
Capacité de liaison (a)	Lognormale	80 kg/m^3	0,2
Charges d'exploitations (Q)	Normale	180 kN	0,41
Charges permanentes (G)	Normale	1,05 G_{nom} (kN)	0,04
Coefficient de diffusion de référence ($D_{c,ref}$)	Lognormale	6 10^{-12} (m^2/s)	0,2
Concentration critique en chlorures (C_{cr})	Uniforme [0,6–1,2]	0,9 (kg/m^3)	0,19
Concentration en chlorures à la surface du béton (C_s)	Lognormale	0,35 (faible) (kg/m^3/an) 1,15 (modérée) 2,95 (élevée) 7,35 (extrême)	0,5 0,5 0,5 0,7
Concentration en dioxyde carbone à la surface du béton (C_0)	Normale	5 10^{-4} kg/m^3	0,1
Enrobage (e)	Lognormale	e_{nom} (m)	0,3
Facteur de corrosion par piqûre (F_p)	Gumbel	5,65	0,22
Hauteur (h)	Normale	h_{nom} (m)	$\sigma = t/2$
Humidité relative (HR)	Normale	T_{moy} (%)	σ_{moy} (%)
Intensité du courant de corrosion par carbonatation (i_{corr2})	Normale	$i_{corr,moy}$	0,25
Largeur (b)	Normale	b_{nom} (m)	$\sigma = t/2$
Limite d'élasticité de l'acier (f_y)	Lognormale	$f_{yk}/(1 - 1{,}56\ C.V.(f_{yk}))$ (MPa)	0,08
Module d'élasticité de l'acier (E_s)	Déterministe	210000 MPa	
Module d'élasticité du béton (E_c)		$22(f_{cm}/10)^{0,3}$ (MPa)	
Résistance à la compression du béton (f_c)	Lognormale	$f_{ck}/(1 - 1{,}56\ C.V.(f_{ck}))$ (MPa)	0,15
Résistance à la traction du béton (f_{ct})	Lognormale	0,17 $f_c^{0,7}$ (MPa)	0,18
Température (T)	Normale	T_{moy} (°C)	σ_{moy} (°C)

Tableau II-23 Tableau récapitulatif des modèles probabilistes des variables aléatoires

III. Chapitre III : Applications numériques

1. Introduction

Ce chapitre est dédié à l'application des modèles de corrosion par carbonatation et de corrosion induite par les chlorures proposés dans ce travail au cours des deux premiers chapitres. Nous rappelons qu'il s'agit de modèles simplifiés élaborés dans le but d'étudier l'impact des facteurs climatiques sur la corrosion des aciers dans le béton, particulièrement dans le contexte libanais.

Le modèle de la corrosion induite par les chlorures permet d'évaluer les effets de la teneur en chlorure de l'environnement, de la température et de l'humidité relative et ce, sur les deux phases de la corrosion. Quant au modèle de la corrosion par carbonatation, il permet de prendre en compte les effets de l'humidité relative et de la concentration en dioxyde de carbone dans le milieu environnant.

L'étude fiabiliste des mécanismes de corrosion selon les modèles proposés est effectuée sur une poutre de pont simplement appuyée, dimensionnée selon l'Eurocode 2. Les calculs de fiabilité sont effectués au moyen de simulations de Monte-Carlo. La fonction d'état limite est la résistance en flexion. La défaillance a lieu lorsque le moment résistant équivaut au moment sollicitant.

La première application porte sur l'analyse des sensibilités des modèles de corrosion aux différents paramètres. L'effet des moyennes des paramètres aléatoires ainsi que leurs variabilités est examiné.

Une attention particulière est accordée à la corrosion induite par les chlorures qui représente le plus grand risque pour les structures libanaises. Une application de ce modèle avec des données réelles de température et d'humidité relatives à trois villes côtières ayant des caractéristiques climatiques différentes est présentée. Ensuite une étude comparative de l'effet du choix des diamètres des armatures et des épaisseurs des enrobages sur la fiabilité à l'état limite ultime et à l'état limite de service est effectuée.

Dans la dernière partie de ce chapitre, l'évaluation de l'effet du climat libanais sur la corrosion des aciers dans le béton est réalisée. Le contexte climatique libanais et les principaux problèmes de durabilité sont exposés. Les applications sont effectuées avec des données climatiques réelles de trois villes du Liban permettant de représenter les différents aspects du climat libanais.

2. Cas étudié : poutre simplement appuyée

La poutre, illustrée sur la **Figure III-1**, a une longueur $l = 10$ m et une section de largeur $b = 0{,}4$ m et de hauteur $h = 1$ m, armée de 6 barres ($n_b = 6$) de diamètre nominal

D_0 = 25 mm. Cette poutre est soumise aux charges permanentes composées de son poids propre et du revêtement et aux charges d'exploitation données par le poids d'un camion transmis par les roues. Les trois charges roulantes transmises par les roues sont celles d'un camion standard (selon le BAEL), la description de ces charges a été traitée en détail dans le paragraphe 3.3.2 du chapitre II.

L'application des modèles de corrosion porte sur la poutre de pont illustrée sur la **Figure III-1** et ayant les caractéristiques suivantes :

- classe structurale S4 avec une durée de vie de conception de 50 ans [Eurocode 0, 2001] ;
- classe d'exposition XS pour l'étude de la corrosion induite par les chlorures avec des sous-classes précisées pour chaque cas selon l'agressivité de l'environnement ;
- classe d'exposition XC pour l'étude de la corrosion par carbonatation avec des sous classes précisées pour chaque cas selon l'humidité relative de l'environnement.

Cette poutre est utilisée dans toutes les applications qui sont présentées dans ce chapitre, sauf précision contraire.

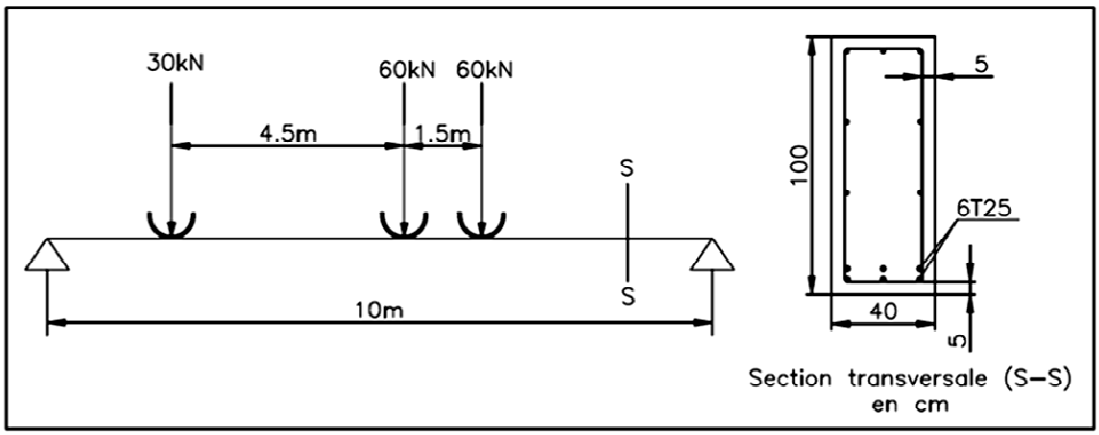

Figure III-1 Configuration de la poutre étudiée

Pour le béton utilisé, nous considérons les caractéristiques suivantes : rapport eau/ciment égal à 0,5, béton à base de ciment Portland (CEM I) et de valeur caractéristique de résistance à la compression f_{ck} = 30 MPa (C30/37). Ces propriétés du béton respectent les recommandations de l'Eurocode 2 vis-à-vis de la durabilité. Tous les paramètres relatifs au matériau béton (énergie d'activation de la diffusion, capacité de liaison des composants du ciment avec le CO_2,…) sont calculés en tenant compte de ces caractéristiques. Quant à l'acier, il s'agit de barres Haute Adhérence (HA) de limite d'élasticité caractéristique f_{yk} = 500 MPa.

Pour le calcul fiabiliste, la marge de sûreté $g_1(t, x)$ peut être définie, pour l'état limite ultime, comme étant la différence entre la résistance à la flexion $M_R(x,t)$ et le moment fléchissant appliqué $M_S(x,t)$:

$$g_1(x,t) = M_R(x,t) - M_s(x,t) \quad \text{(III-1)}$$

où x est une réalisation du vecteur des variables aléatoires X et t est l'âge de la structure. La défaillance de l'élément a lieu lorsque la marge de sûreté s'annule, c'est-à-dire, lorsque le moment fléchissant appliqué devient égal au moment résistant. Etant donné la diminution de la section d'acier par corrosion, la probabilité de défaillance P_f de la section en béton armé est calculée par :

$$P_f = \int_{g_1(x,t)\leq 0} f_X(x)dx \quad \text{(III-2)}$$

où $f_X(x)$ est la fonction de densité de probabilité conjointe du vecteur des variables alétoires X. La marge de sûreté $g_2(t, x)$ pour l'état limite de service est définie par la différence entre l'ouverture acceptable de la fissure w_l et l'ouverture de la fissure actuelle w_i :

$$g_2(x,t) = w_l(x,t) - w_i(x,t) \quad \text{(III-3)}$$

La marge de sûreté s'annule lorsque l'ouverture de la fissure actuelle atteint la limite acceptable. En effet, avec l'évolution de la corrosion, la diminution de la section des armatures induit une augmentation des contraintes et par la suite une augmentation de l'ouverture de la fissure, calculée ici selon l'Eurocode 2 [Eurocode 2, 2004]. La probabilité de dépassement de la limite d'ouverture de la fissure peut être exprimée par :

$$P_r(w_i \geq w_l) = \int_{g_2(x,t)\leq 0} f_X(x)dx \quad \text{(III-4)}$$

L'évaluation des intégrales (III-2) et (III-4) est effectuée au moyen de simulations de Monte-Carlo, méthode adaptée à la complexité du processus de corrosion. Le nombre de simulations effectué dans chaque calcul est de 10^6.

3. Corrosion induite par les chlorures

Pour comprendre l'effet des paramètres climatiques sur la corrosion induite par les chlorures, nous proposons d'étudier l'effet des différents facteurs sur l'initiation et la propagation de la corrosion. Pour cela, nous proposons de réaliser tout d'abord une étude paramétrique, avant d'étudier l'effet de l'environnement. Cette étude est complétée par l'impact du choix des armatures et de l'enrobage sur la corrosion.

3.1. Étude paramétrique

Dans cette partie, nous examinons l'effet de chacune des variables aléatoires sur le déroulement de la corrosion induite par les chlorures. Ces paramètres sont regroupés en 3 catégories :

- les paramètres qui influent sur la phase d'initiation ;
- les paramètres qui influent sur la phase de propagation ;
- les paramètres ***climatiques*** qui influent sur les deux phases.

Paramètre	Symbole	Distribution	Moyenne	C.V.
Capacité de liaison	a	Lognormale	80 kg/m^3	0,2
Largeur de la poutre	b	Normale	0,4 m	0,012
Concentration en dioxyde de carbone à la surface du béton	C_0	Normale	5 10^{-4} kg/m^3	0,1
Concentration critique en chlorures	C_{cr}	Uniforme [0,6–1,2]	0,9 kg/m^3	0,19
Concentration de chlorures à la surface du béton	C_s	Lognormale	2,95 kg/m^3 (forte agressivité)	0,5
Coefficient de diffusion de référence	$D_{c,ref}$	Lognormale	6 10^{-12} m^2/s	0,2
Enrobage	e	Lognormale	50 mm (augmente avec l'agressivité)	0,3
Module d'élasticité de l'acier	E_s	Déterministe	210000 MPa	
Résistance à la compression du béton	f_c	Lognormale	39,16 MPa	0,15
Facteur de corrosion par piqûre	F_p	Gumbel	5,65	0,22
Limite d'élasticité de l'acier	f_y	Lognormale	571,3 MPa	0,08
Charge permanente	G	Normale	25,8 kN/m	0,04
Hauteur de la poutre	h	Normale	1 m	0,007
Humidité relative	HR	Normale	0,75	0,25
Intensité du courant de corrosion par carbonatation	i_{corr2}	Normale	2 µA/cm^2	0,25
Charge d'exploitation	Q	Normale	90 kN*	0,41
Température	T	Normale	23 °C	0,2

* Cette valeur représente la moitié du poids d'un camion qui est transmise par les trois roues

Tableau III-1 Valeurs de références des variables aléatoires

Étant donné que les facteurs climatiques interviennent dans les deux phases de la corrosion, la compréhension de leur effet sur la dégradation des structures est l'objectif principal de ce travail. Pour cette raison, ils sont considérés à part et font l'objet d'une étude séparée.

Le **Tableau III-1** présente les valeurs de référence des paramètres utilisés dans les modèles de dégradation (corrosion induite par les chlorures et corrosion par carbonatation). Le cas échéant, nous précisons les modifications par rapport à ce tableau dans chaque étape.

3.1.1. *Phase d'initiation*

Dans cette partie, la sensibilité du modèle aux paramètres intervenant dans la phase d'initiation de la corrosion est étudiée. Les paramètres pris en considération sont : l'enrobage e, la concentration critique en chlorures C_{cr}, le coefficient de diffusion de référence $D_{c,ref}$ et la concentration en chlorures à la surface du béton C_s pour la corrosion induite par les chlorures.

3.1.1.1.Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion

Pour quantifier l'effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion, la fiabilité de la poutre est évaluée pour différentes valeurs de l'enrobage couvrant une grande plage des profondeurs d'enrobage. En effet il s'agit d'un facteur parmi les plus importants du fait que c'est l'enrobage qui peut retarder l'arrivée des chlorures au niveau des armatures en leur imposant un parcours plus long. Pour cette raison, les Eurocodes préconisent des épaisseurs d'enrobage en fonction de l'agressivité du milieu environnant. Pour une forte agressivité, la profondeur nominale recommandée pour assurer la durabilité doit être de 50 mm pour une structure de classe S4. Nous appliquons donc le modèle en tenant compte des variables aléatoires retenues selon le **Tableau III-1** et en faisant varier la moyenne de l'enrobage de 30 mm à 60 mm avec un pas de 5 mm. La **Figure III-2** présente l'espérance du temps d'initiation de la corrosion E[T_{ini}] en fonction de l'espérance de l'épaisseur de l'enrobage E[e].

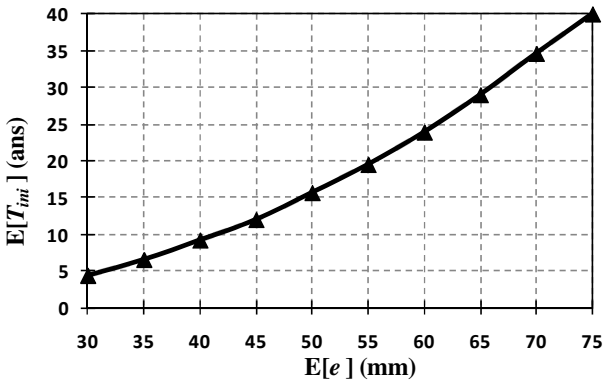

Figure III-2 Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion

Il est clair que E[T_{ini}] augmente avec E[e] et c'est d'ailleurs attendu, mais la courbe ci-dessus permet de quantifier cette évolution. Nous observons qu'en multipliant l'enrobage par un facteur de 2,5 (30 à 75 mm), E[T_{ini}] est multipliée par environ 10 (4,4 à 40 ans). Nous pouvons aussi remarquer qu'autour de la valeur de conception (50 mm) une augmentation de l'enrobage moyen de 5 mm induit une augmentation de E[T_{ini}] d'environ 3,5 ans. Cependant en allant vers les extrémités, l'augmentation de E[e] de 5 mm entre 70 et 75 mm induit un retardement de l'initiation de la corrosion de plus de 5 ans, tandis que l'augmentation de E[e] de 5 mm entre 30 et 35 mm ne permet de prolonger l'initiation de la corrosion que de 2,1 ans.

L'enrobage est le seul facteur maîtrisable parmi tous les facteurs qui influencent l'initiation de la corrosion. Ceci nous incite à l'étudier plus exhaustivement que les autres paramètres. Pour cela, nous avons repris le même exemple mais dans un environnement à agressivité extrême. Les résultats obtenus, reportés sur la **Figure III-3**, permettent de faire une comparaison entre les deux niveaux d'agressivité. Notons que nous avons réalisé cette étude pour les 4 niveaux d'agressivité décrits dans le paragraphe (3.4.3). Les valeurs moyennes de T_{ini} dans les cas d'agressivité faible et modérée dépassant les 200 ans, nous nous sommes contentés de présenter les cas d'agressivité extrême et forte qui donnent les résultats les plus intéressants.

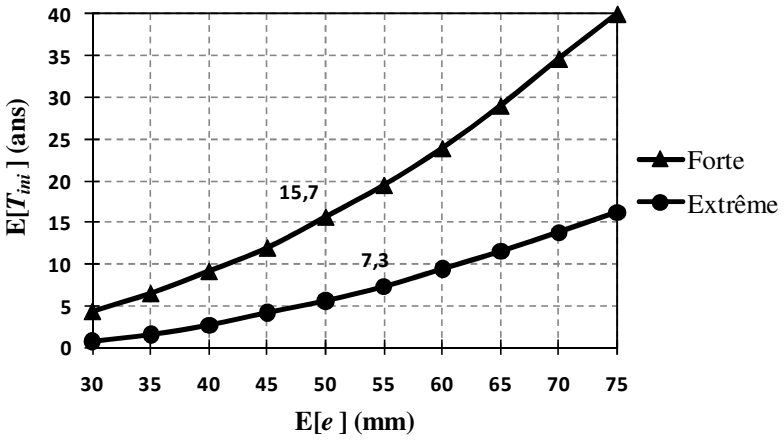

Figure III-3 Effet de l'enrobage et de l'agressivité sur le temps d'initiation de la corrosion

Dans le cas d'un environnement extrêmement agressif, l'épaisseur de l'enrobage préconisée par l'Eurocode 2 est de 55 mm. Pour cette valeur de l'enrobage, E[T_{ini}] est de 7,3 ans presque 2 fois moins que celle correspondante à un environnement fortement agressif (15,7 ans pour E[e] = 50 mm). De plus, nous pouvons observer sur la **Figure III-3** qu'il est nécessaire d'augmenter l'enrobage de 50 % (50 à 75 mm) dans un milieu extrêmement agressif pour avoir une phase d'initiation de même durée que celle d'un milieu à agressivité forte (E[T_{ini}] de 15,7 ans). Le décalage entre les 2 courbes de la **Figure III-3** qui est dû à l'agressivité de l'environnement peut être réduit en utilisant un béton de meilleure qualité

(moins poreux…). L'effet de la qualité du béton est traité dans la suite à travers l'effet du coefficient de diffusion (3.1.1.3).

3.1.1.2.Effet de la concentration critique en ions de chlorures

Dans cette partie nous faisons varier la concentration critique en ions de chlorures (C_{cr}) entre 0,5 et 4 kg/m^3 avec des pas de 0,25 kg/m^3. Le choix de cet intervalle permet de couvrir la majorité des valeurs proposées pour ce paramètre dans la littérature (Chap. II - 3.4.4). Les résultats obtenus sont présentés sur la **Figure III-4** représentant la variation de E[T_{ini}] en fonction de E[C_{cr}]. Bien que nous ayons effectué le calcul pour des valeurs de C_{cr} allant jusqu'à 4 kg/m^3, les valeurs reportées sur la figure ne montrent pas la variation de T_{ini} au-delà de C_{cr} = 1,75 kg/m^3, parce que les valeurs de C_{cr} supérieures donnent une valeur moyenne de T_{ini} supérieure à 300 ans, ce qui montre le rôle crucial de ce paramètre qui peut retarder fortement l'initiation de la corrosion même dans un environnement fortement agressif. Nous pouvons voir qu'une augmentation de C_{cr} de 0,25 seulement (entre 1,5 et 1,75) conduit à une augmentation de T_{ini} de plus que le double.

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

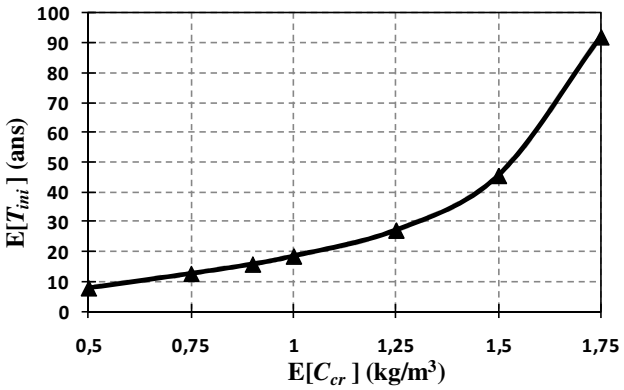

Figure III-4 Effet de la concentration critique en chlorure sur le temps d'initiation de la corrosion

3.1.1.3.Effets du coefficient de diffusion de référence

Le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton est modélisé dans ce travail comme étant une fonction du coefficient de diffusion de référence $D_{c,ref}$, de la température, de l'humidité relative, et du temps. $D_{c,ref}$ dépend des caractéristiques du béton (E/C, porosité…) et représente en réalité le coefficient de diffusion du béton mais dans des conditions précises (ou de référence). Les autres facteurs permettent de prendre en compte les variations du climat et l'évolution dans le temps de ce paramètre. Pour le béton utilisé

dans le dimensionnement de la poutre étudiée, le modèle de référence est présenté dans le **Tableau III-1** ($D_{c,ref} \sim LN$ [6.10^{-12} m^2/s ; 0,2]). La **Figure III-5** présente la variation de la valeur moyenne de T_{ini} en fonction de $D_{c,ref}$ exprimé en mm^2/an (selon l'équation I.23).

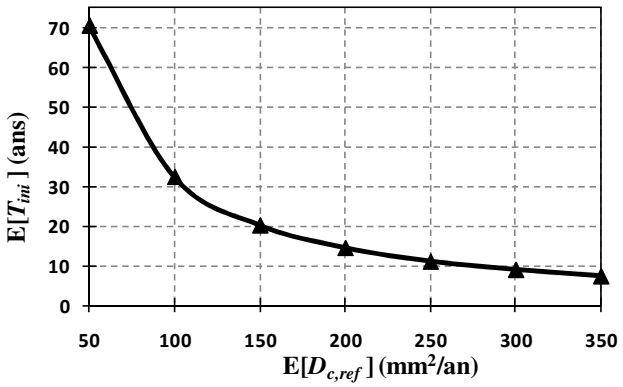

Figure III-5 Effet du coefficient de diffusion de référence sur le temps d'initiation de la corrosion

La plage de variation que nous proposons dans cette étude paramétrique est inspirée du rapport du CEB [CEB, 1997] qui suggère un coefficient de diffusion des chlorures dans les bétons à base de ciment Portland variant entre 10^{-12} m^2/s (31,5 mm^2/an) et 10^{-11} m^2/s (315 mm^2/an). Nous faisons donc varier $D_{c,ref}$ entre 50 et 350 mm^2/an avec des pas de 50 mm^2/an.

La **Figure III-5** met en évidence l'importance de l'utilisation de bétons de bonne qualité dans un environnement corrosif pour prolonger la phase d'initiation. En effet, nous pouvons voir clairement sur cette figure que la réduction de $D_{c,ref}$ induit une augmentation de T_{ini}. Quantitativement, en supposant que la fourchette de $D_{c,ref}$ retenue permet de couvrir la majorité des bétons existants, nous observons que T_{ini} varie dans notre cas entre 7,4 et 70,5 ans c'est-à-dire presque 10 fois. Donc, pour la même structure et dans le même environnement, en changeant les caractéristiques du béton – surtout le rapport E/C – nous pouvons parvenir à retarder la dépassivation la couche protectrice des aciers jusqu'à 63 ans. Cependant, il n'y a pas que ce critère pour la formulation des bétons, d'autres facteurs doivent être pris en compte, tout en visant le meilleur rapport résistance/économie.

3.1.1.4. Effets de la concentration des chlorures en surface

La concentration des chlorures en surface est le facteur qui décrit l'agressivité de l'environnement. Nous pouvons donc nous attendre à ce qu'il ait une influence majeure sur le processus de corrosion par les chlorures en général et sur T_{ini} plus particulièrement. Pour étudier la sensibilité du modèle à C_s, nous proposons de tracer la distribution du temps d'initiation de la corrosion pour des environnements d'agressivité modérée, forte et extrême (Chap. II - 3.4.3).

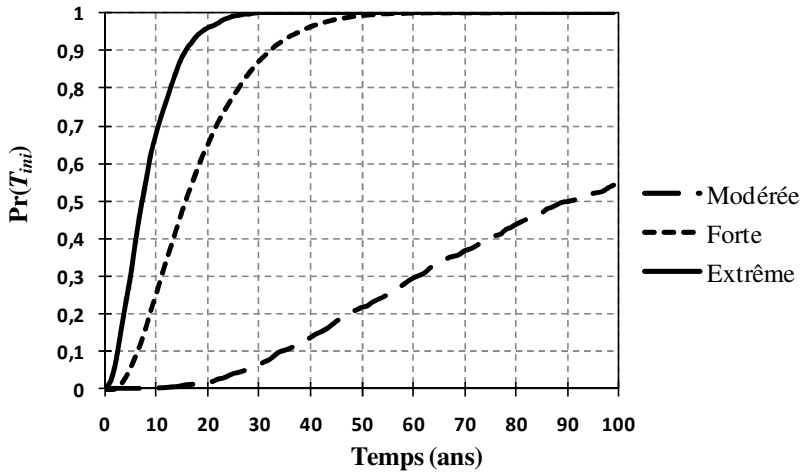

Figure III-6 Effet de l'agressivité de l'environnement sur la distribution de T_{ini}

Les distributions de T_{ini} pour les 3 catégories d'environnements sont tracées sur la **Figure III-6**. Notons que le calcul est fait en se basant sur les valeurs de références présentées dans le **Tableau III-1**, en ne modifiant que les valeurs de E[C_s] et de E[e] pour correspondre à chaque niveau d'agressivité.

Nous pouvons observer sur la **Figure III-6** que la courbe relative à l'environnement à agressivité modérée présente une augmentation beaucoup plus lente que les deux autres courbes avec une valeur moyenne de T_{ini} de 90 ans soit 5,7 fois plus grande que celle correspondant à la forte agressivité et 12 fois plus grande que celle relative à l'agressivité extrême. Ces courbes mettent en relief l'impact de C_s sur T_{ini} où l'augmentation du chlore à la surface du béton provoque une diminution importante du temps d'initiation de la corrosion.

3.1.1.5.Comparaison des effets de e, C_{cr} , C_s et $D_{c,ref}$ sur la distribution de T_{ini}

Dans ce qui précède, nous avons étudié l'effet de chacun des paramètres E[e], E[C_{cr}], E[C_s] et E[$D_{c,ref}$] sur la distribution du temps d'initiation de la corrosion. Maintenant, nous nous intéressons à étudier l'effet de la variabilité de ces paramètres sur le comportement du modèle. Pour cela, nous refaisons le calcul en utilisant les paramètres de référence, mais en posant à chaque fois l'un des facteurs en question comme étant déterministe. Cette procédure nous permet de repérer le paramètre dont la variabilité a le plus d'influence sur ce modèle. Les résultats sont présentés sur la **Figure III-7**.

Nous observons sur cette figure l'effet majeur de l'enrobage dont la variabilité conditionne considérablement la distribution du temps d'initiation de la corrosion. La courbe correspondant à e déterministe est très éloignée des autres courbes qui sont presque confondues avec la courbe de référence. Ainsi, la variabilité du temps d'initiation de la

corrosion est due en premier lieu à la variabilité de l'enrobage qui cache l'effet des autres facteurs.

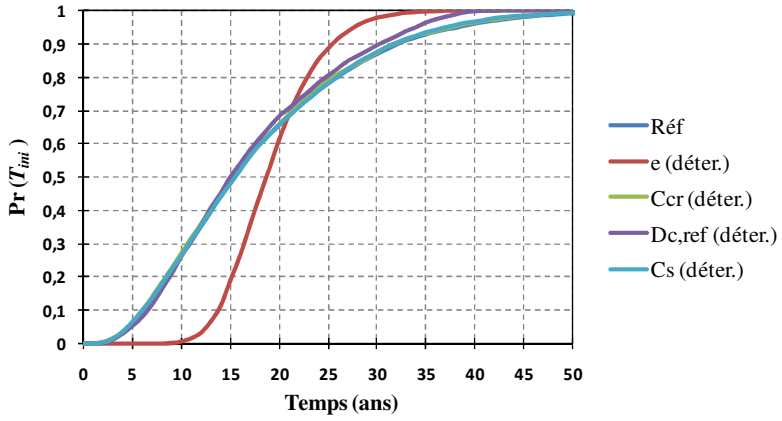

Figure III-7 Effets des variabilités des paramètres du modèle sur la distribution de T_{ini}

Pour évaluer l'effet de la variabilité des autres facteurs cachée par celle de l'enrobage, nous proposons d'appliquer la même procédure en supposant que *e* est déterministe dans la courbe de référence. Les résultats obtenus sont reportés sur la **Figure III-8**.

On peut remarquer sur cette figure que c'est la variabilité de $D_{c,ref}$ qui conditionne la distribution de T_{ini} et cache l'effet des autres facteurs dont les courbes correspondantes sont presque confondues avec la courbe de référence.

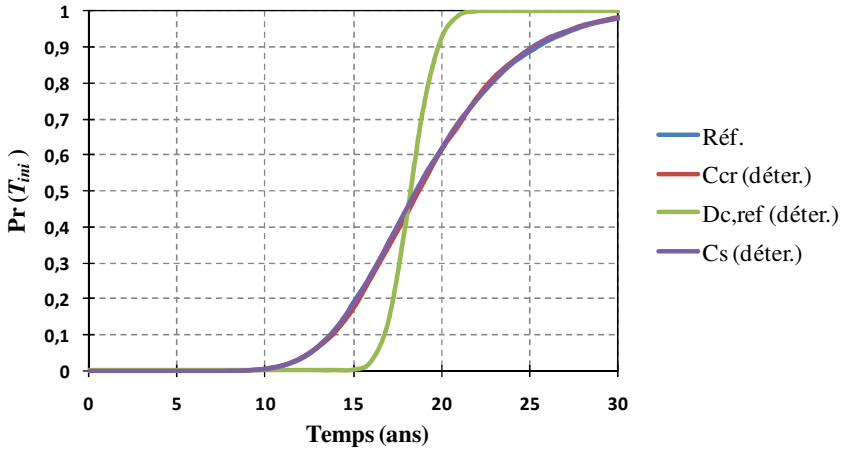

Figure III-8 Effets des variabilités des paramètres du modèle sur la distribution de T_{ini}

Bien que les variabilités de C_s et C_{cr} n'aient pas d'influence significative sur la distribution de T_{ini}, dans la réalité, la plage de variation de leur moyenne est très grande et influence considérablement la phase d'initiation de la corrosion comme nous l'avons vu dans les

paragraphes précédents. Les résultats obtenus dans cette partie nous incitent à recommander d'accorder une attention particulière à la formulation des bétons dans les environnements corrosifs et de respecter l'enrobage minimal préconisé par l'Eurocode 2 voire de le majorer. Il est recommandé aussi d'imposer des contrôles de qualité stricts vis-à-vis de la qualité du béton et de l'épaisseur de l'enrobage, leur variabilité ayant des conséquences néfastes sur la fiabilité de la structure.

3.1.2. *Phase de propagation*

Comme pour la phase d'initiation, les facteurs impliqués dans la phase de propagation sont étudiés pour comprendre et évaluer leur influence sur le processus de corrosion. Cependant, pour les paramètres de cette phase, nous allons faire fluctuer leurs coefficients de variation (*C.V.*). En effet, contrairement aux paramètres relatifs à la phase d'initiation, la plage de variation de la moyenne de certains paramètres de la 2ème phase est assez petite (par exemple f_{yk}) et c'est à travers leur *C.V.* que nous allons étudier la sensibilité du modèle à ces paramètres, respectivement b, h, e, G, Q, f_c, f_y et F_p.

Pour évaluer la sensibilité du modèle aux différents coefficients de variation, nous avons augmenté le *C.V.* de chacune des variables aléatoires de 30 et 50 % respectivement. Les résultats obtenus ont montré une très faible sensibilité du modèle aux facteurs à faible *C.V.* et seuls les paramètres aux *C.V.* relativement élevés ont influencé la distribution de P_f. Nous allons donc présenter dans cette partie les résultats pour lesquels une augmentation du *C.V.* provoque un changement notable sur la distribution de P_f

3.1.2.1. Effet de l'enrobage

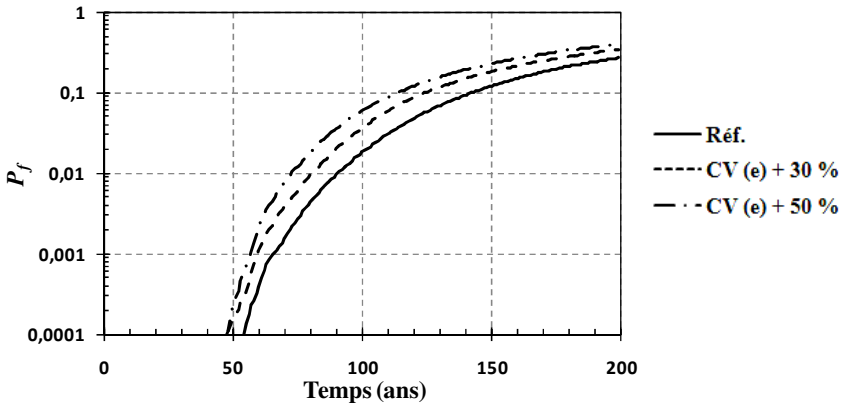

Figure III-9 Effet du coefficient de variation de l'enrobage sur la distribution de P_f

L'augmentation du coefficient de variation de l'enrobage induit une augmentation de la probabilité de défaillance de la structure comme on peut le voir sur la **Figure III-9**. À part l'influence de l'enrobage sur la phase d'initiation, il intervient de manière explicite dans la phase de propagation à travers l'expression de l'intensité du courant de corrosion. Ainsi,

une augmentation du *C.V.* de l'enrobage de 30 % conduit à une valeur de P_f à 50 ans (1,7 10^{-4}) 5 fois plus grande que la valeur initiale de référence (3,5 10^{-5}), cette augmentation s'accentue avec l'augmentation de la variabilité de l'enrobage.

3.1.2.2. Effet du facteur de la corrosion par piqûre

La **Figure III-10** montre l'effet de l'augmentation du *C.V.* de F_p sur la distribution de P_f. Nous remarquons que dans un premier temps l'augmentation de la variabilité de F_p influe sur la P_f de manière significative puis cette influence diminue pour les valeurs élevées de Pf (de l'ordre de 0,1). L'augmentation du *C.V.* de F_p de 30 % conduit à une valeur de Pf (2,7 10^{-4}) 8 fois plus grande que la valeur initiale (3,5 10^{-5}), cette augmentation s'accroit avec l'augmentation de la variabilité de F_p .

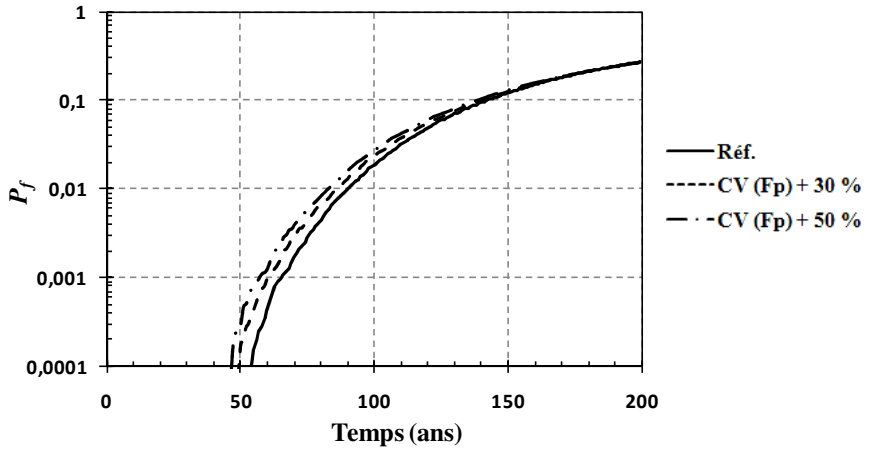

Figure III-10 Effet du coefficient de variation du facteur de corrosion par piqûre sur la distribution de P_f

3.1.2.3. Effet de la charge d'exploitation

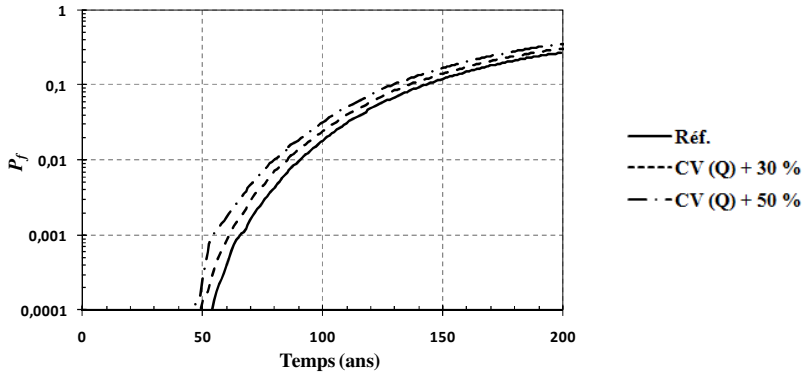

Figure III-11 Effet du coefficient de variation de la charge d'exploitation sur la distribution de P_f

L'augmentation du *C.V.* de la charge d'exploitation induit une augmentation de la probabilité de défaillance de la poutre sujette à la corrosion (**Figure III-11**). Ainsi, une augmentation du *C.V.* de Q de 30 % conduit à une valeur de P_f à 50 ans (6 10^{-4}) 18 fois plus grande que celle du *C.V* (3,5 10^{-5}) de référence.

3.1.2.4. Synthèse

L'étude de la sensibilité du modèle aux variabilités des paramètres intervenant dans la phase de propagation a permis de montrer que :

- le modèle est peu sensible aux variabilités des paramètres ayant de faibles coefficients de variation (b, h, G, f_c, f_y) ;
- les variabilités de l'enrobage (e), du facteur de corrosion par piqûre (F_p) et de la charge d'exploitation (Q) influencent le déroulement de la phase de propagation de façon significative.

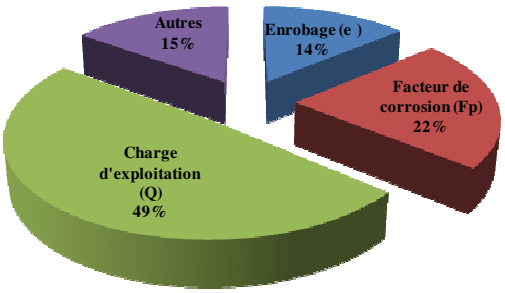

Figure III-12 Classification des paramètres selon l'influence de leurs variabilités

La **Figure III-12** représente la classification des paramètres en fonction de l'influence de l'augmentation de leurs coefficients de variations de 30 % sur la probabilité de défaillance de la poutre à 50 ans.

3.2.Effet du climat sur la corrosion induite par les chlorures

En général, l'agressivité de l'environnement marin est prise en compte dans les modèles de corrosion à travers la concentration en chlorures à la surface du béton.

Pour évaluer l'effet du climat sur le mécanisme de corrosion, nous proposons dans cette partie d'étudier la fiabilité de la poutre dans des environnements marins, de même niveau d'agressivité, mais ayant des caractéristiques climatiques différentes. Pour cela, nous choisissons 3 villes côtières dont les climats sont respectivement : (i) humide et chaud, (ii) humide et froid et (iii) relativement sec et chaud. Le choix d'étudier ces trois villes, au lieu de définir des scénarii climatiques, est effectué pour pouvoir disposer de données

climatiques réelles et par conséquent cohérentes et représentatives. Les villes choisies sont (**Figure III-13**) :

1. Singapour qui est une petite île du sud-est de l'Asie, située à l'extrémité sud de la péninsule Malaisienne avec 193 km de littoral. Le climat de Singapour est défini comme étant équatorial dépourvu de saisons distinctes. À cause de son emplacement géographique avec un grand littoral, le climat de Singapour est caractérisé par des températures uniformes, des humidités relatives élevées et des pluies abondantes toute l'année.
2. l'île aux Ours (Bjørnøya) qui est une île située à mi-chemin entre la Norvège et l'archipel norvégien du Svalbard dans la partie occidentale de la mer de Barents. Le climat de l'île aux Ours est maritime polaire avec des températures relativement douces par rapport aux régions de même latitude. L'humidité relative est uniforme et élevée toute l'année.
3. Jeddah qui se situe sur la côte ouest de l'Arabie Saoudite, au milieu du rivage Oriental de la Mer Rouge au sud du tropique du cancer. Le climat de Jeddah est sous l'influence de l'exposition maritime et l'emplacement géographique près du désert. Ainsi Jeddah conserve de hautes températures en hiver, avec des températures estivales assez élevées. Les pluies y sont rares et l'humidité relative est basse par rapport aux zones côtières habituelles.

Les paramètres climatiques utilisés dans le modèle de corrosion induite par les chlorures sont les températures moyennes mensuelles et les humidités relatives moyennes mensuelles. Ils sont évalués en se basant sur des données statistiques obtenues à partir de stations météorologiques sur des périodes de 30 ans (1961 – 1990) pour l'île aux Ours et Jeddah et de 27 ans (1982 – 2008) pour Singapour. Ces valeurs sont reportées sur la **Figure III-14**.

Figure III-13 Situation géographique des villes côtières choisies

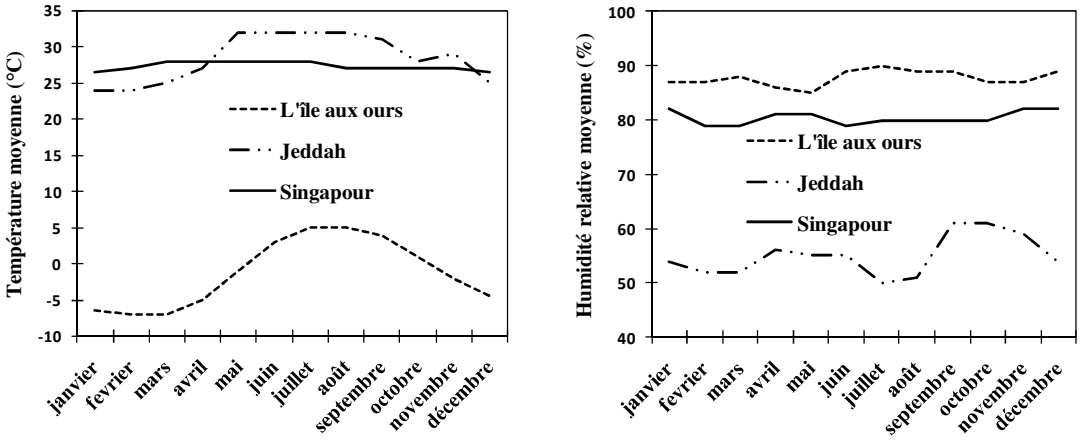

Figure III-14 Températures et humidités relatives des villes choisies

Pour souligner l'impact des paramètres climatiques, nous avons considéré comme déterministe les paramètres suivants : b, e, G, h et Q, le but étant de neutraliser leur effet sur le mécanisme de corrosion pour mettre en relief l'impact des facteurs climatiques. Les autres paramètres ont les valeurs présentées dans le **Tableau III-1** ; l'agressivité de l'environnement est forte. Les distributions du temps d'initiation de la corrosion (T_{ini}) et de la probabilité de défaillance (P_f) de la poutre dans les trois villes sont tracées sur la **Figure III-15** et la **Figure III-16** respectivement.

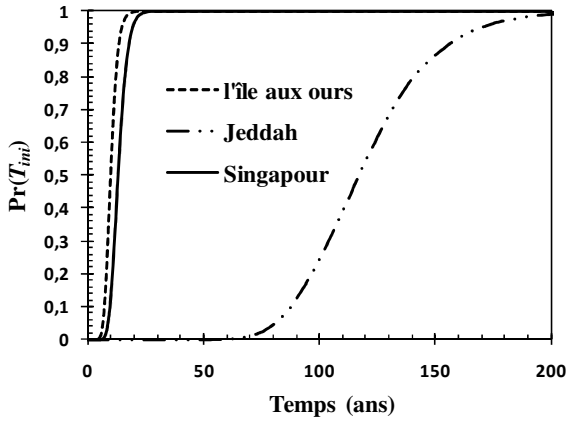

Figure III-15 Distribution du temps d'initiation de la corrosion dans les villes choisies

Nous observons sur la **Figure III-15** que la courbe représentant la distribution de T_{ini} relative à Jeddah est très décalée par rapport aux deux autres avec une valeur moyenne de 120 ans, alors qu'elle est de 13,5 ans pour Singapour et de 10 ans pour l'île aux Ours. On observe également que les courbes sont classées en fonction de l'humidité avec les valeurs de T_{ini} les plus faibles pour les humidités relatives les plus élevées et vice-versa. Bien que

l'île aux Ours soit beaucoup plus froide que Singapour, la valeur moyenne de T_{ini} y est plus faible : cette observation est expliquée par le fait que l'humidité relative à l'île aux Ours est plus élevée. Ceci nous permet de constater que la phase d'initiation de la corrosion est conditionnée par l'humidité relative qui joue le rôle déterminant. L'effet de la température n'est pas explicite dans ce cas : il est caché par l'effet dominant de l'humidité relative.

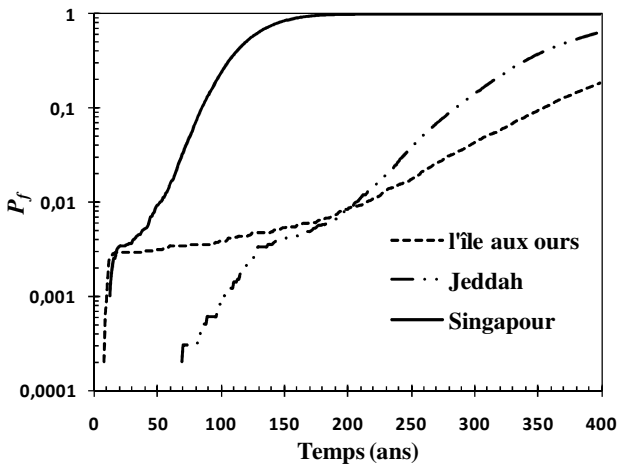

Figure III-16 Distribution de la probabilité de défaillance dans les villes choisies

Sur la **Figure III-16**, nous observons des valeurs de P_f beaucoup plus élevées que la valeur cible qui est de l'ordre de 10^{-4} à 50 ans. Les courbes ci-dessus sont calculées avec les valeurs caractéristiques du chargement, qui elles-mêmes contiennent une marge de sécurité correspondant à une probabilité d'occurrence de 5 %. Ainsi, le niveau de fiabilité réel peut être évalué en multipliant les valeurs des courbes par 5 10^{-2}, ce qui nous ramène bien à l'ordre de grandeur visé par les Eurocodes.

Nous observons aussi sur les courbes de la **Figure III-16** que dans un premier temps les valeurs de P_f les plus élevées sont obtenus pour le cas de l'île aux Ours suivie de très près de Singapour et ensuite de Jeddah avec des valeurs beaucoup plus faibles. Dans un deuxième temps (à partir de 18 ans) la probabilité de défaillance augmente de façon importante pour Singapour et Jeddah (les 2 villes sont caractérisées par des températures élevées), alors qu'elle augmente très lentement pour l'île aux Ours. Enfin, dans un troisième temps les probabilités de défaillance correspondant à Jeddah dépassent celles de l'île aux Ours où les températures sont basses.

Bien que l'île aux Ours ait les humidités relatives les plus élevées, la propagation de la corrosion y est la plus lente en comparaison avec les deux autres villes ayant des températures plus élevées et des humidités relatives plus faibles.

Ainsi, nous pouvons constater que la température influence considérablement la phase de propagation de la corrosion : l'évolution de la propagation est plus rapide dans un climat chaud [El Hassan et al., 2010]. Toutefois, il faut noter l'influence de l'humidité relative sur la phase de propagation. Cette influence ne se voit pas clairement dans cet exemple en raison du grand écart de température entre l'île aux Ours et les deux autres villes. Cette application est reprise en considérant l'aspect aléatoire de b, e, G, h et Q, les résultats ont montrés les mêmes tendances de l'effet de la température et de l'humidité relative sur le déroulement de la corrosion. Les distributions des temps d'initiation de la corrosion et des probabilités de défaillance sont tracées et discutées dans la partie consacrée au contexte libanais (5.3).

Cette application nous a permis d'évaluer l'effet des paramètres climatiques sur la fiabilité des poutres sujettes à la corrosion induite par les chlorures : l'humidité relative joue un rôle crucial dans la phase d'initiation en facilitant la pénétration des chlorures dans le béton, alors que la température influence surtout la phase de propagation en favorisant les réactions de corrosion. Ainsi un climat chaud et humide est très agressif vis-à-vis de la corrosion.

Lors de la conception des ouvrages exposés à des environnements riches en chlorures, il est indispensable de prendre en compte les facteurs climatiques (température et humidité relative) qui constituent une source d'agressivité considérable vis-à-vis de la corrosion des structures. Notons qu'il s'agit d'un modèle simple où les relations physiques sont simplifiées avec des hypothèses raisonnables pour le contexte visé. Ce modèle est convenable pour un usage comparatif pour évaluer l'effet de l'agressivité de l'environnement sur la fiabilité des structures corrodées.

3.3. Fiabilité à l'état limite de service

Dans les deux parties précédentes, nous avons effectué une étude paramétrique du modèle de corrosion induite par les chlorures ainsi qu'une étude de l'effet de l'environnement sur ce mécanisme. Dans cette partie, nous nous intéressons à l'effet du diamètre des armatures sur la phase de propagation de la corrosion. Nous nous intéressons également au choix d'un diamètre assurant un compromis entre la résistance à la corrosion (état limite ultime ou ELU) et la maîtrise de la fissuration (état limite de service ou ELS)

3.3.1. *Effet du diamètre des armatures sur la corrosion*

Pour évaluer l'effet du diamètre des armatures sur la propagation de la corrosion, nous comparons les distributions des probabilités de défaillance de la poutre en utilisant des ferraillages 13 HA16, de 9 HA20 ou de 6 HA25. Nous supposons que la poutre est exposée à un environnement extrêmement agressif. Ces distributions sont présentées sur la **Figure III-17**.

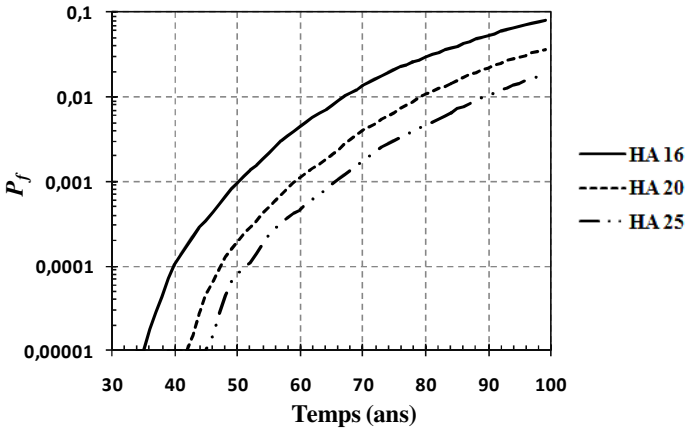

Figure III-17 Distributions de P_f pour de différents diamètres d'armatures

La **Figure III-17** montre que le diamètre des armatures joue un rôle significatif vis-à-vis de la propagation de la corrosion. Ainsi, en tenant compte des hypothèses du modèle, nous constatons que l'utilisation d'armatures de grand diamètre améliore la résistance de la structure à la corrosion et ceci pour une même section nominale des aciers longitudinaux. En comparant les probabilités de défaillance, nous remarquons qu'à 50 ans, la valeur de P_f de la poutre avec des armatures de section HA16 est 10 fois plus grande que celle correspondante à l'utilisation de HA25. Les distributions de P_f obtenues sont classées par ordre croissant du diamètre des aciers utilisés.

Nous rappelons que les résultats obtenus ne peuvent pas être généralisés et ne sont valables que dans le cas de ce modèle qui ne prend pas en compte la variabilité spatiale et qui suppose que toutes les armatures sont susceptibles de se corroder. Néanmoins, les ordres de grandeur des probabilités de défaillances obtenues sont cohérents avec les recommandations de l'Eurocode.

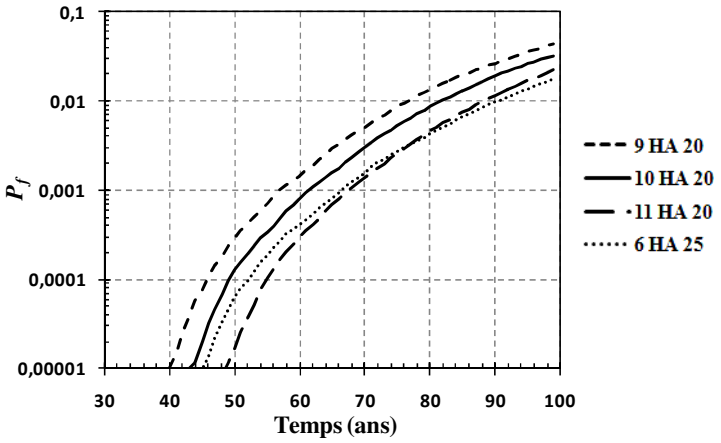

Figure III-18 Distribution de P_f pour de différentes sections d'acier

Nous proposons dans ce qui suit d'évaluer l'effet du choix des sections de point de vue économique. Pour cela, la corrosion de la poutre est étudiée dans les 4 cas suivants : 6 HA25 (29,44 cm^2), 9 HA20 (28,26 cm^2), 10 HA20 (31,4 cm^2) et 11 HA20 (34,54 cm^2). Notons que dans les 2 derniers cas, la section d'acier utilisée dépasse la section nécessaire pour la résistance à la flexion. Les distributions des probabilités de défaillance sont présentées sur la **Figure III-18**.

Sur cette figure, nous remarquons que l'utilisation d'une barre supplémentaire (10 HA20 au lieu de 9 HA20) ne permet pas d'assurer le même niveau de protection que celui offert par l'emploi de 6 HA25 sachant qu'on utilise 6,7 % d'acier additionnel. Or l'utilisation de 11 HA 20 (2 barres supplémentaires) permet d'améliorer la résistance de la structure à la corrosion par rapport aux 6 HA 25, cependant on utilise 17,33 % d'acier de plus. En outre, nous remarquons qu'à long terme (à partir de 77 ans) les armatures de 25 mm de diamètre assurent une meilleure protection que celles de 20 mm de diamètre même en quantité supplémentaire. Les proportions présentées dans cette partie dépendent directement des hypothèses du modèle qui considèrent que toutes les barres sont susceptibles de se corroder et ne considèrent pas la fissuration. Cette hypothèse pénalise davantage l'utilisation d'un grand nombre d'armatures de faibles diamètres en augmentant le nombre de barres corrodées. Qualitativement, ces observations sont conformes aux résultats des essais de corrosion accélérée sur des aciers de diamètres 16 et 27 mm menées par Stewart et Suo [Stewart et al., 2009] qui ont permis de démontrer que les barres de 27 mm de diamètre assurent une meilleure fiabilité de la structure en milieu corrosif. Il serait donc judicieux de recommander l'utilisation d'armatures de grands diamètres dans les environnements corrosifs pour assurer une meilleure résistance de la structure vis-à-vis de la corrosion. Cependant, il est indispensable de vérifier dans une telle configuration l'effet des grands diamètres sur la fissuration du béton d'enrobage.

3.3.2. *Diamètre des armatures et ouverture de la fissure*

La corrosion des armatures engendre des produits expansifs qui exercent une pression sur la paroi de béton et provoquent, par conséquent, sa fissuration. Ce type de fissuration n'est pas considéré dans notre travail, mais la fissuration structurale due à l'application des charges en service est étudiée pour différentes configurations de la poutre. L'ouverture de la fissure est calculée selon l'Eurocode 2 et les détails de ce calcul sont rappelés en annexe.

Nous exposons la poutre à un environnement extrêmement agressif, en vue d'étudier l'ouverture de la fissure pour les 3 configurations précédentes (HA16, HA20 et HA25). Selon l'Eurocode 2, il est recommandé que la probabilité que l'ouverture de la fissure dépasse la valeur limite soit de l'ordre de 7.10^{-2} à 50 ans [Calgaro, 2010]. La valeur limite de l'ouverture de la fissure w_L est de 0,3 mm pour cette exposition. En tenant compte de la corrosion, les distributions des probabilités de dépassement de l'ouverture acceptable sont tracées sur la **Figure III-19**.

Nous observons clairement sur cette figure que les probabilités obtenues sont d'un ordre de grandeur supérieur à celui recommandé par l'Eurocode. On peut voir que pour les armatures de diamètres 25 mm (HA25), la valeur de Pr [$w_i \geq w_L$] est de 0,62 presque 10 fois plus grande que la valeur acceptable. On peut voir aussi que ces probabilités augmentent avec l'augmentation du diamètre des aciers avec les valeurs les plus élevées correspondant aux barres HA25 suivies des barres HA20 et enfin des barres HA16.

On peut également observer sur la **Figure III-19** que les courbes des distributions de Pr [$w_i \geq w_L$] présentent deux phases : une phase presque constante où les valeurs obtenues sont dues à l'application des charges et une deuxième phase ascendante où l'augmentation des probabilités de dépassement de l'ouverture acceptable est due à la corrosion. En effet, la corrosion induit une diminution de la section des aciers provoquant ainsi une augmentation de la contrainte sur le béton et par suite une augmentation de l'ouverture de la fissure. Cette deuxième phase permet d'expliquer l'intersection des deux distributions de Pr [$w_i \geq w_L$] relatives aux HA20 et aux HA16. Comme nous avons vu précédemment, la corrosion est plus rapide pour les diamètres des aciers les plus faibles et ainsi l'augmentation de l'ouverture de la fissure après l'amorçage de la corrosion sera beaucoup plus importante que celle d'un acier de diamètre plus élevé.

Conformément à la pratique, il est judicieux d'utiliser des armatures de faibles diamètres pour la maîtrise de la fissuration. Cependant, l'utilisation d'aciers de diamètres élevés est plus avantageuse vis-à-vis de la durabilité. Et par conséquent, le choix du diamètre des armatures dans les structures exposées à un environnement corrosif doit être fait avec précaution de sorte à assurer un compris entre les deux états limites : l'ELS conditionné par l'ouverture de la fissure et l'ELU régi dans ce cas par la corrosion.

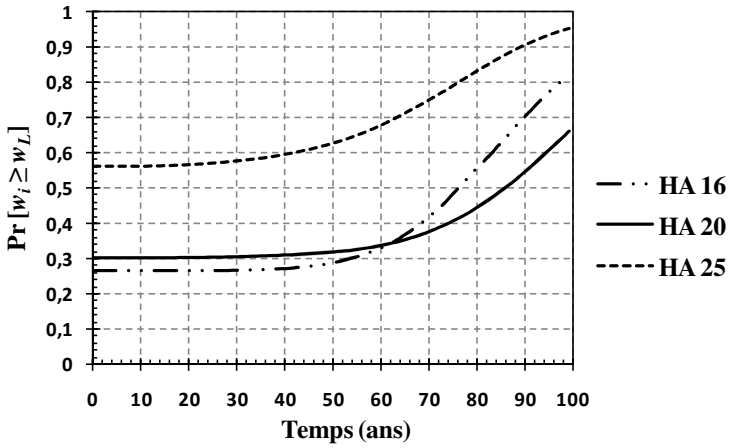

Figure III-19 Pr [$w_i \geq w_L$] pour de différents diamètres des armatures

Néanmoins, l'ouverture de la fissure ne dépend pas uniquement du diamètre des aciers mais aussi de l'épaisseur de l'enrobage qui est l'une des causes principales de l'obtention des valeurs élevées de Pr [$w_i \geq w_L$] (**Figure III-19**). L'enrobage utilisé dans cette application est de 55 mm (recommandé pour un environnement extrêmement agressif), valeur élevée pénalisant considérablement la fissuration du béton.

Pour mettre en relief l'effet de l'enrobage sur la fissuration du béton, nous proposons de reprendre l'exemple précédent en diminuant l'enrobage de 5 mm. Les distributions de Pr [$w_i \geq w_L$] pour les différents diamètres d'aciers avec l'utilisation d'un enrobage de 50 mm sont tracées sur la **Figure III-20**.

Nous pouvons voir sur cette figure une diminution remarquable des valeurs de Pr [$w_i \geq w_L$] en comparaison avec la figure précédente mettant en relief l'effet de l'enrobage. Ainsi, nous observons des valeurs de Pr [$w_i \geq w_L$] de l'ordre de 0,3 à 50 ans pour les aciers HA25, soit plus de 2 fois plus petites que celles obtenues avec un enrobage de 55 mm. Quant aux distributions de Pr [$w_i \geq w_L$] correspondantes à HA16 et HA20, nous remarquons que les probabilités cibles à 50 ans sont bien respectées.

De même que le diamètre des armatures, l'épaisseur de l'enrobage a des effets opposés sur la fissuration et sur la corrosion : l'augmentation de l'enrobage, assurant une meilleure protection des aciers vis-à-vis de la corrosion, induit une augmentation de la fissuration structurale.

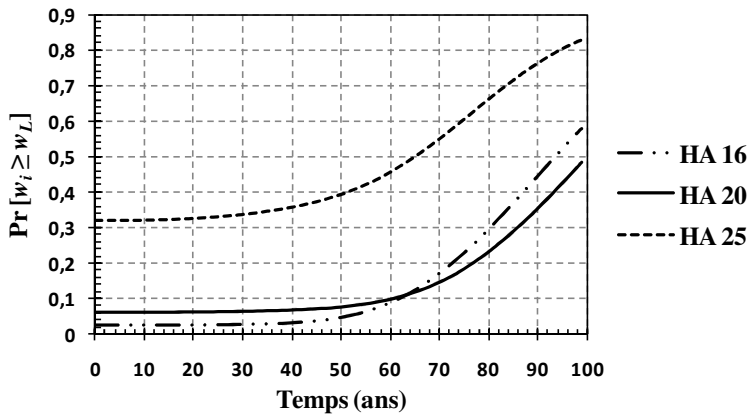

Figure III-20 Pr [$w_i \geq w_L$] pour de différents diamètres avec e = 50 mm.

Ainsi, il faut trouver une combinaison optimale de ces deux paramètres (diamètre des armatures et enrobage) qui permette de respecter les probabilités de défaillances cibles recommandées à l'ELS et à l'ELU. Nous proposons d'illustrer cet aspect par des exemples montrant l'effet des différentes combinaisons sur les deux états limites. La **Figure III-21** et la **Figure III-22** présentent les distributions de Pr [$w_i \geq w_L$] et de P_f pour les barres HA 25

pour différentes valeurs d'enrobage. Les valeurs de l'épaisseur de l'enrobage étudiées varient entre 35 et 55 mm (nous n'avons pas pris des valeurs supérieures à 55 mm parce que nous avons déjà vu que les recommandations à l'ELS ne sont pas assurées même à 55 mm (**Figure III-19**)).

Sur ces deux figures, on peut voir l'évolution en sens opposé de l'ouverture de la fissure et de la corrosion pour les différentes valeurs de l'enrobage. La valeur cible de Pr $[w_i \geq w_L]$ à 50 ans pour l'ELS n'est assurée que pour un enrobage inférieur ou égal à 35 mm (**Figure III-21**). Une telle valeur n'est pas adaptée au contexte extrêmement agressif et induit une réduction des deux phases de la corrosion et l'on peut voir que la valeur cible de P_f à 50 ans pour e= 35 mm est presque 100 fois plus élevée que celle recommandée par l'Eurocode (**Figure III-22**). A l'ELU, il faut au moins un enrobage de 55 mm pour assurer la fiabilité requise.

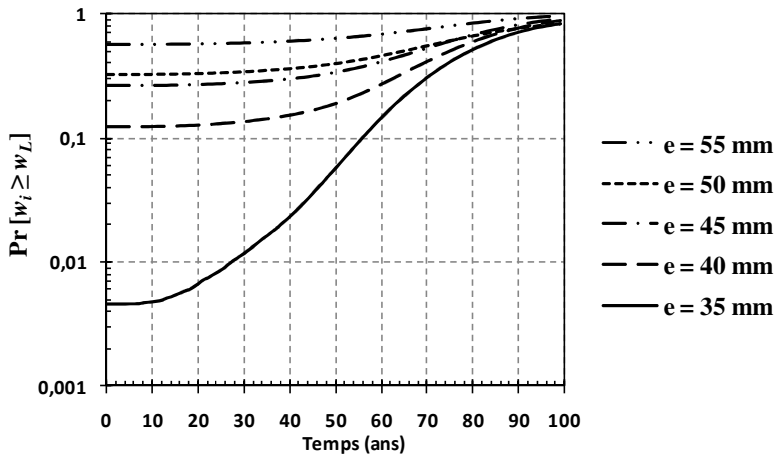

Figure III-21 Pr $[w_i \geq w_L]$ pour différents enrobages et (HA25)

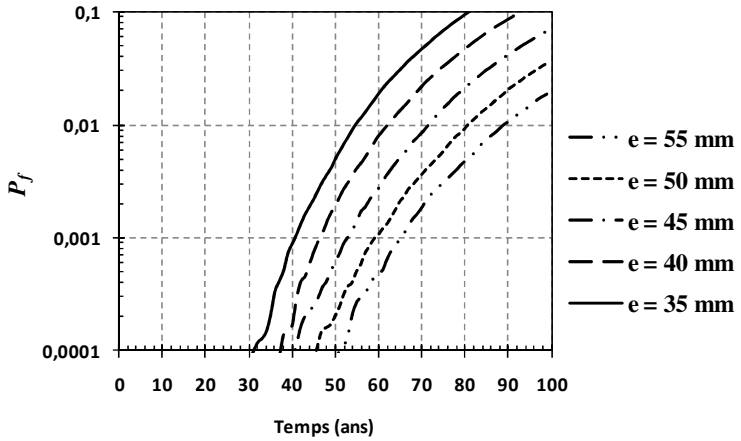

Figure III-22 Distribution de P_f pour différents enrobages (HA25)

Nous rappelons, comme pour toutes les applications précédentes, que les résultats obtenus dépendent des hypothèses du modèle considéré. Dans ce cas, notre modèle ne prend pas en compte la fissuration induite par les produits de corrosion, ni l'effet de la fissuration sur la pénétration des chlorures dans le béton. Ainsi, il est indispensable de proposer un modèle de couplage complet entre la corrosion et la fissuration avant de se lancer dans des études plus poussées pour définir la combinaison convenable de l'enrobage et du diamètre des armatures. Cependant, cette étude comparative permet de mettre en relief l'importance de la prise en compte des effets de chacun de ces paramètres lors du dimensionnement des structures en béton armé dans un environnement corrosif en montrant leur impact sur la fiabilité des structures.

4. Corrosion par carbonatation

Dans cette partie, nous nous intéressons au mécanisme de corrosion par carbonatation. Pour comprendre l'effet de chacun des paramètres sur le déroulement de la carbonatation, nous commençons par une étude paramétrique portant sur deux groupes de paramètres :

- les paramètres qui influent sur la phase d'initiation ;
- les paramètres qui influent sur la phase de propagation.

Les valeurs de référence des paramètres du modèle sont celles présentées dans le **Tableau III-1**.

4.1.Phase d'initiation

Les paramètres qui interviennent dans la phase d'initiation de la corrosion par carbonatation sont l'enrobage (e), la concentration en dioxyde de carbone (C_0) et la capacité de liaison de CO_2 (a). Leurs effets sur cette phase sont présentés en détail dans ce qui suit.

4.1.1. *Effet de l'enrobage*

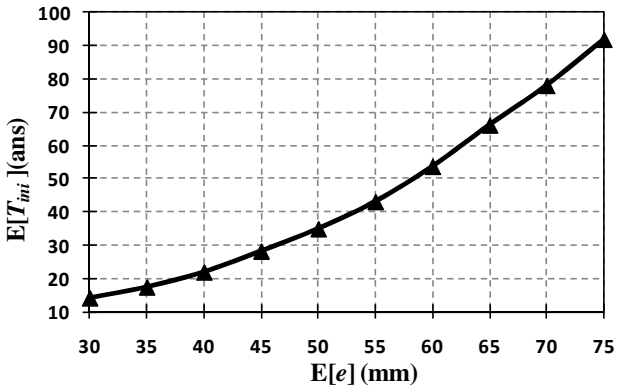

Figure III-23 Effet de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion

De même que pour la corrosion induite par les chlorures, l'effet de l'enrobage sur l'initiation de la corrosion par carbonatation est examiné en faisant varier ce paramètre entre 30 et 75 mm avec des pas de 5 mm. Cette plage de variation permet de couvrir la plupart des cas courants. La variation de la valeur moyenne de T_{ini} en fonction de e est tracée sur la **Figure III-23**.

Nous observons sur cette figure l'effet considérable de l'augmentation de l'enrobage sur l'initiation de la corrosion par carbonatation. L'augmentation de l'enrobage d'un facteur de 2,5 (de 30 à 75 mm) induit une augmentation de la valeur moyenne de T_{ini} d'un facteur de 6,5 (de 14 à 91,9 ans). Ainsi nous pouvons voir que pour la même structure située dans un même environnement, la phase d'initiation de la corrosion peut être prolongée de 76 ans en augmentant l'épaisseur de l'enrobage. Cependant, le choix de l'enrobage n'est pas conditionné uniquement par le critère de durabilité, il faut prendre en compte la maîtrise de la fissuration. Pour un béton fissuré, la pénétration des agents agressifs, tel que le gaz carbonique, s'accélère et provoque une réduction de la phase d'initiation de la corrosion qui peut être parfois dramatique.

4.1.2. *Effet de la concentration en dioxyde de carbone*

La concentration en dioxyde de carbone dans le milieu environnant dépend de la région dans laquelle se trouve la structure (zone industrielle, tunnel, zone rurale…) avec des concentrations allant de 0,015 à 1 %. Traduisant ces concentrations en masse par unité de volume, on obtient des valeurs de C_0 allant de 20 à 380 kg/m^3. La valeur de ce paramètre, qui représente l'agressivité de l'environnement, affecte le mécanisme de carbonatation et surtout sa première phase. Pour évaluer son effet, on étudie la poutre présentée précédemment en utilisant les paramètres de référence et en faisant varier C_0 entre 20 et 380 kg/m^3 avec des pas de 40 pour couvrir toute sorte d'agressivité. Les résultats obtenus sont tracés sur la **Figure III-24**.

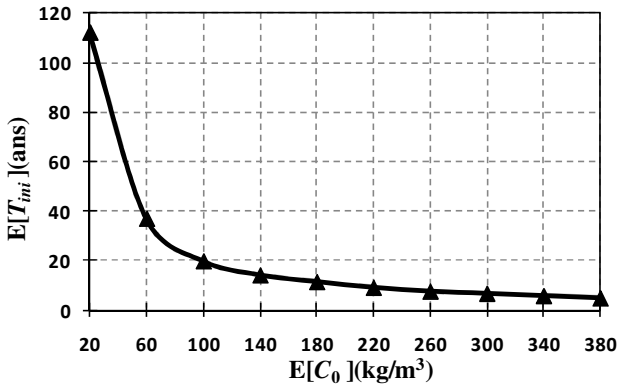

Figure III-24 Effet de la concentration en CO_2 sur le temps d'initiation de la corrosion

La **Figure III-24** montre une diminution considérable de T_{ini} de presque 75 ans pour les valeurs de C_0 entre 20 et 60 kg/m^3, puis la diminution devient moins forte entre 60 et 180 kg/m^3 et enfin elle s'affaiblit beaucoup entre 180 et 380 kg/m^3. Ainsi on peut constater que la valeur moyenne de T_{ini} variant entre 5 et 114 ans montre l'effet de l'agressivité de l'environnement sur la carbonatation du béton. Ceci met en évidence la nécessité de la prise en compte de ce facteur lors de la conception des structures pour assurer leur durabilité.

4.1.3. *Effet de capacité de liaison du béton avec le gaz carbonique*

La teneur du béton en matières susceptibles de se carbonater influence l'initiation de la corrosion. Plus le béton est riche en matières carbonatables, et plus le temps est long jusqu'à la carbonatation complète de ces matériaux. Selon l'expression adoptée pour l'évaluation de T_{ini}, la relation entre T_{ini} et a est linéaire.

Pour étudier l'effet de ce paramètre, la corrosion par carbonatation de la poutre est étudiée pour différentes valeurs de a allant de 40 à 120 kg/m^3 avec des pas de 10. Les résultats obtenus sont reportés sur la **Figure III-25**. On peut observer que malgré tous les aléas pris en compte et la variabilité du coefficient de diffusion du CO_2 dans le temps, la linéarité entre T_{ini} et a est conservée.

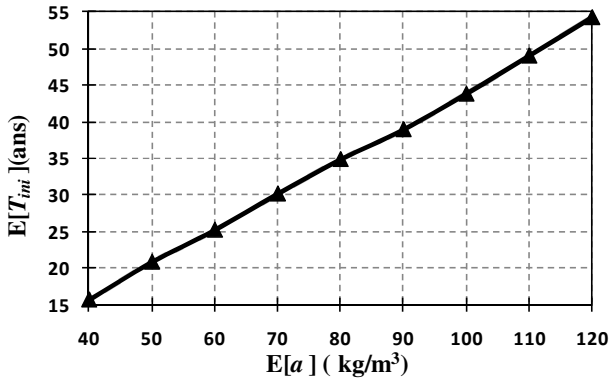

Figure III-25 Effet de la capacité de liaison avec le CO_2 sur le temps d'initiation de la corrosion

4.2.Phase de propagation

Comme pour la phase d'initiation, les facteurs impliqués dans la phase de propagation sont étudiés pour comprendre et évaluer leur influence sur le processus de corrosion par carbonatation. Pour cela on propose d'augmenter le *C.V.* de chacune des variables aléatoires de 30 et 50 % respectivement. Comme pour l'étude sur la corrosion induite par les chlorures, les résultats obtenus ont montré une très faible sensibilité du modèle aux facteurs à faible *C.V.* et seuls les paramètres aux *C.V.* relativement élevés ont influencé la distribution de P_f. Nous allons donc présenter dans cette partie les résultats dans lesquels une augmentation du C.V. de 50 % provoque un changement sur la distribution de P_f .

4.2.1. *Effet de l'enrobage*

D'après la **Figure III-26**, une augmentation du *C.V.* de l'enrobage de 50 % conduit à une valeur de P_f à 50 ans (4,4 10^{-4}) 2,75 fois plus grande que celle relative aux paramètres de référence (1,6 10^{-4}). Ainsi la variabilité de ce facteur qui affecte considérablement la phase d'initiation, influence la distribution des probabilités de défaillance.

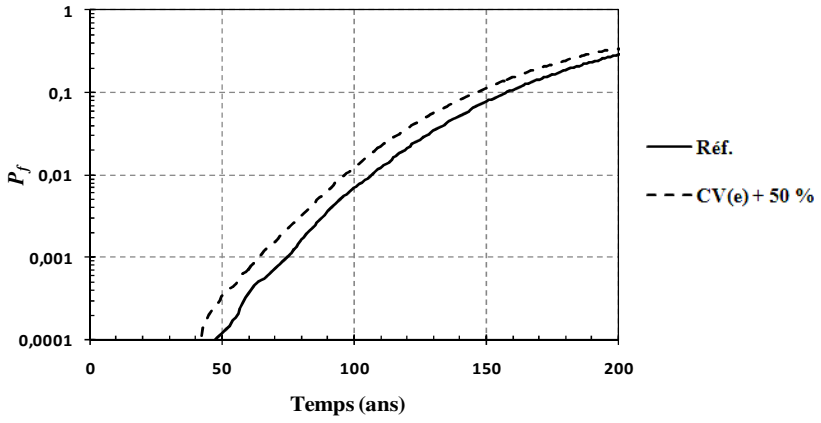

Figure III-26 Effet du coefficient de variation de l'enrobage sur la distribution de P_f

4.2.2. *Effet de l'intensité du courant de corrosion*

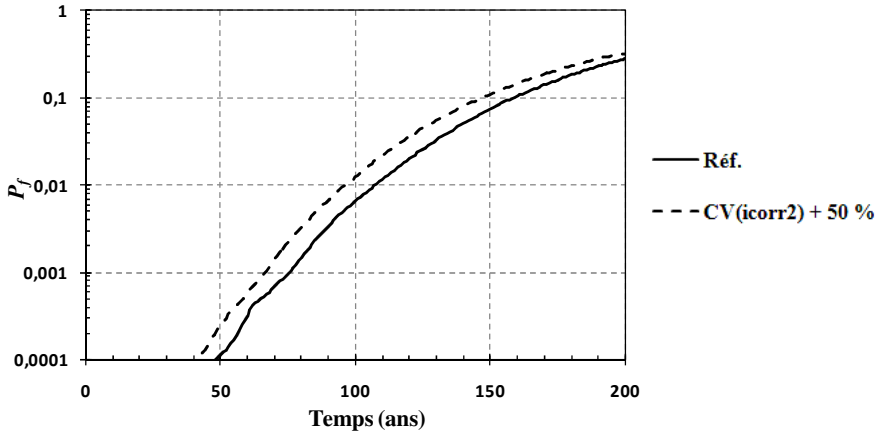

Figure III-27 Effet du coefficient de variation de l'intensité du courant de corrosion sur la distribution de P_f

D'après la **Figure III-27**, on peut observer que l'augmentation de la variabilité de l'intensité du courant de corrosion provoque également une augmentation de P_f de la poutre. Ainsi la valeur de P_f à 50 ans (3,4 10^{-4}) obtenue en augmentant le C.V. de i_{corr2} de 50 % est 2,125 fois plus grande que celle de référence (1,6 10^{-4}).

4.2.3. *Effet de la charge d'exploitation*

D'après les distributions de P_f présentées sur la **Figure III-28**, on peut remarquer clairement l'effet de variabilité de Q sur ce modèle de corrosion par carbonatation. L'augmentation du C.V. de Q de 50 % conduit à une valeur de P_f à 50 ans ($1{,}2 \ \ 10^{-3}$) 7,5 fois plus grande que celle relative aux paramètres de référence ($1{,}6 \ \ 10^{-4}$). Par comparaison aux effets de l'enrobage et de l'intensité du courant de corrosion, on remarque une plus grande sensibilité à l'effet de la charge d'exploitation.

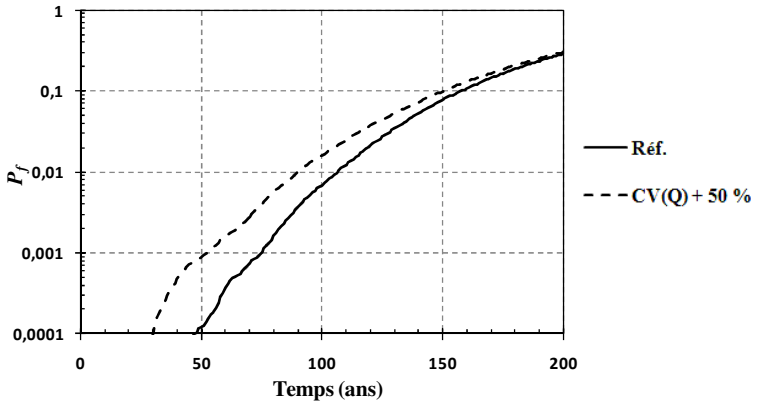

Figure III-28 Effet du coefficient de variation de la charge d'exploitation sur la distribution de P_f

4.2.4. *Synthèse*

L'étude de la sensibilité du modèle de corrosion par carbonatation aux variabilités des paramètres intervenant dans la phase de propagation a permis faire une classification des paramètres en fonction de l'effet de l'augmentation de leur coefficient de variation de 50 % sur la probabilité de défaillance à 50 ans (**Figure III-29**).

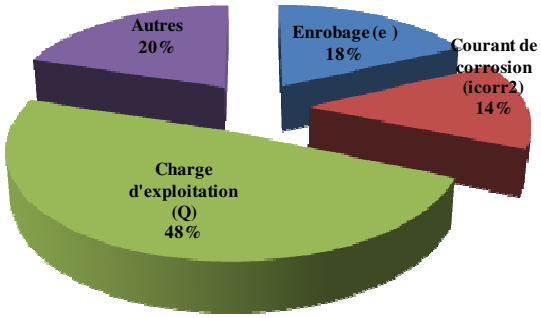

Figure III-29 Classification des paramètres selon l'influence de leurs variabilités

5. Application au cas du Liban

L'environnement agit principalement sur les bétons à travers le climat et la géologie. Dans ce travail nous avons choisi de nous intéresser aux facteurs climatiques. Dans ce qui suit, nous décrivons l'environnement libanais et les mécanismes de dégradations qu'il inflige au béton surtout à travers son climat. Nous montrons aussi quelques cas réels de dégradation de structures en béton armé au Liban. Enfin, nous présentons les données climatiques – statistiques ou calculées – qui seront utilisées dans les études probabilistes de la corrosion.

5.1.Contexte géographique, géologique et climatique

5.1.1. *Géographie*

Le Liban se situe entre les latitudes 33º et 34º45´. Situé sur les côtes orientales de la Méditerranée, il est encadré par la Syrie au nord et à l'est, et par Israël au sud (**Figure III-30**). Ce pays, l'un des plus petits au monde (sa superficie est de 10452 km^2), s'étend sur environ 200 km du nord au sud et sur 50 km de l'ouest à l'est. Malgré sa taille modeste, il comporte des zones géographiques extrêmement diverses.

5.1.1. *Géologie*

La géologie influe de façon directe sur les structures en béton armé, parce qu'elle est à l'origine d'une grande partie des matières premières utilisées dans la construction, et aussi à l'origine de quelques phénomènes d'instabilité des structures. La contribution de la géologie dans le processus de dégradation peut être décrite en fonction de ses éléments qui font partie des constituants du béton :

- l'eau : l'eau utilisée lors de la confection du béton provient, dans la plupart des cas, de puits creusés sur site. Dans une grande partie du territoire libanais (65% de la superficie), les eaux souterraines sont d'origine karstique [Kheir et al., 2003] riches en Portlandite ($Ca(OH)_2$) favorisant l'alcali-réaction [AFGC, 2004] au sein du béton et par suite sa fissuration. Le Karst est un ensemble de formes superficielles et souterraines résultant de la dissolution de roches carbonatées (calcaires, dolomies) par l'eau rendue acide par le dioxyde de carbone [Bakalowitz, 2000]. Dans la zone côtière, l'eau présente une forte concentration en chlorures. Une fois utilisée dans la confection du béton ou même pour sa cure, elle favorise la corrosion des armatures ;
- les granulats : les granulats utilisés dans le béton sont fréquemment d'origine calcique (riches en Portlandite), rendant le béton plus vulnérable à la corrosion induite par les chlorures [AFGC, 2004] ;
- le sol : la majorité des sols au Liban est calcaire. Ces sols sont jeunes, fragiles, et sujets à l'érosion, spécialement dans la montagne et les terres vallonnées qui représentent 73% du pays [Atlas agricole du Liban, 2007]. Le relief, l'intensité de la

pluie, et le ruissellement contribuent à intensifier l'érosion causée par la pluie et les glissements de terrain provoquant parfois des endommagements dans les structures en béton armé.

Figure III-30 Carte géographique du Liban [Liban-carte géographique, 2009]

5.1.2. *Climat*

Compte tenu de la diversité topographique, le climat varie considérablement d'une région à l'autre. Mais, d'une façon générale, le Liban bénéficie d'un climat méditerranéen avec environ 300 jours de soleil par an. Il ne pleut pratiquement jamais entre juin et septembre.

5.1.2.1. Zones climatiques

Le climat libanais peut être représenté par trois zones climatiques [Mourtada, 2003] :

1. **le littoral (zone A)** : il s'étend sur une étroite frange côtière de basse altitude qui varie entre 10 km au voisinage du grand Beyrouth et 50 km au sud de Saïda. Dans cette zone

géographique, l'écart de température diurne est inférieur à 10ºC, l'humidité relative est élevée et assez constante durant l'année. Les neiges et gelées y sont inconnues.

2. **la plaine de la Bekaa (zone B)** : elle est comprise entre la chaîne Est et la chaîne côtière et à une altitude moyenne de 1000 m au-dessus de la mer. Dans cette zone géographique, le climat est continental sauf dans les régions où l'influence maritime est ressentie. L'écart diurne y est nettement plus élevé que dans le reste du pays (18º à 20ºC). L'air y est plus sec car les vents humides du secteur Ouest ne franchissent pratiquement pas les crêtes de la chaîne côtière, ce qui fait que l'on passe très rapidement du climat maritime de Beyrouth au climat continental frais de Baalbek.

3. **la chaîne côtière (zone C)** : elle s'étend du nord au sud parallèlement à la côte. Elle prend naissance après la plaine de Akkar, atteint son maximum en altitude aux Cèdres (3083 m) puis va en décroissant pour disparaître avant la plaine du sud, ce qui fait que, dans cette plaine, l'influence maritime pénètre assez profondément. Dans cette zone géographique, l'écart de température diurne est plus important que sur le littoral, les étés moins humides, les hivers moins doux et neigeux à haute altitude.

Sur la carte du Liban (**Figure III-30**), la zone A s'étend sur les gouvernorats 2, 3, 4 et 5, la zone B correspond aux gouvernorats 1 et 6, alors que la zone C correspond au relief montagneux dans les gouvernorats 3 et 5 (les sommets les plus élevés dans ces 2 gouvernorats sont indiqués par des triangles).

5.1.2.2.Caractéristiques climatiques

Il faut remarquer que, si le climat au Liban est très contrasté, il reste cependant caractérisé par l'existence d'une saison froide et d'une saison chaude distincte :

- la saison chaude s'étale sur une même période pratiquement dans tout le pays : trois mois et demi répartis sur juin, juillet, août et septembre, août étant le mois le plus chaud pour l'ensemble du pays ;
- la saison froide a une durée variable selon qu'on est dans la zone côtière ou à l'intérieur du pays, mais janvier reste le mois le plus froid pour l'ensemble du pays.

Zones climatiques	Sous-zones	T_{moy} en janvier (ºC)	HR_{moy} en janvier (%)	T_{moy} en août (ºC)	HR_{moy} en août (%)
zone A	0<A1<500 m	13,6	67	27	73
	500<A2<900 m	9,7	73	25,3	69
zone B	900<B1<1500 m	6,7	68	23	58
	B2>1500 m	0,3	76	18	49
zone C		5,8	77	24	46

Tableau III-2 Caractéristiques des zones climatiques au Liban [Mourtada, 2003]

Le **Tableau III-2** présente les caractéristiques climatiques du mois le plus froid (janvier), et du mois le plus chaud (août), dans les différentes zones climatiques du Liban.

5.1.3. *Classes d'expositions du béton libanais*

En général, le béton libanais est étudié selon l'une des normes suivantes :

- la norme française (BAEL) ;
- la norme américaine (ACI) ;
- la norme européenne (Eurocode) ;
- la norme égyptienne.

Vu l'inexistence d'une norme libanaise, on a adopté dans ce travail l'Eurocode pour définir les classes d'expositions des bétons au Liban, et ce, pour les différentes zones climatiques. Ensuite, les mécanismes de dégradation prépondérants dans chaque région sont déterminés à partir de cette classification.

En effet, la norme EN 206-1[Eurocode 2, 2004] définit des classes d'exposition en fonction de l'environnement. À partir de ces classes d'exposition, il est possible de dresser la liste des types d'environnement influençant directement le comportement du béton vis-à-vis des dégradations induites par des agents environnementaux.

Ces conditions d'environnement sont regroupées en 6 classes d'expositions (X0, XC, XS, XF et XA), décomposées en sous-classes. Ces dernières prennent notamment en compte l'humidité relative du milieu et les éventuels cycles d'humidification/séchage.

Nous avons étudié selon la norme NF EN 206-1 les données d'humidités relatives, de températures et d'expositions aux vents maritimes ou aux embruns pour évaluer les risques de corrosion par carbonatation ou par les chlorures et les risques d'attaques par le gel/dégel. Nous avons classé les risques de dégradation dans les zones climatiques libanaises, de façon très générale présentée dans le **Tableau III-3**.

Zone	Caractéristiques	Risque majeur
A	zone littorale où le béton est exposé au vent riche en sels d'origine marins	1. corrosion induite par les chlorures
	climat à humidité relative élevée presque toute l'année	2. corrosion par carbonatation
B	climat alternativement sec (été) et humide (hiver)	1. corrosion par carbonatation
C	hiver neigeux	1. attaque par le gel/dégel
	climat alternativement sec (été) et humide (hiver)	2. corrosion par carbonatation

Tableau III-3 Risques de dégradations dominantes dans chaque zone climatique

Ce tableau nous permet de voir à quels mécanismes de dégradations on a affaire. Cependant pour traiter les problèmes de durabilité des structures en béton au Liban de manière réaliste, il est indispensable de les vérifier sur le terrain à travers des observations. Nous présentons dans ce qui suit quelques exemples de pathologies sévères.

5.1.4. *Exemples de quelques structures endommagées*

Lors de l'enquête pour la collecte des données climatiques et géologiques dans le contexte libanais, nous avons pu disposer de photos illustrant quelques mécanismes de dégradation des structures en béton armé. Il faut toutefois noter qu'au Liban, aucun inventaire systématique n'est réalisé dans le domaine de l'endommagement des structures, et ces exemples nous ont été procurés par des bureaux d'études œuvrant dans le domaine de la réhabilitation.

Les photos de la **Figure III-31** ont été prises dans un immeuble situé à Chiah, une région de la banlieue ouest de Beyrouth, montrant une dégradation due à la corrosion induite par les chlorures.

Figure III-31 Dalle endommagée

Figure III-32 Poutres endommagées

Figure III-33 Mur endommagé

La **Figure III-32** présente des poutres faisant partie d'un tunnel situé à Chekka, une région du nord du Liban. La dégradation de ce tunnel, y compris les poutres, est due à la corrosion par carbonatation et à la corrosion induite par les chlorures.

L'endommagement du mur faisant partie d'une mosquée (connue sous le nom de Mohamed El Amine) à Tripoli, une ville du nord du Liban est illustré par la **Figure III-33**. L'analyse des causes d'endommagement a montré qu'il s'agit de corrosion induite à la fois par les chlorures et par carbonatation ayant conduit à une fissuration importante.

Ce sont ces types de dégradations – assez fréquents dans le contexte libanais – qui affectent largement l'intégrité des structures en béton et infligent des pertes économiques importantes qui ont poussé le CNRS libanais à financer ce travail de thèse, parmi d'autres, pour essayer de comprendre et d'agir pour réduire ces problèmes.

Cependant, avancer dans ce domaine et formuler des recommandations permettant d'améliorer la fiabilité des structures dans un contexte climatique agressif vis-à-vis du béton n'est pas une tâche simple. D'une part, les données expérimentales sont très peu nombreuses rendant difficile la création de bases de données et la réalisation d'analyses statistiques. D'autre part, les diagnostics et les réhabilitations effectués sur les structures dégradées ne sont pas répertoriés pour pouvoir en profiter dans les travaux de recherche.

Ce manque de données a conditionné la modélisation de la corrosion dans notre travail en imposant le choix de modèles simples nécessitant peu de données expérimentales. Néanmoins, l'effet des paramètres climatiques est bien pris en compte dans les modèles proposés permettant ainsi une meilleure compréhension de leur rôle dans la dégradation des bétons par corrosion.

5.2.Données climatiques

Dans la partie précédente, la corrosion induite par les chlorures, la carbonatation et le gel/dégel ont été identifiés comme étant les mécanismes de dégradation prépondérants au

Liban. L'analyse de ces mécanismes requiert la connaissance des données de température, d'humidité relative et de teneur en chlorure. Cependant, ces données ne sont pas disponibles, pour toutes les zones climatiques. Pour cela nous avons utilisé des modèles provenant d'une analyse par régression proposée par Catafago et al. [Catafago et al., 2001] afin de déterminer les données manquantes.

Ces modèles sont appliqués sur des régions pour lesquelles nous possédons des données statistiques. Nous confrontons les résultats obtenus avec des données existantes, afin de les utiliser par la suite dans les équations de diffusion et de corrosion.

5.2.1. *Températures moyennes mensuelles*

La température mensuelle moyenne varie dans l'espace et dans le temps. Sa variation dans l'espace est principalement liée à l'altitude, alors que ses variations temporelles sont liées aux changements de saison. Afin d'étudier ces relations, des relevés de températures à partir de 41 stations (dont 28 pour le versant ouest et 13 pour la zone intérieure) ont été analysés statistiquement. Cette analyse a permis de constater que les températures moyennes varient de façon linéaire avec l'altitude :

$$T = -az + b \qquad \text{(III-5)}$$

avec z l'altitude en mètres, a et b les coefficients obtenus par la régression. Pour les températures moyennes mensuelles, les coefficients a et b présentent des modulations exprimées par les équations suivantes :

$$1000a = 0{,}0012 \times M^4 - 0{,}0147 \times M^3 - 0{,}069 \times M^2 + 0{,}939 \times M + 4{,}47 \qquad \text{(III-6)}$$

$$b = -0{,}0042 \times M^4 + 0{,}0316 \times M^3 + 0{,}843 \times M^2 - 7{,}76 \times M + 30{,}73 \qquad \text{(III-7)}$$

M étant le numéro du mois avec 1 pour octobre, 2 pour novembre et 12 pour septembre.

Nous disposons de séries longues de moyennes mensuelles de température et d'humidité relative sur deux stations : la station de Beyrouth appartenant à la zone A et ayant une altitude de 35 m et la station de Rayak appartenant à la zone B et ayant une altitude de 922 m. Pour valider les relations proposées dans les équations précédentes, nous avons comparé les résultats de ces expressions avec les valeurs des moyennes des températures sur les stations de Beyrouth et de Rayak (**Tableau III-4**).

Le **Tableau III-4** montre que les valeurs de températures moyennes mensuelles obtenues à partir des régressions pour les stations de Beyrouth et Rayak sont très proches de celles obtenues à partir des relevés de température sur ces stations pendant 30 ans. L'écart relatif maximal entre la valeur statistique et la valeur calculée est de 13 %, ce qui nous permet de justifier l'usage de cette expression pour obtenir les valeurs de températures pour une région de la zone C pour laquelle aucune donnée statistique n'est disponible

M	$T_{série}$ (°C) Beyrouth	$T_{régression}$(°C) Beyrouth	Écart relatif	*M*	$T_{série}$(°C) Rayak	$T_{régression}$(°C) Rayak	Écart relatif
1	13,03	13,9	0,07	1	8,14	7,59	-0,07
2	13,4	14,11	0,05	2	8,47	8,2	-0,03
3	15,36	15,69	0,02	3	10,37	9,2	-0,13
4	17,98	18,28	0,02	4	13,4	12,44	-0,08
5	20,47	21,4	0,05	5	17,01	16,47	-0,03
6	23,21	24,5	0,06	6	20,51	20,4	-0,01
7	25,28	26,88	0,06	7	23,1	22,72	-0,02
8	25,99	27,78	0,07	8	23,83	23,02	-0,04
9	25,36	26,33	0,04	9	21,64	20,77	-0,04
10	24,97	23,65	-0,05	10	18,93	16,94	-0,12
11	19,08	18,56	-0,03	11	13,26	12,24	-0,08
12	15,78	15,33	-0,03	12	9,68	8,57	-0,13

Tableau III-4 Températures moyennes mensuelles aux stations de Beyrouth (z = 35 m) et de Rayak (z = 922 m)

5.2.2. ***Humidité relative moyenne mensuelle***

L'humidité relative varie également avec l'altitude et les saisons. De même que pour les températures, la relation entre l'humidité relative moyenne, l'altitude et les saisons, a été déterminée au moyen de relevés d'humidité relative en 24 stations (17 pour le versant ouest et 7 pour la zone intérieure). L'analyse statistique de ces relevés a montré qu'à l'image de la pluie et de la température, l'humidité relative reflète bien les régimes méditerranéens et continentaux avec un régime assez homogène au niveau de chaque région. La valeur moyenne saisonnière de l'humidité relative peut être exprimée en fonction de l'altitude à travers le **Tableau III-5**.

	Hiver	Printemps	Été	Automne
Versant ouest	$-0{,}003z + 67{,}02$	$-0{,}005z + 68{,}6$	$-0{,}0119z + 73$	$-0{,}004z + 67{,}04$
Zone interne	$-0{,}043z + 119{,}8$	$-0{,}0375z + 102{,}9$	$-0{,}0917z + 142$	$-0{,}0061z + 68$

Tableau III-5 Moyenne saisonnière de *HR* en fonction de l'altitude z [Catafago et al., 2001]

Pour valider les relations proposées dans le **Tableau III-5**, nous avons comparé les résultats de ces expressions avec les valeurs des moyennes des humidités relatives sur les stations de Beyrouth et de Rayak.

Pour les moyennes mensuelles de l'humidité relative aux stations de Beyrouth et de Rayak, le **Tableau III-6** montre aussi de faibles écarts par rapport aux moyennes des relevés pendant 30 ans (avec un maximum de 11 %). Nous utiliserons ainsi les régressions pour déterminer l'humidité relative moyenne pour une région de la zone C.

M	$HR_{\text{série}}$ (°C) Beyrouth	$HR_{\text{régression}}$(°C) Beyrouth	Écart relatif	M	$HR_{\text{série}}$(°C) Rayak	$HR_{\text{régression}}$(°C) Rayak	Écart relatif
1	71,5	66,92	-0,06	1	85	80,15	-0,06
2	71,8	66,92	-0,07	2	77	80,15	0,04
3	71,6	68,43	-0,04	3	75	68,51	-0,09
4	71,2	68,43	-0,04	4	69	68,51	-0,01
5	71,6	68,43	-0,04	5	68	68,51	0,01
6	69,6	70,58	0,01	6	64	57,45	-0,1
7	68,6	70,58	0,03	7	57	57,45	0,01
8	67,3	70,58	0,05	8	57	57,45	0,01
9	65,5	66,9	0,02	9	63	62,38	-0,01
10	67,3	66,9	-0,01	10	63	62,38	-0,01
11	65,5	66,9	0,02	11	70	62,38	-0,11
12	67,3	66,92	-0,01	12	84	80,15	-0,05

Tableau III-6 Humidité relative moyenne mensuelle aux stations de Beyrouth et de Rayak

5.2.3. *Choix des régions représentatives des zones climatiques*

Dans le but d'étudier l'impact de l'environnement sur la dégradation des structures en béton armé au Liban, les paramètres environnementaux (T et HR) de chacune des trois zones climatiques vont être pris en compte. Nous choisissons la ville de Beyrouth pour représenter la zone A, la région de Rayak pour représenter la zone B et le village de Bcharré (z = 1400 m) pour représenter la zone C. Ces 3 villes sont marquées par une ellipse sur la carte du Liban (**Figure III-30**). Pour Beyrouth et Rayak, les valeurs sont celles des séries longues (**Tableau III-4**, **Tableau III-6**), alors que pour Bcharré les valeurs sont obtenues à partir des régressions (**Tableau III-7**).

Nous allons étudier la fiabilité de la poutre de la **Figure III-1** avec les données climatiques présentées (**Figure III-34**) et en considérant les conditions suivantes :

- Beyrouth : forte agressivité vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures et classe d'exposition XC3 vis-à-vis de la corrosion par carbonatation ;
- Rayak : faible agressivité vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures et classe d'exposition XC4 vis-à-vis de la corrosion par carbonatation ;
- Bcharré : faible agressivité vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures et classe d'exposition XC1 vis-à-vis de la corrosion par carbonatation.

Les paramètres C_s (**Tableau II-17**) et i_{corr2} (**Tableau II-21**) sont déterminés pour chacune de ces villes en tenant compte des conditions ci-dessus.

M	$T_{régression}$(°C) Bcharré	$HR_{régression}$(°C) Bcharré
1	5,04	61,6
2	5,44	61,6
3	7,50	61,1
4	10,77	61,1
5	14,64	61,1
6	18,37	55,2
7	21,07	55,2
8	21,71	55,2
9	19,12	61,0
10	16,38	61,0
11	10,40	61,0
12	6,64	61,6

Tableau III-7 Données climatiques de la région de Bcharré (z=1400 m)

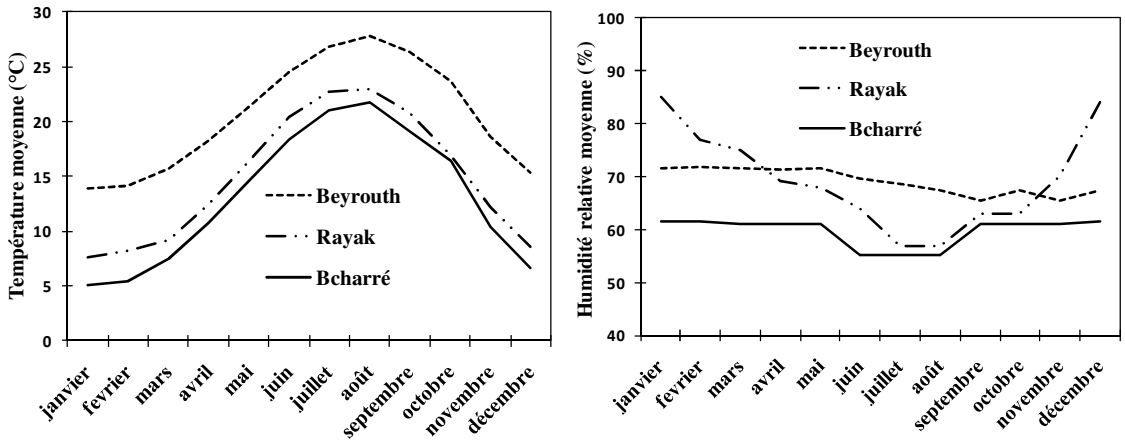

Figure III-34 Températures et humidité relative des trois villes choisies

5.3. Application des modèles de dégradations aux bétons libanais

Dans cette partie, nous étudions les mécanismes de corrosion des structures en béton armé pour les trois zones climatiques. Notons que, dans les cas de Bcharré et Rayak où l'environnement est faiblement agressif vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures, l'étude de ce mécanisme ne présente aucun intérêt et par suite elle ne sera pas présentée pour ces deux villes. Nous étudierons pour la ville de Beyrouth les deux modes de

corrosion : la corrosion par piqûre (induite par les chlorures) et corrosion uniforme (induite par la carbonatation du béton). Pour Rayak et Bcharré, nous étudions seulement la corrosion par carbonatation.

5.3.1. *Dégradation des bétons dans la zone A (Beyrouth)*

Les structures en béton armé situé dans la zone climatique A souffrent principalement de la corrosion induite par les chlorures due à l'exposition aux vents marins et souffrent aussi, moins sévèrement, de la corrosion par carbonatation. Pour cela, la poutre présentée dans ce chapitre sera étudiée en prenant en compte les caractéristiques climatiques de la ville de Beyrouth. Pour les autres variables aléatoires, les modèles de références présentés dans le **Tableau III-1** seront utilisés.

5.3.1.1. Corrosion induite par les chlorures

La zone climatique A est la zone la plus peuplée et où il y a le plus de constructions. D'après nos investigations auprès des bureaux travaillant dans le domaine de la réhabilitation, la corrosion induite par les chlorures est la cause principale de dégradation des bétons. Cette corrosion est due non seulement à l'agressivité de l'environnement mais aussi à la proportion de chlorures non contrôlée dans l'eau de gâchage qui dépasse le plus souvent la limite acceptable préconisée par les normes. Dans ce travail, on se contente d'étudier la corrosion des armatures induites par les chlorures du milieu environnant.

En supposant que l'agressivité de l'environnement est forte et en tenant compte du climat de la ville de Beyrouth, nous traçons les distributions du temps d'initiation de la corrosion et de la probabilité de défaillance sur la **Figure III-35** et sur la **Figure III-37**, respectivement.

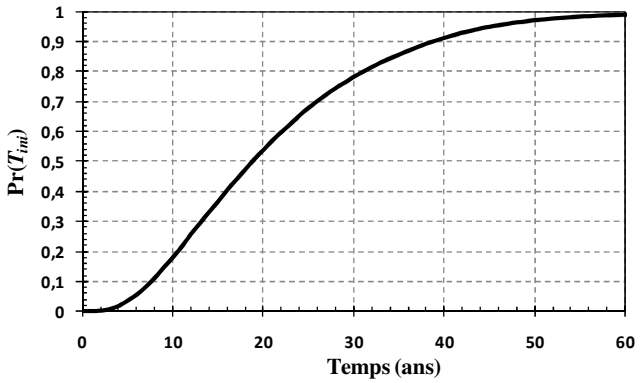

Figure III-35 Distribution du temps d'initiation de la corrosion induite par les chlorures à Beyrouth

Nous observons sur la courbe de la **Figure III-35** que la valeur moyenne du temps d'initiation de la corrosion est de 19 ans environ. Pour comprendre l'effet de l'environnement, nous proposons de comparer cette distribution à celles obtenus pour les

villes choisies pour représenter les différents types de climats (**Figure III-36**). Nous remarquons que Beyrouth se situe après l'île aux Ours et Singapour mais avant Jeddah. Cette classification est bien cohérente avec les constatations faites dans la partie (3.2) vis-à-vis de l'effet de l'humidité relative sur la phase d'initiation. Si nous nous permettons de classifier d'après ce modèle simplifié des climats agressifs dans des environnements corrosifs, le critère de cette classification sera régi par l'humidité relative du milieu environnant pour la phase d'initiation.

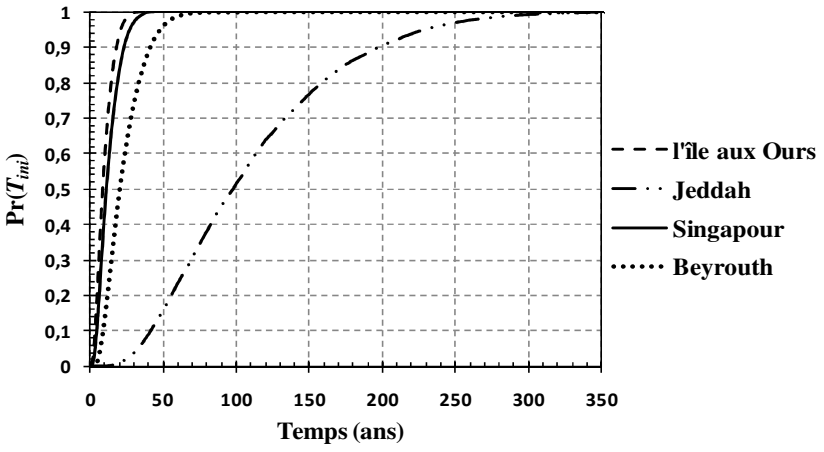

Figure III-36 Distribution du temps d'initiation de la corrosion aux 4 villes

Ainsi, en restant toujours dans une zone côtière, un climat à humidité relative faible peut être considéré comme faiblement agressif, celui à humidité relative élevée comme fortement agressif et ce, pour la phase d'initiation. La ville de Beyrouth dont l'humidité relative est modérée à élevée sur toute l'année, se situe dans la classe des environnements à agressivité plutôt élevée avec une distribution du temps d'initiation de la corrosion proche de celle de Singapour (**Figure III-36**).

Bien que ces observations soient basées sur un modèle simple, non validé par des études expérimentales, les ordres de grandeurs semblent cohérents avec les données existantes dans la littérature. De plus, nous avons vérifié pour chacun des paramètres, surtout ceux qui sont calculés à partir d'expressions physiques, que les ordres de grandeurs obtenus sont raisonnables et correspondent aux cas considérés.

Quant à la distribution des probabilités de défaillance de la poutre, nous observons sur la **Figure III-37** que la valeur cible à 50 ans est largement assurée dans le cas de la ville de Beyrouth. Cependant on remarque que la probabilité de défaillance augmente très rapidement jusqu'à l'atteinte de valeurs importantes en très peu de temps. Cette

augmentation rapide est directement liée à la vitesse de corrosion ou courant de corrosion qui dépend des conditions climatiques, de l'enrobage et des caractéristiques du béton.

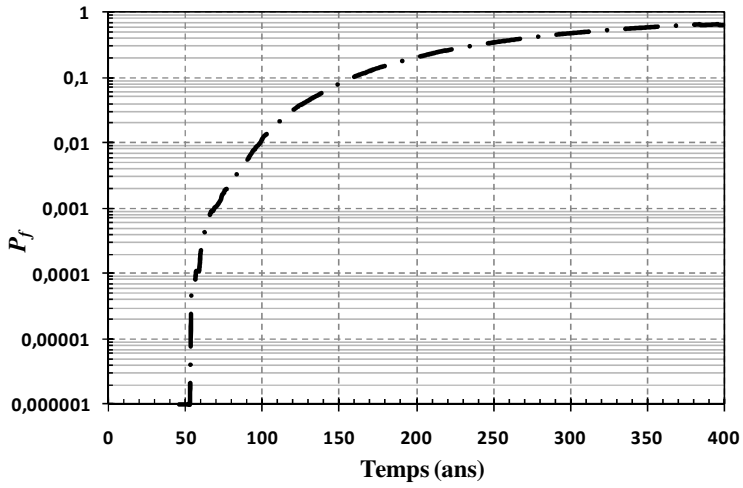

Figure III-37 Distribution des probabilités de défaillance à Beyrouth.

L'effet des conditions climatiques sur la phase de la propagation de la corrosion peut être compris en comparant les probabilités de défaillance obtenues avec celles relatives à Singapour, l'île aux Ours et Jeddah (**Figure III-38**). Dans les 4 cas, nous avons utilisé le même enrobage et le même béton, seules les conditions climatiques varient. Par contre, on trouve des distributions assez éloignées montrant ainsi la grande influence des paramètres climatiques sur la phase de propagation. La distribution des probabilités de défaillance de la ville de Beyrouth se positionne en 2ème place après Singapour avec des valeurs élevées de P_f arrivant beaucoup plus tôt qu'à l'île aux Ours et à Jeddah.

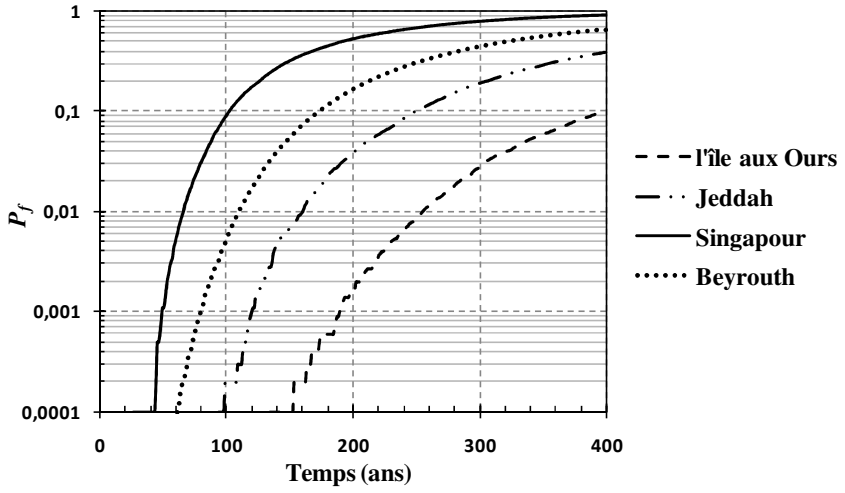

Figure III-38 Distribution des probabilités de défaillance aux 4 villes

Dans la phase d'initiation de la corrosion, le climat de Beyrouth s'est révélé moins agressif que l'île aux Ours. Cependant la phase de propagation est beaucoup plus rapide à Beyrouth. Cette observation met en relief l'effet de la température du fait que les températures à Beyrouth sont beaucoup plus élevées que celles à l'île aux Ours. D'après la distribution de P_f nous pouvons constater que le climat à Beyrouth constitue une source importante de dégradation du béton.

En conclusion, nous récapitulons les observations précédemment mentionnées : un climat chaud et humide est un climat favorisant la corrosion des armatures en présence des chlorures. L'agressivité d'un environnement ne dépend pas uniquement de la concentration en ions chlorures, mais aussi des facteurs climatiques qui doivent être pris en compte pour assurer la durabilité des structures.

5.3.1.2.Corrosion par carbonatation

La corrosion par carbonatation est la 2ème cause de dégradation des bétons sur le littoral libanais. Un des facteurs favorisant ce mécanisme est la pollution des villes côtières qui sont surpeuplées.

Une étude de la carbonatation de la poutre en béton armé tenant compte des caractéristiques climatiques de Beyrouth est effectuée. Les distributions de T_{ini} et de P_f sont présentées sur les **Figure III-39** et **III-40**, respectivement.

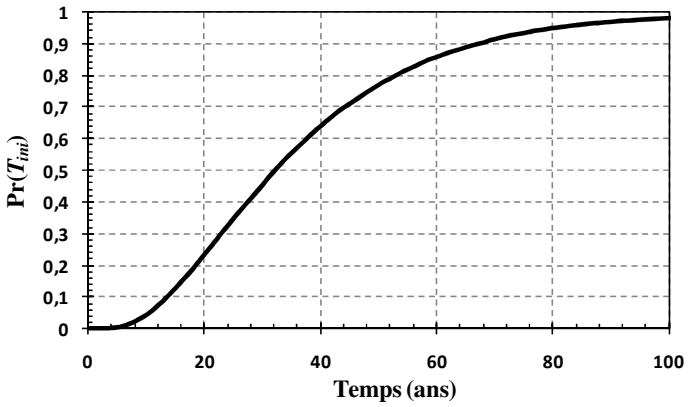

Figure III-39 Distribution du temps d'initiation de la corrosion par carbonatation à Beyrouth

Dans la ville de Beyrouth, la valeur moyenne de T_{ini} est de 33 ans. Cette valeur dépend des caractéristiques du béton, de l'enrobage, de la concentration en gaz carbonique dans le milieu environnant et de l'humidité relative qui joue un rôle essentiel dans la diffusion du CO_2 dans le béton. Contrairement à la diffusion des chlorures, la diffusion du gaz carbonique est favorisée dans un béton sec.

Ainsi, dans la ville de Beyrouth où l'humidité relative est modérée à élevée toute l'année, l'effet du climat ne favorise pas la pénétration du gaz carbonique dans le béton. L'effet de la température n'étant pas pris en compte dans le modèle choisi, l'intervention des facteurs climatiques dans le mécanisme de carbonatation est limitée à l'humidité relative.

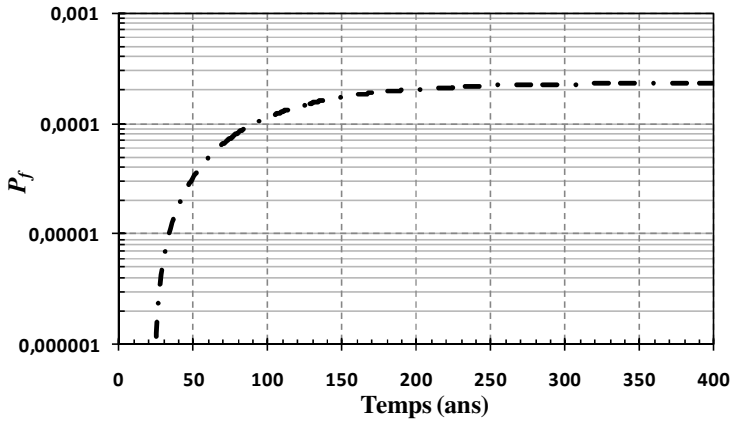

Figure III-40 Distribution des probabilités de défaillance à Beyrouth (carbonatation)

Quant à la phase de propagation, le modèle est très simple : l'effet du climat est pris en compte de façon implicite à travers le courant de corrosion. La classe d'exposition de la ville de Beyrouth est XC3 : l'intensité du courant de corrosion est définie en tenant compte de cette classe (0,08 $\mu A/cm^2$). Nous pouvons voir sur la **Figure III-40** des valeurs de P_f qui

sont faibles et qui augmentent rapidement dans un premier temps et qui ensuite se stabilisent à cause du faible courant de corrosion. La valeur cible de P_f à 50 ans est largement assurée.

5.3.2. *Dégradation des bétons dans la zone B (Rayak)*

Dans la zone climatique B représentée par la ville de Rayak, le climat est continental avec des humidités relatives variables entre l'hiver et l'été. Un tel climat favorise la carbonatation en facilitant la diffusion du gaz carbonique lorsque l'humidité relative est faible puis en favorisant les réactions de carbonatation lorsque l'humidité relative est élevée. Ainsi, la classe d'exposition de cette ville est XC4 induisant une valeur élevée de l'intensité du courant de corrosion (0,8 $\mu A/cm^2$). Les distributions de T_{ini} et de P_f sont tracées sur les **Figure III-41** et **III-42** respectivement.

La valeur moyenne du temps d'initiation de la corrosion est de 28 ans, 15 % plus faible que celle à Beyrouth. Cet écart est dû seulement à la différence entre les humidités relatives des deux régions, puisque tous les autres paramètres relatifs à la phase d'initiation sont identiques. À Rayak, l'humidité relative atteint des valeurs plus faibles qu'à Beyrouth favorisant ainsi la diffusion du CO_2.

La phase de propagation est beaucoup plus marquée qu'à Beyrouth avec des valeurs de P_f atteignant des valeurs plus élevées. Cet écart s'explique à travers le courant de corrosion dont l'intensité est 10 fois plus grande à Rayak. On rappelle que ce courant est choisi en fonction de la classe d'exposition c'est-à-dire en fonction de l'agressivité de l'environnement. Ainsi, on peut voir l'effet de l'environnement sur la dégradation du béton par carbonatation.

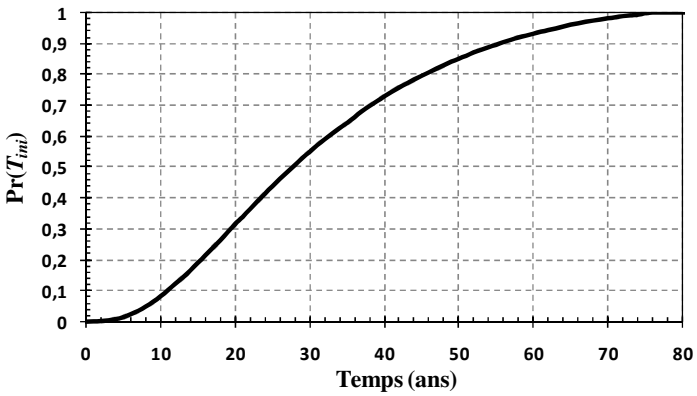

Figure III-41 Distribution de temps d'initiation de la corrosion par carbonatation à Rayak

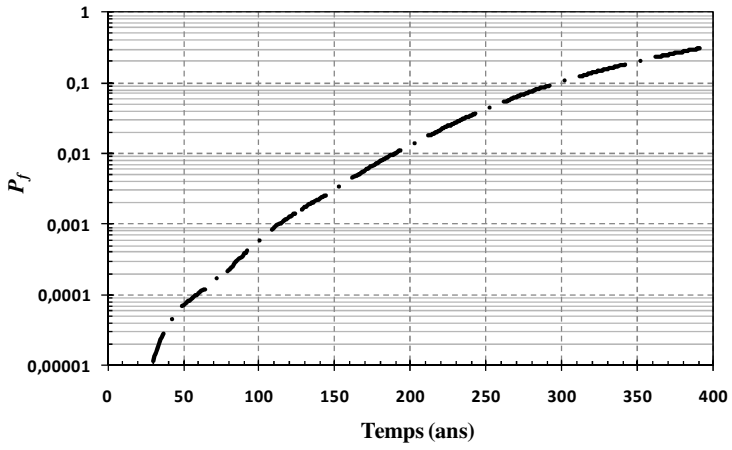

Figure III-42 Probabilités de défaillance à Rayak (carbonatation)

5.3.3. *Dégradation des bétons dans la zone C (Bcharré)*

Bien que la zone C présente un risque majeur de dégradation par cycles de gel et de dégel, ce mécanisme n'a pas pu être modélisé du fait du grand écart entre les essais en laboratoires et la réalité et de la nécessité d'un très grand nombre de données expérimentales non abordables pour le cas du Liban.

Le risque de corrosion induite par les chlorures n'y est que très faible et par conséquent son étude ne présente pas d'intérêt. En outre, l'étude des caractéristiques climatiques de cette zone et notamment l'humidité relative a permis d'identifier un risque de corrosion par carbonatation. Pour cela, on effectue dans cette partie l'étude de la carbonatation de la poutre située à Bcharré. Les résultats obtenus sont tracés sur la **Figure III-43** et la **Figure III-44** respectivement.

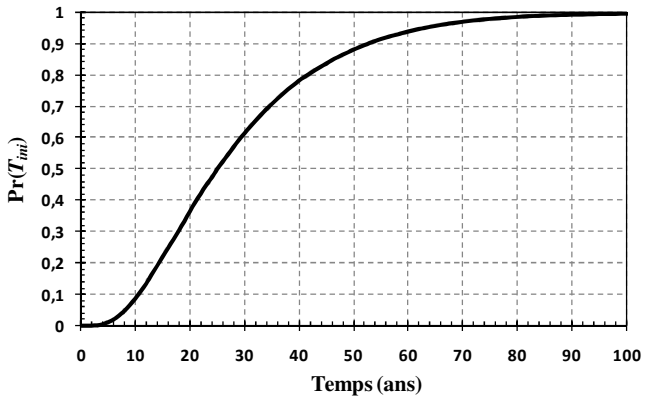

Figure III-43 Distribution de temps d'initiation de la corrosion par carbonatation à Bcharré

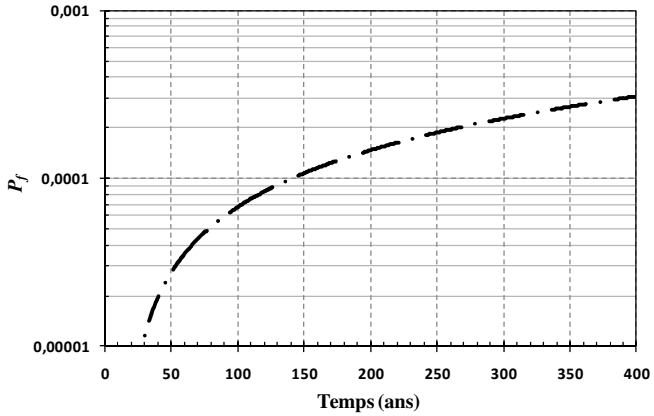

Figure III-44 Distribution des probabilités de défaillance à Bcharré (carbonatation)

D'après ces figures, la valeur moyenne de T_{ini} est de 26 ans, une valeur légèrement plus faible que celle relative à la ville de Rayak (de 7,1 %). Cet écart s'explique par les caractéristiques climatiques de Bcharré où l'humidité relative est inférieure à celle de Rayak si on les compare sur toute l'année (puisqu'à Rayak il y a une alternance entre un climat sec en été et humide en hiver). De la même façon, on explique l'écart entre les distributions de T_{ini} à Bcharré et à Beyrouth où l'humidité relative est plus élevée durant toute l'année.

Néanmoins, on observe sur la **Figure III-44** une distribution de P_f beaucoup moins sévère que celle de Rayak. Encore une fois, cet écart s'explique par l'intensité du courant de corrosion qui est nettement plus faible dans cette région ayant une classe d'exposition XC1. On peut également remarquer que, d'après ce modèle, la valeur cible de P_f à 50 ans est bien respectée.

5.4.Synthèse

Au Liban, les structures en béton armé souffrent de dégradations très sévères infligées par leur environnement. Dans cette partie, nous avons étudié le mécanisme de la corrosion induite par les chlorures, mécanisme de dégradation prépondérant dans le cas du Liban. On l'a étudié uniquement dans le cas de la zone A (Beyrouth) puisque ce problème existe surtout sur le littoral. Les autres zones ne sont que faiblement agressives vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures. Le deuxième mécanisme de dégradation affectant le béton au Liban est la corrosion par carbonatation. On a étudié ce mécanisme dans les 3 zones climatiques.

Le but était de comprendre l'effet des facteurs climatiques sur la dégradation des bétons et surtout sur le mécanisme de la corrosion induite par les chlorures. Les applications réalisées ont permis de montrer le caractère agressif du climat de la zone A vis-à-vis de la corrosion. De plus nous avons pu montrer, en comparant les résultats obtenus pour la ville de

Beyrouth avec d'autres villes côtières dans le monde ayant la même concentration en ions de chlorures, que les paramètres climatiques influencent considérablement le déroulement de la corrosion.

Quant à la corrosion induite par carbonatation, l'effet du climat sur ce mécanisme se manifeste à travers l'humidité relative. En comparant les distributions des temps d'initiation de la corrosion (**Figure III-45**) et les distributions des probabilités de défaillance (**Figure III-46**) dans les 3 zones climatiques libanaises, nous pouvons nous apercevoir que la carbonatation est très sensible à l'humidité relative même dans cette étude pour laquelle la différence entre ces 3 zones climatiques en termes de *HR* n'est pas très grande.

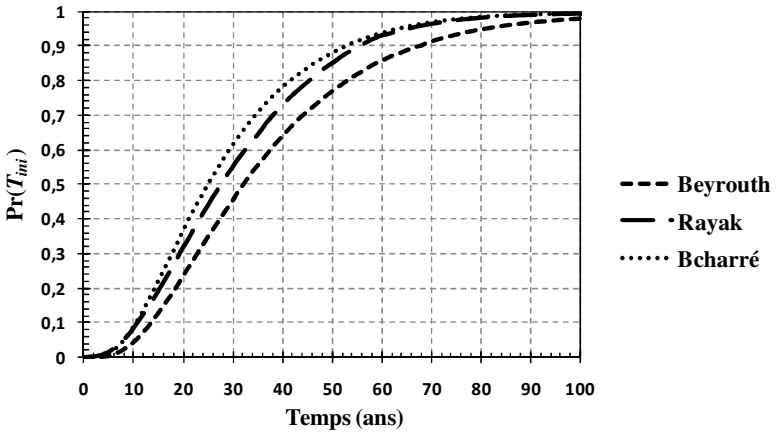

Figure III-45 Distribution du temps d'initiation de la corrosion (carbonatation) dans les 3 villes

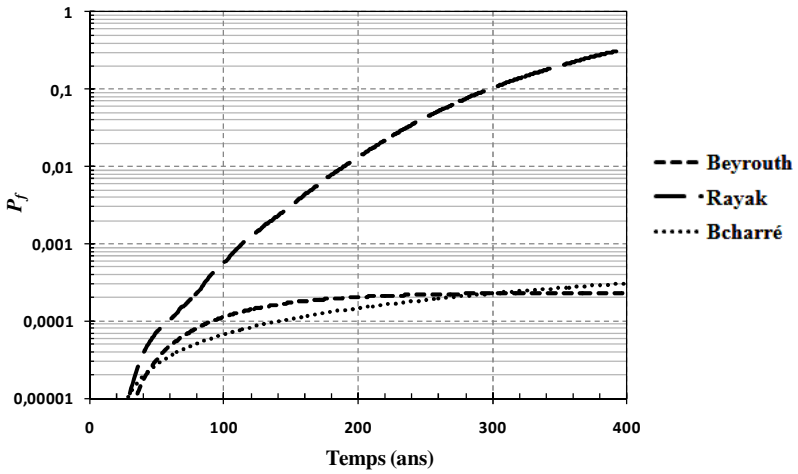

Figure III-46 Distribution de P_f (carbonatation) dans les 3 villes

6. Conclusion

Pour évaluer l'impact des facteurs climatiques sur la fiabilité des poutres en bétons sujettes à la corrosion, nous avons proposé dans ce chapitre d'étudier le cas d'une poutre de pont simplement appuyée.

Une étude de sensibilité des modèles aux différents paramètres a permis de montrer que :

- pour la phase d'initiation de la corrosion induite par les chlorures, le modèle est sensible aux valeurs moyennes de l'enrobage, du coefficient de diffusion des chlorures dans le béton, de la concentration en chlorure à la surface du béton et surtout de la concentration critique en chlorure ;
- pour la phase d'initiation de la corrosion induite par les chlorures, le modèle est sensible à la variabilité de l'enrobage et presque insensible à la variabilité des paramètres environnementaux ;
- pour la phase de propagation de la corrosion induite par les chlorures, le modèle est sensible à la variabilité des paramètres qui ont des coefficients de variations élevés, plus précisément l'enrobage, le facteur de corrosion par piqûre et la charge d'exploitation ;
- pour la phase d'initiation de la corrosion par carbonatation, le modèle est sensible aux valeurs moyennes de l'enrobage, de la concentration en dioxyde de carbone et à la capacité de liaison du béton avec le CO_2 ;
- pour la phase de propagation de la corrosion par carbonatation, le modèle est uniquement sensible à la variabilité des paramètres ayant des coefficients de variations élevés, à savoir l'enrobage et la charge d'exploitation. La sensibilité du modèle à la variabilité des autres facteurs n'est pas marquée.

L'application du modèle de corrosion induite par les chlorures avec des données réelles de températures et d'humidité relatives de trois villes côtières (Singapour, Jeddah et l'île aux Ours) ayant des caractéristiques climatiques différentes a permis de mettre en évidence l'effet des paramètres climatiques sur la corrosion des aciers. Les temps d'initiation de la corrosion les plus courts sont observés dans les villes les plus humides montrant le grand impact de l'humidité relative sur la phase d'initiation. Par ailleurs, les distributions des probabilités de défaillances dans les trois villes ont permis de mettre en relief l'effet de la température sur la propagation de la corrosion. La propagation de la corrosion est très lente à l'île aux Ours où les températures sont faibles, alors que cette phase est très rapide pour Singapour où les températures sont relativement élevées toute l'année.

Une étude probabiliste de l'ouverture de la fissure structurale a permis de montrer que l'utilisation de barres d'armatures de diamètres élevés permet d'améliorer la fiabilité de la poutre vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures. Cette étude a permis aussi de

souligner l'importance du choix d'une bonne combinaison enrobage/diamètre des barres afin d'assurer les objectifs de fiabilité de l'Eurocode à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

Enfin, l'application des modèles de corrosion au cas du Liban a permis de mettre en relief l'effet de ses caractéristiques climatiques sur la dégradation du béton :

- dans la zone A : l'humidité relative toujours supérieure à 60 % et les températures relativement élevées pendant une longue période de l'année favorisent la corrosion induite par les chlorures ;
- dans la zone B : l'humidité relative qui varie entre des valeurs faibles en été en élevées en hiver assure les conditions favorables à la corrosion par carbonatation ;
- dans la zone C : les valeurs faibles d'humidité relative favorisent la carbonatation du béton.

Conclusion

Au Liban, les structures en béton armé souffrent de graves problèmes de dégradation affectant considérablement leur durabilité. Les principales causes de dégradation sont la corrosion induite par les chlorures et la corrosion par carbonatation. Elles sont dues aux agents agressifs présents en fortes concentrations dans l'environnement (chlorures et gaz carbonique) et aux caractéristiques climatiques (température et humidité relative) favorisant le déroulement de la corrosion. Aussi, pour améliorer la performance et la durabilité des structures au Liban, est-il indispensable de comprendre l'effet du climat sur la dégradation du béton. Cette étude se doit d'être fiabiliste en raison du caractère aléatoire des paramètres intervenant dans le mécanisme de corrosion. Dans cette perspective, l'objectif de ce travail est d'étudier l'effet des facteurs climatiques sur la corrosion des poutres en béton armé. Pour cela, nous avons considéré :

- la modélisation physique de la corrosion induite par les chlorures et de la corrosion par carbonatation dans le but de mettre en relief l'effet du climat ;
- la modélisation probabiliste des différentes variables aléatoires intervenant dans le processus de corrosion ;
- l'étude d'une poutre placée dans différentes conditions climatiques, dont les conditions climatiques libanaises.

Pour la corrosion induite par les chlorures, la modélisation physique complète de la pénétration des chlorures dans le béton est très complexe et nécessite un grand nombre de données expérimentales qui sont inaccessibles dans le cas libanais. Par conséquent, nous avons adopté un modèle simple de diffusion pure, dans lequel les paramètres climatiques (température et humidité relative) sont pris en compte. Pour la phase de propagation de la corrosion par piqûre, nous avons adopté une forme sphérique de la piqûre dont le calcul de l'évolution dans le temps permet d'évaluer la section d'acier résiduelle à tout instant. L'intensité du courant de corrosion est modélisée par une expression empirique mettant en relief les facteurs climatiques. Finalement l'effet de la corrosion sur la résistance de la poutre est exprimé par la diminution de la résistance en flexion suite à la perte de section des armatures. L'application de ce modèle dans trois climats différents : chaud / humide, froid / humide et chaud / sec a montré des déroulements du processus de corrosion très variés. Nous avons pu constater que :

- pour le climat froid et humide, la phase d'initiation de la corrosion induite par les chlorures est très courte, alors que la phase de propagation est assez lente ;
- pour le climat chaud et sec, la phase d'initiation de la corrosion est longue alors que la cinétique de la phase de propagation est rapide ;

- pour le climat chaud et humide, les deux phases de la corrosion sont très rapides.

Ainsi, la chaleur et l'humidité relative se révèlent être des facteurs qui agressent la structure dans un environnement corrosif. Vis-à-vis des codes de conception, ces trois climats possèdent le même niveau d'agressivité évalué par la teneur en chlorures. Or, le danger lié à la corrosion induite par les chlorures n'est pas le même dans ces trois climats, ce qui montre la nécessité de la prise en compte des facteurs climatiques lors de la conception des ouvrages. En plus de l'étude des facteurs climatiques, une étude fiabiliste simple de l'ouverture de la fissure structurale dans un environnement contaminé en chlorures a été effectuée. Elle a montré l'importance de choisir judicieusement la combinaison (enrobage, diamètre d'armature) afin d'assurer un compromis entre les objectifs de l'Eurocode vis-à-vis de l'état limite de service et l'état limite ultime. En effet, les grandes épaisseurs d'enrobage et les grands diamètres d'armature assurent une meilleure résistance à la corrosion et par suite améliorent la fiabilité de la structure à l'ELU. Par contre, une telle configuration est très pénalisante pour la fissuration et provoque une diminution de la fiabilité à l'ELS.

De même que pour la corrosion induite par les chlorures, nous avons adopté pour la corrosion par carbonatation, un modèle physique simple de la diffusion du CO_2 dans le béton et de l'avancement du front de carbonatation. Des modèles beaucoup plus sophistiqués et complets existent, mais vu le grand nombre de données qu'ils nécessitent, leur utilisation est pratiquement impossible dans notre cas. Malgré sa simplicité, l'intérêt du modèle retenu est qu'il permet de prendre en compte l'effet de l'humidité relative sur la phase d'initiation de la corrosion par carbonatation. Dans la phase de propagation, il s'agit d'une corrosion uniforme dont la cinétique est régie par l'intensité du courant de corrosion, qui est évaluée dans notre modèle en fonction de la classe d'exposition du béton. La corrosion par carbonatation a été traitée de manière moins approfondie que celle induite par les chlorures et les applications se sont limitées au contexte libanais.

L'application des modèles de corrosion aux trois zones climatiques libanaises a permis de révéler :

- l'agressivité du climat de la zone côtière (zone A) vis-à-vis de la corrosion induite par les chlorures à partir d'une comparaison avec les trois types de climats déjà étudiés ;
- l'agressivité du climat de la zone interne du Liban (zone B) vis-à-vis de la corrosion par carbonatation à partir de la comparaison entre les trois zones climatiques libanaises ;
- la sensibilité du modèle de carbonatation à l'humidité relative.

Ces observations ont mis en évidence la contribution des paramètres climatiques sur le déroulement de la corrosion et la nécessité de les prendre en considération lors de la conception des ouvrages afin d'assurer une meilleure durabilité du béton.

Les résultats obtenus à partir des modèles simplifiés doivent être considérés avec précaution. Ils sont conditionnés par les hypothèses faites dans la modélisation physique et la modélisation probabiliste des mécanismes de corrosion où plusieurs aspects ont été négligés. Cette thèse a porté essentiellement sur un calcul en fiabilité de section la plus critique, en négligeant les effets de redistributions de type système au sens de la théorie de la fiabilité. La variabilité spatiale n'a pas été appréhendée notamment au travers de la perte d'adhérence. De plus, l'étude s'est limitée à la vérification exclusive de l'effet de la corrosion sur la capacité portante des poutres en flexion simple. L'étude de comportement mécanique vis-à-vis de l'effort tranchant n'est pas traitée. Les travaux de cette thèse, malgré leurs imperfections, ont permis de mettre en évidence la nécessité de la prise en compte des facteurs climatiques lors de la conception des ouvrages en environnement agressif.

Les perspectives à l'issu de ce travail sont les suivantes :

- réaliser des études expérimentales plus poussées permettant d'élaborer et d'alimenter des modèles complets qui représentent avec plus de précision les mécanismes de dégradation et la participation des différents facteurs ;
- intégrer les facteurs climatiques dans les codes de conception comme sources d'agression dans la définition des classes d'exposition des ouvrages, afin de concevoir des bétons plus durables dans les environnements agressifs ;
- pour le Liban, créer une base de données permettant d'assurer la représentativité des caractéristiques des ouvrages. Cette étape est indispensable pour pouvoir modéliser les mécanismes de dégradation de façon plus complète. Il serait ensuite possible de proposer des recommandations vis-à-vis des codes de conception permettant de prendre en compte l'effet du climat.

Références bibliographiques

[AASHTO, 1998] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design specifications, Washington DC, 1998.

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

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

[Alonso et al., 2002] C. Alonso, M. Castellote, C. Andrade. *Chloride threshold dependence of pitting potential of reinforcements* ; Electrochimica Acta, vol. 47, p. 3469–3481, 2002.

[Andrade et al., 1991] C. Andrade, C. Alonso, D. Garcia, J. Rodriguez. *Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of the steel,* dans Int. Conf. on life prediction of corrodible structures, NACE, 12/1–12/11. 1991.

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

[Andrade et al., 2002] C. Andrade, C. Alonso, J. Sarría, *Corrosion rate evolution in concrete structures exposed to the atmosphere*, Cement & Concrete Composites, vol. 24, p. 55‑64, 2002.

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

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

[Bakalowitz, 2000] M. Bakalowitz. *Karst / karstique*, www.cig.ensmp.fr, C.N.F.S.H, Mai 2000.

[Barlett et al., 1996] F.M. Barlett, J.G. MacGregor. *Statistical analysis of the concrete compressive strength of concrete structures*; ACI Materials Journal, vol. 93, no. 2, p. 158-168, 1996.

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

[Bastidas et al., 2009] E. Bastidas-Arteaga, Ph. Bressolette, A. Chateauneuf, M. Sánchez-Silva. *Probabilistic lifetime assessment of RC structures under coupled corrosion-fatigue deterioration processes*; Structural Safety, vol. 31, no. 1, p. 84-96, 2009.

[Bastidas et al., 2010] E. Bastidas-Arteaga, F. Schoefs. *Caractérisation de l'aléa de la profondeur de l'enrobage de structures en béton armé : Étude de son influence sur la probabilité d'initiation de la corrosion induite par la pénétration des chlorures*, JFMS'10, Toulouse , Mars 2010.

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

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

[Bier et al., 1987] T. A. Bier, J. Kropp, H.K. Hilsdorf. *Carbonation and realcalinisation of concrete and hydrated cement paste*, Durability of construction materials, J.-C. Maso Ed., London-New York, Chapman and Hall, 1987.

[Biondini et al., 2008] F. Biondini, D. M. Frangopol, P. G. Malerba. *Uncertainty effects on lifetime structural performance of cable-stayed bridges*, Probabilistic Engineering Mechanics vol. 23, no. 4, p. 509–522, 2008.

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

[Breit, 1997] W. Breit. Disertation, Aachen TechnischeHoschule, 1997 (cité par [Izquierdo et al., 2004]).

[Breysse et al., 2008] D. Breysse, S. Yotte, M. Salta, F. Schoefs, J. Ricardo, E. Pereira. *Uncertainties in NDT condition assessment of corroding structures in marine environment*, dans la conférence MEDACHS 08 : Construction heritage in coastal and marine environments. Damage, diagnostics, maintenance and rehabilitation. LNEC, Lisbon, Portugal, January 2008.

[Breysse et al., 2009] Breysse D., Yotte S., Salta M., Schoefs F., Ricardo J., Chaplain M., « *Accounting for variability and uncertainties in NDT condition assessment of corroded RC-structures* », Europeen Journal of Environmental and Civil Engineering vol. 13, no. 5, special issue: Durability and Maintenance in maritime environment, p. 573 – 591, 2009.

[Brime, 2001] Project Funded by the European Commission under the Transport, RTD Programme of the 4th Framework Programme - Bridge Management and Condition Monitoring, BRIME PL97-2220, January 2001.

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

[Calgaro, 2010] J.A. Calgaro. *Calibration des codes de conception et de calcul des constructions : approches fiabilistes,* JFMS'10, Toulouse, Mars 2010.

[Castellote et al., 2002] M. Castellote, C. Andrade, C. Alonso. *Accelerated simultaneous determination of the chloride depassivation threshold and of the non-stationary diffusion coefficient values*, Corrosion Science, vol. 44, no. 11, p. 2409–2424, 2002.

[Catafago et al., 2001] S. Catafago, B. Jaber. *Analyse des stratégies et prospectives de l'eau au Liban. Rapport I : Monographies de l'eau au Liban*, PNUE plan bleu Sophia Antipolis, 2001.

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

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

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

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

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

[Cramer et al., 2002] S.D. Cramer, B.S. Covino, S.J. Bullard, G.R. Holcomb, J.H. Russel, F.J. Nelson, H.M. Laylor, S.M. Soltesz. *Corrosion prevention and remediation strategies for reinforced concrete coastal bridges*, Cement and Concrete Composites, vol. 24, no. 1, p. 101 – 117, 2002.

[Daimon et al., 1971] M. Daimon, T. Akiba, R. Kondo. *Through pore size distribution and kinetics of carbonation reaction of Portland cement mortars*, Journal of the American Ceramic Society, vol. 54, no. 9, p. 423 – 428, 1971.

[Darmawan et al., 2007] M.S. Darmawan, M.G. Stewart. *Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girders*, Structural Safety, vol. 29, no. 1, p. 16–31, 2007.

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

[Duprat, 2004] F. Duprat. *Analyse probabiliste de la fiabilité des poutres en béton armé corrodées*, Revue Française de Génie Civil, vol. 8, no. 2-3, p. 261 – 288, 2004.

[Duprat, 2007] F. Duprat. *Reliability of RC beams under chloride-ingress*, Construction and Building Materials, vol. 21, no. 8, p. 1605 – 1616, 2007.

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

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

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

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

[El Hassan et al., 2010] J. El Hassan, Ph. Bressolette, A. Chateauneuf, K. El-Tawil. *Reliability-based assessment of the effect of climatic conditions on the corrosion of RC structures subject to chloride ingress,* Engineering Structures, vol. 32, no. 10, p. 3279 – 3287, 2010.

[Ellingwood et al., 1980] B. Ellingwood, T.V. Galambos, J.C. MacGregor, C.A. Cornell. *Development of a Probability Based Load Criteria for American National Standard A*58, NBS Special Publication No. 577, National Bureau of Standards, US Department of Commerce, Washigton DC, 1980. (Cité par [Melchers, 1999])

[Engelund et al., 1995] S. Engelund, J.D. Sorensen, S. Krenk. *Estimation of the time to initiation of corrosion in existing uncracked concrete structures* ; Application of Statistics and Probability , ICASP8 Proceedings, Paris, France Balekma, p. 501-506, 1995.

[Enright et al., 1998] M.P. Enright, D.M. Frangopol. *Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion*, Engineering structures vol. 20, no. 11, p. 960 – 971, 1998.

[Enright et al., 2000] M.P. Enright, D.M. Frangopol. *Survey and evaluation of damaged concrete bridges*, Journal of Bridge Engineering, vol. 5, no. 1, p. 31 – 38, 2000.

[Eurocode 0, 2001] Eurocodes structuraux – Eurocodes : Bases de calcul des structures, PrEN 1990, 2001.

[Eurocode 1, 2003] Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au traffic, EN 1991-2, 2003.

[Eurocode 2, 2004] Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, EN 1992-1-1, 2004.

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

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

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

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

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

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

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

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

[Hoffman et coll, 1994] P.C. Hoffman, R.E. Weyers. *Predicting critical chloride levels in concrete bridge decks*, Structural safety and reliability, ICOSSAR'93 Proceedings, Innsbruck, Austria, Balkema, 957-959, 1994 (cité par [Duprat, 2004]).

[Houst et al., 1989] Y.F. Houst, F.H.Wittman. *Retrait de carbonatation,* I.A.B.S.E symposium, 255 – 260, 1989.

[Houst et al., 1994] Y.F. Houst, F.H. Wittmann. *Influence of porosity and water content on the diffusivity of CO_2 and O_2 through hydrated cement paste*, Cement and Concrete Research, vol. 24, no. 6, p. 1165 – 1176, 1994.

[Houst et al., 2002] Y.F. Houst, F.H. Wittmann. *Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation.* Cement and Concrete Research, vol. 32, no. 12, p. 1923 – 1930, 2002.

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

[Huet, 2005] B. Huet. *Comportement à la corrosion des armatures dans un béton carbonaté. Influence de la chimie de la solution interstitielle et d'une barrière de transport*, Thèse de doctorat à l'Institut Nationale des Sciences Appliquées de Lyon, 2005.

[Hunt et al., 1962] C.M. Hunt, L.A. Tomes. *Reaction of blended Portland cement paste with carbon-dioxide*, Journal of Research of the National Bureau of Standards – A. Physics and Chemistry 66A, p. 473 – 481, 1962.

[Izquierdo et al., 2004] D. Izquierdo, C. Alonso, C. Andrade, M. Castellote. *Potentiostatic determination of chloride threshold values for rebar depassivation: Experimental and statistical study,* Electrochimica Acta, vol. 49, no. 17-18, p. 2731 – 2739, 2004.

[JCSS, 2002] *Probabilistic Model Code*, http://www.jcss.ethz.ch/

[Kheir et al., 2003] R. Kheir, A. Shaban, M. Girard, M. Khawlie, C. Abdallah. *Caractérisation morpho-pédologique des zones karstiques du Liban sensibilité des sols à l'érosion hydrique*, Sécheresse (Sécheresse) ISSN 1147-7806, vol. 14, no. 4, p. 247 – 255, 2003.

[Khor et al., 2001] E.H. Khor, D.V. Roswsky, M.G. Stewart. *Probabilistic analysis of time-dependent deflections of RC flexural members*, Computers and Structures, vol. 79, no. 16, p. 1461 – 1472, 2001.

[Kirkpatrick et al., 2002] T.J. Kirkpatrick, R.E. Weyers, M.M. Sprinkel, C.M. Anderson-Cook. *Impact of specification changes on chloride-induced corrosion service life of bridges decks*, Cement and Concrete Research, vol. 32, no. 8, p. 1189 – 1197, 2002.

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

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

[Leira et al., 2000] J.B. Leira, J. Lingard. *Statistical analysis of laboratory test data for service life prediction of concrete subjected to chloride ingress* ; Application of Statistics and Probability, ICASP 9 Proceedings, Sydney Australia, Balekma, p. 291-296, 2000.

[Lemaire et al., 2005] M. Lemaire, A. Chateauneuf, J.C. Mitteau. *Fiabilité des structures, couplage mécano-fiabiliste statique* ; Hermès Sciences publications, Lavoisier 2005.

[Liban-carte géographique, 2009] http://www.libanvision.com/carte.htm

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

[Liu, 1996] Y. Liu. *Modeling the time-to-corrosion cracking of the cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures*, thèse de doctorat de Virginia Polytechnic Institute, États-Unis, 1996.

[LNEC, 2007] LNEC E465. *Concrete Methodology for estimating the concrete performance properties allowing to comply with the design working life of the reinforced or pre-stressed concrete structures under environmental exposures XC and XS* ; Lisbon: LNEC; 2007.

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

[Lounis, 2005] Z. Lounis. *Uncertainty modeling of chloride contamination and corrosion of concrete bridges*, Applied Research in Uncertainty Modeling and Analysis, Chapitre 22, Springer Publishers, p. 491 – 511, États-Unis, 2005.

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

[Marsh et al., 2008] P.S. Marsh, D.M. Frangopol. *Reinforced concrete bridge deck reliability model incorporating temporal and spatial variations of probabilistic corrosion rate sensor data*, Reliability Engineering and System Safety, vol. 93, no. 3, p. 394 – 409, 2008.

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

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

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

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

[Melchers, 1999] R.E. Melchers, *Structural Reliability: Analysis and Prediction*. Second Edition: John Wiley & Sons England. 1999.

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

[Mirza et al., 1979-a] S.A. Mirza, J.G. MacGregor. *Variations in Dimensions of Reinforced Concrete Members,* Journal of the Structural Division (ASCE), vol. 105, no.4, p.751 – 766, 1979.

[Mirza et al., 1979-b] S.A. Mirza, J.G. MacGregor. *Variability of mechanical properties of reinforcing bars*, Journal of the Structural Division (ASCE), vol. 105, no.5, p. 921 – 937, 1979.

[Mirza et al., 1979-c] S.A. Mirza, M. Hatzinikolas, J.G. MacGregor. *Statistical descriptions of strength of concrete*, Journal of the Structural Division, vol. 105, no. 6, p. 1021 – 1037, 1979.

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

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

[Mourtada, 2003] A. Mourtada. *Traitement des données climatiques existantes : contribution à l'élaboration des zones climatiques au Liban*, Séminaire thermique du bâtiment au Liban : améliorer la conception de l'enveloppe, 2003, Beyrouth.

[Ngala et al., 1997] V.T. Ngala, C.L. Page. *Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes*, Cement and Concrete Research, vol. 27, no. 7, p. 995 – 1007, 1997.

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

[NKB 55, 1987] *Recommendations for loading and safety regulations for structural design, in Swedish).* NKB skrift nr. 55. ISBN 87-509-6991-1. ISSN 0359-9981. Visoprint as, Köpenhamn.

[Nowak et al., 2000] A.S. Nowak, K.R. Collins. *Reliability of structures*. Edition : McGraw-Hill Higher Education, 2000.

[Nowak et al., 2005] A.S. Nowak, M.M. Szersze, E.K. Szeliga, A. Szwed, P.J. Podhorecki. *Reliability-based calibration for structural concrete*. Report no. UNLCE 05-03. Department of Civil Engineering, University of Nebraska; 2005.

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

[Östlund, 1991] L. Östlund. *Reliability of concrete structures- Final Report of Permanent Commission I: An Estimation of γ-Values –An application of a probabilistic method*, CEB bulletin d'information, vol. 202, p. 38 – 97, 1991.

[Page et al., 1981] C.L. Page, N.R. Short, A. El Tarras. *Diffusion of chloride ions in hardened cement paste*, Cement and Concrete Research, vol. 11, no. 3, p. 395 – 406, 1981.

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

[Papadakis et al., 1991a] G.V. Papadakis, C.G. Vayenas, M.N. Fardis. *Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem*, Chemical Engineering Science, vol. 46, no. 5 – 6, p. 1333 – 1338, 1991.

[Papadakis et al., 1991b] G.V. Papadakis, C.G. Vayenas, M.N. Fardis. *Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete*, ACI Materials Journal, vol. 88, no. 2, p. 186 – 196, 1991.

[Paradis, 2006] F. Paradis, V. Lapointe, S.Fellah, M. Jolin, J. Marchand. *Avancement des travaux sur l'étude de la corrosion des armatures à l'université Laval*, Septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton, Toulouse-France, Juin 2006.

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

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

[Pihlajavaara, 1968] S.E. Pihlajavaara. *Some results of the effect of carbonation on the porosity and pore size distribution of cement paste*, Materials and Structures, vol. 1, no. 6, p. 521 – 527, 1968.

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

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

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

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

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

[Saetta et al., 2004] A.V. Saetta, R.V. Vitaliani. *Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures. Part I: Theoretical formulation*, Cement and Concrete Research, vol. 34, no. 4, p. 571 – 579, 2004.

[Saetta et al., 2008] L. Berto, P. Simioni, A. Saetta. *Numerical modelling of bond behaviour in RC structures affected by reinforcement corrosion*, Engineering Structures, vol. 30, no. 5, p. 1375 – 1385, 2008.

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

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

[Simioni, 2009] P. Simioni. *Seismic Response of Reinforced Concrete Structures Affected by Reinforcement Corrosion* ; thèse de Doctorat du : Faculty of Architecture, Civil Engineering and Environmental Sciences University of Braunschweig – Institute of Technology, Allemagne, 2009

[Song et al., 2005] H.W. Song, S.J. Kwon, K.J.Bryun, C.K. Park. *Predicting carbonation in early-aged cracked concrete,* Cement and Concrete Research, vol. 36, no. 5, p. 979 – 989, 2006.

[Stewart et al., 1998] M.G. Stewart, D.V. Rosowsky. *Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks,* Structural Safety, vol. 20, no. 1, p. 91 – 109, 1998.

[Stewart et al., 2001] M.G. Stewart, D.V. Rosowsky, D.V. Val. *Reliability-based bridge assessment using risk-ranking decision analysis*, Structural Safety, vol. 23, no. 4, p. 397 – 405, 2001.

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

[Stewart et al., 2008] M.G. Stewart, A. Al-Harthy. *Pitting corrosion and structural reliability of corroding RC structures: Experimental data and probabilistic analysis*, Reliability Engineering and System Safety, vol. 93, no. 3, p. 373 – 382, 2008.

[Stewart, 1995] M.G. Stewart, *Workmanship and its Influence on Probabilistic Models of Concrete Compressive Strength*, ACI Materials Journal (American Concrete Institute), vol. 9, no. 4, p. 361 – 372, 1995.

[Stewart, 2004] M.G. Stewart. *Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure* ; Structural Safety, vol. 26, no. 4, p. 453 – 470, 2004.

[Stumm et al., 1981] W. Stumm, J.J. Morgan. *Aquatic Chemistry* , John Wiley & Sons, New York, 1981.

[Sudret et al., 2005] B. Sudret, G. Defaux, M. Pendola. *Time-variant finite element reliability analysis – application to the durability of cooling towers*, Structural Safety, vol. 27, no. 2, p. 93 – 112, 2003.

[Sudret, 2008] B. Sudret. *Probabilistic models for the extent of damage in degrading reinforced concrete structures*, Reliability Engineering and System Safety, vol. 93, no.3, p. 410 – 422, 2008.

[Suo et al., 2009] Q. Suo, M.G. Stewart. *Corrosion cracking prediction updating of deteriorating RC structures using inspection information*, Reliability Engineering and System Safety, vol. 94, no. 8, p. 1340 – 1348, 2009.

[Swenson et al., 1967] E.G. Swenson, P.J. Sereda. *Some ageing characteristics of lime*, Journal of Applied Chemistry, vol. 17, no. 7, p. 198 – 202, 1967

[Thiery, 2005] M. Thiery. *Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.

[Treadway et al., 1989] K.W.J. Treadaway, R.N. Cox, B.L. Brown. *Durability of corrosion resisting steels in concrete*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Part**1** (86), p. 305 – 331, 1989 (cité par [Angst et al., 2009]).

[Trejo et al., 2003] D. Trejo, R.G. Pillai. *Accelerated chloride threshold testing: Part I - ASTM A 615 and A 706 reinforcement*, ACI Materials Journal, vol. 100, no. 6, p. 519 – 527, 2003.

[Tsukayama et al., 1980] R. Tsukayama, H. Abe, S. Nagatakis. *Long-term experiments on the neutralization of concrete mixed with fly ash and the corrosion of reinforcement*, 7e Congrès international de la chimie des ciments, Paris, 3,4, 30-35, 1980.

[Tuutti, 1982] K. Tuutti. *Corrosion of steel in concrete*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Fo 4.82, Stockholm, 1982.

[Uji et al., 1990] K. Uji, Y. Matsuoka, T. Mayura. *Formulation of an equation for surface chloride content of concrete due to permeation of chloride*, Corrosion of reinforcement in concrete, Ed. Page, Treadway, Bamforth, Elsevier Science, 268 – 277, 1990 (cité par [Duprat, 2004]).

[Val et al., 1997] D.V. Val, R.E. Melchers. *Reliability of deteriorating RC slab bridges*, Journal of Structural Engineering (ASCE), vol. 123, no. 12, p. 1638 – 1644, 1997.

[Val et al., 2003] D. Val, M.G. Stewart. *Life-cycle analysis of reinforced concrete structures in marine environments*, Structural safety, vol. 25, no. 4, p. 343 – 362, 2003.

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

[Venuat et al., 1968] M. Venuat, J. Alexandre. *De la carbonatation du béton*, Revue des Matériaux de Construction, no. 638, p. 421 – 427, 1968.

[Vu et al., 2000] K.A.T.Vu, M.G. Stewart. *Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models*, Structural Safety, vol. 22, no.4, p. 313 – 333, 2000.

[Vu, 2003] K.A.T. Vu. *Corrosion-induced cracking and spatial time-dependent reliability analysis of reinforced concrete structures*, PhD thesis, University of Newcastle, New South Wales, Australia, 2003.

[Wallbank, 1989] E.J. Wallbank. *The performance of concrete in bridges: a survey of 200 highway bridges*, Ed. Mansell & Partners, 1989 (cité par [Duprat, 2004])

[Weyer, 1998] R.E. Weyers. *Service life model for concrete structures in chloride laden environments*, ACI Material Journal, vol. 95, no. 4, p. 445 – 453, 1998.

[Weyers et al., 1993] R.E. Weyers, B.D. Prowell, M.M. Sprinkel, M. Vorster. *Concrete Bridge Protection, Repair, and Rehabilitation Relative to Reinforcement Corrosion*: *A Methods Application Manual* ; Strategic Highway Research Program, National Research Council Washington DC, SHRP-S-360, 1993.

[Weyers et al., 1994] R.E. Weyers, M.G. Fitch, E.P. Larsen, I.L. Al-Qadi. *Concrete bridge protection and rehabilitation: chemical and physical techniques, service life estimate*, Strategic Highway research Program, SHRP-S-668, Washington DC, 1994.

[Yoon et al., 2007] I.S. Yoon, O. Copuroglu, K.B. Park. *Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete*, Atmospheric Environment, vol. 41, no. 34, p. 7274 – 7285, 2007

ISO 2394-1998. General principles on reliability of structures. ISO/FDIS 2394:1998(E).

ISO/CD 13822. (1997). Bases for design of structures – Assessment of existing structures

Annexe -Calcul de l'ouverture des fissures [Eurocode 2]

L'ouverture des fissures, w_k, peut être calculée au moyen de l'expression :

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

où

- $s_{r,max}$ est l'espacement maximal des fissures ;
- ε_{sm} est la déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de charges considérée, incluant l'effet des déformations imposées et en tenant compte de la participation du béton tendu ;
- ε_{cm} est la déformation moyenne du béton entre les fissures.

ε_{sm} - ε_{cm} peut être calculé au moyen de l'expression :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}}\left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \geq 0{,}6\frac{\sigma_s}{E_s}$$

où

- σ_s est la contrainte dans les armatures de béton armé tendues, en supposant la section fissurée ;
- α_e est le rapport E_s/E_{cm} ;
- $\rho_{p,eff}$ est le rapport $A_s/A_{c,eff}$;
- $A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, c'est-à-dire l'aire de la section de béton autour des armatures de traction, de hauteur $h_{c,ef}$, où $h_{c,ef}$ est la plus petite des trois valeurs: 2,5(h-d), (h-x)/3 ou h/2 ;
- k_t est un facteur dépendant de la durée de la charge
  - k_t = 0,6 dans le cas d'un chargement de courte durée
  - k_t = 0,4 dans le cas d'un chargement de longue durée ;

$s_{r,max}$ peut être calculé au moyen de l'expression :

$$s_{r,max} = k_3 e + k_1 k_2 k_4\, \phi/\rho_{p,eff}$$

avec

- Φ le diamètre des barres ;
- e l'enrobage des armatures longitudinales ;
- k_1 est un coefficient qui tient compte des propriétés d'adhérence des armatures adhérentes :
  - = 0,8 pour les barres à haute adhérence
  - = 1,6 pour les armatures ayant une surface effectivement lisse ;
- k_2 est un coefficient qui tient compte de la distribution des déformations :
  - = 0,5 en flexion
  - = 1,0 en traction pure.

Les valeurs de k_3 et k_4 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont k_3 = 3,4 et k_4 = 0,425.