Contribution to the probabilistic analysis of reinforced concrete bridge performance

Rita de Cassia Silva

▶ **To cite this version:**

Rita de Cassia Silva. Contribution to the probabilistic analysis of reinforced concrete bridge performance. Engineering Sciences [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2004. English. NNT : . pastel-00000956

HAL Id: pastel-00000956
https://pastel.hal.science/pastel-00000956

Submitted on 20 Dec 2004

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.

THÈSE DE DOCTORAT
DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

Spécialité : Structures et Matériaux

Présentée par

Rita de Cássia SILVA

pour obtenir le titre de Docteur
de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

Titre

CONTRIBUTION À L'ANALYSE PROBABILISTE DE LA PERFORMANCE DES PONTS EN BÉTON ARMÉ

soutenue le 15 octobre 2004, devant le jury composé de :

M. François BUYLE-BODIN	*Président*
M.Christophe PETIT	*Rapporteur*
Mme Josée BASTIEN	*Rapporteur*
M.Bruno GÉRARD	*Examinateur*
M. André RAHARINAIVO	*Examinateur*
M.Christian CREMONA	*Directeur de thèse*

REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, je tiens à remercier le professeur François BUYLE-BODIN, de *l'Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille* (EUDIL) à Lille, d'avoir accepté de présider ce jury, ainsi que les professeurs Josée BASTIEN, de *l'Université Laval au Québec*, et Christophe PETIT, de l'*Université de Limoges* à Egletons, d'avoir accepté d'être rapporteurs de mon travail.

Toute ma gratitude s'adresse à M. André RAHARINAIVO, du *Laboratoire Central de Ponts et Chaussées*, qui m'a beaucoup aidé dans le développement de ce travail. Son attention et sa connaissance scientifique m'ont beaucoup apporté tout au long de ce parcours. Je voudrais également le remercier pour sa disponibilité à laisser sa porte de bureau toujours ouverte. Je remercie aussi M. Bruno GERARD, président-directeur-général d'*Oxand*, d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Mes sincères remerciements vont à mon directeur de thèse M.Christian CREMONA, du *Laboratoire Central de Ponts et Chaussées*, pour sa grande implication dans l'encadrement de ma thèse. Sa rigueur scientifique, sa fermeté et ces précieux conseils ont permis à ce travail d'aboutir. Merci beaucoup !

Je suis également reconnaissante à Mme Damion pour l'attention et le temps accordés à la relecture de mon mémoire et à M. Damion pour son soutien actif pendant ces trois ans.

Je tiens à remercier mon mari pour sa compréhension, son attention, son soutien et son amour.

J'exprime toute ma reconnaissance à M. Bruno GODART, chef de la Division Fonctionnement et Durabilité des Ouvrages au *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, pour m'avoir accueilli, et à Brigitte MAHUT, Bruno KOUBI, Véronique BOUTEILLER, Alberto PATRON, Marie-Pierre POTAYA et Alireza ALVANDI pour leur amical soutien.

Enfin, je remercie tous mes *amis* et mes *parents* pour leur amour et leur soutien.

RÉSUMÉ

Certains corps contenus dans les milieux naturels tels que l'atmosphère, peuvent pénétrer dans le béton qui est de nature poreuse. Parmi ces agents agressifs, le dioxyde de carbone de l'atmosphère et les chlorures présents dans les sels de deverglaçage sont les plus courants. Ces agents sont responsables de la corrosion des armatures qui est l'une des principales causes de détérioration des ouvrages en béton armé. Cette corrosion se développe au cours du temps et influe fortement sur la performance des ouvrages tout au long de leur vie.

Le caractère aléatoire de la pénétration des agents agressifs et celui des propriétés des matériaux ou des structures introduit de plus un grand nombre d'incertitude. L'étude de l'évolution de la dégradation d'une structure demande donc une analyse qu'il faut développer sur des bases probabilistes. La Théorie de la fiabilité constitue un des outils les mieux adaptés, car elle permet de tenir compte des incertitudes inhérentes aux dimensions géométriques des éléments de structures, aux caractéristiques des matériaux, à celles de l'environnement et à celles des dégradations qui en résultent.

L'objectif de cette thèse a ainsi consisté à développer une démarche probabiliste pour obtenir l'évolution de la perte de capacité portante des ponts-routes en béton armé exposés à des environnements agressifs divers. L'étude de cette évolution permet d'estimer les principales étapes ou phases qui caractérisent la performance de la structure (perte de durabilité au niveau du matériau, perte d'aptitude au service et perte de sécurité structurale). Cette étude vise aussi à donner aux gestionnaires d'ouvrages les moyens nécessaires pour estimer et prédire ces principales phases de performance à partir de résultats d'inspection visuelle et aux projeteurs des bureaux d'étude, les outils nécessaires pour obtenir une grille des coefficients partiels de sécurité plus adaptée au recalcul des ouvrages dégradés.

L'étude a comporté cinq axes. Un premier axe a porté sur la modélisation de la performance de poutres en béton armé soumises à de la flexion simple, des phénomènes de pénétration des agents agressifs et des étapes de performance. Un deuxième axe a considéré l'incertitude sur les différentes variables : les études de sensibilité ont notamment montré l'influence des diverses variables sur l'évolution de l'indice de fiabilité. Un troisième axe a proposé des éléments quantitatifs capables de fournir aux gestionnaires d'ouvrages les outils nécessaires pour la prédiction des phases de performance d'un ouvrage sur la base de résultats d'inspection visuelle. Le quatrième axe a présenté une méthodologie de calibration des coefficients partiels de sécurité adaptée aux ouvrages en béton armé atteints par la corrosion. Enfin le cinquième axe est consacré à la requalification de la fiabilité par un calcul de probabilité conditionnelle en fonction de résultats d'inspections détaillées.

ABSTRACT

Some agents that are ever present in atmospheric conditions can penetrate concrete structures, which are porous in nature. Among these agents atmospheric carbon dioxide and chlorides that constitute de-icing salts are the usual suspects. These agents result in the corrosion of reinforcing bars, which is the principal reason behind the deterioration of concrete structures. Once initiated, the rate of corrosion increases with time and increasingly dictates the behaviour of these structures throughout their service life.

A great deal of uncertainty still remains in this subject as a result of the random nature of the infiltration of these aggressive agents as well as the material and structural properties of reinforced concrete. Consequently, in order to determine the degradation of these structures with time, it is necessary to approach the subject from a probabilistic point of view. Reliability Theory is one of the best available tools due to the fact that it considers the uncertainties involved with the geometrical dimensions of these structures, with the material characteristics and with the environment and the subsequent deterioration that it provokes.

As a result, the objective of this PhD thesis involves the development of a probabilistic method that determines the evolution of the loss of structural strength of reinforced concrete road bridges, which are exposed to a wide variety of aggressive environments. By means of studying this degradation, it is possible to estimate the principal stages or phases, which determine structural performance (ie loss of material durability, loss of serviceability and loss of structural safety). This thesis also aims to provide maintenance engineers, after having carried out visual inspections, with the necessary means of assessing and predicting these principal performance phases. Equally, it equips consulting engineers with the essential methods that are required to determine partial safety factors which are best suited to the re-estimation of these deteriorated structures.

This thesis consists of five axes. A first axis studies the modelling the performance of reinforced concrete beams under bending effects, the phenomenon of penetration of aggressive agents and the stages of performance. A second axis deals with the uncertainties involved with different variables: sensitivity analyses identify the influence on the reliability index of a wide variety of these variables. A third axis proposes quantitative methods that provide maintenance engineers with the necessary means of predicting the performance phase of a structure following visual inspections. The fourth axis develops a calibration method for the partial safety factors of reinforced concrete structures suffering corrosion. Finally, the fifth axis is dedicated to the re-qualification of the reliability of a structure by means of a conditional probabilistic calculation, which is based on the results of detailed inspections.

TABLE DES MATIERES

Introduction…… **1**

1 La dégradation des armatures…… **5**

1.1 – Introduction 5
1.2 – Corrosion des armatures dans le béton armé 6
1.2.1 – Contexte de la dégradation des armatures 6
1.2.2 – La corrosion induite pour la présence des ions chlorure – aspect physico-chimique 7
1.2.3 – La corrosion induite par la carbonatation – aspect physico-chimique 9
1.3 – La pénétration des agents agressifs 11
1.3.1 – Modèles relatifs à la pénétration des chlorures 12
1.3.2 – Modèles relatifs à la carbonatation 19
1.4 – L'initiation de la corrosion 22
1.4.1 – Seuil critique de la contamination par chlorures 22
1.4.2 – Seuil critique de la carbonatation 24
1.5 – Croissance de la corrosion 24
1.5.1 – Densité de courant de corrosion 24
1.5.2 – Dégradation mécanique du béton de l'enrobage 26
1.6 – Les effets de la dégradation des armatures 26
1.7 – Conclusions 27

2 Les cycles de performance des ouvrages en béton armé…….. **29**

2.1 – Introduction 29
2.2 – Durabilité et durée de vie d'un ouvrage 30
2.2.1 – La durabilité des structures en béton armé 30
2.2.2 – Définition de la durée de vie 31
2.3 – Performance d'un ouvrage en béton armé 34
2.3.1 – Introduction 34
2.3.2 – Etats limites d'un ouvrage selon le B.A.E.L 91 35
2.4 – Etapes de performance d'un ouvrage 48
2.4.1 – Introduction 48
2.4.2 – Temps d'initiation (amorçage) de la corrosion - T_i 49
2.4.3 – Temps de formation de la première fissure - $T_{fissure}$ 52
2.4.4 – Propagation des fissures - $T_{service}$, $T_{éclat}$ 55
2.4.5 – Temps correspondant à la perte de section des armatures - $T_{10\%}$ 57
2.4.6 – Temps d'atteinte de la sécurité réglementaire - T_{β_0} 57
2.5 – L'approche probabiliste appliquée aux ponts en béton armé 58
2.5.1 – Hypothèses 58
2.5.2 - Principe 59
2.5.3 – Scénarios de défaillance 60
2.6 – Conclusions 61

3 Analyse des variables et des incertitudes..... 63

3.1 – Introduction 63
3.2 – Modélisation des variables 64
3.2.1 – Simulation des variables 64
3.2.2 – Modélisation des paramètres empiriques 68
3.3 – Variables aléatoires concernant la perte de capacité portante 69
3.3.1 – Variables liées à la géométrie de la section 69
3.3.2 – Variables liées aux sollicitations 70
3.3.3 – Variables liées aux propriétés mécaniques 72
3.3.4 – Variables liées à la corrosion des armatures 73
3.3.5 – Corrélations entre les variables 74
3.4 – Variables de la perte d'aptitude au service 76
3.5 – Sensibilité des variables 77
3.5.1 – Variables concernant la géométrie 78
3.5.2 – Variables concernant les sollicitations 83
3.5.3 – Variables concernant les propriétés mécaniques des matériaux 87
3.5.4 – Variables concernant la détérioration par corrosion 90
3.6 - Conclusions 101

4 Analyse de la performance d'une famille des ponts en béton armé..... 103

4.1 – Introduction 103
4.2 – Caractéristiques et dimensionnement d'une famille de ponts 104
4.3 – Définition des paramètres fondamentaux du phénomène de dégradation 108
4.3.1 – Introduction 108
4.3.2 – Indicateurs de durabilité potentielle des ouvrages en béton armé 108
4.3.3 – Variables générales mises en jeu dans le processus de corrosion 109
4.3.4 – Proposition de classes des variables intervenant dans le processus d'évaluation d'un ouvrage 110
4.4 – Agressivité de l'environnement : caractérisation et effets 117
4.4.1 – Introduction 117
4.4.2 – Les environnements agressifs étudiés 118
4.4.3 – Sensibilité des classes des paramètres fondamentaux sur l'amorçage de la corrosion et l'évolution des indices de fiabilité 120
4.5 – Analyse probabiliste des combinaisons pour la famille d'ouvrages 123
4.5.1 – Introduction 123
4.5.2 – Effets des combinaisons sur les ouvrages 123
4.6 – Analyse de la performance de la famille de ponts 128
4.6.1 – Introduction 128
4.6.2 – Prédiction des phases de performance d'une section de poutre 129
4.6.3 – Prédiction des phases de performance des poutres de la famille de ponts 130
4.6.4 – Conception et analyse de sous-familles de performance 134
4.7 – Conclusions 144

5 Inspections des ouvrages : méthodologie, effets et profits..... 147

5.1 – Introduction 147
5.2 – Les méthodologies d'investigation des ouvrages en béton armé 148
5.2.1 – Les instructions techniques pour l'investigation des ouvrages 148
5.2.2 – Présentation des niveaux de classification des dommages 151
5.2.3 – Méthodologie d'inspection visuelle de l'état de dégradation 158
5.2.4 – Proposition d'une grille de coefficients partiels de sécurité adaptée aux spécificités des ouvrages 160
5.2.5 – Application et résultats de la méthode de calibration 165
5.3 – Requalification du modèle : inspection détaillée 174

5.3.1 – Probabilité de défaillance réévaluée 175
5.3.2 – Exemples de requalification 176
5.4 – Application de la méthodologie a un cas réel 184
5.4.1 – Généralités 184
5.4.2 – Résultats des inspections visuelles réalisées sur les poutres 185
5.4.3 – Résultats des mesures effectuées sur les poutres 186
5.4.4 – Estimation des cycles de performance 188
5.4.5 – Recalcul du pont avec la nouvelle grille de coefficients 189
5.4.6 – Requalification du modèle 189
5.5 - Conclusions 191
Conclusions…… **193**

Bibliographie…….. **199**

A Surcharges sur les chaussées des ponts…….. **207**

A.1 - Introduction 207
A.2 – Systèmes de charge de la chaussée 207
A.2.1 – Système de charge *A* 207
A.2.2 – Système de charges *B* 208
A.2.3 – Charges militaires 209

B Sensibilité des variables……... **211**

B.1 – Variables concernant la géométrie de l'ouvrage 211
B.1.1 – Largeur de la nervure 211
B.1.2 – Distance mesurée entre les lits 212
B.1.3 – Hauteur du paquet par lit 212
B.2 – Variables concernant les sollicitations 213
B.2.1 – Moment dû à la chaussée 213
B.2.2 – Moment dû à la superstructure 214
B.3 – Variables concernant les propriétés mécaniques 214
B.3.1 – Résistance à la compression du béton 214
B.3.2 – Limite d'élasticité de l'acier 216
B.4 – Variables concernant la détérioration par corrosion 216
B.4.1 – Section d'acier 216
B.4.2 – Rapport eau/ciment 217
B.4.3 – Concentration de CO_2 218
B.4.4 – Profondeur de carbonatation 219
B.5 – Paramètres des modèles 219
B.5.1 – Puissance de $i_{corr}(1)$ 220
B.5.2 – Puissance du temps de la corrosion 221
B.5.3 – Produit des coefficients de $i_{cor}(1)$ et $i(t)$ 221
B.5.4 – Coefficient de corrosion 222
B.5.5 – Erreur du modèle 223
B.5.6 – Coefficient du modèle de diffusion du CO2 223
B.5.7 – Puissance de la porosité de la pâte dans le modèle de diffusion de CO2 224
B.5.8 - Puissance de l'humidité relative dans le modèle de diffusion de CO2 224

TABLE DES FIGURES

1.1 Représentation simplifiée de l'évolution de la corrosion des armatures dans le béton armé……. 7
1.2 Représentation simplifiée du processus de corrosion par chlorures dans les armatures……..... 8
1.3 Représentation simplifiée du processus de corrosion dans les armatures par carbonatation……. 10
1.4 Diagramme de Pourbaix du fer dans l'eau en présence des chlorures [Raharinaivo,1998]……... 10
1.5 Représentations schématiques des transports des chlorures dissous dans le béton (a) absorption capillaire (b) diffusion……..... 12
1.6 Profils de teneur en chlorure pénétrant dans une plaque de béton, en régime (a) stationnaire et (b) non stationnaire……. 13
1.7 Surface de simulation de la teneur en chlorures à la profondeur x et au temps t (coefficient de diffusion uniforme)…… 14
1.8 Schéma de la pénétration des chlorures par diffusion avec interaction avec le ciment……. 16
1.9 Représentation des types de profils de teneur en chlorures libres dans le béton…… 19
1.10 Variation du pH et l'avancement du front de carbonatation dans un béton carbonaté……... 22
1.11 Représentation schématique des gammes des valeurs de courant de corrosion [RILEM, 2002]……... 25

2.1 Stades de dégradation par corrosion des aciers dans le béton armé [Weyers, 1983]……. 32
2.2 Perte de performance d'un ouvrage au cours du temps……... 35
2.3 Équilibre des contraintes d'une section en béton armé…….. 36
2.4 Diagrammes (a) des déformations (b) des contraintes parabole-rectangle (c) des contraintes rectangle simplifié dans une section en béton armé……... 37
2.5 Équilibre d'une section rectangulaire avec des armatures comprimées……. 39
2.6 Section en « T » soumise à de la flexion simple – Diagramme rectangulaire simplifié……..... 40
2.7 Représentation de deux sections transversales de poutre affectées différemment par la corrosion……... 42
2.8 Élément de barre d'acier de longueur dx dans une zone soumise aux contraintes d'adhérence……..... 42
2.9 Contrainte de rupture des barres d'acier obtenue avec la section saine de barres…….. 44
2.10 Contrainte de rupture des barres d'acier obtenue avec la section réduite de barres……... 44
2.11 Représentation de la perte de 10% de section des barres d'acier du dernier lit……. 45
2.12 Représentation de la pression uniformément répartie autour de la barre d'acier……... 47
2.13 Découplage des pressions agissant sur le béton de l'enrobage et sur la zone poreuse……... 47
2.14 Représentation des étapes de performance d'un élément de poutre en béton armé……... 49
2.15 Détermination de la concentration sur la surface et du paramètre a à partir d'un profil de chlorures…….... 50
2.16 Représentation schématique de la propagation d'ouverture de la fissure due à la croissance de la rouille... 56

3.1 Histogrammes du coefficient de diffusion et de la porosité de la pâte de ciment…….. 66
3.2 Fonctions cumulatives de fréquence du coefficient de diffusion et de la porosité de la pâte de ciment…..... 67
3.3 Dispositions possibles pour le paquet d'acier……. 70
3.4 Diagramme simplifié des contraintes - déformations des aciers…… 73
3.5 Effet de la corrélation des variables sur la courbe d'évolution temporelle de l'indice de fiabilité…… 76
3.6 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de l'épaisseur de la table……. 79
3.7 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la largeur de la table…… 80
3.8 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du centre de gravité de l'armature…….. 81
3.9 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la hauteur utile de la section…… 82
3.10 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du moment dû au poids propre…….. 84
3.11 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de X_T ……... 85
3.12 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de D_T …….. 86
3.13 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la 88

résistance à la compression du béton (loi de densité : lognormale ; $\mu = f_{ck} + 75$ et $\sigma = 60$ kg/cm2)…….
3.14 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la limite d'élasticité de l'acier (loi de densité : normale ; $\mu = f_{nominal}$ et coefficient de variation = 10%)…….. 89
3.15 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration des chlorures à la surface du béton…….. 92
3.16 Évolution de l'indice de fiabilité liée à la moyenne de la concentration des chlorures sur la surface (condition d'attaque par chlorures)…… 92
3.17 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration critique des chlorures……... 93
3.18 Évolution de l'indice de fiabilité liée à la moyenne de la concentration critique des chlorures (condition d'attaque par chlorures)…….. 94
3.19 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du coefficient de diffusion……... 95
3.20 Évolution de l'indice de fiabilité liée à la moyenne du coefficient de diffusion des chlorures (condition d'attaque par chlorures)…….. 95
3.21 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de l'enrobage inférieur……... 96
3.22 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la porosité de la pâte…….. 97
3.23 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de l'humidité relative (variable lognormale) 98
3.24 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration de portlandite……... 99
3.25 Évolutions des indices de fiabilité avant et après l'étude de sensibilité…… 101

4.1 Profil typique d'un pont à 4 poutres et d'une section transversale en T……..... 104
4.2 Indices de fiabilité β_0 des ponts de 10, 20 et 30 m de portée……. 107
4.3 Indices de fiabilité β des ponts de 10, 20 et 30 m de portée…….. 107
4.4 Influence de la concentration de portlandite sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe…… 111
4.5 Définition de l'épaisseur de l'enrobage d'une section transversale de poutre……... 113
4.6 Influence de l'épaisseur de l'enrobage sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe…. 114
4.7 Influence du coefficient de diffusion des ions chlorures sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe……... 115
4.8 Influence de la concentration critique des chlorures sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe…… 116
4.9 Effets des classes du coefficient de diffusion et de la porosité de la pâte sur les évolutions des indices de fiabilité…… 121
4.10 Effets des classes des concentrations de portlandite et en chlorures sur la surface sur les évolutions des indices de fiabilité…….. 122
4.11 Comparaison entre les effets des combinaisons de EA_1 et EA_26 sur l'évolution des indices de fiabilité et des probabilités de défaillance (enrobage de 4cm)……. 124
4.12 Comparaison entre les effets des combinaisons de EA_1 et EA_26 sur l'évolution des indices de fiabilité et des probabilités de défaillance (enrobage de 3cm)……. 125
4.13 Comparaison entre les effets des combinaisons de EA_2 et EA_33 sur l'évolution des indices de fiabilité et des probabilités de défaillance avec un enrobage de 4cm…….. 126
4.14 Développement temporel des indices de fiabilités normalisés des ponts……... 127
4.15 Etapes de performance du pont L205p5e3v soumis aux environnements agressifs EA_1, EA_26, EA_2 et EA_33……. 130
4.16 Histogramme et fonction de répartition de l'instant d'amorçage……... 131
4.17 Histogramme et fonction de répartition de l'instant de fissuration…… 131
4.18 Histogramme et fonction de répartition de l'instant d'ouverture de 0,3mm…….. 132
4.19 Histogramme et fonction de répartition de l'instant d'ouverture de 1,0mm…….. 132
4.20 Histogramme et fonction de répartition de l'instant de perte de 10% de la section d'acier du dernier lit…. 133
4.21 Histogramme et fonction de répartition de l'instant de référence β_0…….. 133
4.22 Représentation de la durée de vie moyenne des poutres en béton armé de la famille……... 134
4.23 Différences entre les instants moyens d'amorçage de la corrosion (épaisseurs d'enrobage de 3 et 4 cm)… 137
4.24 Différences entre les instants moyens des phases de performance en fonction de l'épaisseur de l'enrobage e du diamètre des barres……... 139
4.25 Surface de comportement de sous-familles pour $T_{10\%}$……... 143

4.26 Surface de comportement des sous-familles pour $T_{\beta 0}$…… 144

5.1 Exemple de niveau d'après [DHOUIBI-HACHANI, 2004]…….. 151
5.2 Amorçage du phénomène de corrosion dans une barre d'acier d'après [DHOUIBI-HACHANI, 2004]….. 152
5.3 État initial de formation des fissures à la surface du béton (ouverture ≤ 0,1mm)……. 152
5.4 Fonction de répartition du temps d'amorçage de la corrosion par chlorures……. 153
5.5 Fonction de répartition du temps d'amorçage de la corrosion par carbonatation…….. 153
5.6 Fonction de répartition du temps de fissuration (amorçage par chlorures)…… 154
5.7 Fonction de répartition du temps de fissuration (amorçage par carbonatation)……. 154
5.8 Propagation des fissures longitudinales d'une ouverture de 0,3mm…….. 155
5.9 Fonction de répartition de $T_{service}$ (amorçage par chlorures)……... 156
5.10 Fonction de répartition $T_{service}$ (amorçage par carbonatation)……. 156
5.11 Identification des taches de corrosion et des fissures d'ouverture de 1,0mm…… 157
5.12 Épaufrure du béton due à fissuration très importante (environ 1,0mm)…… 157
5.13 Armature mise à nu avec une perte de section d'acier d'environ 10%…….. 158
5.14 Organigramme représentatif de la méthode probabiliste d'inspection visuelle……. 160
5.15 Organigramme représentatif de la méthode de calibration des coefficients partiels de sécurité (CPS)……. 165
5.16 Histogramme représentatif des pourcentages de réduction des coefficients partiels de sécurité vis-à-vis du pont L205p5e3v (enrobage 4cm)…….. 168
5.17 Histogramme représentatif des pourcentages de réduction des coefficients partiels de sécurité vis-à-vis du pont L205p5e3v (enrobage 3cm)…….. 169
5.18 Histogramme représentatif des pourcentages de réduction des coefficients partiels de sécurité vis-à-vis du pont L204p8e3v…… 170
5.19 Comparaison des pourcentages de réduction des CPS entre les sous-familles vis-à-vis des étapes de performance pour le pont L205p5e3v (enrobage 4cm)…….. 171
5.20 Comparaison des pourcentages de réduction des CPS entre les sous-familles vis-à-vis des étapes de performance pour le pont L205p5e3v (enrobage 3cm)……. 172
5.21 Comparaison des pourcentages de réduction des CPS entre les sous-familles vis-à-vis des étapes de performance pour le pont L204p8e3v…… 173
5.22 Requalification de la de performance vis-à-vis de la concentration de chlorures à la surface et du coefficient de diffusion…….. 178
5.23 Comportement de la performance requalifiée selon la concentration de chlorures sur la surface et le coefficient de diffusion…….. 179
5.24 Profil de dégradation requalifiée selon la résistance à la compression du béton (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)…….. 180
5.25 Profil de dégradation requalifiée selon la limite d'élasticité de l'acier (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)……... 180
5.26 Profil de dégradation requalifiée selon la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité de l'acier (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)……... 181
5.27 Profil de dégradation requalifiée selon l'épaisseur de l'enrobage (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)……... 182
5.28 Profil de dégradation requalifiée selon le courant de corrosion (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)…… 183
5.29 Profil de dégradation requalifiée selon l'épaisseur de l'enrobage et le courant de corrosion (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)……... 183
5.30 Pont de la RN4 sur la rue de la Douane à Wasselonne…….. 184
5.31 Vue générale des travaux d'investigation réalisés……. 185
5.32 Coupe transversale du pont RN4 sur la rue de la Douane à Wasselonne – indication des poutres inspectées…… 185
5.33 Valeurs des épaisseurs d'enrobage des poutres investiguées (a) poutre de rive Nord (b) poutre centrale…. 186
5.34 Mise en évidence des zones carbonatées du béton des poutres…….. 187
5.35 Requalification de la performance des poutres centrale et de rive Nord vis-à-vis de la profondeur de carbonatation…….. 190
5.36 Requalification de la performance des poutres centrale vis-à-vis de la résistance à la compression du béton et de l'épaisseur de l'enrobage…… 191
A.1 Géométrie et distribution des masses par roue dans le système B_c…… 209
A.2 Géométrie et distribution des masses par roue dans le système B_t…… 209
A.3 Géométrie et distribution des masses par roue dans le système M_c120……. 210

B.1 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de largeur de la nervure…….. 211

B.2 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la distance entre les lits…….. 212
B.3 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la hauteur du paquet du lit…….. 213
B.4 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du moment dû à la chaussée……... 213
B.5 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du moment dû à la superstructure….. 214
B.6 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la résistance à la compression du béton (loi de densité : lognormale ; $\mu = 1{,}10$ et CoV = 15%)…… 215
B.7 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la résistance à la compression du béton (loi de densité : normale ; $\mu = 1{,}06\, f_{ck}$ et CoV = 18%)…… 215
B.8 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la limite d'élasticité de l'acier (loi de densité : normale ; $\mu = 1{,}155$ et CoV = 10%)……... 216
B.9 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la section d'acier…… 217
B.10 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du rapport eau/ciment (variable normale)…….. 218
B.11 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration de CO_2 218
B.12 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la profondeur de carbonatation….. 219
B.13 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type de la puissance de $i_{corr}(1)$ ….. 220
B.14 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la puissance de $(t\text{-}T_i)^A$ …… 221
B.15 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type du produit de coefficients de et $i_{corr}(1)$ et $i(t)$…… 222
B.16 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du coefficient de corrosion m……. 222
B.17 Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de l'erreur du modèle…….. 223
B.18 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type de la puissance de la porosité de la pâte ε_p…… 224
B.19 Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type de la puissance de l'humidité relative *HR*…….. 225

INTRODUCTION

Le suivi des ouvrages en service comprend des inspections (surveillance organisée, inspection détaillée périodique…), des mesures spécifiques de certains dommages et des évaluations structurales. L'évaluation structurale d'une structure ou d'un élément de structure consiste à vérifier sa ***sécurité structurale*** (ou intégrité) et son ***aptitude au service***. Ce processus est d'une grande importance, car il permet de vérifier si la structure se trouve ou non dans des conditions acceptables de sécurité et de fonctionnement. Il est également supposé être capable de tenir compte au mieux des données spécifiques de l'ouvrage telles que son trafic réel ou l'altération de sa résistance causée par d'éventuelles dégradations.

Toutefois, les informations disponibles peuvent rester incomplètes ou même imprécises, en raison d'incertitudes sur les dimensions géométriques, les propriétés des matériaux, les caractéristiques des dégradations ou l'environnement extérieur. De plus, la structure se situe dans un environnement où les actions qu'elle subit ne sont pas toujours précisément connues. Ceci conduit à un grand nombre d'incertitudes qu'il est nécessaire d'appréhender et de considérer dans le processus d'évaluation. Pour cette raison, l'analyse de la performance des ouvrages existants se doit d'être développée sur des bases probabilistes, c'est-à-dire en utilisant les principes et méthodes de la ***théorie de la fiabilité***.

La corrosion des armatures est l'une des principales causes de détérioration des ouvrages en béton armé. Ce phénomène de dégradation est provoqué par des agents agressifs tels que les chlorures (notamment présents dans le sel de déverglaçage appliqué sur les routes en hiver) ou, le dioxyde de carbone de l'atmosphère qui se dissout dans l'eau interstitielle du béton. Ces agents agressifs provoquent la corrosion des armatures lorsque leur teneur dépasse un ***seuil critique*** dans le béton au contact des aciers. La cinétique du processus de corrosion est donc essentielle pour caractériser de manière efficace et pertinente ***la performance de l'ouvrage*** tout au long de sa ***durée de vie***. Il paraît ainsi essentiel de pouvoir prédire cette durée de vie d'un ouvrage en béton armé affecté par la corrosion en tenant compte des intervalles de temps

nécessaires pour atteindre des phases particulières dans le processus de dégradation. Durant la durée de vie d'une structure, trois phases principales de performance peuvent être identifiées :

- la première se caractérise par une perte de ***durabilité au niveau du matériau*** qui débute lorsque les agents agressifs pénètrent le béton d'enrobage et qui se termine lorsque les armatures sont dépassivées ; la corrosion peut alors s'amorcer à ***l'instant*** dit ***d'amorçage*** ou ***d'initiation*** T_i ;

- la deuxième phase de performance définit la perte d'***aptitude au service*** de l'ouvrage. Elle est composée de trois sous-phases au cours desquelles les détériorations infligées à la structure sont la formation d'une fissuration liée au caractère expansif des produits de corrosion, la propagation de cette fissure jusqu'à une ouverture tolérée par les règlements et l'éclatement du béton provoqué par une ouverture importante de la fissuration ;

- la troisième phase correspond à la perte de ***sécurité structurale*** qui se traduit par de fortes réductions des sections d'armatures. Cette phase s'achève lorsqu'un seuil minimal de sécurité structurale (réglementaire) est atteint.

L'état actuel des connaissances sur la corrosion dans les structures en béton armé permet d'estimer la durée de vie d'un ouvrage ou, la durée des ***phases de performance*** précédemment définies. Pour cela, plusieurs modèles plus ou moins sophistiqués sont proposés dans la littérature. Ainsi, déterminer l'évolution de la dégradation d'une structure dégradée par corrosion (depuis l'amorçage jusqu'au seuil limite de sécurité structurale) et estimer les étapes de performance requièrent la définition de ***fonctions d'états limites*** (ou ***marges de sécurité***) qui introduisent des variables aléatoires, mais également les résultats d'inspections.

L'objectif de cette thèse est de développer une ***démarche probabiliste*** générale d'obtention du profil de dégradation des ponts routiers en béton armé placés dans des environnements agressifs divers et d'estimer les intervalles de temps entre les principales phases de l'évolution de la performance d'un ouvrage en béton. Elle vise aussi à donner d'une part aux gestionnaires d'ouvrages une méthodologie simple pour prédire ces étapes à partir de résultats visuels, et d'autre part aux bureaux d'études les éléments fondamentaux pour l'adaptation des coefficients partiels de sécurité du B.A.E.L. pour l'évaluation des ouvrages existants.

Pour cela, le mémoire est divisé en cinq chapitres et deux annexes. 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 discutés. Les divers modèles de pénétration des agents agressifs sont également présentés, pour ne retenir que les approches les plus pertinentes qui seront utilisées dans l'étude de la performance des ouvrages en béton armé. Tel est l'objet du *deuxième chapitre* qui est dédié à la

présentation des définitions de ***durabilité***, de ***durée de vie*** et de ***performance*** d'une structure en béton armé. Une analyse détaillée des phases de performance des éléments de poutre en béton armé est montrée, notamment pour l'initiation de la corrosion, la formation de la fissuration, la propagation de la fissuration et les pertes de section d'acier. La modélisation adoptée pour chacune de ces étapes est alors précisée dans un contexte probabiliste.

Le *troisième chapitre* traite du problème de la ***prise en compte des incertitudes*** introduites par l'étude mécanique des poutres dégradées soumises à de la flexion simple. Les nombreuses incertitudes présentes dans cette vérification font de la fiabilité un outil adapté pour étudier la performance de ces éléments. La première partie du chapitre présente donc la modélisation de certaines variables liées au phénomène de dégradation par corrosion en utilisant des simulations de Monte Carlo. Les autres variables de calcul sont également décrites par des modèles appropriés issus d'études bibliographiques. Ces divers modèles sont étudiés par une étude de sensibilité.

Le *quatrième chapitre* concerne ***l'analyse des phases de performance d'une famille de ponts en béton armé*** ; la première partie présente une famille fictive de ponts en béton armé inspirée du parc de ponts routiers à poutres en béton armé de la région Alsace. La deuxième partie du chapitre présente des classes de paramètres essentiels pour caractériser l'agressivité de l'environnement : il s'agit notamment de la concentration en portlandite, de la porosité du béton, de l'humidité relative, de la concentration en chlorures à la surface du béton, du coefficient de diffusion des chlorures, de la concentration critique et de l'épaisseur d'enrobage. La troisième partie propose des « milieux agressifs » types constitués de ces paramètres fondamentaux. Les ponts de la famille sont placés dans ces environnements, ce qui permet de déterminer l'évolution de la perte de capacité portante et de définir les étapes de performance face à ces familles types. La quatrième et la cinquième parties constituent une évaluation probabiliste de l'impact de ces « milieux types » sur un pont particulier et sur la famille. Cette procédure permet la proposition de tableaux contenant des intervalles-types entre les étapes de performance.

Le *cinquième chapitre* présente la description d'une ***méthodologie pour identifier l'état des ouvrages sur site***. Cette méthodologie est adaptée au cas d'ouvrages dégradés par corrosion. Elle vise à donner aux gestionnaires d'ouvrages et aux bureaux d'études, les moyens nécessaires pour identifier visuellement le niveau de dommage de l'élément inspecté et d'interpréter ces informations pour prédire les étapes de performance et pour moduler les coefficients partiels de sécurité de manière plus adaptée aux conditions réelles de l'ouvrage.

L'*annexe A* précise les systèmes de trafic appliqués aux ouvrages ponts et l'a*nnexe B* complète l'étude de sensibilité des variables aléatoires.

CHAPITRE 1

LA DEGRADATION DES ARMATURES

1.1 – INTRODUCTION

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

Lorsqu'une structure est mise en service, elle est susceptible de dégradations dont l'origine peut être physique, mécanique ou chimique. Les facteurs mécaniques sont surtout les charges excessives et les chocs. Les facteurs physiques sont les températures extrêmes. Les facteurs chimiques sont souvent les plus importants, puisque le béton peut se dégrader par réaction (dissolution, gonflements) des constituants du béton. L'air, l'eau et le sol sont connus être des agents favorisant la migration d'agents polluants dans le béton, en entrant dans les pores du béton et modifiant ainsi ses caractéristiques, en particulier la composition chimique de la solution interstitielle.

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

Face à l'importance de ces altérations, plusieurs modèles ont été proposés dans la littérature pour caractériser ces phénomènes. Ces modèles permettent de prévoir, sous certaines conditions,

certaines étapes qui composent les phases de performance d'un ouvrage. Il s'agit notamment, par exemple, les instants d'amorçage de la corrosion, de formation de la première fissure en peau du béton, de temps d'ouverture critique des fissures.

Ce chapitre est consacré dans un premier temps à la description chimique du phénomène de corrosion. Les paramètres influents, ainsi que les altérations physiques, sont présentés. Dans un second temps, quelques modèles de pénétration des agents agressifs sont introduits. Les modèles retenus, pour l'analyse de la fiabilité des ponts soumis à cette dégradation au cours du temps, sont discutés. Enfin, l'initiation de la corrosion suivie de la phase de croissance du phénomène est analysée.

1.2 – CORROSION DES ARMATURES DANS LE BETON ARMÉ

1.2.1 – Contexte de la dégradation des armatures

Le béton armé, comme matériau de construction, associe le béton avec des armatures métalliques. Ainsi, le béton d'enrobage fournit une barrière physique et une protection chimique due à son alcalinité [Almusallam, 2001], [Gonzáles,1998]. À la surface d'un acier enrobé par la pâte de ciment hydraté, il se forme une fine couche de produits adhérents qui protègent l'acier. Cette protection est efficace pour une forte valeur du pH (pH >13,0).

La rupture du micro-film protecteur est due à la présence des ions chlorures ou à la carbonatation du béton. L'enrobage apporte ainsi une protection physique aux aciers quand il a une certaine imperméabilité.

D'une façon générale, le mécanisme de corrosion se décompose en deux phases distinctes. La première est l'initiation de la corrosion (les chlorures entrent dans le béton et la teneur de cet agent dépasse un ***seuil critique,*** ou la profondeur de carbonatation dépasse l'épaisseur de l'enrobage). La deuxième étape consiste en la croissance de la corrosion des armatures. La Figure 1.1 illustre les étapes de la corrosion de l'armature.

1.2.1.1 – L'interface entre l'acier et le béton sain

L'exposition des armatures à l'air permet que celles-ci soient recouvertes 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 être formés $\left(4\,CaO\,FeO_3\,13H_2O\right)$.

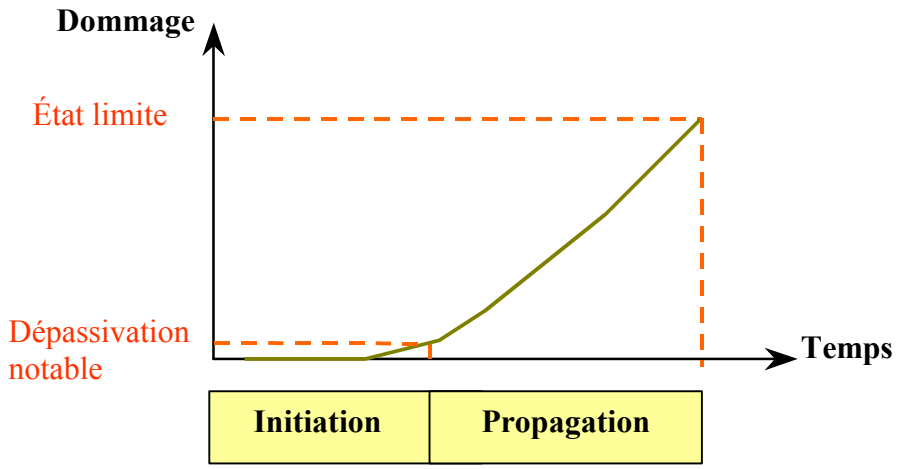


Figure 1.1 – *Représentation simplifiée de l'évolution de la corrosion des armatures dans le béton armé*

L'hydratation du ciment produit également l'hydroxyde de calcium $\left[Ca(OH)_2\right]$ 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 [Almusallan, 2001] et [Ishida, 2000].

Dans la zone de contact du béton et de la couche de rouille formée pendant le stockage, l'hydratation du béton est perturbée. Ceci est vérifié par un affaiblissement de la résistance mécanique de cette pâte [Raharinaivo, 1998]. 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. Plus exactement, sous la rouille, l'armature est recouverte d'une fine couche protectrice de produits blancs, à base de ferrite et de hydroxyde de calcium.

1.2.2 - La corrosion induite pour la présence des ions chlorure – aspect physico-chimique

Tant que le microfilm protecteur dû au ciment sain existe, l'acier dans le béton reste intact. Cependant, l'épandage de sel de deverglaçage sur les routes met la surface de la structure en contact avec des ions chlorures. Une fois dissous dans l'eau, les ions pénètrent dans l'ouvrage par le béton de l'enrobage.

La nature du produit formé à la surface de l'acier est modifiée par les chlorures. Il apparaît une réaction de dissolution (appelée anodique ou d'oxydation) dans laquelle les ions ferreux dissous

sont formés (anode). Les électrons libres réagissent à la surface de la barre d'acier dans la zone dite cathode (Figure 1.2). 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.

$$Fe(solide) \Rightarrow Fe^{+2}(aqueuse) + 2e^{-} \text{ (anode)} \tag{1.1}$$

$$O_2(aqueuse) + 2H_2O + 4e^{-} \Rightarrow 4OH^{-}(aqueuse) \text{ (cathode)} \tag{1.2}$$

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

$$Fe^{2+}(aqueuse) + 2OH^{-}(aqueuse) \Rightarrow 2Fe(OH)_2 \text{ (anode)} \tag{1.3}$$

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

$$Fe_2O_3 + H_2O \Rightarrow 2\left[FeOOH\right] \tag{1.4}$$

$$2Fe(OH)_3 \Rightarrow Fe_2O_3 + 3H_2O \tag{1.5}$$

En l'absence de chlorure, les produits formés à la surface de l'acier protègent celui-ci : c'est la passivation.

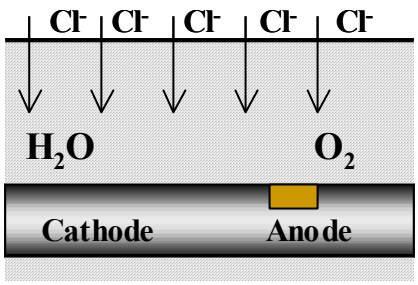


Figure 1.2 – *Représentation simplifiée du processus de corrosion par chlorures dans les armatures*

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.

D'après certains auteurs qui ne tiennent pas compte de la rouille verte, les réactions dans l'anode se déroulent comme suit :

$$Fe^{2+} + Cl^{-} + 2H_2O \rightarrow Fe(OH)_2 + 2H^{+} + Cl^{-} \tag{1.6}$$

$$4Fe(OH)_2 + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3 \quad (1.7)$$

On note, aussi, dans les réactions liées à la corrosion que les ions chlore ne sont pas présents dans la rouille, même si on les trouve dans les étapes intermédiaires de la réaction.

On remarque encore que la porosité de la pâte de ciment est un facteur de grande influence dans la corrosion, puisque le pont entre l'anode et la cathode se fait à partir de la solution interstitielle d'une part et de l'armature, d'autre part. Les principaux paramètres qui ont une influence sur la résistivité électrique du béton sont : l'humidité, le système poreux de la pâte de béton durci et la composition ionique de la solution interstitielle.

1.2.3 – La corrosion induite par la carbonatation – aspect physico-chimique

La carbonatation du béton est le résultat de la pénétration du dioxyde de carbone (gaz carbonique) et de l'eau dans le béton. Ce gaz se diffuse dans le réseau poreux du béton et réagit non seulement avec la portlandite [$Ca(OH)_2$], mais aussi avec les hydrates de silicate de calcium [$3CaO\ 2SiO_2\ 3H_2O$] et les silicates non-hydratés : silicate tricalcique [$3CaO\ SiO_2(C_3S)$] et silicate bicalcique [$2CaO\ SiO_2(C_2S)$].

La pénétration du dioxyde de carbone [CO_2] au travers des pores du béton est une diffusion c'est-à-dire qu'elle est due à une différence de concentration du gaz entre l'intérieur et l'extérieur du béton. Ce même gaz peut être dissous dans la solution interstitielle du béton. La réaction entre le CO_2 dissous dans l'eau interstitielle et la portlandite en phase solide trouvée dans la pâte de ciment durci se traduit, tout d'abord, par la dissolution de la portlandite (Figure 1.3) :

$$Ca(OH)_2\ (solide) \Leftrightarrow Ca^{2+}(aqueuse) + 2OH^-(aqueuse) \quad (1.8)$$

puis

$$Ca^{2+}\ (aqueuse) + 2OH^-\ (aqueuse) + CO_2\ (gaseuse) \Rightarrow CaCO_3(solide) + H_2O \quad (1.9)$$

La carbonatation des hydrates de silicate de calcium [$3CaO\ 2SiO_2\ 3H_2O(CSH)$] et des silicates non-hydratés (silicate tricalcique [$3CaO\ SiO_2(C_3S)$] et silicate bicalcique [$2CaO\ SiO_2(C_2S)$]) se comporte selon les réactions suivantes [Papadakis, 1991a] :

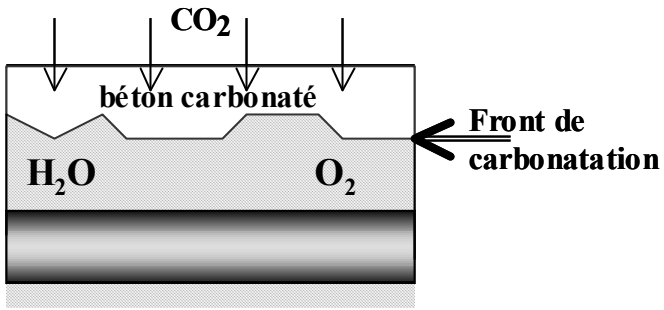


Figure 1.3 – *Représentation simplifiée du processus de corrosion dans les armatures par carbonatation*

$$\left(3CaO\ \ 2SiO_2\ \ 3H_2O\right)+3CO_2 \Rightarrow \left(3CaCO_3\ \ 2SiO_2\ \ 3H_2O\right) \tag{1.10}$$

$$\left(3CaO\ \ SiO_2\right)+3CO_2+\nu H_2O \Rightarrow SiO_2\ \ \nu H_2O+3CaCO_3 \tag{1.11}$$

$$\left(2CaO\ \ SiO_2\right)+2CO_2+\nu H_2O \Rightarrow SiO_2\ \ \nu H_2O+2CaCO_3 \tag{1.12}$$

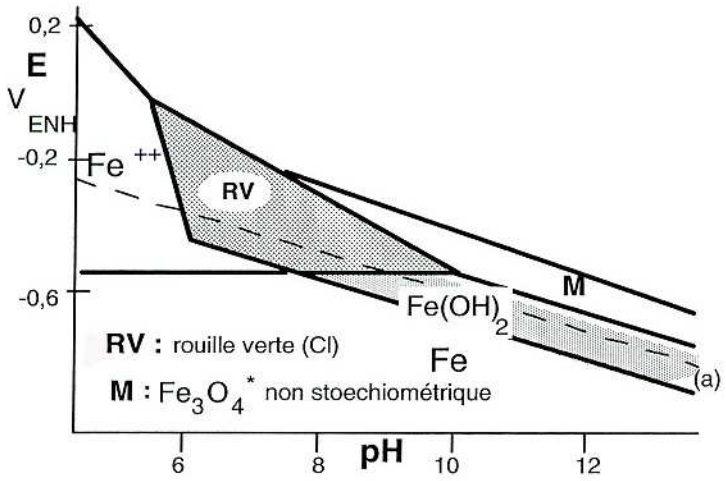


Figure 1.4 – *Diagramme de Pourbaix du fer dans l'eau en présence des chlorures*
[Raharinaivo,1998]

La progression de la carbonatation du béton peut atteindre une profondeur égale à l'épaisseur de l'enrobage. On note aussi qu'au fur et à mesure que le processus de carbonatation avance, le pH de l'eau contenue dans les pores du béton, tombe à des valeurs de l'ordre de 9,0. Ces deux conditions remplies conduisent à la dépassivation de l'armature et, en conséquence, les réactions de corrosion de l'armature peuvent avoir lieu. Ce scénario définit le ***seuil critique*** de la corrosion par la carbonatation, c'est-à-dire qu'une armature se corrode dès qu'elle est au contact d'un béton carbonaté.

Ainsi, une armature, dans un béton qui n'est pas totalement sec, peut se corroder selon un processus analogue à celui de la corrosion en présence de chlorures. Le produit intermédiaire est la rouille verte dont la composition est $\left[Fe_4^{II}\ \ Fe_2^{III}\ \ (OH)_{12}\right]^{+2}\ \left[CO_3\ \ 2H_2O\right]^{2-}$. Le domaine d'existence dans le diagramme de Pourbaix (Figure 1.4) est presque superposé à celui qui correspond aux chlorures. Les produits finaux sont ceux de la rouille classique ou ceux dus à la corrosion en présence de chlorure ; à l'exception de l'akaganeite $\left[\beta - FeOOH\right]$ (β correspond à une forme cristallographique particulière) qui ne se forme qu'en présence d'une forte teneur en chlorure [Raharinaivo, 1998].

La progression du front de carbonatation est notamment influencée par la quantité d'eau dans les pores [Roelfstra, 2001], [Ishida, 2000], car le gaz carbonique entre dans le béton sous forme gazeuse et la saturation des pores par l'eau obstrue le passage des gaz. Le taux d'humidité est donc, un facteur important dans l'évolution de la carbonatation.

La formation du carbonate de calcium n'est pas nocive pour le béton seul. En fait, sa présence a un effet local très intéressant, car il diminue la perméabilité aux gaz et aux liquides (changement de la structure poreuse) et augmente la résistance mécanique et le module d'élasticité local du béton [AFGC, 2003].

1.3 – LA PÉNÉTRATION DES AGENTS AGRESSIFS

Le phénomène de transport dans le béton se montre très complexe, parce que le béton est un matériau hétérogène, poreux et avec une teneur en eau variable. De ce fait, les mécanismes de transport dans le béton font intervenir des forces physiques (diffusion, absorption capillaire, etc.) et, de tension superficielle (électro-osmose, etc.) d'une part, et les réactions chimiques d'autre part.

Le transport des ions chlorures dissous dans la solution interstitielle peut se faire, par des mouvements de l'eau (absorption capillaire) ou par diffusion (Figure 1.5). Dans le premier cas, un gradient d'humidité se forme dans le béton et les chlorures sont entraînés par l'eau (convexion). Dans la deuxième situation, les ions se déplacent dans l'eau due à une différence de gradient de concentration [Roelfstra, 2001]. [Stewart, 2000] affirme que la pénétration de chlorures est plus fortement affectée par la diffusion, et il utilise le cas particulier de la loi de Fick pour décrire la diffusion des chlorures à l'intérieur du béton.

Plus récemment, [Frangopol, 2002] mène une analyse probabiliste sur la pénétration des ions chlorures dans un milieu saturé en utilisant un modèle plus sophistiqué inspiré des études de Bazant et Xi. [Ababneh, 2002] propose également un modèle de pénétration de chlorures dans un milieu non-saturé aussi inspiré par Bazant et Xi.

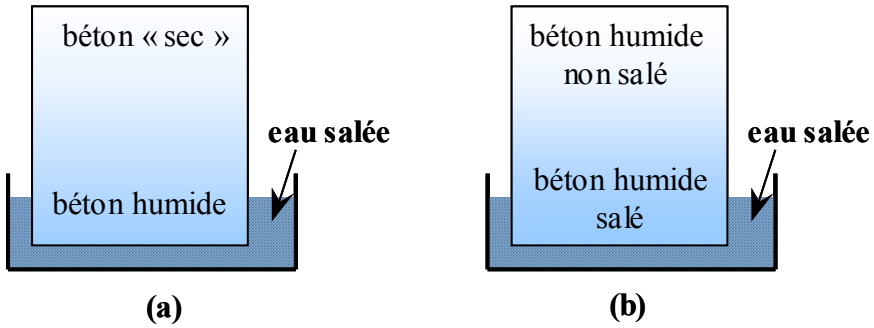


Figure 1.5 – *Représentations schématiques des transports des chlorures dissous dans le béton (a) absorption capillaire (b) diffusion*

De la même façon, de nombreuses approches sont proposées afin de modéliser la carbonatation [Papadakis, 1991a], [Papadakis, 1991b], [Bakker, 1993] et [Saetta, 1995]. Ces modèles mathématiques reposent sur l'utilisation de la même loi de transport à travers le réseau poreux (diffusion), mais ils apportent quelques modifications en considérant certains paramètres et en adoptant des hypothèses simplificatrices.

Les prochains paragraphes sont consacrés à la discussion de quelques modèles disponibles dans la littérature concernant la pénétration de chlorures ou la carbonatation. Puis, les modèles retenus dans cette thèse sont présentés.

1.3.1 – Modèles relatifs à la pénétration des chlorures

1.3.1.1 – Le modèle de [Roelfstra, 2001]

Dans le cadre de son travail, un modèle spécifique a été développé pour simuler, dans un parc d'ouvrages, les conditions réelles de cycles d'humidité et de teneur de chlorures. Il présente le phénomène de pénétration en deux étapes. Dans la première, il précise le transport de l'eau à l'intérieur du béton. Dans la deuxième, c'est le transport de chlorures à travers le réseau poreux qui est discuté. Le mécanisme de transport des chlorures est donc à la fois une diffusion, une réaction chimique et une convexion qui est l'entraînement des sels par l'eau.

Le modèle a pour but de simuler l'exposition des ouvrages au sel de déverglaçage épandu pendant l'hiver. Une fois que la structure est exposée au sel et que les ions chlorures rentrent dans le béton de l'enrobage, quelques uns réagissent chimiquement avec les produits d'hydratation du ciment [Glass, 1997] et d'autres sont physiquement adsorbés par le gel de ciment ou ils restent bloqués dans les pores de la pâte. Cette catégorie des chlorures est appelée chlorures liés. En conséquence, le modèle de transport présenté ne considère que les chlorures

libres (dissous dans l'eau), car les chlorures liés sont fixés par le ciment. Ces ions peuvent transiter par diffusion grâce au gradient de concentration et par le mouvement de l'eau.

1.3.1.1.1 – La diffusion des ions chlorure dans le liquide interstitiel

La diffusion des ions chlorure dans la phase liquide à l'intérieur du béton a été modélisée selon un cas particulier de la deuxième loi de Fick. Cette loi suppose, a priori que le béton est saturé et que le flux des ions est dans un régime stationnaire ou non (Figure 1.6). De plus, on considère un coefficient de diffusion constant (indépendant du temps, de la localité et de la concentration initiale de chlorures) et une teneur en chlorures initiale nulle en tout point du béton.

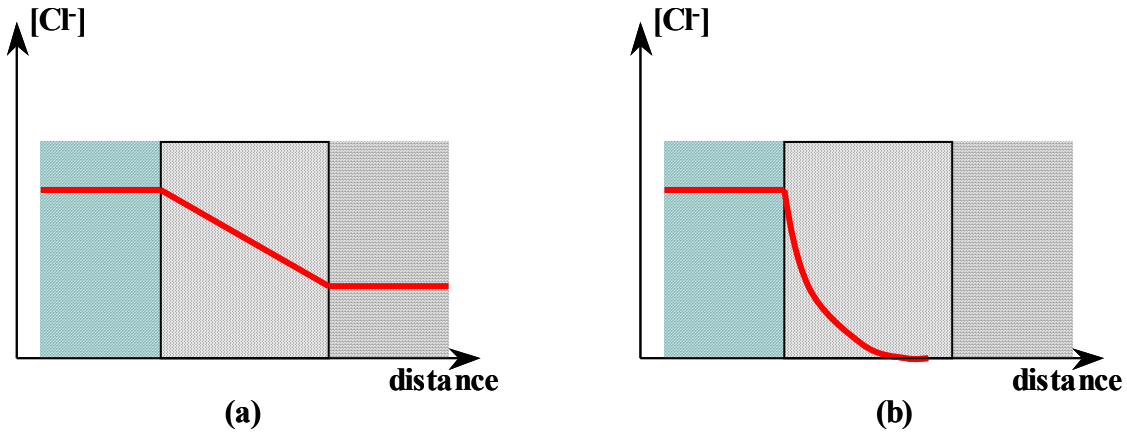


Figure 1.6 – *Profils de teneur en chlorure pénétrant dans une plaque de béton, en régime (a) stationnaire et (b) non stationnaire*

En tenant compte de la loi de conservation de masse, on obtient :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \quad \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \tag{1.13}$$

où D est le coefficient de diffusion des ions chlorure dans le matériau. Une solution pour cette équation différentielle considérant un milieu isotrope semi-infini est (Figure 1.7) :

$$C(x,t) = C_s + \quad (C_0 - C_s) \quad \left(erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D\,t}} \right) \right) \tag{1.14}$$

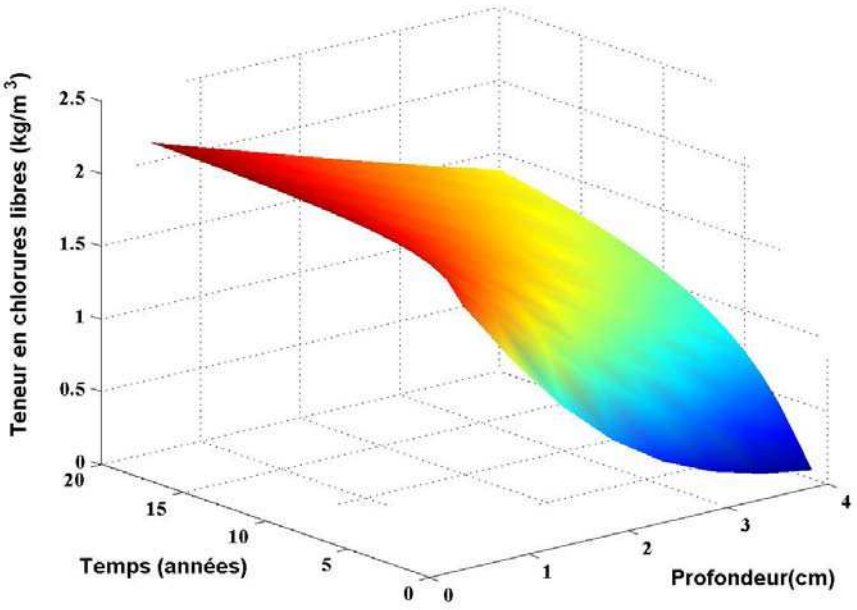


Figure 1.7 – *Surface de simulation de la teneur en chlorures à la profondeur x et au temps t (coefficient de diffusion uniforme)*

1.3.1.1.2 – Les ions chlorures entraînés par l'eau (convexion)

À partir des recherches effectuées notamment par Johannsson et Lunk, Roelfstra tient compte du transport des ions chlorures entraînés par le mouvement de l'eau. Les essais d'adsorption capillaire de l'eau salée par le béton, réalisés par Lunk, démontrent qu'il y a un retard entre le front de pénétration des chlorures et le front de pénétration de l'eau. Ceci s'explique par l'effet de filtre, le remplissage des pores et leur distribution. De ce fait, il existe dans le béton des chlorures dissous dans la solution interstitielle (libres) et des chlorures fixés par la pâte de ciment.

1.3.1.1.3 – Le modèle complet de transport des ions chlorures

Ce paragraphe présente le modèle complet proposé par [Roelfstra, 2001] qui est basé sur la première loi de Fick :

$$J_{cl} = -D \quad \nabla C_f \tag{1.15}$$

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

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} dx = -\frac{\partial J_{cl}}{\partial x} dx \tag{1.16}$$

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

$$C_t = C_f + C_s \tag{1.17}$$

La relation entre la concentration des chlorures liés (c_s) à la pâte de ciment et les chlorures libres (c_f) dissous dans l'eau s'exprime par le coefficient γ égal à $\gamma = c_s / c_f$. La concentration des chlorures libres c_f dans la solution (en kg/m^3 de solution) est liée à la teneur totale de chlorures libres, C_f,et à la teneur en eau w en (m^3/m^3). De la même façon, la concentration des chlorures liés dans la solution, c_s, dépend de $(1-w)$ et de la teneur totale de chlorures liés, C_s. Ainsi, C_f et C_s peuvent être exprimé par :

$$\begin{aligned} C_f &= w\, c_f \\ C_s &= (1-w)\, c_s \end{aligned} \tag{1.18}$$

Si l'on introduit le rapport γ et les équations (1.18), dans l'équation (1.17) on a :

$$C_t = w\, c_f + (1-w)\, \gamma\, c_f \tag{1.19}$$

En considérant les phénomènes de diffusion des ions chlorures dissous dans l'eau et le transport des ions entraînés par l'eau, l'équation (1.15) s'écrit :

$$J_{cl} = -D_w\, c_f \frac{\partial w}{\partial x} - D\, w \frac{\partial C_f}{\partial x} \tag{1.20}$$

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

Le modèle énoncé ci-dessus décrit le processus de pénétration des ions chlorures dans un milieu où l'eau peut se déplacer (non saturé d'eau) comme c'est le cas du béton soumis à différents niveaux d'humidité. Mais la détermination de la teneur en eau du béton, à partir de données de précipitations et de variations climatiques, est difficile à réaliser. Donc, cette forme de transport des ions chlorures pourrait être négligée, en admettant que les armatures sont à la profondeur de l'enrobage où le béton est constamment saturé en eau.

1.3.1.2 – Le modèle de [Frangopol, 2002]

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

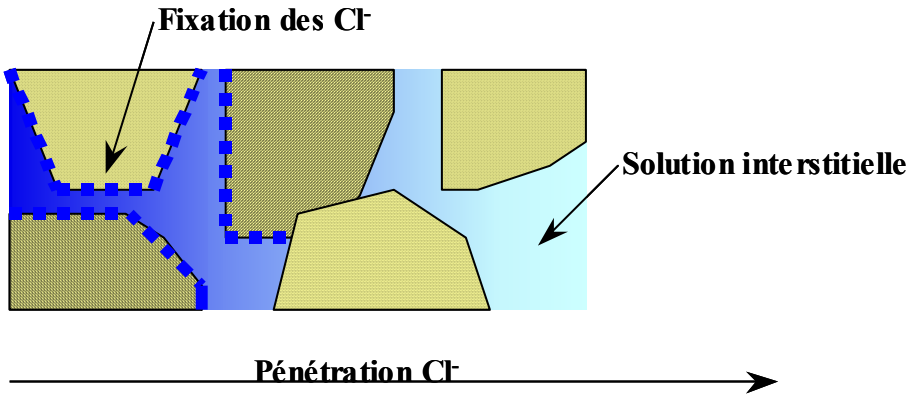


Figure 1.8 – *Schéma de la pénétration des chlorures par diffusion avec interaction avec le ciment*

Ainsi, la modélisation de la pénétration des chlorures est présentée en trois étapes. Dans la première, une expression décrit la diffusion des chlorures dans le béton. Puis, la capacité de fixation des ions chlorures par la matrice de ciment et par les granulats est prise en compte (Figure 1.8). Enfin, le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton est déterminé en fonction de quatre paramètres suivants : $f_1(e/c, t_0)$ un terme qui considère le rapport eau\ciment (e/c) et l'âge du béton (t_0), $f_2(g_i)$ un terme qui tient compte de l'effet d'interaction entre la pâte de ciment et les granulats, $f_3(T)$ qui considère l'influence de la température et finalement $f_4(C_f)$ qui exprime la dépendance de la diffusion des ions chlorures vis-à-vis de la concentration de chlorures libres. Ce dernier paramètre montre que la loi classique de diffusion a été modifiée empiriquement.

Comme le modèle de pénétration fait référence à un béton saturé, on identifie comme seul mécanisme de transport des chlorures celui par la diffusion des ions dissous (chlorures libres) dans l'eau. Ainsi, si l'on néglige les interactions électriques entre les ions chlorures et les autres ions présents dans la solution, ce processus peut être décrit par la première loi de Fick. Les ions circulent selon une direction perpendiculaire à la surface d'entrée dans un milieu homogène. Le flux des ions peut être exprimé par $J_{cl} = -D\,\nabla C_f$. J_{cl} est le flux massique d'ions chlorures libres à travers une surface, D le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le matériau et

∇C_f le gradient de concentration des ions chlorures libres. Selon la condition de conservation de la masse on a $\frac{\partial C_t}{\partial t}dx = -\frac{\partial J_{cl}}{\partial x}dx$. $\frac{\partial C_t}{\partial t}$ est la vitesse de changement de la concentration des ions chlorures dissous dans un volume de béton à un instant donné et $\frac{\partial J_{cl}}{\partial x}dx$ la divergence du flux massique d'ions chlorures.

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

$$\frac{\partial C_t}{\partial t}dx = \frac{\partial C_t}{\partial C_f}\frac{\partial C_f}{\partial t}dx = \frac{\partial}{\partial x}\left(D\,\nabla C_f\right)dx \tag{1.21}$$

Comme dans le modèle précédent, le flux unidirectionnel des chlorures à travers une surface est représenté par la première loi de Fick. Ensuite, la loi de conservation de la masse est appliquée.

La solution de cette expression est différente de la solution classique du cas particulier de la deuxième loi de Fick, éq. (1.14). Ensuite, les termes $\frac{\partial C_f}{\partial C_t}$ (capacité de fixation des ions par la pâte de ciment et le granulat) et D (coefficient de diffusion de chlorures) sont modélisés [Frangopol, 2002]. Les résultats des travaux de cet auteur ont montré que ces deux paramètres sont influencés par le rapport eau/ciment, le temps de cure, la quantité de granulats, la température et la concentration de chlorures libres dans la solution interstitielle. Dans la solution classique, seul le coefficient de diffusion est une propriété du matériau.

Toutefois, malgré l'insertion de paramètres qui prennent en compte des caractéristiques du matériau (type du ciment, type de granulat, porosité, etc.), des caractéristiques de l'environnement (disponibilité de chlorures libres, température, humidité, etc.) et de certains aspects physico-chimiques (ratio entre le poids du gel de *C-S-H* et le poids du produit hydraté total, etc.), ce modèle reste encore théorique sans validation expérimentale. De plus, certaines grandeurs à introduire sont difficiles à déterminer expérimentalement. Il s'agit, par exemple, du rapport entre les ions chlorure liés et les ions totaux $\frac{\partial C_b}{\partial C_t}$ [Frangopol, 2002].

1.3.1.3 – Le modèle de [Ababneh, 2002]

Ababneh a proposé un modèle de pénétration des chlorures libres appliqué au béton non-saturé. L'expression non linéaire qui décrit le phénomène de transport de chlorures à l'intérieur du béton est similaire à celle proposé par [Roelfstra, 2001], éq.(1.20). De ce fait, on identifie deux processus de déplacement des chlorures libres : par diffusion (différence de gradient de

concentration) et par mouvement d'eau (convexion). Par ailleurs, comme dans le modèle précédent, les propriétés du matériau, les caractéristiques de l'environnement et certains aspects physico-chimiques sont considérés dans le phénomène de transport.

Ainsi par rapport à la solution classique du cas particulier de la deuxième loi de Fick, les observations sont les mêmes que celles citées dans le paragraphe 1.3.1.1.1. Cependant, on ajoute que, dans le domaine du béton non-saturé, la modélisation du coefficient de diffusion, D, prend en compte l'influence de l'humidité. En conséquence, un nouveau terme, $f_5(H)$, s'ajoute aux paramètres décrits dans le paragraphe 1.3.1.2. Les difficultés de détermination expérimentale des paramètres, ainsi que la non-validation expérimentale du modèle persistent.

1.3.1.4 – Le modèle de [Stewart, 2000]

Ce modèle utilise la solution classique d'un cas particulier de la deuxième loi de Fick pour décrire la diffusion de chlorures dans le liquide interstitiel, éq.(1.14). En écrivant différemment cette expression, on obtient :

$$\frac{C(x,t)-C_s}{C_0-C_s} = erf\left(\frac{x}{\sqrt{4\,D\,t}}\right) \tag{1.22}$$

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

Dans ce cas, les hypothèses suivantes sont utilisées: le coefficient de diffusion est indépendant du temps, de la localité et de la concentration de chlorures et la concentration initiale de chlorures est prise égale à zéro. Pour appliquer l'éq.(1.22), il est nécessaire de déterminer le profil de chlorures (Figure 1.9) pour déterminer la concentration sur la surface et avoir une estimation du coefficient de diffusion.

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

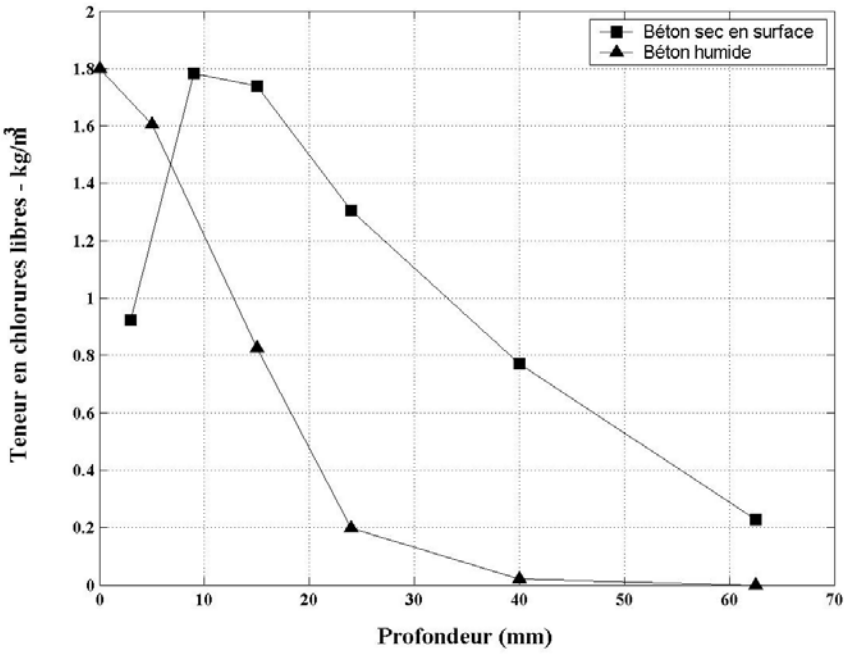


Figure 1.9 – *Représentation des types de profils de teneur en chlorures libres dans le béton*

Dans sa recherche, Stewart propose encore un modèle pour le coefficient de diffusion, basé sur l'étude de Papadakis. L'expression proposée tient compte du facteur eau/ciment (e/c), des caractéristiques du granulat et du ciment utilisés$(\rho_c,\ \rho_g)$, ainsi que de la formulation du béton (proportion entre le granulat et le ciment).

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

1.3.2 – Modèles relatifs à la carbonatation

1.3.2.1 – Le modèle de [Saetta, 1993] et [Saetta, 1995]

Dans le cadre de son travail, [Saetta, 1993], [Saetta, 1995] propose un modèle de carbonatation qui repose sur les première et deuxième lois de Fick. Il admet que la vitesse de carbonatation est contrôlée physiquement par la diffusion du dioxyde de carbone dans la région carbonatée et qu'elle dépend de la quantité de portlandite disponible dans le béton.

Pour considérer d'une façon simplifiée, l'influence de l'humidité et de la température du béton, Saetta fait intervenir la diffusion de l'eau et celle de la chaleur dans un béton non saturé, comme :

- l'interaction possible entre l'eau libérée pendant la réaction de carbonatation et les composés du béton. La relation entre ces deux paramètres est décrite par un coefficient défini par α_2 [Saetta, 1993] ;

– la diffusion de la chaleur couplée au séchage du béton (séchage dû à la carbonatation) ($\partial T_c/\partial t$) [Saetta, 1993].

Ces deux phénomènes sont modélisés à partir des première et deuxième lois de Fick. La diminution de la concentration de gaz carbonique à l'intérieur du béton est aussi prise en compte à partir d'une troisième équation $\partial c/\partial t$ (vitesse de carbonatation). Cette variation est provoquée par l'augmentation de l'humidité relative à l'intérieur du béton et de la réduction de la porosité.

Le modèle peut donc être exprimé par :

$$v = \frac{\partial[CaCO_3]}{\partial t} = \alpha_1 f_1(HR) f_2(CO_2) f_3\left(Ca(OH)_2\right) f_4(T) \tag{1.23}$$

où α_1 est un paramètre adimensionnel qui dépend des caractéristiques du béton, $f_1(HR)$ le paramètre qui considère l'influence de l'humidité relative du béton, $f_2(CO_2)$ le paramètre qui considère la concentration en gaz carbonique, $f_3\left(Ca(OH)_2\right)$ le paramètre qui tient compte du niveau de carbonatation à partir de la concentration de portlandite et $f_4(T)$ le paramètre qui considère l'influence de la température. Les expressions qui définissent ces paramètres sont détaillées dans [Saetta, 1993].

Ce modèle analytique se montre assez complexe à cause de son caractère non linéaire et des couplages entre les équations.

1.3.2.2 – Le modèle de [Bakker, 1993]

Le modèle proposé par [Bakker, 1993] considère l'influence des cycles de mouillage et de séchage du béton en atmosphère naturelle. De ce fait, la carbonatation peut s'arrêter et recommencer. En d'autres termes, si le béton est relativement sec et que toutes les autres conditions nécessaires sont remplies, il carbonate ; en revanche, s'il y a une teneur d'humidité élevée, la carbonatation est interrompue. Ces cycles de mouillage et séchage peuvent se répéter plusieurs fois tout au long de la durée de vie de l'ouvrage. Cependant, il paraît que les cycles de réhumidification intermédiaire d'un béton susceptible d'être carbonaté conduisent à un recul de la profondeur de la carbonatation, lors de la reprise du processus [Bakker, 1993].

Trois cas sont étudiés dans ce modèle. Dans le premier, le béton est humide et ainsi la vitesse de carbonatation est négligeable ; dans le deuxième cas, la profondeur du front de séchage du béton est modélisée et dans le troisième cas, la carbonatation est obtenue. Dans le cadre de cette thèse, seule la modélisation de la profondeur de carbonatation est explicitée.

La profondeur de carbonatation en fonction du temps *t* est donnée par :

$$x_c = A\sqrt{t} \tag{1.24}$$

et

$$A = \sqrt{(c_1 - c_2)\frac{2D_c}{a}} \tag{1.25}$$

où D_c est le coefficient de diffusion du gaz carbonique, $(c_1 - c_2)$ le gradient de concentration en gaz entre l'extérieur et l'intérieur du béton et a la quantité de composés carbonatés exprimée en kg/m^3 de $[CO_2]$.

1.3.2.3 – Le modèle de [Papadakis, 1991b]

Le modèle proposé par Papadakis considère la diffusion du dioxyde de carbone à l'intérieur du réseau poreux, la dissolution de la portlandite, la diffusion de celle-ci sous forme ionique dans la phase aqueuse, la réaction du gaz carbonique avec les hydrates de silicate de calcium et les silicates non-hydratés, la réduction de la porosité grâce à la production des composés carbonatés et l'influence de l'humidité relative.

La profondeur de carbonatation proposée par Papadakis est voisine de celle proposée par [Bakker, 1993] ; elle se diffère par la nature du coefficient multiplicateur de la racine carrée du temps.

$$x_c = K\sqrt{t} \tag{1.26}$$

où x_c est la profondeur de carbonatation en m et K le coefficient théorique qui considère la teneur molaire des composés solides hydratés et non hydratés (composés carbonatés) et la diffusion du gaz dans le béton.

Le coefficient de diffusion du gaz carbonique dans la partie carbonatée est obtenu à partir d'une relation empirique proposée par [Papadakis, 1991c]. Il est exprimé en fonction de l'humidité relative et de la porosité de la pâte.

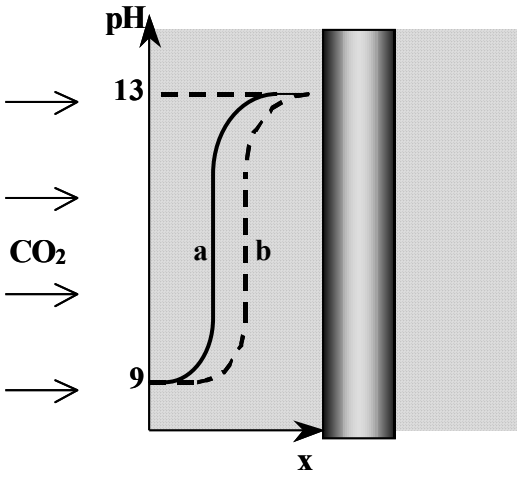


Figure 1.10 – *Variation du pH et l'avancement du front de carbonatation dans un béton carbonaté*

En conclusion, ce modèle a été retenu dans cette thèse pour prédire l'amorçage (début) de la corrosion due à une carbonatation. Ceci se justifie par la bonne acceptation de ce modèle par la communauté scientifique, mais aussi par la facilité pour obtenir des données expérimentales.

1.4 – L'INITIATION DE LA CORROSION

Dans le processus de corrosion par chlorures, dès que l'agent agressif est entré dans le béton, la teneur de ces ions chlorures à l'intérieur du béton peut augmenter avec le temps d'exposition de l'ouvrage à cet élément polluant. Cependant, pour que la corrosion commence, il faut que ces ions pénètrent la couche protectrice au contact des armatures. En d'autres termes, la concentration des ions chlorures dissous dans l'eau à l'intérieur du béton doit atteindre une valeur dite ***teneur critique en chlorures*** capable de dépassiver les armatures. La définition de cette valeur est importante, puisqu'elle conditionne le début de la corrosion.

Enfin, dans un processus de corrosion par carbonatation, l'initiation de la corrosion est définie comme l'instant où le front de carbonatation dépasse l'épaisseur de l'enrobage, mettant les armatures en contact avec une solution interstitielle de pH égal à 9 environ. Cette condition est suffisante pour que le film protecteur soit rompu et la corrosion des armatures peut alors débuter.

1.4.1 - Seuil critique de la contamination par chlorures

Le seuil critique est la teneur en chlorure au-delà de laquelle la corrosion des armatures est importante. Cette définition n'est pas précise, mais elle a une utilité pratique. Elle est imprécise,

car une corrosion peut être considérée comme importante dès qu'une dépassivation apparaît, même si la modification de la nature des produits autour du métal n'entraîne aucun risque sur la tenue de l'ouvrage. « L'importance » d'une corrosion dépend aussi des risques possibles sur la tenue mécanique. Mais, d'une façon pratique, les points suivants sont proposés.

Selon la synthèse proposée par [Glass, 1997] les seuils critiques des chlorures peuvent être établis par la teneur totale en ions chlorures, la concentration en chlorures libres contenue dans la solution interstitielle du béton et le rapport des ions chlorure libre et des ions hydroxyde $\left[Cl^-\right]/\left[OH^-\right]$.

La teneur de chlorures totaux (chlorures libres + chlorures liés) est la valeur la plus courante et, aussi dans de nombreuses recommandations, elle est considérée comme une valeur représentative de l'initiation de la corrosion. Cette valeur est exprimée par rapport au poids du ciment avec une large plage de valeurs attribuées dans la littérature (0,17% à 2,5%) [Glass, 1998]. Selon Glass, son utilisation se justifie car les ions chlorures liés forment une réserve d'ions capable de contribuer au mécanisme de corrosion localisé. Ils représentent de cette façon, un risque à l'intégrité de la structure.

Le fait de considérer l'influence de la concentration des ions chlorures libres dissous dans l'eau sur le processus de dépassivation et d'initiation de la corrosion, se justifie selon l'hypothèse que les ions liés n'ont pas d'impact sur l'initiation de la corrosion [BRIME, 2001], [Glass, 1997], [Roelfstra, 2001] et [Stewart, 1998]. Ceci s'explique par le fait qu'une fois les ions chlorures liés (soit par l'adsorption à travers le gel du ciment, soit par des réactions chimiques avec les composants de la pâte de ciment) leur mobilité sera réduite et ils ne sont plus transportés vers les zones actives à la surface de l'acier [Ababneh, 2002]. Une valeur recommandée est de 0,4% par rapport au poids de ciment (350 kg/m^3 par définition). Cette valeur a été établie comme une limite de dépassivation des armatures [BRIME, 2001].

Le rapport $\left[Cl^-\right]/\left[OH^-\right]$ exprime mieux les conditions d'exposition de l'ouvrage que la quantité d'ions chlorure libres. Celle-ci donne l'agressivité du milieu, alors que les ions hydroxyde représentent l'alcalinité de la solution interstitielle. Cependant, la teneur en ions hydroxydes n'est pas facile à la mesurer.

La grande dispersion observée dans les valeurs représentatives de la teneur critique en chlorures peut être attribuée à la difficulté de définir avec précision le début de la corrosion. En outre, de nombreux paramètres sont en jeu, par exemple, le rapport eau/ciment (dosage en ciment), la nature du ciment (fixation de chlorures, etc.) et celle des additifs éventuels (cendres, etc.), la température moyenne, l'humidité du béton et l'aération interne [Brime, 2001],[Stewart, 1998b]. Parmi tous ces paramètres l'état de l'interface béton-acier a aussi un rôle non négligeable dans le processus de corrosion. Il semble que le glissement acier-béton à l'interface, à partir d'un certain

niveau de chargement, peut provoquer une perte de cohésion acier-béton qui rend possible le démarrage de la corrosion si la concentration en chlorures le permet [Castel, 2000].

Dans cette thèse, c'est la valeur de 0,4% (par rapport au poids de ciment) en chlorures libres qui a été retenue comme seuil critique.

1.4.2 – Seuil critique de la carbonatation

La carbonatation dans le béton est provoquée par les réactions chimiques entre le dioxyde de carbone et les produits de l'hydratation du béton (paragraphe 1.2.3). La principale conséquence de la carbonatation est la baisse du pH de la solution interstitielle dans les zones entièrement carbonatées. De cette façon, si le front de carbonatation avance vers l'armature, le pH à la proximité des aciers atteint la valeur de 9 environ. L'armature est alors dépassivée.

Donc, le seuil critique pour la carbonatation peut être défini par le fait que l'armature est au contact d'un béton carbonaté (pH < 9). De plus, l'humidité du béton doit rester entre 60% et 70%, car un béton saturé limite le mécanisme global de carbonatation par la diffusion des ions carbonatés en solution ; inversement un béton sec ne permet pas que le gaz passe en solution.

1.5 – CROISSANCE DE LA CORROSION

1.5.1 – Densité de courant de corrosion

La vitesse de corrosion v d'un acier est la quantité de métal dissous pendant un temps unité, sur une aire unité, à la frontière entre cet acier et le béton. La masse volumique du métal étant constante, cette vitesse v est proportionnelle à une épaisseur de matière par unité de temps. Par ailleurs, comme le métal est dissous sous forme d'ions électrisés, la vitesse v est proportionnelle à une quantité d'électricité Q par unité de temps (c'est-à-dire à un courant électrique) par unité d'aire. Un courant par unité d'aire est une ***densité de courant***.

La loi de Faraday montre qu'une vitesse de corrosion égale à 1 μm/an correspond à une densité de courant de corrosion égale à 0,1 $\mu A.cm^{-2}$ (Figure 1.11).

$$m_{cor} = \frac{i_{corr}\ t\ a}{n\ F} \tag{1.27}$$

où m_{cor} est la masse de métal qui a réagit, i_{corr} le courant de corrosion, t le temps, a la masse atomique du métal, n le nombre d'échange d'équivalent et F la constante de Faraday.

[Stewart, 2000] propose une expression empirique pour obtenir le courant de corrosion dans un environnement d'humidité relative de 75% à température de 20º :

$$i_{corr}(1) = \frac{37,8\,(1-e/c)^{-1,64}}{cp} \tag{1.28}$$

où $i_{corr}(1)$ est le courant de corrosion au début de la propagation de la corrosion (µA/cm^2), e/c le rapport eau/ciment et cp l'épaisseur de l'enrobage (mm). Cette expression ne prend pas en compte l'influence de la concentration des chlorures sur le courant de corrosion (réaction de dissolution).

D'après les études de Stewart, le courant de corrosion n'est pas constant pendant toute la période de propagation, car la formation de produits rouillés dans la surface de l'acier réduit la capacité de diffusion des ions fer. Une réduction du rapport anode/cathode se produit également, ce qui se traduit par une diminution du courant de corrosion :

$$i_{corr}(t) = i_{corr}(1)\,0,85\,t^{-0,29} \tag{1.29}$$

Dans le cadre de cette thèse, les équations (1.28) et (1.29) sont appliquées pour prévoir la valeur du courant de corrosion dans les cas où aucune mesure n'est effectuée. Cependant, certaines adaptations seront insérées et discutées dans le Chapitre 3.

La densité de courant de corrosion est affectée par les caractéristiques de l'environnement en particulier l'humidité relative et la température. Mais, elle dépend aussi de l'épaisseur de l'enrobage, de la qualité du béton, de la résistivité du béton, de l'humidité au niveau de l'armature et de l'exposition de la structure [Stewart, 2000], [Roelfstra, 2001]. En outre, dans une ambiance où l'humidité relative est basse, la résistivité électrique du béton semble être la caractéristique dominante. En revanche, si l'humidité relative est élevée, la concentration d'oxygène dans la cathode est l'élément dominant dans la vitesse de corrosion.

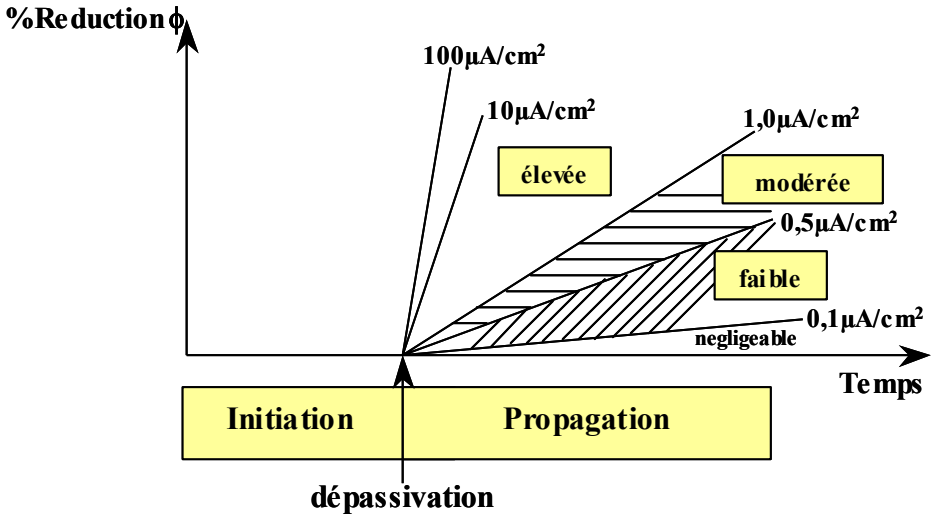


Figure 1.11 – *Représentation schématique des gammes des valeurs de courant de corrosion* [RILEM, 2002]

1.5.2 – Dégradation mécanique du béton de l'enrobage

Lorsque la couche de rouille sur l'acier s'épaissit du fait de la corrosion métallique, une perte d'adhérence peut se produire parce que l'enrobage de béton s'est dégradé du point de vue mécanique.

D'une façon générale, les produits de corrosion ont une masse plus élevée que le métal qui leur donne naissance. Si, de plus ces produits sont poreux et rigides, comme c'est le cas de la rouille usuelle sur les armatures, ils sont plus volumineux que le métal et exercent une pression sur le béton d'enrobage [Weyers, 1998]. Selon la géométrie (épaisseur d'enrobage, diamètre des armatures) et les caractéristiques mécaniques du béton, celui-ci peut se fissurer longitudinalement à l'aplomb de l'acier, ou se détacher (épaufrure).

1.6 – LES EFFETS DE LA DÉGRADATION DES ARMATURES

La corrosion des armatures provoquée soit par la contamination par les chlorures soit par la carbonatation représente l'un des mécanismes les plus importants de dégradation des structures en béton armé. Dans ce cadre, la détérioration peut affecter le béton armé sur trois plans : au niveau de la surface du béton, au niveau structural (capacité portante de l'ouvrage ou d'un élément structural) et au niveau des caractéristiques mécaniques du matériau acier.

Au niveau de la surface du béton, les dégâts provoqués par la corrosion sont dus à l'augmentation des pressions internes. Ces dernières sont causées par l'augmentation de volume provenant de la formation des produits de corrosion [Weyers, 1998] et [Christensen, 2000]. Dans ce cas, les fissures se forment au niveau des armatures et elles se propagent jusqu'à la surface. L'augmentation de ces produits de corrosion mène à l'agrandissement de l'ouverture de ces fissures qui finissent par dépasser une ***valeur critique***. En conséquence, l'éclatement ou la désagrégation du béton a lieu et les armatures sont mises à nu.

Par rapport à l'aspect structural, la perte de section de l'acier modifie la capacité portante (sécurité structurale) et l'aptitude au service de l'ouvrage, car ce sont les armatures qui reprennent les efforts normaux de traction dans un élément structural soumis à flexion.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, la ductilité de l'acier semble être réduite lorsqu'elle est fortement corrodée [Castel, 2000], [Almusallan, 2001]. Si l'acier est soumis à un effort de traction, la perte de section mène à la formation d'une zone perturbée qui se caractérise par une distribution de contraintes différente de celles dans les autres sections. De ce fait, le type de rupture de l'élément peut être influencé par le changement de comportement mécanique de l'acier.

1.7 – CONCLUSIONS

La deuxième loi de Fick sera utilisée dans les chapitres suivants pour décrire la diffusion de chlorures dans le liquide interstitiel. Celle-ci suppose a priori que le béton est saturé et que le flux des ions est dans un régime stationnaire ou non et le coefficient de diffusion est constant (indépendant du temps, de la localité et de la concentration de chlorures). Dans le cas de la pénétration du dioxyde de carbone dans le béton, le modèle en racine carré du temps de [Papadakis, 1991b] est également retenu.

Le choix de ces modèles se justifie d'une part par la simplicité dans l'obtention des paramètres concernés, et d'autre part par leur acceptation par la communauté scientifique. D'autres modèles plus complexes sont proposés dans la littérature afin de mieux décrire le transport de chlorures ou la diffusion du dioxyde de carbone à l'intérieur du béton. Cependant, ils restent encore sans validation expérimentale ou bien, ils présentent certains paramètres difficiles à déterminer expérimentalement.

CHAPITRE 2

PERFORMANCE DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

2.1 – INTRODUCTION

Toute structure en béton armé doit être capable de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue tout au long de sa durée de vie. Pour atteindre cet objectif, il est souhaitable que le matériau composite béton-acier puisse résister aux détériorations et aux charges d'exploitation auxquelles il peut être soumis. Les phénomènes de dégradation des ouvrages en béton sont de la plus grande importance. En réalité, le vieillissement généralisé des structures lié à l'exposition à un environnement pollué et agressif favorise des dommages d'origine chimique. Ces agents polluants peuvent réagir avec les constituants du béton et corroder les armatures. Ces désordres peuvent provoquer la réduction de la durée de vie de la structure et même la ruine prématurée de l'élément de structure. De ce fait, l'espérance de vie de l'ouvrage est réduite.

Les principaux agents agressifs sont des ions agressifs tels que les chlorures ou le gaz carbonique. La nature de la dégradation provoquée par ces agents est la corrosion des aciers suivi de l'éclatement du béton (Chapitre 1). Il paraît raisonnable de quantifier ces dégradations pour pouvoir estimer dans les différentes phases de conception, construction ou maintenance, un niveau acceptable de la détérioration de l'ouvrage. Ceci signifie qu'au-delà d'un certain seuil de dégradation un ouvrage (ou un des ses éléments) doit subir une réparation ou même un remplacement. Cependant, élaborer une telle quantification systématique n'est pas une tâche facile, car les caractéristiques de l'environnement et celles des matériaux, et donc les mécanismes de dégradation ne sont pas encore bien connus et maîtrisés et mènent à des estimations imprécises.

Néanmoins, même si souvent les informations disponibles ne sont pas complètes et si les mécanismes de dégradations ne sont pas encore nettement connus, les connaissances actuelles permettent de prédire la durée de vie d'un ouvrage ou la durée de certaines étapes ou ***phases de***

la performance d'une structure en béton armé[1]. Toutefois, le nombre d'incertitudes retrouvé dans ce genre de prédiction est assez important. Pour cela, l'analyse de ces différentes phases de performance des ouvrages est développée dans un cadre probabiliste en utilisant les principes de la ***théorie de la fiabilité***.

Dans le Chapitre 1 (paragraphe 1.2.1), les phases du processus de corrosion (initiation et propagation) ont été présentées. Une discussion détaillée a été menée à propos de la phase de pénétration jusqu'à l'initiation. Ce chapitre est consacré à une étude plus approfondie de la performance de l'ouvrage dans toutes ses étapes importantes, notamment avec l'apparition de la fissuration du béton, l'ouverture de cette fissuration et une perte importante de section d'acier. Pour cela, dans un premier temps, les définitions de ***durabilité***, de ***durée de vie*** et de ***performance*** d'une structure en béton armé sont présentées. La modélisation appliquée dans la prédiction des principaux instants d'apparition des différentes phases ou étapes de performance de l'ouvrage est montrée et enfin, l'approche probabiliste est discutée.

2.2 – DURABILITÉ ET DURÉE DE VIE D'UN OUVRAGE

2.2.1 – La durabilité des structures en béton armé

Il est essentiel qu'une structure en béton armé puisse conserver sa résistance sans que sa gestion technique ou sa fonction soient modifiées de façon significative, afin de ne pas compromettre sa ***durabilité***. Il convient de rappeler que la ***durabilité*** n'est pas la garantie d'une ***durée de vie*** infinie à la structure, mais un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau [AFGC, 2003].

Cette réflexion permet l'identification de deux concepts distincts vis-à-vis de la ***durabilité*** : celle du matériau et celle de la structure. La ***durabilité du matériau*** se vérifie à partir de sa capacité de conserver ses caractéristiques et son intégrité pendant la durée de vie prévue pour la structure. La ***durabilité de la structure*** dépend de celle du matériau ; cependant elle ne se résume pas exclusivement à la qualité du matériau employé. C'est pourquoi la durabilité de la structure (complète ou d'un élément) consiste dans l'accomplissement de ses performances de sécurité structurale (respect à un ELU) et d'aptitude au service (respect à un ELS) dans des conditions prévues d'utilisation. De plus, la durabilité d'une structure doit prendre en compte sa ***durée de vie***. Ce concept peut être vu sous trois aspects différents : la *durée de vie* en fonction de périodes de dégradation du matériau, la *durée de vie in situ* ou la *durée de vie* vérifiée à partir d'une approche probabiliste [AFGC, 2003].

[1] Le terme de ***cycle de vie ou de performance*** est parfois utilisé ; il provient d'une traduction directe de la notion anglosaxonne de ***life cycle***.

L'Eurocode EN1990 « Basis of structural design » ajoute un élément supplémentaire à cette définition de la durabilité: celle de maintenance [EUROCODE 1]. La durabilité d'une structure est alors sa capacité à remplir ses fonctions durant la ***durée de vie prescrite*** avec une maintenance appropriée. L'ouvrage doit alors être conçue de sorte qu'aucune dégradation significative n'est susceptible d'apparaître entre deux inspections successives.

2.2.2 – Définition de la durée de vie

2.2.2.1 – Durée de vie selon les périodes de dégradation

En règle générale, les armatures des structures en béton armé ne rouillent pas dans des conditions normales d'exploitation. La haute alcalinité de la solution interstitielle assure la formation de produits protecteurs sur l'acier (passivité électrochimique). Si un ou plusieurs agents agressifs pénètrent dans le béton de l'enrobage jusqu'aux armatures, ces produits ne sont plus protecteurs, la corrosion se produit avec ***amorçage*** et ***croissance***. Comme toute structure peut être contaminée par les agents agressifs une fois exposée au milieu environnemental, il est pertinent de se demander quelle est sa ***durée de vie*** prévue dans ces conditions.

D'une façon générale, la durée de vie d'un ouvrage peut être définie comme la période au cours de laquelle l'ensemble des endommagements cumulés subis au cours du temps ne dépasse pas un niveau critique ou, en d'autres termes, un ou plusieurs ***états limites*** donnés [Martin, 2003]. La durée de vie peut être prise égale à la ***durée de service*** sans précaution initiale particulière, sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure [EUROCODE 1]. Cela correspond à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique [AFGC, 2003].

Étant donnée l'importance de cette notion de durée de vie d'une structure en béton armé, quelques publications [Tuutti, 1982], [Weyers, 1983] ont essayé de définir les périodes qui gouvernent le processus de dégradation du matériau béton armé. La publication la plus connue [Tuutti, 1982] identifie et définit deux périodes (***amorçage*** et ***propagation***) dans le mécanisme de dégradation des armatures par corrosion en présence de chlorures (paragraphe 1.2.1.1). La période d'amorçage peut être vérifiée de deux façons : la ***période d'incubation*** (dans le cas du béton non fissuré) ou la ***période d'incubation*** suivie de la ***période dormante*** (cas du béton fissuré). Elles correspondent aux moments où les agents agressifs transitent dans le matériau et où seules quelques zones de faible surface sont dépassivées avec aucune dégradation visible à l'échelle macroscopique. La propagation correspond ensuite à une diminution notable de la section de l'acier et à un épaississement de la rouille. Elle dépend de l'environnement de l'ouvrage (humidité relative, type d'agressivité prépondérante, teneur d'oxygène, etc.).

[Weyers, 1983] a proposé un modèle de description de la durée de vie des éléments de ponts en béton armé dans lequel trois phases différentes sont répertoriées : la ***diffusion***, la ***croissance de la corrosion*** et la ***dégradation***. Pendant la première phase, l'agent agressif pénètre (diffusion) dans le béton d'enrobage. Une concentration critique est alors atteinte et la corrosion se déclenche à travers la dépassivation de l'armature (amorçage). La deuxième phase est définie comme la période entre l'amorçage de la corrosion et la formation de la première fissure. Finalement, la troisième phase comprend à la période pour laquelle la dégradation atteint un niveau où la réparation de la structure est nécessaire (Figure 2.1).

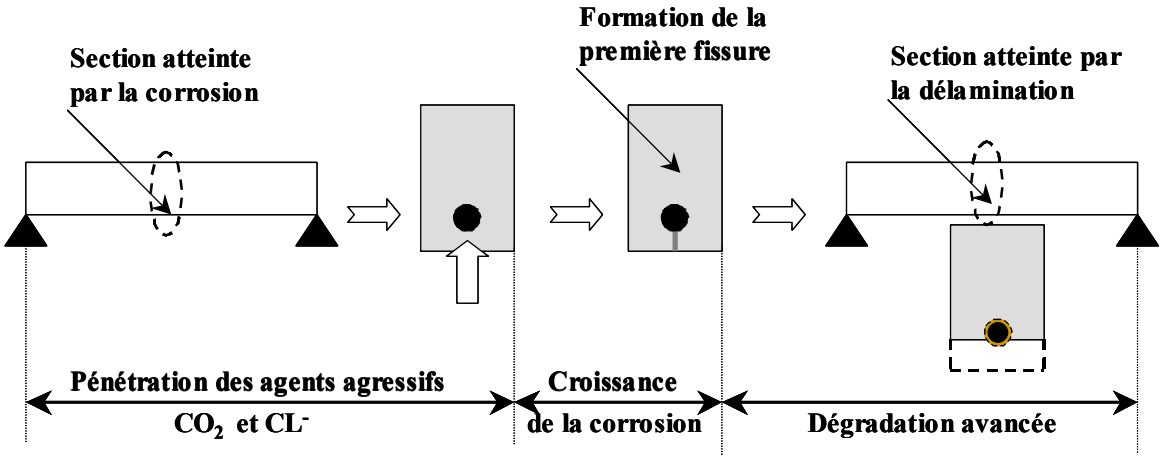


Figure 2.1 – *Stades de dégradation par corrosion des aciers dans le béton armé*
[Weyers, 1983]

Ainsi, une façon simple et efficace de prolonger la durée de vie de l'ouvrage consiste à augmenter la période qui mène à l'amorçage de la corrosion (incubation selon [Tuutti, 1982] ou diffusion selon [Weyers, 1983]). Ceci signifie que les propriétés de transport du béton notamment la perméabilité et le coefficient de diffusion sont des paramètres importants. Cette approche a été appliquée par exemple, à l'étude menée par l'AFGC [AFGC, 2003].

2.2.2.2 – Durée de vie de l'ouvrage *in situ*

La durée de vie réelle est la période au bout de laquelle la structure est reconnue structurellement ou fonctionnellement obsolète. Cette notion de durée de vie est importante, surtout pour une structure qui a déjà fait l'objet de lourdes réparations ou de renforcement. En d'autres termes, si une structure qui est structurellement déficiente continue à être exploitée, son état est situé entre les ELS (états limites de service) et les ELU (états limites ultimes). Il est à noter que la durée de vie d'une structure peut être prolongée si l'on la maintient dans une condition d'exploitation

réduite. Cependant, une telle situation n'est pas toujours souhaitable, l'ouvrage pouvant être difficile à gérer.

2.2.2.3 – Durée de vie vérifiée par une approche probabiliste

Lors de la conception d'un ouvrage, il est admis qu'il sera construit, mis en service et exploité en conformité avec les hypothèses adoptées. Cependant, l'ouvrage peut acquérir certaines spécificités au cours du temps, soit par le changement d'usage ou des charges d'exploitation, soit par des phénomènes de dégradation, qui provoquent une réduction de sa résistance. Ces modifications introduisent de nombreuses incertitudes. C'est pourquoi, il est souhaitable que la prédiction de la durée de vie d'un ouvrage en service soit réalisée en utilisant une approche probabiliste.

Dans le cadre de l'évaluation de la durée de vie d'une structure existante en béton, les charges d'exploitation, le poids propre de la structure ainsi que les résistances du matériau (résistance à la compression du béton, limite d'élasticité de l'acier) sont des paramètres qui possèdent une certaine variabilité. Ainsi, S (sollicitations) et R (résistance) ne peuvent pas être comparées d'une façon déterministe. Dans ces circonstances, une description aléatoire des paramètres concernés (puisque leurs valeurs ne sont pas parfaitement connues) semble constituer une approche appropriée. Cependant, même si les variables concernées sont aléatoires, les modèles de conception proposés par les règlements classiques peuvent encore être utilisés [BAEL, 1991].

Les modèles de dégradation des matériaux doivent aussi être traités de manière probabiliste et ils sont ou introduits dans le modèle de conception, ou calculés séparément (paragraphe 2.5). Ceci permet de décrire l'évolution au cours du temps du profil de dégradation de la structure et des étapes principales de l'évolution de la performance (paragraphe 2.3.1). Avec cette démarche il est possible de vérifier si les ***états limites*** fixés sont ou non atteints, car le dépassement d'un état limite mène à la non garantie d'une exigence et ainsi à un fonctionnement indésirable de la structure.

Dans cette thèse, une approche probabiliste a été retenue afin de définir l'instant correspondant à l'amorçage de la corrosion, les instants liés à la perte d'aptitude au service (atteinte ou dépassement d'une condition d'état limite de service) et les instants concernant la sécurité structurale (par exemple la perte de 10% de la section d'acier, et l'atteinte du seuil minimum d'aptitude réglementaire β_0).

2.3 – PERFORMANCE D'UN OUVRAGE EN BÉTON ARMÉ

2.3.1 – Introduction

Dans le paragraphe précédent (2.2), les définitions de ***durée de vie*** d'une structure ont été présentées, mettant en évidence la notion d'***état limite***. La corrélation entre ces deux concepts est claire et tout à fait pertinente, si l'on considère que l'état limite consiste en une condition limite en deçà de laquelle la performance est jugée acceptable. Dans cette thèse, la performance d'un ouvrage est évaluée selon trois niveaux. Le premier correspond à la perte de durabilité du matériau due à la pénétration des agents agressifs jusqu'à l'amorçage de la corrosion, c'est-à-dire jusqu'à l'obtention d'un ***seuil critique*** (paragraphe 1.4). Le deuxième s'achève lorsqu'un état limite de service est atteint ou dépassé. Le troisième cycle correspond à un niveau de dégradation qui conduit à atteindre un seuil minimal de sécurité structurale défini par les règlements.

Le deuxième niveau de performance peut être subdivisé en trois étapes. Celles-ci correspondent à l'apparition d'une fissure, à la propagation de celle-ci jusqu'à une ouverture de 0,3mm (ouverture limite fixée par des nombreux codes, notamment CEB, EUROCODE 1) et l'éclatement du béton (ouvertures des fissures aux environ de 1,0mm). La Figure 2.2 illustre la perte de performance d'une structure, au cours du temps, soumise aux phénomènes de dégradation par corrosion. Après quelques années, la courbe d'évolution de la performance dépasse le ***niveau minimum de performance***. Ceci met en évidence la ***durée de vie*** de la structure. Par ailleurs, plus un élément de structure (ou toute une structure) est performant, plus sa durée de vie sera longue. Ceci est atteint, si un niveau de sécurité adéquat est assuré dès la conception de l'ouvrage et si pendant son exploitation une ***utilisation non-conforme*** ne compromet pas la durabilité, l'aptitude au service ou la sécurité structurale. Une utilisation non-conforme correspond par exemple à l'application de charges non prévues ou inhabituelles pour le type d'ouvrage considéré. Ainsi, la définition de la performance d'un ouvrage en béton armé selon le règlement français B.A.E.L 91 se montre fondamental, car ce document donne les justifications théoriques (Théorie des états limites) qu'il convient d'apporter à tous les ouvrages en béton armé. Il convient à ce stade de rappeler que l'Eurocode ne s'applique qu'aux ouvrages neufs et non aux ouvrages existants. C'est pourquoi, après avis des Centres d'Etudes Techniques de l'Equipement, le B.A.E.L. a été utilisé dans cette thèse pour l'évaluation des ouvrages existants, et non les Eurocodes de calcul.

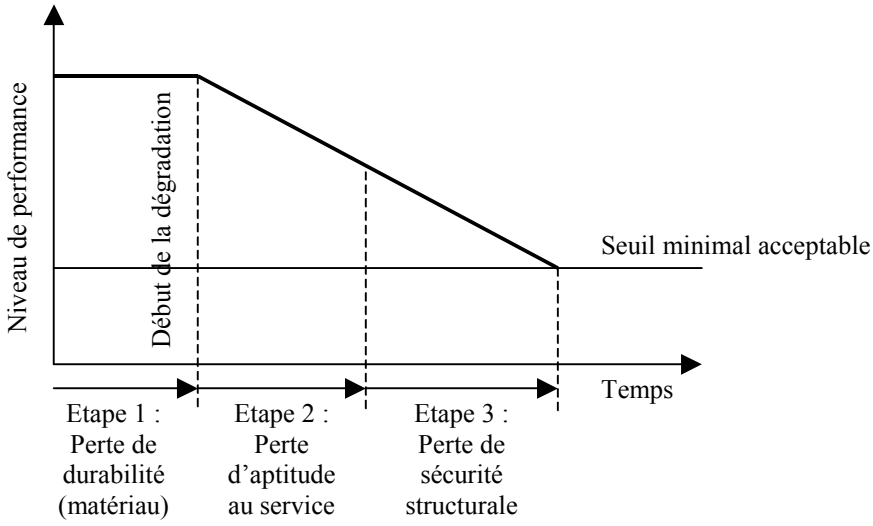


Figure 2.2 – *Perte de performance d'un ouvrage au cours du temps*

2.3.2 – Etats limites d'un ouvrage selon le B.A.E.L 91

2.3.2.1 – État limite ultime (ELU)

Selon le B.A.E.L [BAEL, 1991], un ***état limite*** est *celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action*. Donc, dans le contexte de l'état limite ultime, si l'on dépasse la limite de résistance mécanique, ceci équivaut à la ruine de la structure. Dans le cadre de l'état limite ultime, on distingue ainsi :

- l'état limite ultime d'équilibre statique qui concerne la stabilité de l'ouvrage ;
- l'état limite ultime de résistance qui concerne la non rupture de l'ouvrage ;
- l'état limite ultime de stabilité de forme. Dans ce cas, la structure doit résister au risque de flambement.

Dans le cadre de cette thèse, seul l'état limite ultime de résistance sera abordé. De ce fait, la méthode générale de calcul d'une section de poutre soumise à des sollicitations de flexion simple est présentée.

2.3.2.1.1 – Calcul d'une section rectangulaire à flexion simple

Dans une section rectangulaire soumise à de la flexion simple, la section transversale n'est pas entièrement comprimée. Donc, l'équilibre de la section sous l'action de la contrainte de compression dans le béton et de la contrainte de traction dans la section d'acier peut être représenté selon le diagramme de la Figure 2.3.

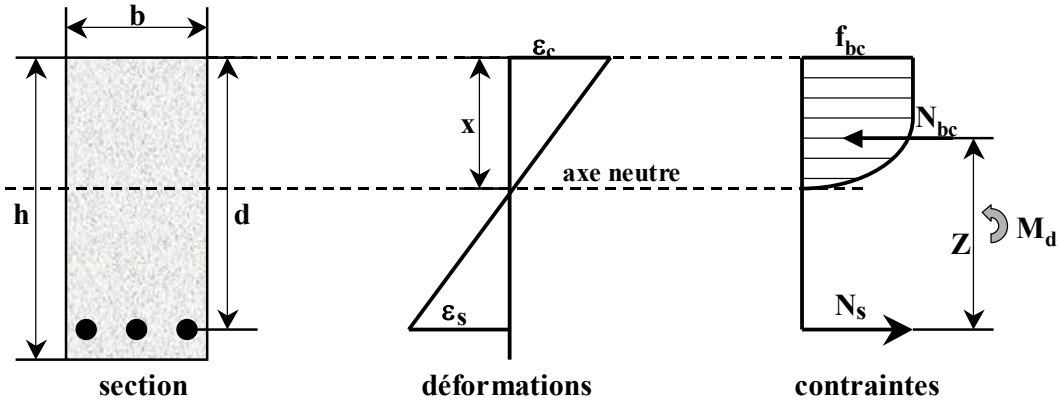


Figure 2.3 – *Équilibre des contraintes d'une section en béton armé*

Dans la Figure 2.3, la notation adoptée est la suivante :

- h : hauteur totale de la section transversale ;
- d : hauteur utile de la section ;
- b : largeur de la section ;
- x : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée ;
- Z : bras de levier ;
- M_d : moment appliqué à la section ;
- f_{bc} : résistance de calcul à la compression du béton ;
- N_{bc} : résultante des contraintes de compression dans le béton ;
- N_s : résultante des contraintes de traction dans la section d'acier ;
- ε_c : déformation du béton dans sa fibre la plus comprimée ;
- ε_s : déformation de l'acier.

Le diagramme de contrainte de la Figure 2.3 correspond à la situation dans laquelle le béton se trouve en compression induite par la flexion (***diagramme parabole-rectangle***). Celui-ci a été établi en envisageant un critère commun de dimensionnement du béton comprimé. Pour cela, différentes valeurs de résistance à la compression du béton ont été réunies dans un diagramme contrainte-déformation. Cela a permis une analogie entre les différentes résistances à la compression. Cependant, lorsque la section droite n'est pas entièrement comprimée, un diagramme rectangulaire simplifié (Figure 2.4) peut être utilisé.

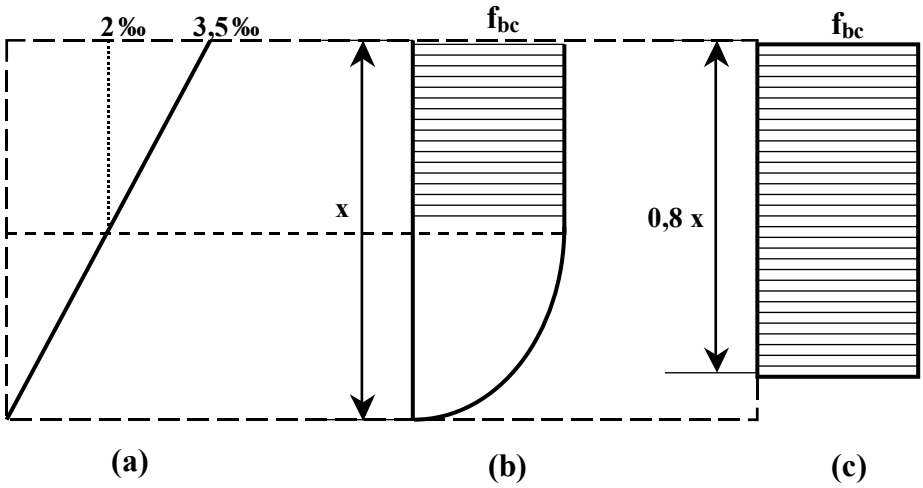


Figure 2.4 – *Diagrammes (a) des déformations, (b) des contraintes parabole-rectangle (c) des contraintes rectangle simplifié dans une section en béton armé*

A) Section sans armatures comprimées

Avec cette disposition des aciers dans la section de béton armé, l'état limite ultime peut être atteint de deux façons : par écoulement plastique des aciers ($\varepsilon_s = 10‰$) ou par écrasement du béton ($\varepsilon_c = 3,5‰$). La méthode générale de dimensionnement de la section est obtenue en écrivant l'équilibre entre les contraintes de l'acier et du béton. La résultante des contraintes de compression dans le béton vaut :

$$N_{bc} = \int_0^x \sigma_{bc}(x)\, b(x)\, dx \tag{2.1}$$

où σ_{bc} est la contrainte de compression du béton et $b(x)$ la largeur de la section à l'ordonnée x.

Si l'état limite ultime est atteint par l'écrasement du béton, $\sigma_{bc} = f_{bc}$ d'où :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta\, \gamma_b} \tag{2.2}$$

où f_{cj} est la résistance à la compression du béton à j jours, γ_b le coefficient de sécurité appliqué au béton qui a pour objet de tenir compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés (B.A.E.L A.4.3,41), θ le coefficient qui tient compte de la durée d'application de la charge (B.A.E.L A.4.3,41) et 0,85 le coefficient qui considère la croissance de la section vers les fibres les plus comprimées de la section de béton.

La résultante des contraintes de traction dans l'acier vaut :

$$N_s = A_s\, \sigma_s \tag{2.3}$$

où A_s est la section d'acier principale et σ_s la contrainte de traction de l'acier. Si l'état limite ultime est obtenu par écoulement plastique des aciers, $\sigma_s = \sigma_{su}$:

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{2.4}$$

où f_e est la limite d'élasticité de l'acier (B.A.E.L A.2.2.2) et γ_s le coefficient de sécurité appliqué aux aciers (B.A.E.L A.4.3.2).

Les équations d'équilibre s'obtiennent en écrivant que la somme des résultantes des contraintes est nulle et que la somme des moments de ces résultantes (exprimés par rapport au centre de gravité des aciers tendus A_s) équilibre le moment appliqué M_d. De cette façon la somme des forces peut être exprimée par :

$$N_{bc} - N_s = 0 \tag{2.5}$$

et l'équilibre des moments :

$$M_d = Z\ N_{bc} \tag{2.6}$$

Sachant que dans l'équilibre $N_{bc} = N_s$ et que N_s est donné par l'éq.(2.3), l'équation (2.6) peut être écrite :

$$A_s = \frac{M_d}{Z\ \sigma_{su}} \tag{2.7}$$

B) Section avec armature comprimée

Dans les sections de poutre, où l'application de l'armature comprimée est envisageable, le moment réduit μ est supérieur à μ_{limite}. Dans ces conditions, les aciers tendus travaillent insuffisamment et le béton travaille à son maximum. Le paramètre μ peut être défini à partir de l'expression suivante :

$$\mu = \frac{M_d}{b\ d^2 f_{bc}} \tag{2.8}$$

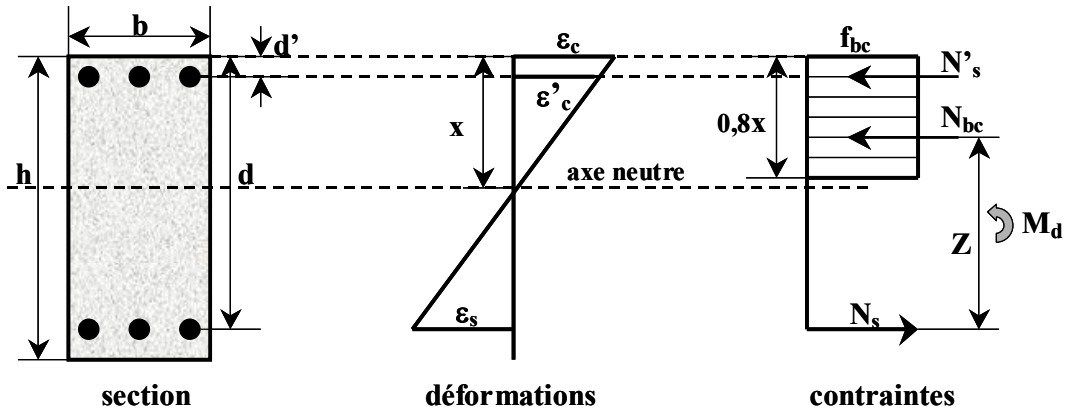


Figure 2.5 – *Équilibre d'une section rectangulaire avec des armatures comprimées*

Dans la Figure 2.5, l'équilibre d'une section avec des armatures comprimée est illustré. N'_s représente la résultante des contraintes de compression dans la section d'acier, ε'_s la déformation de l'acier comprimé et d' l'épaisseur de l'enrobage supérieur. Les expressions concernant la résultante des contraintes de traction dans l'acier tendu, ainsi que la résultante dans le béton comprimé sont identiques aux équations (2.2) et (2.3). En revanche, une autre résultante se présente originaire de l'armature comprimée :

$$N'_s = A'_s \, \sigma'_s \tag{2.9}$$

où A'_s est la section d'acier comprimée et σ'_s la contrainte de compression de l'acier comprimé.

De cette façon, les équations d'équilibre deviennent :

$$N_{bc} + N'_s - N_s = 0 \tag{2.10}$$

$$M_d = Z \, N_{bc} + \left(d - d'\right) A'_s \, \sigma'_s \tag{2.11}$$

Ces deux équations sont insuffisantes pour déterminer les trois paramètres inconnus : A'_s, A_s et Z. La solution la plus courante est celle qui conduit à l'adoption de $\mu = \mu_{\text{limite}}$. Dans ce cas, il vient :

$$A'_s = \frac{M_d - \mu_{\text{limite}} \, b d^2 f_{bc}}{\sigma_{su} \left(d - d'\right)} \tag{2.12}$$

et

$$A_s = A'_s + \frac{\mu_{\text{limite}} \, b \, d \, f_{bc}}{\left(1 - 0,4\alpha_{\text{limite}}\right)\sigma_{su}} \tag{2.13}$$

où le paramètre α_{limite} identifie la position de l'axe neutre et correspond au moment résistant de la section.

2.3.2.1.2 – Calcul d'une section en T à la flexion simple

Le calcul de ces sections s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure, ce qui mène à deux situations possibles.

Si l'on considère la section T définie par la Figure 2.6, soumise à un moment fléchissant M_d, de largeur de table b_0 et d'épaisseur de table h_0, le moment fléchissant, M_t, équilibré par la table de compression supposée entièrement comprimée a pour valeur :

$$M_t = b_0 \; h_0 \; f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \tag{2.14}$$

Ce moment fléchissant doit être comparé avec le moment fléchissant appliqué à la section, M_d. Si M_d est supérieur à M_t, l'axe neutre se trouve dans la nervure. En revanche, si M_d est inférieur à M_t, l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

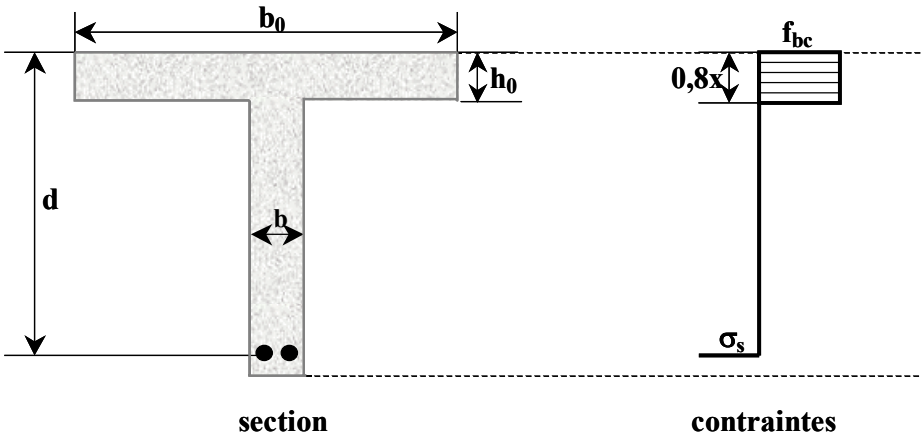


Figure 2.6 – *Section en « T » soumise à de la flexion simple*
Diagramme rectangulaire simplifié

A) Axe neutre dans la table de compression

Dans ces circonstances, comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on fait le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b_0 (paragraphe 2.3.2.1.1 - A).

B) Axe neutre dans la nervure

Le raisonnement est le même que celui de la section rectangulaire avec armature comprimée. Les vérifications sont faites en décomposant la section en deux parties : la nervure et les ailes de la table de compression. De cette façon, le moment fléchissant à reprendre par la nervure est le

résultat de la différence entre le moment appliqué, M_d, et le moment supporté par les ailes de la table. Le calcul est ensuite identique à celui d'une section rectangulaire. Le moment repris par les ailes de la table, M_{aT}, peut être exprimé par :

$$M_{aT} = (b - b_0) h_0 \, f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \tag{2.15}$$

et le moment auquel la nervure doit résister, M_n, est :

$$M_n = M_d - M_{aT} \tag{2.16}$$

Dans cette thèse, les sections sont des sections en T. Les sections transversales des ponts étudiés ont un moment réduit, μ, inférieur à 0,186 ou entre la limite inférieure de 0,186 et μ_{limite} (paramètre limite dépendant de l'acier employé). Dans ces conditions, on a $\sigma_s = \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

2.3.2.1.3 – Adaptations et hypothèses appliquées au modèle de calcul d'une section soumise à flexion simple

Dans les deux paragraphes précédents (2.3.2.1.1 et 2.3.2.1.2), le calcul de la section d'acier de poutres en béton armé a été présenté vis-à-vis de la flexion simple (état limite de résistance). L'armature a été obtenue à partir de l'équilibre statique de la section soumise au moment de flexion M_d et à un effort normal nul. Dans cette procédure, la résultante de la contrainte de traction est exprimée par rapport au centre de gravité des aciers tendus. De ce fait, le bras de levier, Z est unique.

Dans cette thèse, l'équilibre entre la résultante du béton et celle de l'acier a été fait de façon que les lits soient vérifiés indépendamment. Le principe de réunir toutes les barres dans un seul centre de gravité n'est donc plus utilisé. En conséquence, le moment appliqué à la section, M_d, est équilibré à partir du moment résultant de la somme de moments partiels produits par chaque lit d'acier dans la section. Bien évidemment, le bras de levier est variable selon le lit considéré. La Figure 2.7 illustre cette nouvelle configuration.

Comme cela a été discuté dans le Chapitre 1, une fois que l'ouvrage est exposé au milieu environnemental, son armature peut corroder, soit par la pénétration des ions chlorures, soit par carbonatation (1.2.2 et 1.2.3). Cette dégradation peut affecter différemment les barres d'acier d'une même section transversale ou d'un même lit, ainsi que la poutre dans ses diverses régions. Étant donnée cette variabilité spatiale de la dégradation, il est prévu dans l'étude de la performance d'une section, que les barres, dans une section donnée, soient vérifiées séparément. La Figure 2.7 montre deux sections différentes. Dans la première, section 1-1, les barres du premier lit sont toutes affectées par la corrosion. Dans la deuxième, section 2-2, ce sont les barres situées à droite qui le sont.

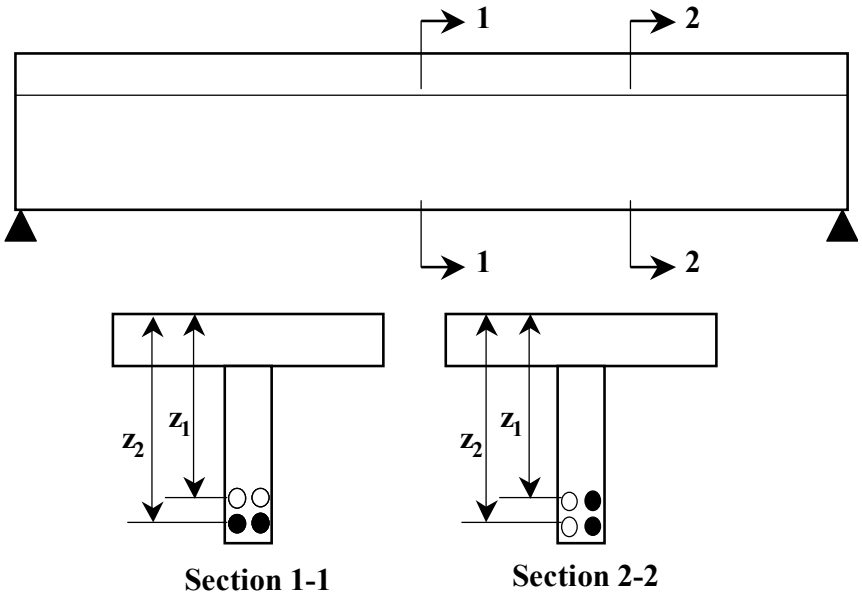


Figure 2.7 – *Représentation de deux sections transversales de poutre affectées différemment par la corrosion*

Dans le paragraphe 1.5.2, il est mentionné qu'une perte d'adhérence acier-béton peut se produire lorsque la couche de rouille sur l'acier s'épaissit. L'effet de l'adhérence acier-béton se traduit par la superposition d'un phénomène d'adhésion et d'un phénomène de frottement grâce à la présence de reliefs sur les armatures (barres cannelés) (Figure 2.8). Ce dernier phénomène n'est pas observé dans les anciens ouvrages, car leurs armatures sont souvent composées des barres lises.

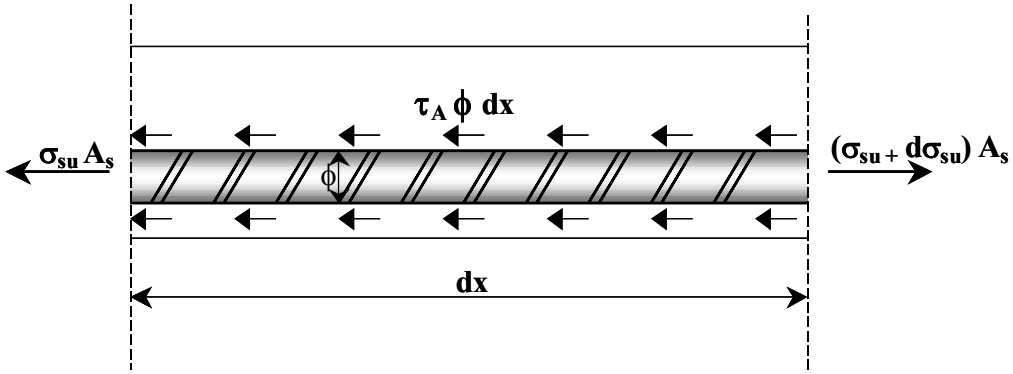


Figure 2.8 – *Élément de barre d'acier de longueur dx dans une zone soumise aux contraintes d'adhérence*

L'adhésion est conditionnée par l'existence d'une couche initiale poreuse et adhérente d'oxydes sur l'acier. Cette adhésion est assurée jusqu'à ce qu'une couche de rouille vienne s'intercaler. Étant donnée que le phénomène de corrosion génère des produits plus volumineux que l'acier

d'origine, une pression est engendrée dans la zone d'enrobage. Cette pression vient s'ajouter aux contraintes déjà présentes dans le béton autour de l'armature [Buyle-Boudin, 2001] ce qui provoque une perturbation de la distribution des contraintes de cisaillement τ_A responsable de l'adhérence béton/acier. Dans cette thèse, l'affaiblissement de l'adhérence béton-acier occasionné par la croissance de la corrosion n'est pas pris en compte. Cela se justifie par le fait que d'un point de vue mécanique, cette dégradation n'est perceptible qu'à l'échelle globale [Buyle-Boudin, 2001], en d'autres termes, si l'on considère le comportement ou plus précisément l'équilibre de l'armature dans toute sa longueur. Les effets mécaniques sur les poutres ne sont pas vérifiés dans l'intégralité de l'élément structural ; ils sont vérifiés par sections en considérant, dans la majorité de cas, l'enveloppe la plus défavorable (Figure 2.7).

Selon les études menées par Minkarah et Ringo [NCHRPR, 1987], les détériorations qui affectent la capacité portante des poutres en béton armé sont celles qui se trouvent dans une section transversale donnée. Selon eux, cette constatation serait à pondérer par la perte d'adhérence couplée avec la délamination complète d'une zone. Néanmoins, même dans ces conditions, ils concluent qu'il faut que plus de 63% de la région autour du moment fléchissant maximal soit dépourvue de l'enrobage. Cela met en évidence que l'importance de cet effet mécanique se passe dans des conditions particulières et constitue même une autre condition d'état limite ultime. En outre, [Castel, 2000] conclut dans sa thèse qu'il semblerait que la réduction de l'adhérence n'ait pas d'effet significatif sur la capacité portante résiduelle dans des poutres soumise à corrosion. La réduction de section d'acier est donc, le seul facteur responsable de la perte de résistance ultime, et c'est cette approche qui a été retenue.

Dans les calculs, la limite d'élasticité de l'acier a été toujours prise égale à f_e, même sous un niveau de corrosion important (10% ou plus de perte). Cela se justifie par les travaux de [Nakamura, 2004] et [Almusallam, 2001] qui ont mené des essais de traction pure sur des échantillons d'armature corrodés. Ceux-ci ont été sollicités jusqu'à la rupture et avec la charge de rupture enregistrée, deux calculs de contrainte à rupture ont été réalisés. Dans le premier, la charge de rupture a été divisée par la section originale de la barre et dans le deuxième par la section réduite. Les Figures 2.9 et 2.10 montrent l'évolution de la contrainte de rupture en fonction de la perte de masse due à la corrosion dans les deux situations.

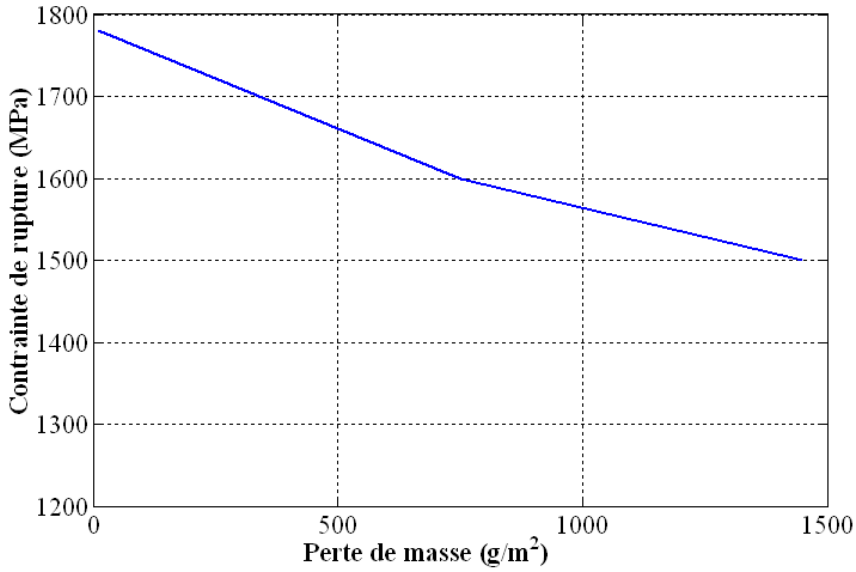


Figure 2.9 – *Contrainte de rupture des barres d'acier obtenue avec la section saine de barres*

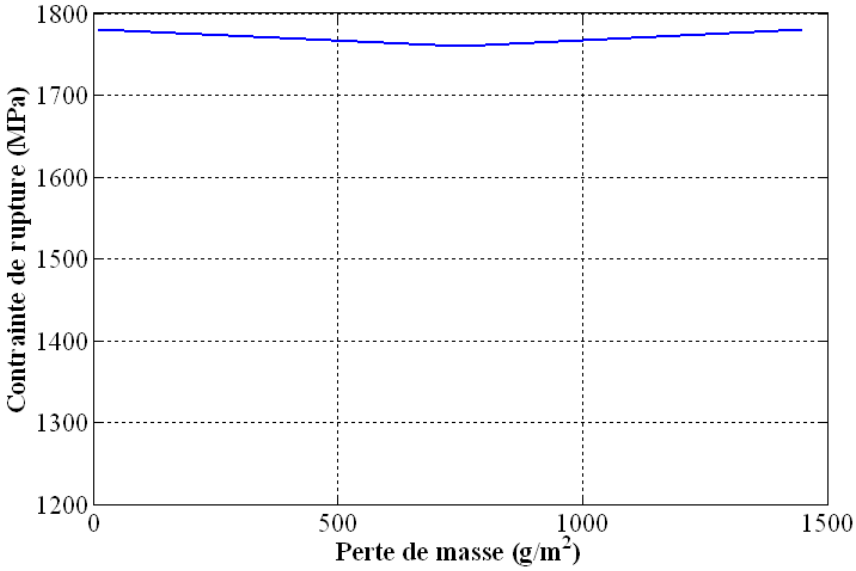


Figure 2.10 – *Contrainte de rupture des barres d'acier obtenue avec la section réduite de barres*

La Figure 2.9 montre le calcul de la contrainte de rupture avec la section originale (non-corrodée) de la barre et la Figure 2.10 avec la section corrodée. [Nakamura, 2004] a ainsi conclu que l'acier, en tant que matériau, ne modifie pas sa résistance à la traction au niveau de la rupture même si les barres sont corrodées. Sur cette constatation, il est possible d'extrapoler cette conclusion au cas de la limite d'élasticité de l'acier. [Almusallam, 2001] cite dans sa publication, la recherche développée par Uomoto qui a étudié la résistance à traction des aciers prélevés de structures affectées par la corrosion. D'après cet auteur, la contrainte de rupture et la limite d'élasticité de ces barres se trouvent entre 90 et 95% des valeurs correspondantes à l'acier non-

corrodé. Il paraît alors raisonnable de garder la valeur de la limite d'élasticité constante sans tenir compte de l'influence de la corrosion.

2.3.2.1.4 – Vérification de la capacité portante de sections en T soumises à une perte de section d'acier préétablie

Dans cette thèse, la capacité portante des sections de poutres soumises à de la flexion simple est vérifiée pour une perte de section de l'armature valant 10%. Il s'agit de l'armature qui appartient au dernier lit (partie inférieure) et de celles qui sont placées près des faces latérales de la poutre (Figure 2.11).

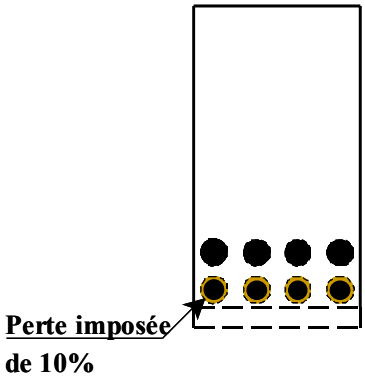


Figure 2.11 – *Représentation de la perte de 10% de section des barres d'acier du dernier lit*

Cette limite a été fixée basée sur les études de Roelfstra [Roelfstra, 2001]. La limite de 10% correspond à une diminution de la résistance et un changement du comportement structural qui est réduit pour la plupart des éléments en béton armé.

2.3.2.2 – État limite de service (ELS)

Dans le paragraphe 2.3.2.1, la définition générale d'un état limite a été présentée selon le B.A.E.L. Plus précisément, ***l'état limite de service*** est la limite au delà de laquelle l'exploitation de l'ouvrage (toute ou en partie) devient contraignante, car les conditions de durabilité (matériau) (paragraphe 2.2.1) et d'aptitude au service prévues à l'origine ne sont plus remplies. En revanche, à ***l'état limite ultime***, il n'y a pas nécessairement une perte de capacité portante de la structure, mais l'usage de l'ouvrage est compromis. Ceci peut être dû à une fissuration excessive, à des déformations excessives qui ne correspondent pas à une utilisation normale, à des vibrations anormales, etc.

Le règlement français considère deux états limites de service vis-à-vis de l'aptitude au service de la structure (B.A.E.L A.4.5). Ainsi, deux vérifications sont à effectuer. L'une sur la compression du béton et l'autre sur l'ouverture des fissures. La première (B.A.E.L A.4.5,2) limite la

contrainte de compression du béton à $0,6 f_{cj}$ (où f_{cj} est la résistance à la compression du béton à j jours). En revanche, le règlement ne présente aucune valeur maximale admissible d'ouverture pour l'état limite de fissuration. Cependant, il prescrit que *la conception de l'ouvrage ainsi que la disposition des armatures des éléments structuraux visent limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable compte tenu du rôle et de la situation de l'ouvrage*. Étant donnée la grande variabilité des cas de fissuration, le règlement considère qu'il n'est pas justifié de fixer une largeur de fissure à respecter. Néanmoins, dans cette thèse, en tant qu'état limite de service, la mécanique de formation d'une fissure et l'ouverture de cette dernière sera considérée.

2.3.2.2.1 – Formation de la fissuration

Pendant la corrosion des armatures, les produits qui se forment autour d'elles (rouille) exercent une pression sur l'enrobage, car ces produits sont plus volumineux que le métal d'origine. Mais il est à noter que tous les produits de corrosion ne provoquent pas une pression dans le béton, car certains d'entre eux remplissent seulement les pores du ciment durci et y migrent [Weyers, 1998]. Dans cette étude, seule la fissuration causée par la pression due à l'expansion de la rouille est traitée. Cette simplification mène à la situation d'une pression uniforme appliquée sur le béton autour de l'acier.

Trois étapes sont identifiées dans le processus de formation d'une fissure par corrosion [Weyers, 1998] :

1. ***l'expansion libre*** : la couche d'interface acier/béton (paragraphe 1.2.1.1) est poreuse et les produits de corrosion y pénètrent. La porosité de cette zone dépend du diamètre des barres d'acier (périmètre disponible), de la qualité du béton (formulation, niveau d'hydratation, etc.) et de la consolidation acier/béton. Au début de la corrosion, ces pores sont remplis par les produits formés, aucun effort n'est appliqué dans l'enrobage, car le volume de ces produits est inférieur au volume de pores vides dans la couche de transition (acier/béton).
2. ***la pression sur le béton autour des barres*** : dans cette étape, le volume de rouille formé dépasse le volume de pores vides dans la zone d'interface. Ainsi, une pression apparaît dans le béton, car la rouille est expansive. Cette pression croît avec la quantité de rouille.
3. ***la fissuration*** : lorsque la quantité de rouille atteint une valeur critique (volume capable de causer la fissuration de l'enrobage), la pression dépasse la résistance à la traction du béton et la fissuration se forme.

Pour modéliser le phénomène décrit dans la troisième étape, on suppose que le béton est un matériau homogène et de comportement élastique. Si la corrosion est supposée uniforme, la pression exercée par la rouille dans l'enrobage est uniformément répartie dans tout le pourtour de

la barre. De cette façon, cette pression radiale agit dans le béton du voisinage avec la configuration de la Figure 2.12.

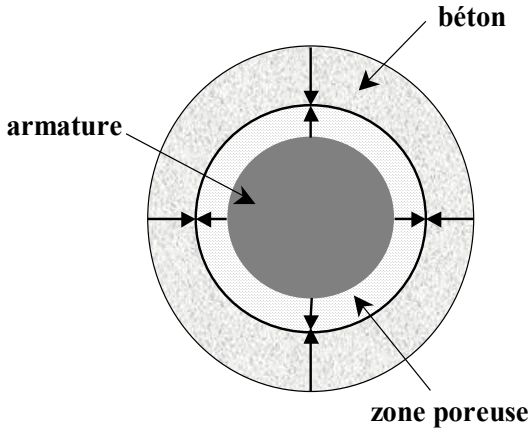


Figure 2.12 – *Représentation de la pression uniformément répartie autour de la barre d'acier*

Cette représentation se rapproche du cylindre de paroi épaisse (anneau en béton) soumis à une pression interne et externe uniformément répartie (Figure 2.13). Dans le cas particulier où la pression externe est nulle, on a :

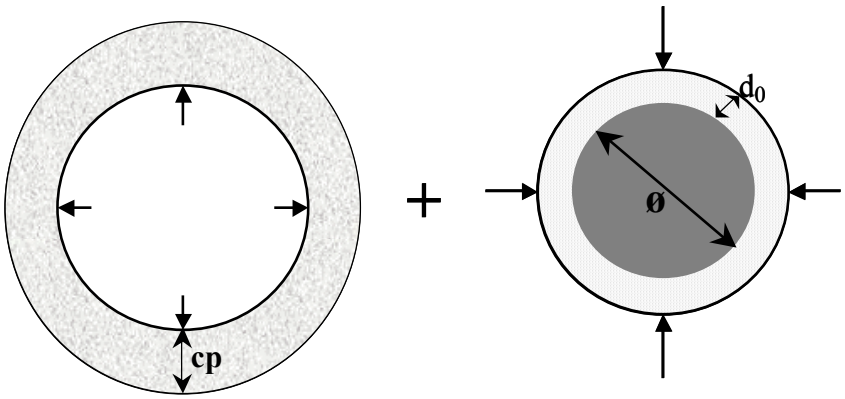


Figure 2.13 – *Découplage des pressions agissant sur le béton de l'enrobage et sur la zone poreuse*

Considérant que la zone poreuse a une épaisseur d_0 et que ϕ représente le diamètre de la barre, le rayon intérieur de ce cylindre [Timoshenko, 1987] est $a = \frac{(\phi + 2d_0)}{2}$ et le rayon externe $b = cp + \frac{(\phi + 2d_0)}{2}$, où cp est l'épaisseur de l'enrobage. La pression uniformément répartie peut être donc exprimée par :

$$P = \frac{2\,E\,d_0}{\left(\phi + 2d_0\right)\left(\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} + \upsilon\right)} \tag{2.17}$$

où P est la pression uniformément répartie, E le module de déformation longitudinale du béton et υ le coefficient de Poisson du béton.

Au moment où l'anneau circulaire de béton rompt, c'est-à-dire lorsque la fissure se forme, la pression uniformément répartie est supérieure à la résistance caractéristique de traction du béton f_t [Timoshenko, 1963] :

$$P = \frac{2\,cp\,f_t}{\phi + 2d_0} \tag{2.18}$$

2.3.2.2.2 – Propagation des fissures

Bien que le règlement B.A.E.L n'établit pas d'ouverture maximale de fissure (paragraphe 2.3.2.2), dans cette thèse, la valeur d'ouverture de 0,3 mm est prise comme une valeur limite de l'état limite service (ELS). De plus, la plupart des règlements (CEB, EUROCODE) reconnaissent cette valeur comme étant représentative d'une ouverture de fissure maximale dans la surface du béton. Un niveau d'ouverture de fissure de l'ordre de 1 mm est aussi considéré, car cette valeur est représentative d'un état de fissuration dite très sévère, où l'éclatement du béton est envisageable [Val, 2003]. Cette valeur sera prise comme représentative de l'éclatement du béton.

2.4 – ETAPES DE PERFORMANCE D'UN OUVRAGE

2.4.1 – Introduction

Ce paragraphe est consacré à la présentation des modèles adoptés, dans la prédiction des instants des principales étapes (ou cycles) qui composent l'évolution de la performance des ouvrages en béton armé (paragraphe 2.3.1). Basé sur la Figure 2.2, la Figure 2.14 illustre dans le détail les étapes de la performance de l'élément de poutre qui sont étudiées dans cette thèse. Ainsi, la première phase correspond à la pénétration des agents agressifs (CO_2 ou Cl^-) jusqu'à la dépassivation des aciers et un éventuel amorçage de la corrosion. Cet instant est dénommé T_i. La deuxième comporte trois étapes désignées par le temps de formation de la fissuration $T_{fissure}$, le temps de propagation, de la fissure jusqu'à l'ouverture de 0,3mm $T_{service}$ et le temps de propagation de la fissure jusqu'à 1mm $T_{éclat}$. La troisième comprend l'instant de perte de 10% de

l'armature d'acier du dernier lit, $T_{10\%}$, et finalement, le moment où le seuil minimal de sécurité structurale réglementaire T_{β_0}.

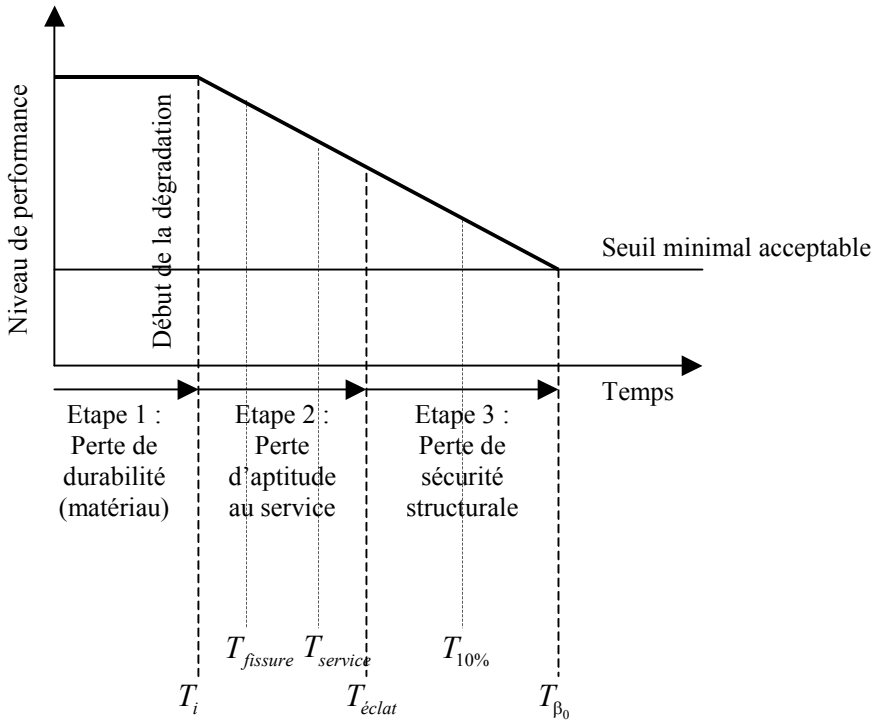


Figure 2.14 – *Représentation des étapes de performance d'un élément de poutre en béton armé*

2.4.2 – Temps d'initiation (amorçage) de la corrosion - T_i

2.4.2.1 - Temps d'initiation de la corrosion par la pénétration des ions chlorures

Pour prédire le temps d'initiation par pénétration des chlorures (paragraphe 1.3.1.1.1) la solution classique de la deuxième loi de Fick est utilisée à un solide poreux limité par un plan, les autres dimensions étant infinies :

$$T_i = \frac{cp^2}{4D}\left(erf^{-1}\left(\frac{C_{cr} - C_s}{C_0 - C_s} \right) \right)^{-2} \tag{2.19}$$

Cette expression est déduite de l'expression 1.14 où la corrosion est amorcée lorsque la profondeur *x* est égale à l'épaisseur de l'enrobage cp (cm) et que la concentration de chlorures $C(x,t)$ atteint une valeur C_{cr} dite ***concentration critique des chlorures*** (paragraphe 1.4.1). En outre, C_s est la concentration des chlorures sur la surface en kg/cm^3, D le coefficient de diffusion en cm^2/s et la concentration initiale est prise égale à zéro. Cette expression montre que

le temps d'initiation de la corrosion est influencé par l'épaisseur de l'enrobage, le coefficient de diffusion des chlorures et la concentration critique en chlorures.

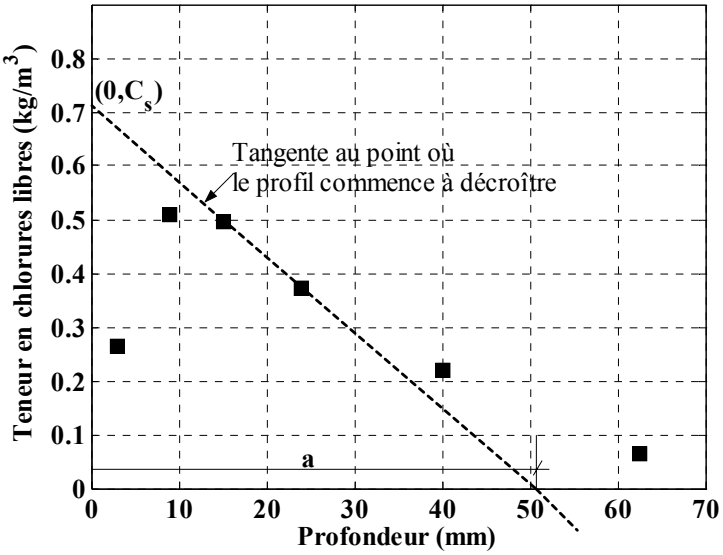


Figure 2.15 – *Détermination de la concentration sur la surface et du paramètre* ***a*** *à partir d'un profil de chlorures*

Le coefficient de diffusion est un paramètre qui représente les propriétés de transport du béton aux ions chlorures. Celui-ci peut être obtenu à partir d'un profil de chlorures (paragraphe 1.3.1.4) à travers le paramètre *a* (Figure 2.15) [Grimaldi, 1999], [Poulsen, 1995]. Ce dernier est calculé en fonction de D et de la période d'exposition T de l'ouvrage. Ainsi, *a* est exprimé par $a = \sqrt{\pi T D}$ et le coefficient de diffusion moyen en résulte : $D = a^2 / \pi T$. Dans les cas où le profil n'est pas disponible, une première approximation de D peut être obtenue à partir de la formulation empirique proposée par Papadakis [Stewart, 2000]. Celle-ci permet de déterminer le coefficient de diffusion dans le béton en utilisant les masses volumiques des constituants, le rapport eau/ciment et les quantités en m^3 de béton de granulats et ciment. [Stewart, 2000] démontre encore que cette formulation présente une bonne adéquation avec de données expérimentales.

$$D = 0{,}15\, D_{H_2O} \left(\frac{1 + \rho_c \frac{c}{e}}{1 + \rho_c \frac{e}{c} + \frac{\rho_c\, g}{\rho_g\, c}} \right) \left(\frac{\rho_c \frac{e}{c} - 0{,}85}{1 + \rho_c \frac{e}{c}} \right)^3 \qquad (2.20)$$

où e/c est le rapport eau/ciment, g/c le rapport granulat/ciment, ρ_c la densité du ciment, ρ_g la densité du granulat et D_{H_2O} est la valeur du coefficient de diffusion des chlorures dans une solution infinie de $NaCl$ de $1{,}6\,10^{-5}\,\mathrm{cm}^2/\mathrm{s}$.

2.4.2.2 - Temps d'initiation de la corrosion par carbonatation du béton

Le modèle utilisé pour la détermination du temps d'initiation de la corrosion par carbonatation du béton est celui qui dérive de la loi de diffusion en racine carrée du temps (paragraphe 1.3.2.2).

$$T_i = \left(\frac{cp}{k} \right)^2 \tag{2.21}$$

Cette expression est déduite de l'expression (1.26) où la corrosion est amorcée lorsque le front de carbonatation atteint une profondeur de carbonatation égale à l'épaisseur de l'enrobage cp. Le coefficient multiplicateur K est celui proposé par [Papadakis, 1991c] :

$$K = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}\left[CO_2\right]^\circ}{\left[Ca(OH)_2\right]^\circ + 3\left[C-S-H\right]^\circ + 3\left[C_3S\right]^\circ + 2\left[C_2S\right]^\circ}} \tag{2.22}$$

où $\left[CO_2\right]^\circ$ est la concentration molaire en CO_2 dans la phase gazeuse (moles par unité de volume) au contact du béton, $\left[Ca(OH)_2,\ C-S-H,\ C_3S,\ C_2S\right]^o$ correspondant à la teneur molaire des composés du ciment qui participent aux réactions de carbonatation dans le béton (moles par unité de volume du béton). Ainsi, la somme inscrite au dénominateur caractérise la teneur molaire totale, exprimée en CaO, des composés carbonatés et D_{CO_2} le coefficient effectif de diffusion du CO_2 dans le béton déjà carbonaté. Il est fonction de la porosité du béton au temps t et du degré de saturation des pores qui dépend de l'humidité relative et de la distribution en tailles de pore. Dans cette thèse, seul le composé le plus réactif à la carbonatation est retenu. Il s'agit de la portlandite (CaO). C'est pourquoi, le dénominateur dans la racine carrée de K est réduit à :

$$K = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}\left[CO_2\right]^\circ}{\left[Ca(OH)_2\right]^\circ}} \tag{2.23}$$

Le choix de la portlandite seule a été retenu par divers auteurs [AFGC, 2003]. Il est justifié par les travaux de [Ishida, 2000] qui concluent que les produits des réactions entre le $\left[CO_2\right]$et le $\left[C-H-S\right]$ et les composés non hydratés $\left[C_3S\right]$ et $\left[C_2S\right]$ n'ont pas une influence prononcée sur la basicité du béton. En d'autres termes, la portlandite (hydroxyde de calcium) représente le réservoir d'alcalinité du béton, et si elle est le seul constituant pris en compte, la durée prévue pour l'initiation (amorçage) de la corrosion par carbonatation est légèrement plus courte que le temps prévu en considérant la totalité de composants.

Le coefficient de diffusion effectif du dioxyde de carbone dans la partie carbonatée est obtenu à partir de [Papadakis, 1991c] :

$$D_{CO_2} = 0,00000164\ \varepsilon_p^{1,8}\left(1-0,01\ HR\right)^{2,2} \tag{2.24}$$

où HR est l'humidité relative en % et ε_p la porosité de la pâte de ciment durci. Cette porosité est obtenue à partir de la porosité ε mesurée sur un échantillon de béton, de la formulation du béton et des masses volumiques des constituants :

$$\varepsilon_p = \varepsilon \frac{1+e/c\ \ \rho_c/\rho_e + g/c\ \ \rho_c/\rho_g}{1+e/c\ \ \rho_c/\rho_e} \tag{2.25}$$

où ρ_e est la densité de l'eau.

Dans la détermination de l'évolution temporelle des indices de fiabilité dans les Chapitres 3, 4 et 5, le calcul du temps d'amorçage de la corrosion est intégré dans l'analyse de la perte de capacité portante des éléments de poutre. La prédiction de cet instant est en effet, nécessaire dans la détermination du profil de dégradation en fonction du temps. Dans ces conditions, le temps de démarrage de la corrosion est estimé à travers les coordonnées du point de fonctionnement (design points) de l'état limite ultime (paragraphe 2.5.3). Il correspond donc à la valeur minimale entre les prédictions des instants les plus probables (équations (2.19) et (2.21)).

2.4.3 – Temps de formation de la première fissure - $T_{fissure}$

Une fois que la corrosion des armatures est amorcée, l'accumulation des produits de corrosion autour des barres exerce une pression sur l'enrobage parce que ces produits sont plus volumineux que le métal qui leur donne origine (paragraphe 2.3.2.2.1). Dans cette thèse, le temps $T_{fissure}$, au bout duquel la fissuration du béton se forme, est prévu à partir du modèle présenté par [Weyers, 1998]. Il est uniquement lié à la formation de fissures provoquée par la pression de la rouille. Bien que la corrosion par chlorures dans le béton soit surtout du type localisé, elle est supposée uniforme parce qu'au fur et à mesure que les zones de corrosion (localisées) s'étendent la zone corrodée devient du type uniforme [Weyers, 1998], [Stewart, 2000]. Il est à rappeler qu'une corrosion de ce type engendre une pression uniforme dans le béton. Ce modèle, a priori, s'applique à tous les cas où les produits de corrosion sont expansifs : cas des ions chlorures et de la carbonatation (paragraphe 1.2.3).

Le principe du modèle consiste à comparer la quantité de matériau rouillé $W_{rouille}$ formé au cours du temps avec une ***quantité*** nécessaire dite ***critique*** W_{crit} pour créer une fissure.

2.4.3.1 – Estimation de W_p

Dans la zone d'interface béton/acier, la masse W_p de matériau rouillé nécessaire pour la remplir est liée au volume total V_p des pores dans cette zone, par la relation :

$$W_p = \rho_{rouille} V_p \tag{2.26}$$

où $\rho_{rouille}$ est la densité prise constante (masse volumique) des produits de la corrosion et $V_p = \pi \phi d_0 L$, L étant la longueur de la barre. Pendant la corrosion, le diamètre ϕ d'une armature diminue, mais à cause des produits de corrosion, il devient $\phi + 2d_0$ (paragraphe 2.3.2.2.1) où d_0 dénote l'épaisseur de la zone poreuse, dans la région d'interface béton/acier (Figure 2.12). Cette épaisseur dépend du volume total des pores interconnectés dans cette zone. Si $d_0 << \phi$ la masse dans une longueur unitaire de la barre d'acier W_p (kg/m) est donnée par :

$$W_p = \pi \rho_{rouille} d_0 \phi \tag{2.27}$$

2.4.3.2 – Estimation de W_{crit}

La masse critique de rouille W_{crit} est divisée en deux parties : W_p (paragraphe 2.4.3.1) et W_s qui dénote la masse de produits de rouille capable de générer les pressions critiques. Si d_s est l'épaisseur de la couche des produits de corrosion capables de créer des efforts de traction et que $d_s << \phi$, W_s peut être estimée par :

$$W_s = \rho_{rouille} \left(\pi (\phi + 2 \quad d_0) d_s + \frac{W_{acier}}{\rho_{acier}} \right) \tag{2.28}$$

où ρ_{acier} est la densité de l'acier et W_{acier} la masse d'acier corrodé. À partir de W_p (éq. (2.27)),et de W_s (éq.(2.28)), W_{crit} peut être exprimée par :

$$W_{crit} = \rho_{rouille} \left(\pi (d_s + d_0) \phi + \frac{W_{acier}}{\rho_{acier}} \right) \tag{2.29}$$

Le terme W_{acier} est égal à αW_{crit}, où α représente le rapport entre les poids moléculaires de l'acier et des produits de corrosion. α peut prendre les valeurs suivantes : 0,523 quand il s'agit du $Fe(OH)_3$ et 0,622 pour du $Fe(OH)_2$. La pression P dans l'interface béton/rouille peut être exprimée par :

$$P = \frac{2\,E\,d_s}{\left(\phi + 2d_0\right)\left(\dfrac{b^2+a^2}{b^2-a^2} + \upsilon_c\right)} \tag{2.30}$$

Cette expression est déduite de l'expression (2.17) dans laquelle d_0 est remplacé par d_s au numérateur. Le coefficient de Poisson υ_c du béton vaut 0,2 pour les justifications aux états-limites de service (B.A.E.L A.2.1,3), E le module de déformation du béton est égal à $\frac{1}{3}\left(11000\, f_{cj}^{1/3}\right)$ selon le B.A.E.L A.2.1,22. Le règlement précise qu'il s'agit d'un module de déformation longitudinale différée du béton qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Dans ce cas, sachant que le module d'élasticité de l'acier est supérieur au module d'élasticité du béton $\left(E_{acier} >> E_{béton}\right)$, on considère que le déplacement radial d_s du béton se trouve sous pression P. L'expression (2.18) exprime la valeur de pression minimale P (égale à la résistance à la traction du béton f_t) pouvant fissurer l'enrobage. À partir de cette expression et de l'équation (2.30), d_s est déterminé :

$$d_s = \frac{cp\ f_t}{E}\left(\frac{a^2+b^2}{b^2-a^2} + \upsilon_c\right) \tag{2.31}$$

De cette façon, la masse critique de rouille W_{crit} devient :

$$W_{crit} = \frac{\rho_{rouille}\,\rho_{acier}}{\rho_{acier} - \alpha\rho_{rouille}}\left(\pi\phi\left[\frac{cp\ f_t}{E}\left(\frac{a^2+b^2}{b^2-a^2} + \upsilon_c\right) + d_0\right]\right) \tag{2.32}$$

2.4.3.3 – Extension des produits de la rouille

Pour une armature de longueur donnée, la vitesse de production de la rouille au cours du temps t depuis l'initiation du phénomène s'écrit :

$$\frac{dW_{rouille}}{dt} = \frac{k_p}{W_{rouille}} \tag{2.33}$$

où $W_{rouille}$ est la masse de rouille formée sur une longueur unitaire de la barre d'acier (kg/m) et k_p est la vitesse de production de cette rouille (kg^2/m^2s). Ce facteur est supposé proportionnel au courant de corrosion i_{corr} ($\mu A/cm^2$) et au diamètre de l'armature (m) [Christensen, 2000]. Le courant de corrosion est supposé constant (paragraphe 3.2.2).

$$k_p = 0,000383\ \phi\ i_{corr} \tag{2.34}$$

En intégrant l'expression (2.33) et en introduisant (2.34), la masse de matériau rouillé peut être donnée :

$$W_{rouille}(t) = \sqrt{2\int_{T_i}^{t} k_p \, dt} = \sqrt{0,76610^{-3} \, \phi \, i_{corr} \left(t - T_i\right)} \tag{2.35}$$

2.4.3.4 – Temps d'apparition de la première fissure - $T_{fissure}$

Lorsque la quantité totale de produits de corrosion atteint une valeur dite ***critique***, la pression P dépasse la résistance à la traction du béton qui alors se fissure. Si l'on considère une vitesse de corrosion constante, l'intervalle de temps nécessaire (après l'amorçage de la corrosion) pour que la première fissure se forme, correspond à :

$$\Delta t_{fissure} = \frac{W_{crit}^2}{2 k_p} \tag{2.36}$$

et

$$T_{fissure} = T_i + \Delta t_{fissure} \tag{2.37}$$

L'intervalle de temps $\Delta t_{fissure}$ est déterminé indépendamment de l'évolution de la perte de capacité portante des éléments de poutre. Il correspond à l'intervalle de temps au terme duquel la masse de produits de rouille dépasse la masse critique. La prédiction de l'instant de fissuration nécessite l'instant d'amorçage de la corrosion, obtenue avec les coordonnées du point de fonctionnement (design points). Ainsi, il correspond à l'intervalle de temps le plus probable.

2.4.4 – Propagation des fissures

À partir des essais réalisés par Andrade, Alonso et Molina, [Christensen, 2000] présente une modélisation pour l'ouverture des fissures provoquées par la corrosion des armatures. Il propose de considérer l'augmentation d'ouverture des fissures comme une fonction linéaire du temps. Ainsi, si l'on considère Δw l'accroissement d'ouverture de la fissure dans un intervalle de temps Δt et $\Delta\phi$ la réduction du diamètre de la barre due à la corrosion, il vient :

$$\Delta w = \gamma \, \Delta\phi \tag{2.38}$$

Dans le digramme de gauche de la Figure 2.16, l'instant de fissuration est représenté. L'ouverture initiale w_0 peut être égale à zéro ou à 0,3 mm. La première situation caractérise l'intervalle de temps nécessaire pour l'ouverture d'une fissure de 0,3mm $\left(\Delta t_{service}\right)$, alors que la

deuxième valeur représente l'intervalle de temps pour l'éclatement du béton $\left(\Delta t_{éclat}\right)$. Le cas de droite correspond à la perte de diamètre par corrosion conduisant à l'augmentation Δw de l'ouverture de fissure.

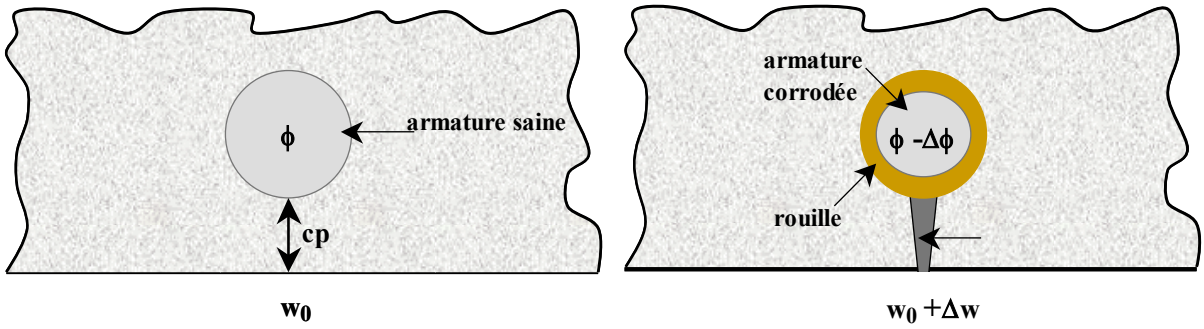


Figure 2.16 – *Représentation schématique de la propagation d'ouverture de la fissure due à la croissance de la rouille*

Si l'on suppose que l'augmentation d'ouverture de la fissure est égale à celle du volume de produits de corrosion, le rapport entre Δw et $\Delta\phi$ peut être défini par :

$$\frac{1}{2}\left(\frac{\phi/2}{\phi/2+cp}+1\right)cp\ \Delta w=\left(\varphi-1\right)\pi\phi\frac{\Delta\phi}{2} \tag{2.39}$$

où $\varphi=\rho_{st}/\rho_{rouille}$. De l'équation (2.38), on obtient le paramètre γ :

$$\gamma=\frac{\left(\varphi-1\right)\pi\phi}{\left(\frac{\phi/2}{\phi/2+cp}+1\right)cp} \tag{2.40}$$

Ce paramètre dépend du diamètre de la barre et de l'épaisseur de l'enrobage. Les valeurs typiques de φ varient entre 2 et 4.

2.4.4.1 – Temps de propagation de la fissure - $T_{service}$, $T_{éclat}$

Selon [Christensen, 2000], l'agrandissement de l'ouverture d'une fissure suit une expression linéaire :

$$w\left(t\right)=\ w_0+\gamma\ \lambda\ i_{corr}\ \Delta t \tag{2.41}$$

où w_0 représente l'ouverture initiale de la fissure (égale à zéro), λ un coefficient donné par $\lambda=0{,}0115\,m$ où m est pris égal à 2 (corrosion uniforme) [Middleton, 1998], [Melchers, 1998] et le courant de corrosion est supposé constant (paragraphe 3.2.2). Si $\Delta w=w\left(t\right)-w_0$,

l'intervalle de temps nécessaire pour que la fissure atteigne une ouverture de 0,3 mm est donné par :

$$\Delta t_{service} = \frac{w_{service}}{\gamma\left(0,0230\ i_{corr}\right)} \tag{2.42}$$

où $w_{service}$ représente la valeur maximale acceptable pour l'état limite de service (paragraphe 2.3.2.2.2). Ainsi, le temps de propagation de la fissure jusqu'à l'ouverture de 0,3 mm est :

$$T_{service} = T_{fissure} + \Delta t_{service} \tag{2.43}$$

Pour prévoir l'intervalle de temps nécessaire pour que le béton éclate (ouverture de 1 mm), on utilise l'expression (2.41) avec $w(t) = w_{\lim}$ égal à 1 mm et w_0 égal à 0,3 mm (paragraphe 2.3.2.2.2), ainsi $\Delta w = w_{\lim} - w_0$. De cette façon, le temps de propagation de la fissure jusqu'à l'ouverture de 1 mm est :

$$T_{éclat} = T_{service} + \Delta t_{éclat} \tag{2.44}$$

Comme décrit dans le paragraphe 2.4.3.4, ces intervalles de temps correspondent aux points les plus probables.

2.4.5 –Temps correspondant à la perte de section des armatures - $T_{10\%}$

Cet instant se situe dans la troisième phase de performance d'un élément de poutre en béton armé (paragraphe 2.4.1). Celui-ci aurait pu comporter plusieurs sous-étapes correspondantes à différents taux de perte de section. Cependant, seule la perte de 10% a été introduite, car ces effets en ce qui concerne la sécurité structurale ne sont pas très nocifs (paragraphe 2.3.2.1.4). Dans les sections transversales des poutres étudiées, toutes les barres du dernier lit sont supposées affectées par la corrosion (Figure 2.11). La section d'acier de cette couche est réduite artificiellement de 10% et de façon répartie entre les barres de ce lit. L'indice de fiabilité correspondant à cette situation est alors calculé. Cela permet de déterminer l'instant $T_{10\%}$.

2.4.6 – Temps d'atteinte de la sécurité réglementaire - T_{β_0}

Dans le règlement français [Fasc Nº 61], quatre systèmes de charges peuvent être disposés sur les chaussées de ponts : les systèmes A et B, les charges militaires représentées par les convois $M_c 80$ et $M_c 120$ et les charges exceptionnelles.

Dans cette thèse, les efforts sur les ponts sont calculés en utilisant trois de ces systèmes les systèmes A et B et le convoi militaire M_c120 (Annexe A). Parmi les trois, le M_c120 est celui qui fournit l'enveloppe d'efforts la plus défavorable. De ce fait, les sections d'acier placées dans les sections transversales de poutre sont calculées en utilisant ce système.

Dans ces conditions, l'indice de fiabilité β_0 représente la sécurité structurale réglementaire. En aucun cas, il ne correspond à la défaillance, mais à la probabilité de défaillance acceptée par le BAEL et le Fascicule 61. La détermination de cet indice est discuté dans le Chapitre 3 (paragraphe 3.3.2) et le Chapitre 4 (paragraphe 4.2).

2.5 – L'APPROCHE PROBABILISTE APPLIQUÉE AUX PONTS EN BÉTON ARMÉ

2.5.1 – Hypothèses

Dans le cadre de l'approche probabiliste de la ***théorie de la fiabilité***, la modélisation d'une structure est déterminée par :

- la définition d'un vecteur de variables aléatoires $\{X\}$. Ce vecteur aléatoire contient des variables de conception modélisant les données géométriques, des variables de chargement ou bien des conditions physiques de dégradation (paramètres de corrosion). Des variables de résistance, telles que la résistance à la compression du béton ou la limite d'élasticité des aciers, sont également introduites. Étant donné que certaines de ces variables présentent une grande variabilité, elles sont décrites de manière aléatoire ou, en d'autres termes, elles sont traitées dans un contexte probabiliste. De ce fait, des lois de densité marginales et les corrélations $\rho_{x_i\,x_j}$ sont estimées avec ses paramètres représentatifs.
- un ou plusieurs scénario(s) décrivant la défaillance. À chaque scénario est associée une ***fonction de performance*** ou **marge de sécurité** $M = G(\{X\})$.
- des modèles et des solutions numériques associées. Citons le modèle du comportement mécanique de la structure soumise à la flexion simple (paragraphe 2.3.2.1.2) et ceux qui définissent les étapes de performance de la structure (2.4.3 et 2.4.4). Ils permettent le calcul des réalisations $G(\{X\})$ dans tout le domaine de variation physique des variables $\{X\}$.

2.5.2 - Principe

La ***fonction de performance*** $G(\{X\})$ décrit un état quelconque de la structure et le compare à un état limite possible. Lorsque $G(\{X\})$ est égale à zéro, la ***surface d'état limite*** est alors définie et correspond à la frontière entre le ***domaine de sécurité*** (ou de fonctionnement normal), $G(\{X\}) > 0$, et le ***domaine de défaillance*** (ou de dysfonctionnement), $G(\{X\}) < 0$ [Lemaire, 1992] et [Cremona, 2003]. Dans un cadre général, la probabilité que la fonction $G(\{X\})$ soit supérieure à zéro, est recherchée. Elle correspond à la probabilité de dépassement de l'état limite, ou autrement de la probabilité que les états de fonctionnement se retrouvent dans le domaine de défaillance. Cette probabilité de dépassement s'appelle la ***probabilité de défaillance***. Pour calculer cette probabilité, le calcul est effectué en trois étapes. La première consiste à réaliser une transformation iso-probabiliste $\mathcal{T}$ dans laquelle on passe de l'espace physique des variables $\{X\}$ à un espace de variables normales centrées réduites décorrélées $\{U\}$. Les principales transformations utilisables sont celles de Rosenblatt et de Nataf. Dans cette thèse, lorsque les corrélations entre les variables sont considérées, la transformée de Nataf est utilisée. De cette façon, après la transformation la fonction de performance devient :

$$\begin{aligned} &\{X\} \xrightarrow{\mathcal{T}} \{U\} = \mathcal{T}(\{X\}) \\ &G(\{X\}) \rightarrow \mathcal{G}(\{U\}) = G(\mathcal{T}^{-1}(\{U\})) \end{aligned} \tag{2.45}$$

La deuxième étape est la détermination de l'indice de fiabilité β qui représente la distance de l'origine de l'espace normé à la frontière $\mathcal{G}(\{U\}) = 0$. En d'autres termes, il correspond à la plus petite distance entre l'origine de l'espace normé et la surface d'état-limite définie dans le nouvel espace de variables normalisées. Dans ce cas, l'indice de fiabilité est :

$$\beta = \min\left(\sum_{i=1}^{n} U_i^2\right)^{\frac{1}{2}} = \min\left(U^T U\right)^{\frac{1}{2}} \tag{2.46}$$

Il s'agit donc, d'un problème d'optimisation sous la contrainte que $\mathcal{G}(\{U\}) \leq 0$. Le point de la surface d'état limite le plus proche de l'origine est appelé ***point de fonctionnement***. Il sera trouve à la distance β.

Enfin, la troisième étape consiste en la détermination de la probabilité de défaillance à partir d'une approximation au premier ordre (***First Order Reliability Method*** – FORM).

$$p_f = \Phi(-\beta) \tag{2.47}$$

où $\Phi(\ )$ est la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite. Cette approximation consiste à remplacer la surface d'état limite par un hyperplan tangent au point de

fonctionnement. Les coordonnées du vecteur orthonormal à ce plan (dirigé vers le domaine de défaillance) appelés ***cosinus directeurs***. D'autres méthodes peuvent être utilisées, comme par exemple l'approximation au second ordre (SORM) ou par simulations (Monte Carlo). Dans cette thèse, la méthode FORM a été utilisée.

L'application de ce calcul permet d'obtenir les éléments suivants : l'indice de fiabilité, les coordonnées du point de fonctionnement, les cosinus directeurs α (compris entre –1 et +1) et l'approximation de la probabilité de défaillance. L'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance mesurent la fiabilité et les cosinus directeurs mesurent la sensibilité de la fiabilité aux variables de conception $\{X\}$. Ces facteurs donnent une notion de la variabilité de chaque paramètre sur le résultat de l'indice de fiabilité ou de la probabilité de défaillance. Ainsi, si le cosinus directeur associé à un paramètre est élevé, la variabilité de ce paramètre a une influence sur la position occupée par le point de fonctionnement.

2.5.3 – Scénarios de défaillance

Ce paragraphe présente les fonctions de performance concernant l'état limite ultime de résistance (2.3.2.1.2) et des phases de performance d'un élément de structure (2.4.3 et 2.4.4). Dans cet esprit, la ***fonction de performance*** $G(\{X\})$ ***vis-à-vis de l'ELU*** est :

$$G(\{X\}) = M_R\left(f_{cj}, f_e, b, b_0, h_0, Z, \cdots\right) - M_d\left(M_{pp}, M_{trafic}, M_{surf}, \cdots\right) \tag{2.48}$$

où M_R représente le moment résistant et M_d le moment appliqué à la section (M_{pp} moment dû au poids propre, M_{trafic} moment dû à la charge de trafic et M_{surf} moment dû à la chaussée). L'ensemble des variables concernées dans ce calcul ainsi que la modélisation de chacune d'elles est présenté dans le Chapitre 3. La probabilité de défaillance est ainsi :

$$p_f(t) = \mathcal{P}\left(M_d \geq M_R\right) \tag{2.49}$$

La ***fonction de performance de formation de la fissuration*** est donnée par :

$$G(\{X\}) = W_{crit}\left(\rho_{rouille}, \rho_{st}, cp, \phi, \upsilon_c, \cdots\right) - W_{rouille}\left(\phi, cp, \cdots\right) \tag{2.50}$$

d'où la probabilité de défaillance :

$$p_f(t) = P\left(W_{rouille} \geq W_{crit}\right) \tag{2.51}$$

L'intervalle de temps $\Delta t_{fissure}$ correspond à la valeur qui caractérise le dépassement de la masse critique de la rouille W_{crit}.

Dans les cas de la croissance d'ouverture des fissures, la fonction de performance est égale à :

$$G\left(\{X\}\right) = w_{service} - w\left(t, \phi, cp, \cdots\right) \tag{2.52}$$

et la probabilité de défaillance s'écrit :

$$p_f\left(t\right) = \mathcal{P}\left(w\left(t\right) \geq w_{service}\right) \tag{2.53}$$

L'intervalle de temps $\Delta t_{service}$ correspond au moment où $w\left(t\right)$ dépasse la limite acceptable $w_{service}$. Dans le cas de la vérification de l'éclatement du béton, $\Delta t_{éclat}$ est défini comme l'intervalle de temps au terme duquel l'ouverture de la fissure dépasse 1,0mm ($w_{\lim}$). La fonction de performance ou marge de sécurité est exprimée par :

$$G\left(\{X\}\right) = w_{\lim} - w\left(t\right) \tag{2.54}$$

et la probabilité de défaillance s'écrit :

$$p_f\left(t\right) = \mathcal{P}\left(w\left(t\right) \geq w_{\lim}\right) \tag{2.55}$$

2.6 – CONCLUSIONS

Dans l'étude de l'évolution de la performance d'un ouvrage au cours du temps, trois phases ou étapes principales de performance ont été identifiées. La première correspond à la perte de durabilité du matériau due à la pénétration des agents agressifs suivie d'une probable dépassivation des armatures. La deuxième fait référence à l'atteinte ou au dépassement d'un seuil limite de service fixé selon les principaux codes ou règlements (par exemple, CEB, EUROCODE, BS8110, etc). Cette étape est formée de trois phases qui sont modélisées à partir des modèles classiques de la littérature. Elles correspondent à l'apparition de la fissuration, à la propagation de celle-ci jusqu'à une ouverture de 0,3 mm (atteinte de l'état limite de service) et au possible éclatement du béton (fissures de plus de 1,0 mm d'ouverture).

Le troisième niveau d'évolution de la performance caractérise la perte de sécurité structurale de l'élément de structure. β_0 représente le seuil minimal acceptable réglementaire. Celui-ci est obtenu au dimensionnement minimal autorisé par le règlement. Cette étape peut être divisée en plusieurs sous-étapes correspondantes à diverses pertes de section d'acier ; dans cette thèse, seule la perte équivalente de 10% des sections de barres du dernier lit est considérée.

CHAPITRE 3

ANALYSE DES VARIABLES ET DES INCERTITUDES

3.1 – INTRODUCTION

Jusqu'au XIX^{ème} siècle, toutes les constructions ont été conçues et exécutées en grande partie de manière empirique et leur sécurité dépendait de l'expérience et de l'intuition des constructeurs. L'invention de la construction métallique a mené au développement de la résistance des matériaux [Calgaro,1996]. Le secteur de la construction a alors assisté au remplacement des méthodes de calcul anciennes par des méthodes plus rationnelles. De nos jours, la conception des structures s'appuie sur une démarche essentiellement déterministe dans laquelle des coefficients de sécurité sont appliqués. Ceux-ci couvrent un grand ensemble d'incertitudes et ainsi, ils sont capables d'assurer la non défaillance de l'ouvrage face à plusieurs scénarios possibles.

Dans l'étude de la performance des ouvrages existants (paragraphe 2.3), les sollicitations dues au poids propre, à la superstructure et aux charges d'exploitation, les paramètres liés aux phénomènes de dégradation (paragraphe 2.4) ainsi que, les paramètres de résistance et de géométrie ont un caractère aléatoire, ce qui rend leur connaissance exacte très difficile. Pour cette raison, l'utilisation de la ***Théorie de la fiabilité*** (paragraphe 2.5) se présente comme un outil capable d'aider à caractériser et à traiter ces incertitudes. De plus, l'étude d'une section de poutre corrodée soumise à de la flexion simple représente un mode de défaillance complexe. Ainsi, le calcul probabiliste se présente comme un outil adéquat pour appréhender ces effets sur l'ouvrage.

La première partie de ce chapitre est consacrée à la description détaillée de certaines variables. Celles-ci seront utilisées dans l'étude de la performance d'une section de poutre en béton armé. Dans une deuxième partie, la modélisation choisie pour chacune des variables concernées et leurs corrélations dans la vérification sont rappelées. Dans la troisième partie, les études de sensibilité des variables retenues sont discutées. Enfin, les conclusions de cette étude sont présentées.

3.2 – MODÉLISATION DES VARIABLES

3.2.1 –Simulation des variables

Lors de l'évaluation de la sécurité d'un pont ou bien de son aptitude au service, on constate que les caractéristiques des matériaux, l'intensité des charges appliquées et l'usage peuvent varier par rapport aux hypothèses de conception. Cependant, ce n'est pas toujours possible de réaliser des investigations plus approfondies de façon à obtenir des informations plus précises et, il arrive que, pour des inspections détaillées, certaines mesures ne soient pas accessibles, en raison de la difficulté à les obtenir, ou de la nécessité de recourir à des équipes d'inspecteurs spécialisés. Ainsi, les essais pour obtenir le coefficient de diffusion *D* des chlorures et la porosité de la pâte de ciment ε_p illustrent bien cette réalité. Dans une première approche, nous nous proposons de les calculer à partir des expressions présentées au Chapitre 2.

Pour effectuer le calcul numérique en fiabilité de la fonction de performance $G\left(\{X\}\right)$ vis-à-vis de la perte de capacité portante de la structure, ces deux variables aléatoires $\left\{D,\ \varepsilon_p\right\}$ ont été simulées par la méthode de Monte Carlo. Le Tableau 3.1 donne les caractéristiques des variables concernées. Les caractéristiques probabilistes des variables ont été définies à partir de la littérature disponible. [Choudhury, 2002] suggère des lois lognormales pour les densités du granulat et du ciment. La porosité du béton ε, en tant que caractéristique du matériau, est modélisée par une loi normale de moyenne égale à la valeur nominale et de coefficient de variation de 10%. Les autres variables sont prises comme déterministes.

Le calcul en fiabilité de la phase de performance concernant la formation de la fissuration (éq.(2.50)) a été effectué à partir de simulations de Monte Carlo appliquées à la quantité de masse critique W_{crit} (éq.(2.32)). Dans cette thèse, ce paramètre est modélisé par une loi normale [Christensen, 2000] avec une moyenne et un écart type variable en fonction de l'épaisseur de l'enrobage et du diamètre de la barre considéré (Tableau 3.1).

Coefficient de diffusion (cm^2/s)				
Paramètre	**Symbole**	**Loi de densité**	**Moyenne**	**Coefficient de variation**
Densité du ciment	ρ_c	log-normale	2,9 t/m^3	0,075
Densité du granulat	ρ_g	log-normale	2,6 t/m^3	0,075
Rapport eau/ciment	e/c	déterministe	0,5	-
Rapport granulat/ciment	g/c	déterministe	5,14	-
Porosité de la pâte de ciment (%)				
Paramètre	**Symbole**	**Loi de densité**	**Moyenne**	**Coefficient de variation**
Densité de l'eau	ρ_e	déterministe	1,0 t/m^3	-
Porosité du béton	ε	normale	16%	0,10
Masse Critique des produits de la rouille (kg/m)				
Paramètre	**Symbole**	**Loi de densité**	**Moyenne**	**Écart type**
Densité de l'acier	ρ_{acier}	normale	8,0 t/m^3	0,8*
Densité de la rouille	$\rho_{rouille}$	normale	3,6 t/m^3	0,36*
Épaisseur zone poreuse	d_0	log-normale	12,5 µm	2,54*
Résistance à la traction du béton	f_t	normale	2,4 MPa	0,36*
Rapport entre poids moléculaires	α	déterministe	0,57	-
Module de Young	E	déterministe	11,5 GPa	-
Coefficient de Poisson	υ	déterministe	0,20	-
Épaisseur de l'enrobage	cp	normale	variable	0,13
Diamètre des barres	ϕ	normale	variable	0,10

* Valeurs de l'écart type

Tableau 3.1 – *Caractéristiques des variables simulées par la méthode de Monte Carlo*

3.2.1.1 – Détermination des lois de densité

À partir de valeurs simulées du coefficient de diffusion et de la porosité de la pâte de ciment, leurs histogrammes peuvent être construits (Figure 3.1). Le nombre de simulations réalisées est de 10 000 dans chacun des cas et le nombre de classes est de 200. L'aspect des histogrammes de ces deux variables laisse supposer que les lois de densité peuvent se rapprocher d'une loi lognormale pour le coefficient de diffusion et d'une loi normale pour la porosité de la pâte de ciment.

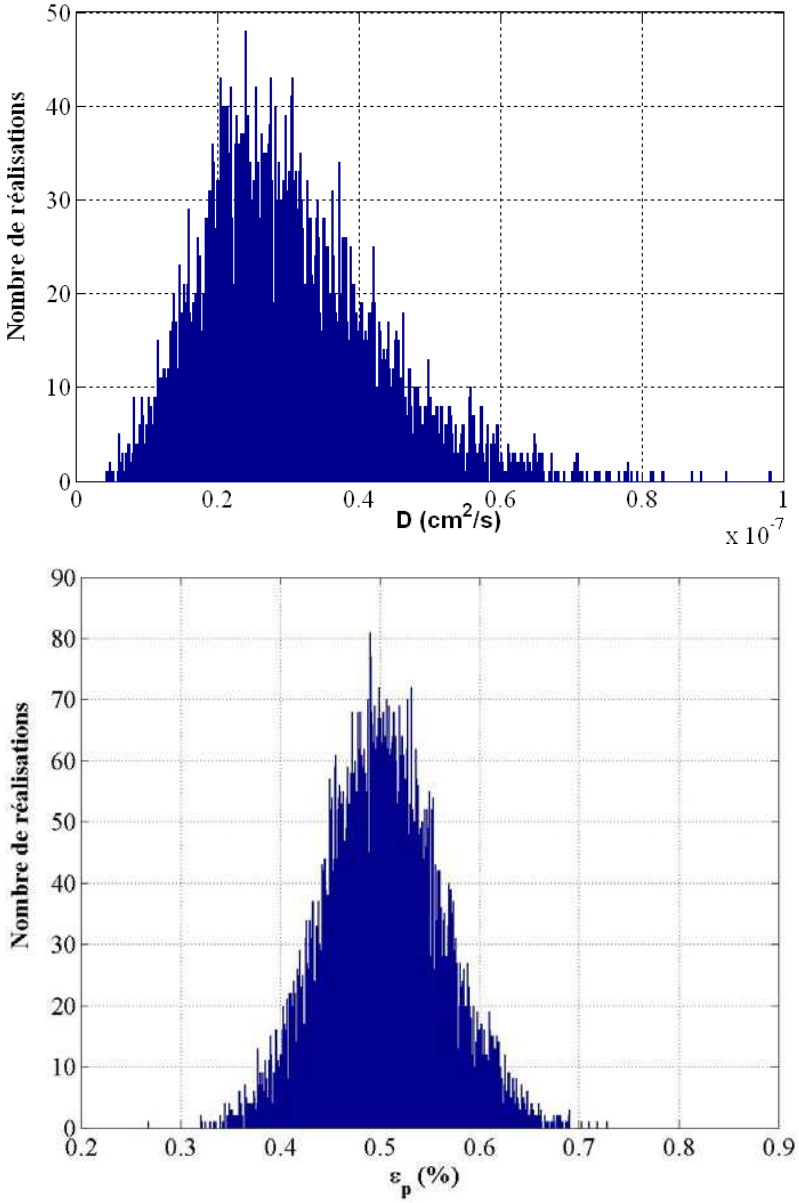


Figure 3.1 – *Histogrammes du coefficient de diffusion et de la porosité de la pâte de ciment*

Afin de contrôler ces résultats, le test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov est appliqué. Il détermine si les observations d'un échantillon peuvent raisonnablement provenir d'une population théorique donnée [Devictor, 2002]. La fonction cumulative de fréquences $S_N(z)$ fournit le nombre de réalisations cumulé pour chaque valeur de z_i. Cette fonction $S_N(z)$ présente les caractéristiques suivantes : elle est constante entre les valeurs consécutives de z_i et des discontinuités sont observées à chaque valeur de z_i. Ces sauts sont égaux à n_i/N où n_i est le nombre de variables égales ou inférieures à z_i. Cette fonction S_N (fonction expérimentale) est comparée avec la fonction $F(z)$ de la population donnée qui est adoptée en hypothèse. Ce test recherche alors la plus grande divergence D, en valeur absolue, existant entre ces deux

distributions. La décision de rejet de l'hypothèse est prise lorsque la fonction $Q_{ks}\left(\sqrt{N}D\right)$ qui mesure l'importance de la valeur de l'écart D est inférieure à 0,95. La Figure 3.2 illustre les fonctions cumulatives de fréquence théoriques et expérimentales de deux grandeurs investiguées.

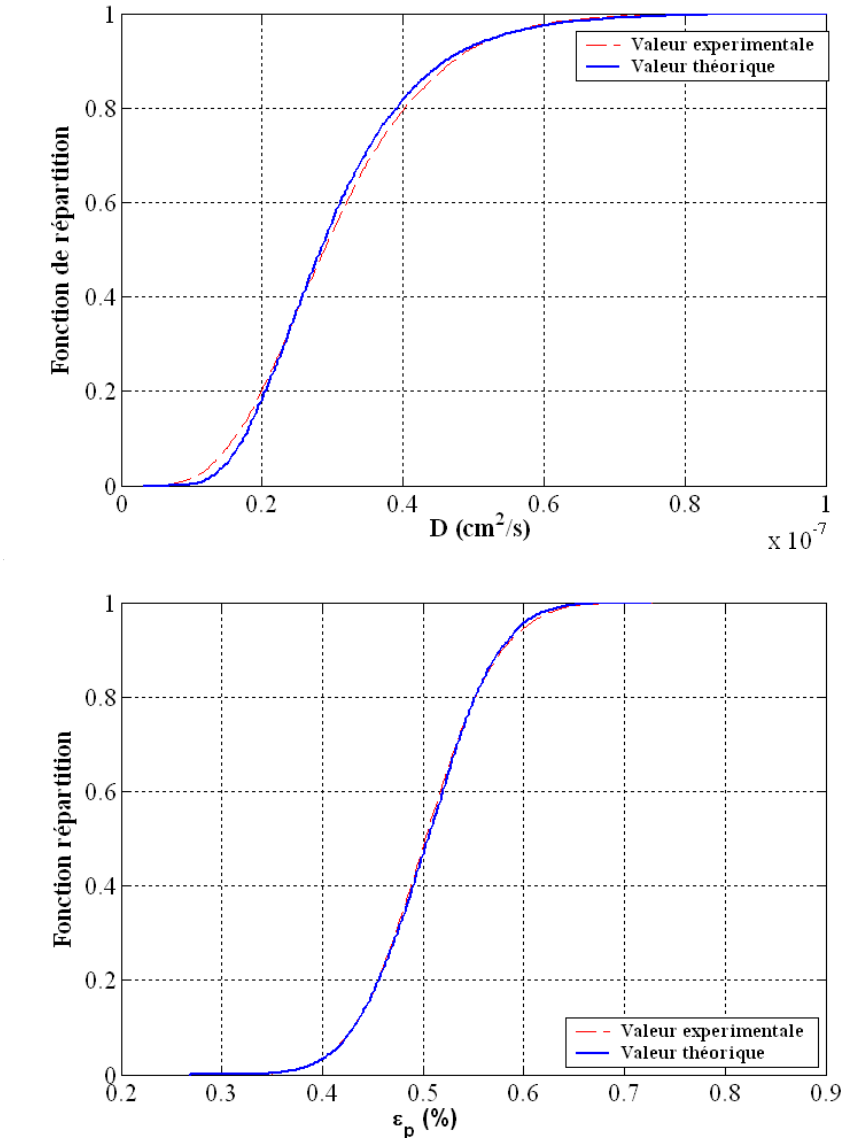


Figure 3.2 – *Fonctions cumulatives de fréquence du coefficient de diffusion et de la porosité de la pâte de ciment*

Dans les deux cas, Q_{ks} présente les valeurs approximatives suivantes : 0,98 dans le cas du coefficient de diffusion et 0,99 dans le cas de la porosité de la pâte. En conclusion, les hypothèses initialement adoptées pour les deux variables sont acceptées.

3.2.2 – Modélisation des paramètres empiriques

Dans le Chapitre 1 (paragraphe 1.5.1), des formulations empiriques de calcul du courant de corrosion (éq.(1.28) et (1.29)) ont été proposées. Dans cette thèse, son utilisation est envisageable dans les cas où il n'y a pas de mesure de ce paramètre. Cependant, certaines adaptations sont proposées due à la nature empirique de cette formulation et à l'utilisation répandue dans les études de fiabilité, d'un courant de corrosion constant :Section d'équation 3

$$i_{corr}(t) = \xi\, B \frac{\left(1-\frac{e}{c}\right)^{C}}{cp} \frac{1}{1+A}\left(t-T_i\right)^{1+A} \tag{3.1}$$

L'équation (3.1) représente l'équation (1.29) après intégration, ayant comme limite inférieure le temps d'initiation de la corrosion (éq.(2.19) et (2.21)). Ainsi, le coefficient B (coefficient multiplicateur de l'éq.(1.29)) et les puissances A et C sont probabilisés. De plus, l'hypothèse d'un courant de corrosion constant est attendue lorsque la variable A est prise avec une moyenne nulle. L'introduction d'une erreur du modèle ξ est proposée par [Stewart, 2000].

La même procédure de modélisation des coefficients et des exposants est appliquée à la formulation empirique de calcul de la diffusion du gaz carbonique dans le béton de l'enrobage (éq.(2.24)). L'équation peut être exprimée par :

$$D_{CO_2} = F\, \varepsilon_p^{D} \left(1-0{,}01\, HR\right)^{E} \tag{3.2}$$

Le Tableau 3.2 montre l'ensemble des variables concernées dans les expressions (3.1) et (3.2). Le choix des lois de densité suit le critère suivant : pour les coefficients multiplicateurs, la loi lognormale est utilisée. En revanche, pour les exposants, la loi normale est introduite. Les coefficients de variations sont de 10%.

Paramètre	Variable	Loi	Moyenne	Coefficient de variation
Puissance du temps	A	Normale	-0,29 ou 0	0,10
Produit des coefficients	B	Lognormale	32,13	0,10
Puissance de i_{corr} (1)	C	Normale	-1,64	0,10
Erreur du modèle	ξ	Normale	1,0	0,20
Puissance de la porosité de la pâte	D	Normale	1,8	0,10
Puissance de l'humidité relative	E	Normale	2,2	0,10
Coefficient lié à la diffusion de CO_2	F	Lognormale	$1{,}64.10^{-6}$	0,10

Tableau 3.2 – *Distributions admises pour les variables empiriques concernant le courant de corrosion et la diffusion du gaz carbonique*

Le paramètre γ qui concerne la prédiction des temps de propagation des fissures (éq.(2.38)) est pris déterministe (éq.(2.40)), puis modélisé comme une variable uniforme avec des limites

définies par $\varphi = 2$ et $\varphi = 4$. Cette variable dépend également de l'épaisseur de l'enrobage et du diamètre des barres de l'acier.

3.3 – VARIABLES ALÉATOIRES CONCERNANT LA PERTE DE CAPACITÉ PORTANTE

La section de poutre qui est utilisée dans la vérification de la sensibilité des variables a été dimensionnée conformément au paragraphe 2.3 et elle correspond à un des pont de la famille d'ouvrages définie dans le paragraphe 4.2. Les variables aléatoires retenues dans l'étude de la performance d'une section de poutre en béton armé soumise à la flexion simple et à la dégradation par corrosion sont divisées en quatre catégories : les variables liées à la géométrie, celles liées aux chargements, celles liées aux propriétés mécaniques et celles liées au phénomène de dégradation (corrosion). Les caractéristiques probabilistes des variables concernées sont définies à partir de la littérature [BD 79,2001], [Stewart, 2000], [Micic, 1995], [Christensen, 2000], [Choudhury, 2002], [Val, 1998] et [Christensen, 1998]. Les paragraphes qui suivent illustrent les modèles adoptés pour chaque catégorie énoncée.

3.3.1 – Variables liées à la géométrie de la section

Les variables aléatoires de la géométrie de la section en T (Figure 3.3) sont illustrées dans le Tableau 3.3.

Paramètres	Symbole	Distribution	Moyenne	X_d	Ecart type
Epaisseur de la table	h_0	normale	v_{nominal}	0 mm	8 mm
Largeur de la table	b	normale	v_{nominal}	0 mm	3 mm
Largeur de la nervure	b_0	normale	v_{nominal}	0 mm	3 mm
Centre de gravité de l'armature	-	normale	v_{nominal}	0 mm	0,05*
Distance entre les lits d'armature	-	normale	v_{nominal}	0 mm	2 mm
Hauteur du paquet d'acier	hp	normale	v_{nominal}	0 mm	0,25 mm
Hauteur utile de la section	d	normale	v_{nominal}	8 mm	3,6 mm
Nombre de lits d'acier	-	déterministe	-	-	-

* Valeur du coefficient de variation

Tableau 3.3 – *Caractéristiques des variables aléatoires liées à la géométrie*

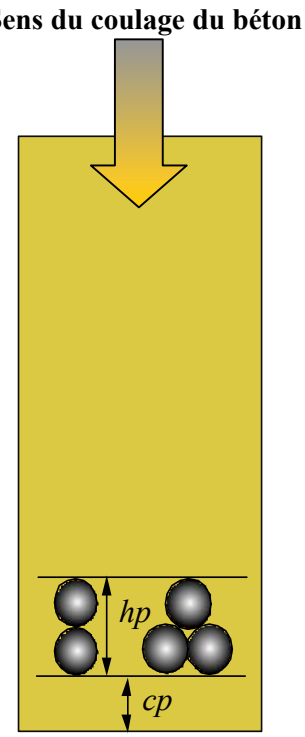


Figure 3.3 – *Dispositions possibles pour le paquet d'acier*

La majorité de paramètres liés à la géométrie de la section transversale du pont sont modélisés selon l'expression :

$$v = v_{\text{nominal}} + X_d \tag{3.3}$$

où v est la dimension réelle, v_{nominal} est la dimension nominale du projet de conception, et X_d est une variable aléatoire qui représente l'incertitude de la dimension. La majorité des variables dans cette catégorie est modélisée selon une loi de densité normale. L'étude de la variabilité géométrique sur des ouvrages semble montrer que cette distribution est adéquate pour modéliser les caractéristiques géométriques [BD 79, 2001].

3.3.2 – Variables liées aux sollicitations

Le Tableau 3.4 illustrent les distributions adoptées pour les sollicitations. Dans le cas des actions permanentes, la variabilité des dimensions des éléments structuraux et du poids volumique du matériau béton provoque des variations non négligeables de sa valeur. Des modifications architecturales sont aussi responsables d'une partie de l'incertitude introduite dans la détermination de ces actions. Enfin, des incertitudes significatives peuvent aussi être introduites par les simplifications de calcul [BD 79, 2001]. En outre, des niveaux distincts d'incertitude sont attendus pour les différentes actions qui composent les actions permanentes (poids propre des éléments de la construction, poids propre des superstructures et poids propre de la chaussée).

Ainsi, les sollicitations causées par ces actions sont modélisées par des lois normales, avec des biais (rapport entre la valeur moyenne et la valeur nominale) de 1,0, 1,05 et 1,10 respectivement.

Sollicitations Permanentes				
Paramètres	**Symbole**	**Distribution**	**Biais**	**Coefficient de variation**
Moment dû au poids propre	M_{pp}	normale	1,0	0,07
Moment dû à la superstructure	M_{sstruc}	normale	1,05	0,10
Moment dû à la chaussée	M_{surf}	normale	1,10	0,25
Sollicitations Variables				
Paramètres	**Symbole**	**Distribution**	**Biais**	**Coefficient de variation**
Moment dû au A(l)	M_{trafic}	déterministe	-	-
X_T	-	Gumbel	Valeur tabulée	0,02*
D_T	-	normale	Valeur tabulée	0,095

* Valeur de l'écart type

Tableau 3.4 – *Caractéristiques des variables aléatoires liées aux chargements*

La modélisation proposée pour la charge d'exploitation mérite une discussion plus détaillée. Dans l'EUROCODE 1 – Partie 3 [Calgaro, 1996], des modèles traitant des charges d'exploitation dues au trafic sur les ponts-routes sont donnés. L'un d'entre eux, noté LM1, est un modèle de charge principale comportant des charges concentrées et des charges uniformément réparties, noté UDL. Dans le [Fasc Nº 61], le système de charge de trafic noté $A(l)$ (système A) consiste en une surcharge uniforme dont l'intensité est donnée en fonction de la longueur chargée. Le [BD 79, 2001] présente dans son texte la possibilité de probabiliser le chargement LM1 de l'EUROCODE. Dans cette thèse, un rapprochement entre les deux modèles a été mené de façon que les sollicitations causées par la surcharge $A(l)$ soient probabilisées à partir des variables X_T et D_T du [BD 79, 2001]. De cette façon l'effet maximal annuel d'un trafic normal est calculé comme suit :

$$M_{A(l)}^{prob} = M_{A(l)}\, X_T\, D_T \tag{3.4}$$

où $M_{A(l)}^{prob}$ est la sollicitation probabilisée due à la surcharge $A(l)$, $M_{A(l)}$ la sollicitation déterministe de la surcharge $A(l)$ (égale à M_{trafic}), X_T le coefficient multiplicateur aléatoire d'erreur qui modélise l'incertitude produite par le poids propre de véhicules lorsqu'ils sont stationnaires et D_T un terme d'amplification dynamique. La variable X_T suit une loi de Gumbel dont la valeur moyenne est tabulée [BD 79, 2001 – Tableau 4.2]. Elle dépend du type de sollicitation (moment de flexion ou effort tranchant), de la longueur chargée et des débits journaliers. La variable D_T amplifie la sollicitation en tenant compte de l'impact des essieux et de la réponse dynamique du pont. Ces valeurs sont tabulées [BD 79, 2001 – Tableau 4.4] en

fonction de la longueur de la travée, du nombre des voies et de l'état de conservation de la chaussée (bon, moyen et mauvais).

3.3.3 – Variables liées aux propriétés mécaniques

Les variables concernant les propriétés mécaniques des matériaux sont données dans le Tableau 3.5. Pour les variables concernant la résistance des matériaux, trois modélisations sont proposées. On remarquera que ces propositions diffèrent beaucoup ; elles mettent en évidence la difficulté du choix d'une loi de densité représentative de ces variables. Certaines études montrent que l'ajustement suivant une distribution normale, lognormale ou extrême ne semble pas satisfaisante pour décrire ces grandeurs [Mirza, 1979]. Dans cette thèse, la sensibilité de ces variables (paragraphe 3.5) sera considérée avec des lois de densité normale et lognormale [BD 79,2001], [Stewart, 2000], [Micic, 1995], [Christensen, 2000], [Choudhury, 2002], [Val, 1998] et [Christensen, 1998].

Paramètres	Symbole	Distribution	Biais ou moyenne	Coefficient de variation
Résistance à la compression du béton	f_{cj}	lognormale	$f_{ck} + 75$	60*
		lognormale	1,10	0,15
		normale	1,06	0,18
Limite d'élasticité de l'acier	f_e	normale	f_{nominal}	0,10
		normale	1,16	0,10
		lognormale	1,12	0,05
Déformation élastique de l'acier	ε_{se}	déterministe	ε_{se}	-

* Valeur de l'écart type (kg/cm^2)

Tableau 3.5 – *Caractéristiques des variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques*

La déformation élastique de l'acier, ε_{se}, vis-à-vis du calcul de la marge de sécurité, est uniquement un paramètre de comparaison. La déformation déterminée, dans chaque lit d'acier, est comparée à cette valeur, afin d'obtenir la valeur de la contrainte d'acier σ_s (Figure 3.4). De ce fait, cette grandeur est prise comme déterministe et aucune étude de sensibilité n'est effectuée.

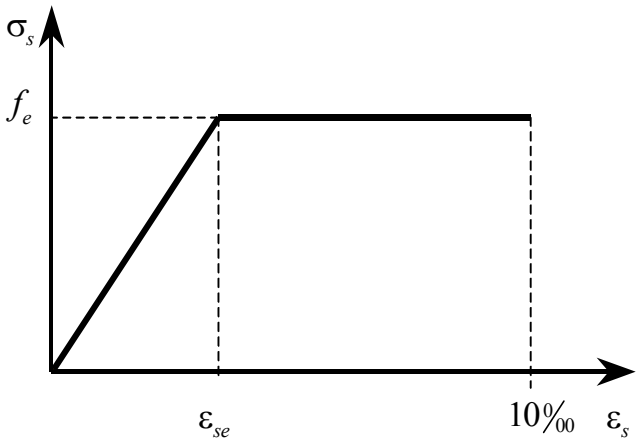


Figure 3.4 – *Diagramme simplifié des contraintes - déformations des aciers*

3.3.4 – Variables liées à la corrosion des armatures

Le Tableau 3.6 présente les variables liées au phénomène de la corrosion sur les sections transversales des poutres en béton armé. Ce tableau est subdivisé dans deux catégories : les variables liées à la contamination par chlorures et les variables liées à la corrosion par carbonatation.

Corrosion par contamination des chlorures				
Paramètres	**Symbole**	**Distribution**	**Moyenne**	**Coef. de variation**
Concentration sur la surface du béton	C_s	normale	0,650*	0,038*
Concentration critique	C_{cr}	normale	0,300*	0,050*
Concentration initiale	C_0	déterministe	0	-
Coefficient de diffusion	D	lognormale	$v_{moyenne}$	0,40**
Section acier	A_s	lognormale	v_{nominal}	0,05**
Enrobage inférieur	cp	normale	v_{nominal}	0,13**
eau/ciment	e/c	déterministe	v_{nominal}	-
Corrosion par carbonatation				
Paramètres	**Symbole**	**Distribution**	**Moyenne**	**Coef. de variation**
Profondeur de carbonatation	x_c	normale	v_{nominal}	0,10**
Porosité de la pâte de ciment	ε_p	normale	$v_{moyenne}$	0,11**
Humidité relative	HR	déterministe	-	-
Concentration de CO_2	$\left[CO_2\right]^o$	normale	v_{nominal}	0,10**
Concentration de portlandite	$\left[Ca(OH)_2\right]^o$	normale	v_{nominal}	0,10**

* Valeurs déterminées à partir de la quantité de ciment ** Valeurs des coefficients de variation

Tableau 3.6 – *Caractéristiques des variables aléatoires liées à la corrosion*

3.3.5 – Corrélations entre les variables

Dans l'évaluation de la fiabilité des ponts en béton armé, la méthode FORM est utilisée pour le calcul des probabilités de défaillance (paragraphe 2.5.2). L'application de cette méthode est conditionnée à la transformation des variables aléatoires physiques (espace de base) dans des variables normales centrées réduites ***indépendantes*** (espace normalisé). Dans cette thèse, la corrélation entre le rapport e/c et la résistance à la compression et celle entre la porosité de la pâte et la résistance à la compression sont introduites. La transformation de Nataf est utilisée dans l'opération de transformation d'espace (éq.(2.45)).

3.3.5.1 – Transformation de Nataf

Les conditions d'application de la transformation de Nataf sont la connaissance des densités marginales des variables aléatoires et des corrélations. Si pour deux variables aléatoires X_1 et X_2, les fonctions de répartition marginales sont connues, respectivement F_{X_1} et F_{X_2}, alors il est possible de définir deux variables aléatoires corrélées U_1 et U_2 qui suivent des lois normales centrées réduites [Devictor, 1996], grâce à l'extension du cas de transformation de variables indépendantes à celui de variables corrélées. Cette transformation a été proposée par Hohenbichler à partir d'une idée de Rosenblatt, d'où le nom de ***transformation de Rosenblatt***. Celle-ci considère la fonction de répartition de X_i conditionnellement à X_{i-1}.

L'équation suivante

$$u_i = \mathcal{T}(x_i) = \Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i)\right) \quad \forall i = 1,....,n \tag{3.5}$$

est utilisée pour des variables indépendantes, alors que pour des variables corrélées, l'équation (3.6) est appliquée.

$$u_i = \mathcal{T}(x_i) = \Phi^{-1}\left(F_{X_i}(x_i / x_{i-1})\right) \quad \forall i = 1,...,n \tag{3.6}$$

La transformation de l'équation (3.6) est cohérente avec l'équation (3.5) si les variables dans l'espace de base sont indépendantes. En général, cette transformation est inapplicable en pratique, car elle requiert la connaissance d'une densité conjointe, $f_{\{X\}}(\{x\})$, du vecteur des variables aléatoires $\{X\}$ [Melchers, 1999]. [Nataf, 1962] a cependant montré qu'il était possible d'obtenir une fonction de densité conjointe, $f_{\{X\}}(\{x\})$, pour deux variables X_1 et X_2 connaissant les lois de U_1 et U_2 :

$$f_{X_1,X_2}(x_1,x_2) = \phi_2(u_1,u_2,\rho_{0,12}) \quad \frac{f_{X_1}(x_1)\, f_{X_2}(x_2)}{\phi(u_1)\,\phi(u_2)} \tag{3.7}$$

où les $f_{X_i}(x_i)$ sont les densités marginales associées à X_1 et X_2 , $\phi_2(u_1,u_2,\rho_{0,12})$ la densité d'un vecteur gaussien de dimension 2 de composantes centrées réduites corrélées de coefficient de corrélation fictive $\rho_{0,12}$ et $\phi(u_i)$ les densités de probabilité de la loi normale centrée réduite des variables U_1 et U_2. L'équation (3.7) peut être généralisée de la façon suivante :

$$f_{\{X\}}(\{x\}) = \phi_n(\{u\},[P'])\,|J| \tag{3.8}$$

où $|J|$ représente le Jacobien, exprimé par :

$$|J| = \frac{f_{X_1}(x_1)\, f_{X_2}(x_2)\cdots f_{X_n}(x_n)}{\phi(u_1)\,\phi(u_2)\cdots\phi(u_n)} \tag{3.9}$$

et $[P'] = [\rho_{0,ij}]$ la matrice de corrélations fictives. [Kiureghian, 1986] expriment cette corrélation fictive en fonction des densités marginales des lois et des coefficients de corrélation ρ_{12}. Dans le cas de deux variables, celle-ci est donnée par :

$$\rho_{12} = \int_{-\infty}^{+\infty}\int_{-\infty}^{+\infty}\left(\frac{x_1 - m(X_1)}{\sigma(X_1)}\right)\left(\frac{x_2 - m(X_2)}{\sigma(X_2)}\right)\phi_2(u_1,u_2,\rho_{0,12})\frac{f_{X_1}(x_1)\, f_{X_2}(x_2)}{\phi(u_1)\phi(u_2)}\,du_1\,du_2 \tag{3.10}$$

où $m(X_i)$ représente la moyenne et $\sigma(X_i)$ l'écart-type de la variable X_i. Ainsi, la corrélation fictive, $\rho_{0,12}$, peut être obtenue à partir d'une méthode d'intégration itérative. Afin d'éviter de lourds calculs pour résoudre l'expression (3.10), des expressions empiriques, approchées et tabulées sont proposées selon les types de distributions des variables aléatoires X_1 et X_2 [Melchers,1999 – Tableaux B.1 – B.3] permettant de calculer un ratio R :

$$R = \frac{\rho_{0,ij}}{\rho_{ij}} \tag{3.11}$$

La connaissance de ratio et de la corrélation ρ_{ij} permet d'obtenir la corrélation fictive pour chaque paire de variables. Ceci permet de transformer selon l'équation (3.5) les variables de base X_i en variables aléatoire normales centrées réduites corrélées deux à deux U_i. Une ***transformation orthogonale de Cholesky*** permet enfin de décorréler ces variables. Ce sont ces variables normales centrées réduites décorrélées qui sont appliquées dans la méthode FORM.

3.3.5.2 – Vérification de la corrélation entre variables

Dans la Figure 3.5, la corrélation entre la résistance à la compression du béton et le rapport e/c est prise égale à +1 (les variables « jouent » dans le même sens), alors que la corrélation entre la résistance à la compression et la porosité de la pâte est de –1 (les variables « jouent » en sens opposé). Il apparaît que les corrélations entre les variables n'ont aucune influence dans la courbe d'évolution des indices de fiabilité, car les courbes coïncident. En conséquence, l'étude de sensibilité des variables est menée en considérant des variables indépendantes.

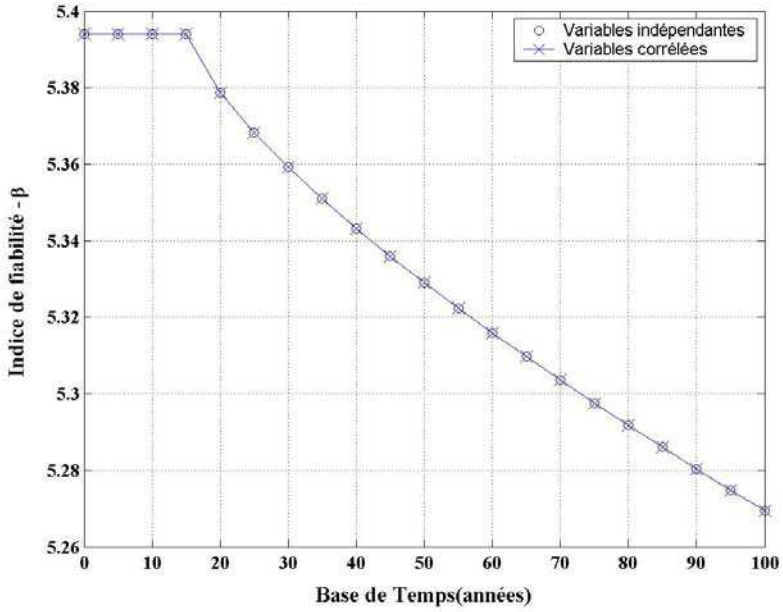


Figure 3.5 – *Effet de la corrélation des variables sur la courbe d'évolution temporelle de l'indice de fiabilité*

3.4 – VARIABLES DE LA PERTE D'APTITUDE AU SERVICE

Dans ce paragraphe, les variables appartenant à la deuxième phase de performance sont étudiées. Ainsi, le Tableau 3.7 présente un bilan des variables nécessaires dans les modèles de prédiction, définis par les équations 2.35 et 2.41. Le tableau est divisé en deux catégories de variables : la première contient les variables communes à tous les modèles et la deuxième introduit les variables spécifiques des modèles de prédiction : formation de fissuration ou propagation de cette dernière.

La masse critique des produits de la rouille, W_{crit}, présente des moyennes et des écarts types qui changent selon l'épaisseur d'enrobage et les diamètres des barres. L'impact de ces paramètres sur γ s'exprime dans les limites de la loi uniforme. Dans cette thèse, les moyennes de W_{crit} varient entre 0,0154 kg/m à 0,0109 kg/m et les écarts types de 0,0025 kg/m à 0,0035 kg/m. γ

possède ainsi des limites inférieures qui varient entre 1,95 à 2,99 et des limites supérieures entre 5,87 et 8,97.

Paramètres communs aux modèles de prédiction				
Paramètres	**Symbole**	**Distribution**	**Moyenne**	**Coefficient de variation**
Puissance du temps	A	normale	-0,29 ou 0	0,10
Produit des coefficients	B	lognormale	32 ,13	0,10
Puissance de $i_{corr}(1)$	C	lognormale	-1,64	0,10
Erreur du modèle	ξ	lognormale	1,0	0,20
eau/ciment	e/c	déterministe	0,5	-
Enrobage inférieur	cp	normale	3,0 ou 4,0 cm	0,13
Paramètres spécifiques au modèle de formation de la fissuration				
Coefficient de k_p	G	lognormale	$0{,}383\ 10^{-3}$	0,10
Diamètre des barres	ϕ	normale	32 ou 40 mm	0,10
Masse critique des produits de rouille	W_{crit}	normale	paragraphe 3.2.1	paragraphe 3.2.1
Paramètres spécifiques au modèle de propagation de la fissuration				
Ouverture initiale	w_0	normale	0 ou 0,3 mm	0,10
Ouverture de service	$w_{service}$	normale	0,3 mm	0,10
Ouverture limite	$w_{\lim}$	normale	1,0 mm	0,10
Coefficient gamma	γ	uniforme	paragraphe 3.2.1	paragraphe 3.2.1

Tableau 3.7 – *Caractéristiques des variables introduites pour l'aptitude au service*

3.5 – SENSIBILITÉ DES VARIABLES

L'étude de la sensibilité des variables aléatoires d'un état limite quelconque est essentielle. Cela se justifie par le fait que le changement du biais (ou moyenne), ainsi que du coefficient de variation (ou écart type) d'une variable donnée peut éventuellement induire des modifications importantes dans les valeurs des indices de fiabilité. Afin de vérifier la sensibilité des variables aléatoires, sept séries de calcul ont été effectuées. Tout d'abord, trois calculs différents sont réalisés pour lesquels l'écart type ou le coefficient de variation de la variable est varié. Trois autres calculs sont également menés pour les valeurs de la moyenne ou du biais. Finalement, un septième calcul est réalisé pour le calcul du coefficient d'omission. Le coefficient d'omission pour une variable aléatoire est exprimé par :

$$\gamma_i = \frac{\beta_{X_i=\chi_i}}{\beta} \tag{3.12}$$

$\beta_{X_i=\chi_i}$ correspond au calcul de l'indice de fiabilité où toutes les variables sont aléatoires, sauf X_i qui est déterministe d'une valeur χ_i. β est l'indice de fiabilité lorsque toutes les variables sont probabilistes.

Les calculs sont effectués en fixant les moyennes ou biais et en faisant varier le coefficient de variation (ou l'écart type) pour chaque variable. Dans la vérification de l'influence de la moyenne, les écarts types sont fixés. Lorsqu'une variable aléatoire est remplacée par une valeur déterministe, le calcul du coefficient d'omission permet de vérifier l'effet de ce changement sur les indices de fiabilité. Une valeur proche de l'unité de ce coefficient indique que la probabilistation de la variable est sans effet sur le calcul en fiabilité. Étant donné que les études en fiabilité peuvent conduire à de lourds calculs, cette vérification envisage la possibilité de ne pas probabiliser l'ensemble des variables, et de garantir pour des applications consécutives une simplification des calculs. L'interprétation des résultats indique que si la valeur du facteur d'omission est supérieure à l'unité de façon importante, cela met en évidence un niveau de sécurité surestimé. En revanche, un résultat inférieur à l'unité, indique un niveau de sécurité sous estimé. Dans ces deux situations, la variable doit être probabilisée.

Les tableaux contenant les variations paramétriques pour chacune des variables sont donnés dans les paragraphes suivants. Néanmoins, seuls quelques résultats les plus représentatifs de l'étude de sensibilité sont présentés. L'ensemble des résultats se trouve dans l'Annexe B. Dans toutes les figures, la première courbe se rapporte à une valeur pour un jeu de données de référence.

3.5.1 – Variables concernant la géométrie

Le Tableau 3.8 synthétise les écarts types et les moyennes proposées pour l'étude de sensibilité des variables.

Paramètres	Écarts types			Moyennes		
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Epaisseur de la table	2,0cm	1,5 cm	1,0 cm	15,0 cm	12,0cm	8,0cm
Largeur de la table	15,0 cm	7,0 cm	1,0 cm	450,0 cm	350,0cm	300,0cm
Largeur de la nervure	7,0 cm	3,5 cm	1,0 cm	60,0 cm	55,0cm	45,0cm
Centre de gravité de l'armature	3,0 cm	1,5 cm	2,0 cm	16,0 cm	10,0cm	7,0cm
Distance entre les lits d'armature	1,0 cm	0,5 cm	1,0 cm	6,0 cm	5,0cm	2,0cm
Hauteur du paquet d'acier	0,5 cm	0,25 cm	0,015 cm	3,2 cm	2,5cm	1,6cm
Hauteur utile de la section	5,33 cm	2,0 cm	1,0 cm	115,0 cm	110,0cm	95,0cm

Tableau 3.8 – *Paramètres proposés pour les variables aléatoires liées à la géométrie*

Les Figures 3.6 à 3.9 présentent l'influence des écarts types (facteur d'omission) et des moyennes de chacune des variables aléatoires répertoriées dans le Tableau 3.8 sur la marge de sécurité (éq.2.48).

3.5.1.1 – Epaisseur de la table de la section en T

La Figure 3.6 illustre l'influence de l'écart type et de la moyenne de cette variable sur les valeurs des indices de fiabilité. Lors du calcul du facteur d'omission, la moyenne est la valeur originale

de 10 cm. La vérification de l'influence de la moyenne se fait avec l'écart type du Tableau 3.3. De cette analyse, les remarques suivantes peuvent en être tirées :

- écart-type : l'influence de ce paramètre est stable au cours du temps dans les trois cas proposés ;
- moyenne : l'influence est peu marquée ;
- conclusion : il n'y a pas intérêt à probabiliser la variable. L'épaisseur de la table peut être prise comme une variable **déterministe**.

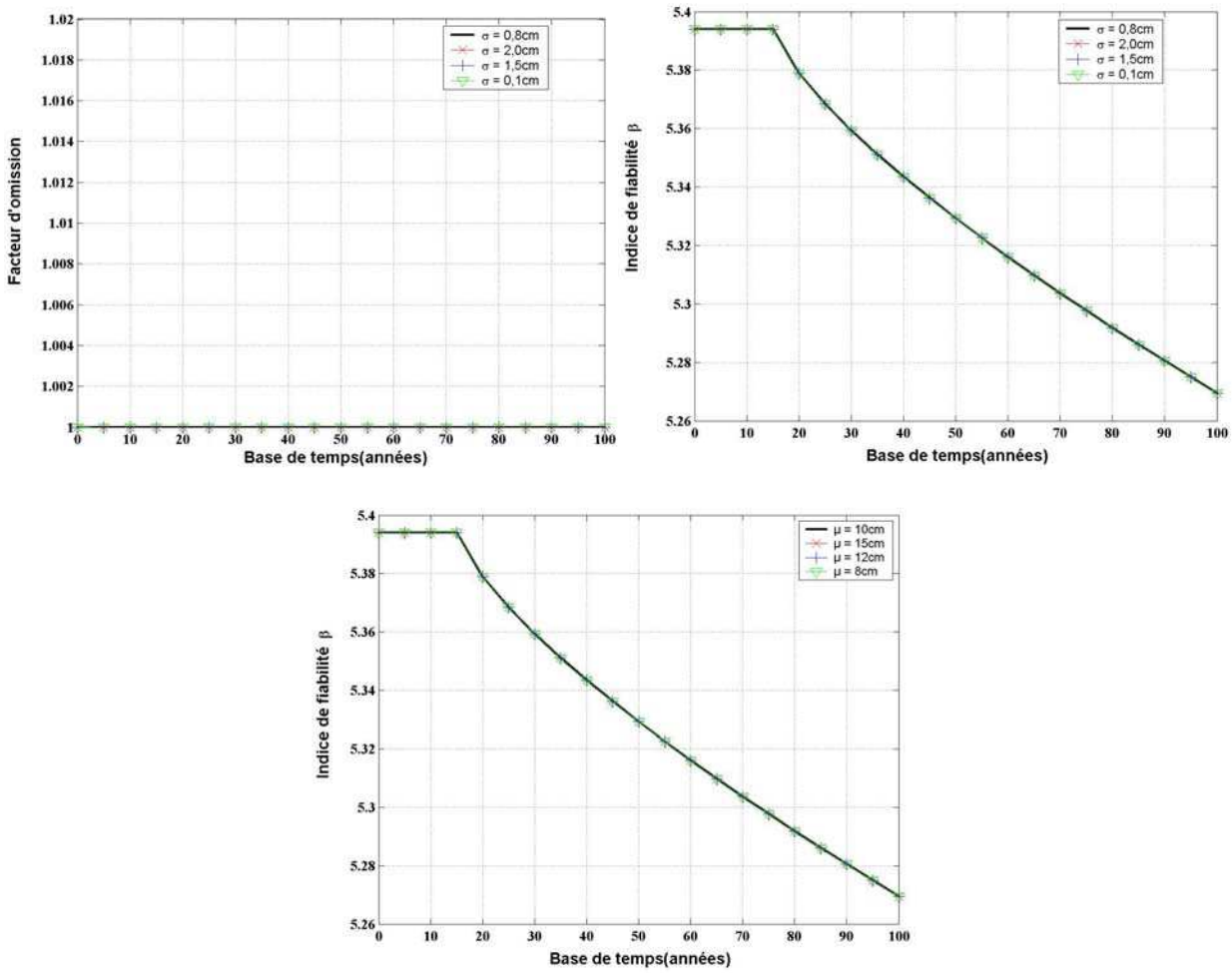


Figure 3.6 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart-type et à la moyenne de l'épaisseur de la table*

3.5.1.2 – Largeur de la table de la section en T

La Figure 3.7 illustre l'influence de l'écart type et de la moyenne vis-à-vis de la largeur de la table. Le principe de vérification est identique à celui du paragraphe précédent. L'analyse du comportement de cette variable montre que :

- écart-type : l'influence est stable au cours du temps ;
- moyenne : la variation de la moyenne provoque une augmentation de la marge de sécurité lorsque l'on augmente sa valeur ;
- conclusion : la moyenne présente une certaine importance ; en revanche l'écart type ne présente aucun intérêt. La variable peut donc être prise comme une variable **déterministe**.

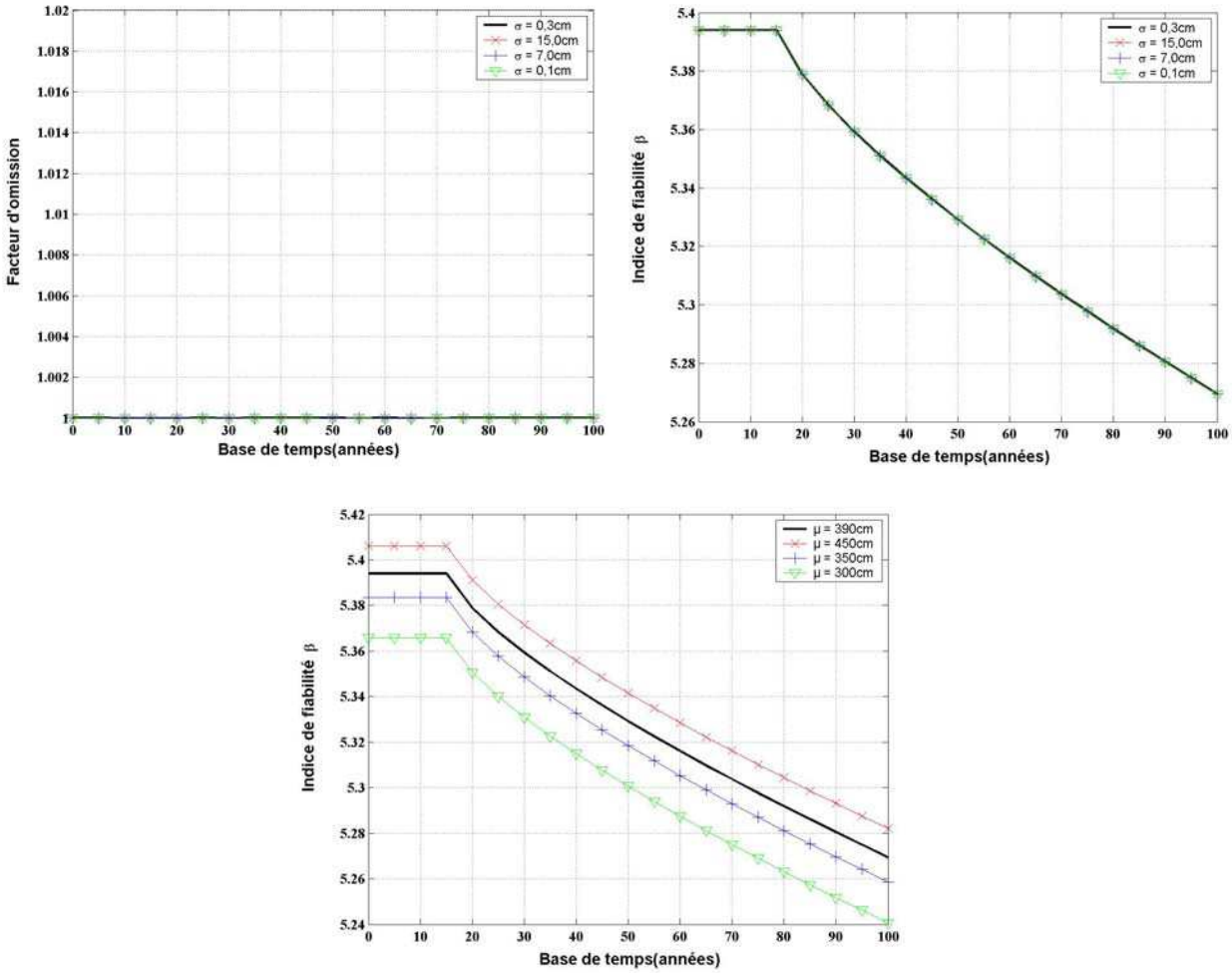


Figure 3.7 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la largeur de la table*

3.5.1.3 – Centre de gravité des armatures

La Figure 3.8 montre l'influence de l'écart type et de la moyenne du centre de gravité de l'armature. Les observations sont les suivantes :

- écart type : l'influence de la valeur la plus élevée est légèrement croissante par rapport aux autres. Cependant, vis-à-vis de la valeur de référence et de la valeur la plus petite, les facteurs d'omission sont de l'ordre de 1,005 et 1,000, respectivement ;
- moyenne : on voit que le changement de ce paramètre produit un écart dans le niveau de sécurité ce qui démontre une certaine importance de la moyenne considérée ;
- conclusion : le centre de gravité des armatures peut être pris comme **probabiliste**.

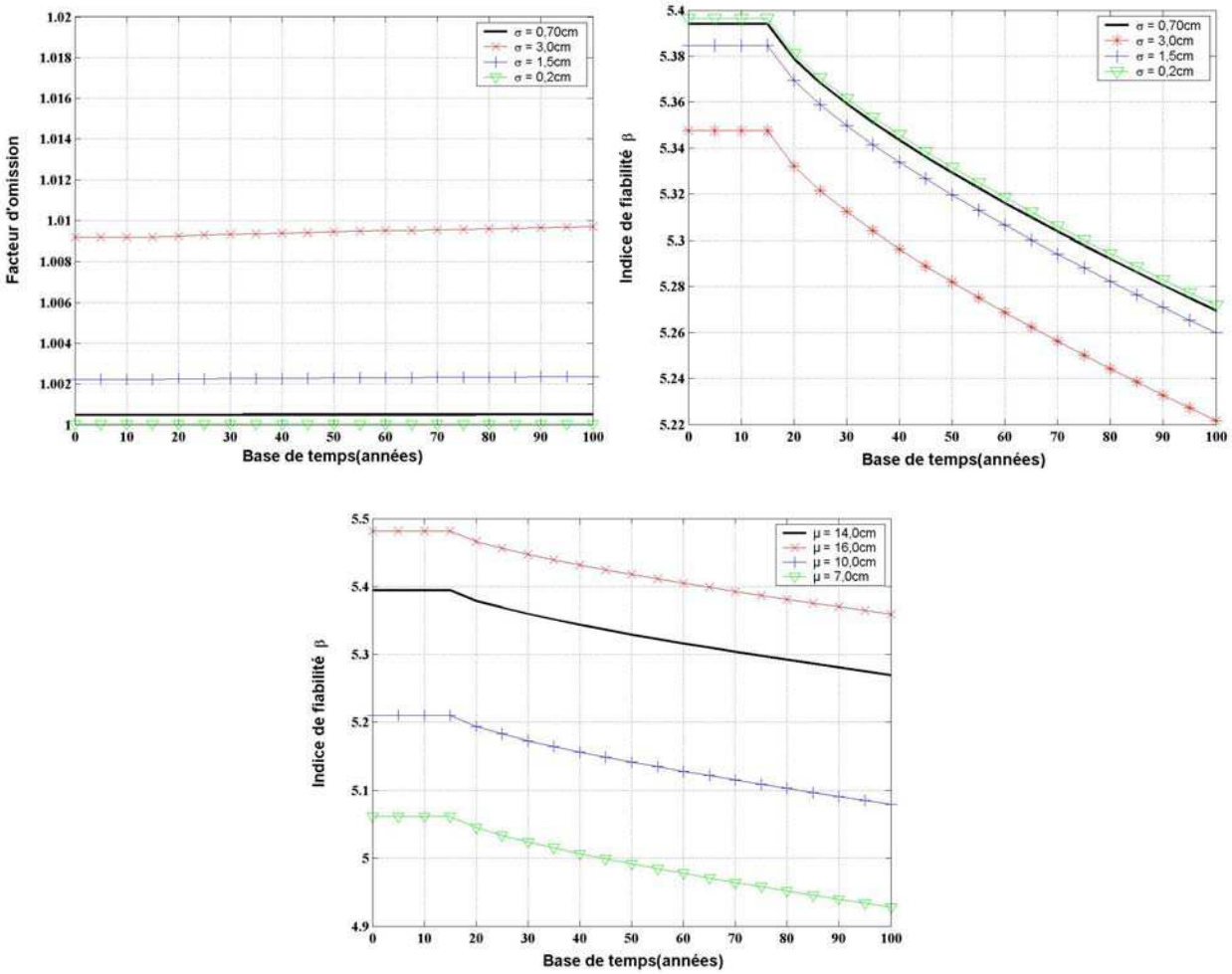


Figure 3.8 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du centre de gravité de l'armature*

3.5.1.4 – Hauteur utile de la section

La Figure 3.9 illustre l'influence de l'écart type et de la moyenne sur le comportement de la hauteur utile. Les observations sont les suivantes :

- écart type : son influence est stable au cours du temps dans tous les cas, mais dans le cas de la valeur la plus importante, le facteur d'omission peut varier de 1,0331 à 1,0349 ;
- moyenne : on remarque que la moyenne a une influence sur les valeurs des indices de fiabilité. Cela est net avec la valeur la plus élevée. L'augmentation de la hauteur utile mène à une augmentation de la marge de sécurité ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **probabiliste**.

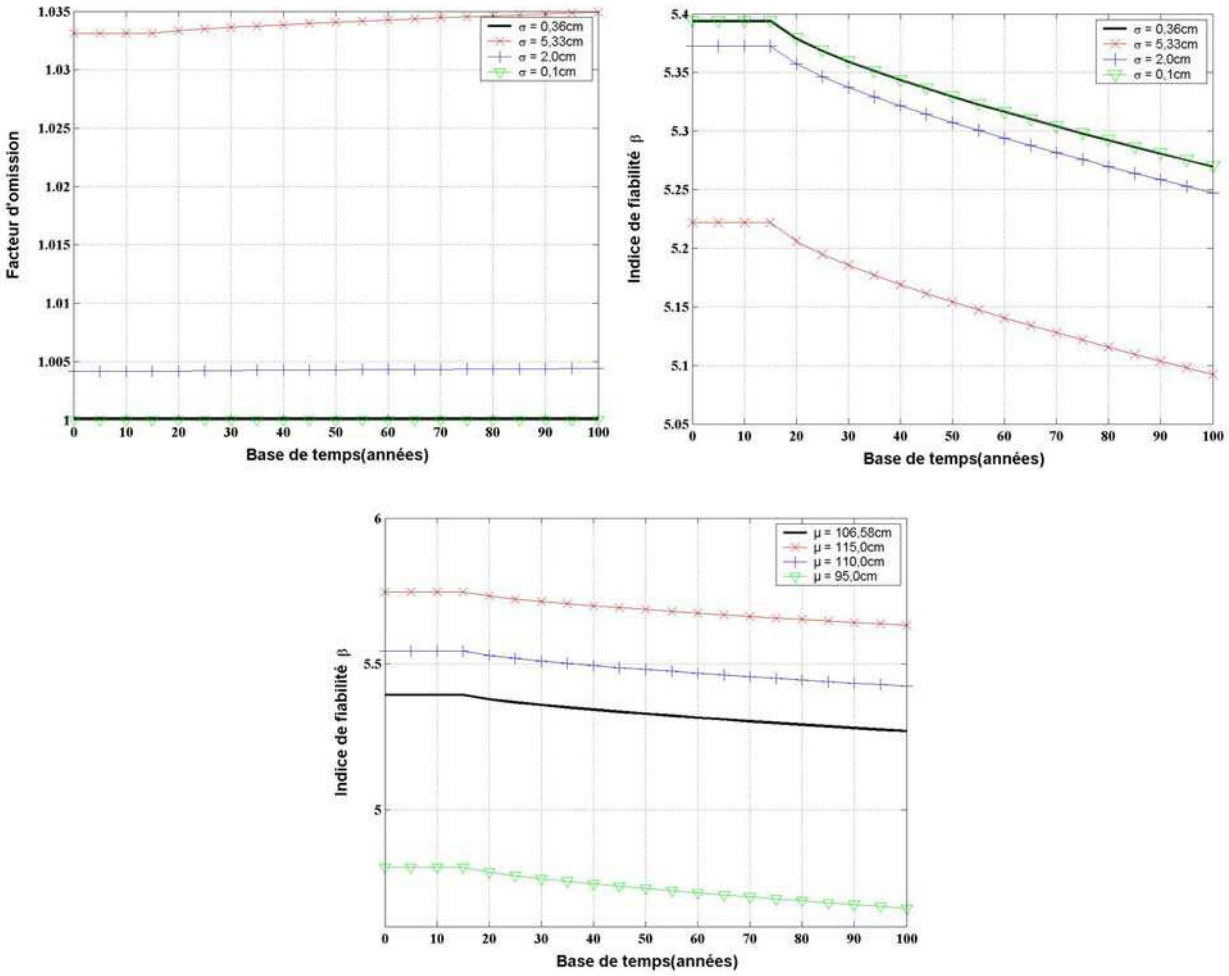


Figure 3.9 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la hauteur utile de la section*

Le Tableau 3.9 résume les résultats obtenus après l'étude de sensibilité sur les variables impliquées dans la géométrie de la section. À partir de ce tableau, on remarque que la majorité des variables sont ***déterministes***, en raison de facteurs d'omission proches de l'unité.

Paramètres	Influence de l'écart type	Influence de la moyenne	Proposition
Epaisseur de la table	faible	faible	déterministe
Largeur de la table	faible	moyenne	déterministe
Largeur de la nervure	faible	faible	déterministe
Centre de gravité des armatures	moyenne	moyenne	probabiliste
Distance entre les lits d'armature	faible	moyenne	déterministe
Hauteur du paquet d'acier	faible	moyenne	déterministe
Hauteur utile de la section	moyenne	forte	probabiliste

Tableau 3.9 – *Définition du comportement des variables – probabiliste ou déterministe*

3.5.2 – Variables concernant les sollicitations

Le Tableau 3.10 présente les coefficients de variation (écarts types) et biais (moyenne) qui sont utilisés dans l'étude de sensibilité des variables.

Paramètres	Coefficient de variation et écarts-types			Moyennes et biais		
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Moment dû au poids propre	0,12	0,05	0,03	1,10	1,05	0,90
Moment dû à la superstructure	0,20	0,15	0,05	1,10	1,00	0,90
Moment dû à la chaussée	0,40	0,15	0,05	1,20	1,00	0,90
X_T	0,05*	0,03*	0,01*	0,3475**	0,392**	-
D_T	0,11	0,102	0,088	1,27**	1,22**	1,13**

* Valeur de l'écart type ** Valeur de la moyenne

Tableau 3.10 – *Proposition des paramètres pour les variables aléatoires liées aux sollicitations*

Les Figures 3.10 à 3.12 montrent l'influence des coefficients de variation (écarts type) et des biais (moyenne) sur les valeurs des indices de fiabilité pour chacune des variables aléatoires répertoriées dans le Tableau 3.10.

3.5.2.1 – Moment dû au poids propre de la structure

La Figure 3.10 permet l'analyse du comportement de cette variable :

- coefficient de variation (CoV) : l'augmentation du coefficient de variation provoque la diminution des indices de fiabilité. Les facteurs d'omission augmentent légèrement pour un coefficient de variation de 12%. En revanche, dans les deux autres cas proposés, les courbes sont stables au cours du temps ;
- moyenne : l'influence est très forte et nette ;
- conclusion : la variable peut être choisie **probabiliste**.

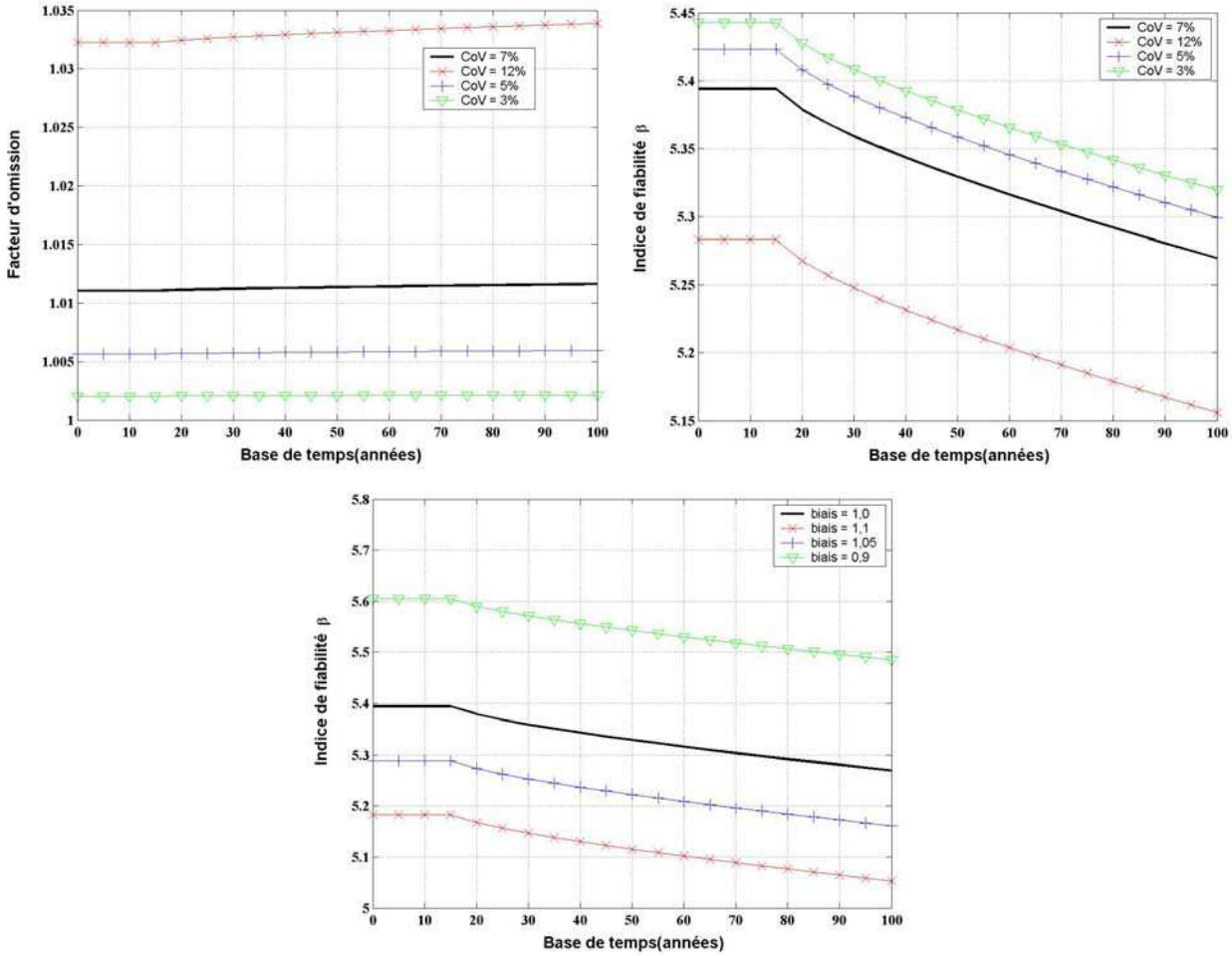


Figure 3.10 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du moment dû au poids propre*

3.5.2.2 – X_T

La Figure 3.11 permet de tirer certaines observations vis-à-vis du comportement de la variable :

- écart-type : l'augmentation de l'écart type provoque la réduction des indices de fiabilité par rapport à la valeur originale σ = 0,02. Les facteurs d'omission sont stables au cours du temps. Une légère croissance est aperçue dans la courbe pour σ égal à 0,05. En valeur absolue, ils sont inférieurs à 1,03 ;
- sa moyenne : la variation paraît avoir une grande influence sur les valeurs des indices de fiabilité. On remarque que l'augmentation de la valeur moyenne provoque une diminution du niveau de sécurité dans la section de la poutre. La variation de la moyenne correspond aux cas suivant : μ = 0,392 (débit élevé) ; μ = 0,3475 (débit léger) et dans les deux situations, toutes les voies sont chargées [BD 79,2001] ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **probabiliste**.

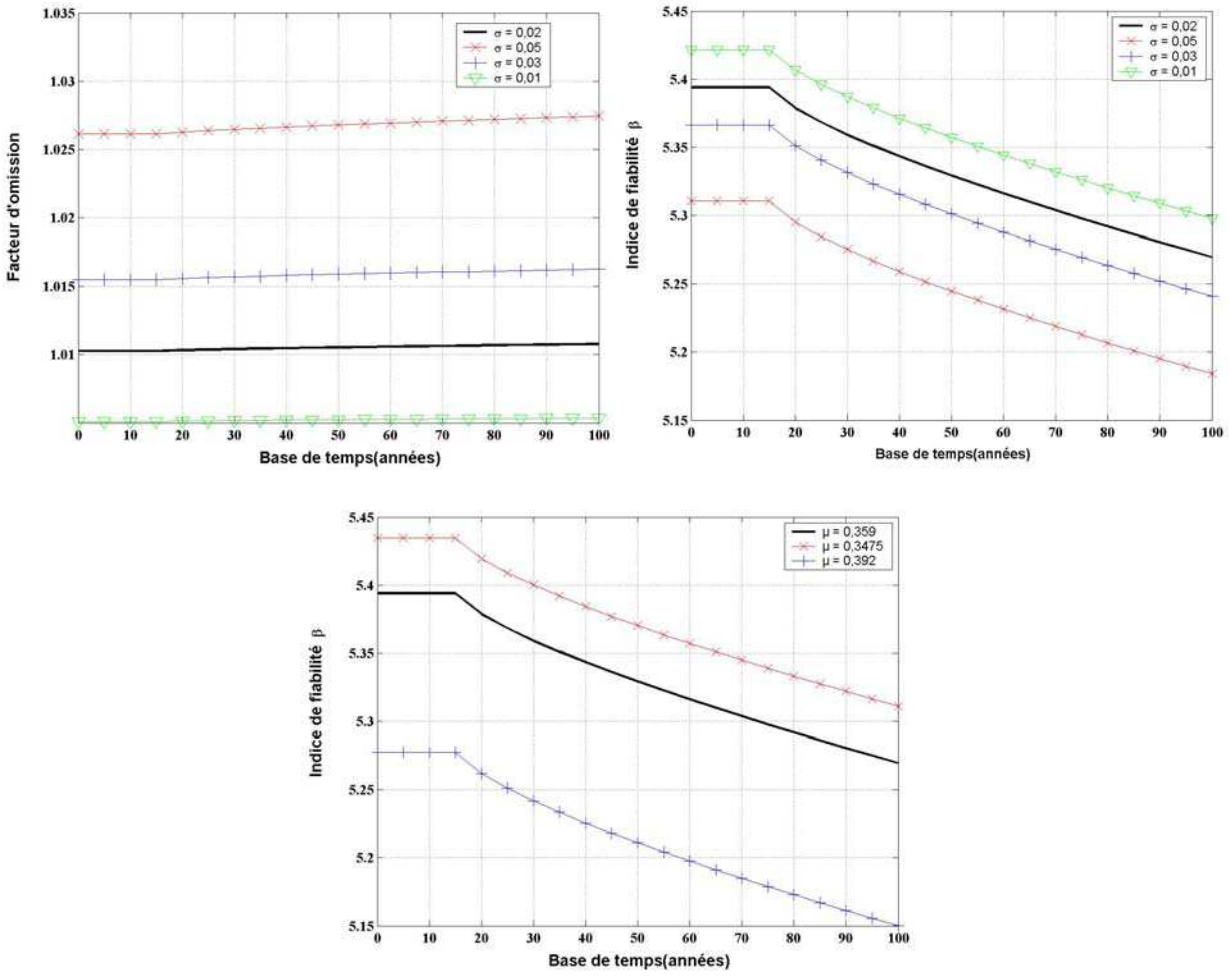


Figure 3.11 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de* X_T

3.5.2.3 – D_T

La Figure 3.12 permet de tirer les observations suivantes :

- coefficient de variation (CoV) : l'augmentation du coefficient de variation provoque la réduction des indices de fiabilité par rapport à la valeur originale de 0,095. Les facteurs d'omission présentent une légère augmentation au cours du temps dans toutes les situations. En revanche, en valeur absolue, ils sont inférieurs à 1,01 ;
- moyenne : la variation paraît avoir une grande influence sur les valeurs des indices de fiabilité. L'augmentation de la valeur moyenne provoque une diminution du niveau de sécurité dans la section de la poutre. Dans l'étude de sensibilité de cette variable, la variation de la moyenne correspond à : μ = 1,27 (portée de 40m) ; μ = 1,22 (portée de 35m) et μ = 1,13 (portée de 25m) et dans les trois situations, toutes les voies sont chargées et l'état de surface de la chaussée est moyen ou mauvais [BD 79,2001] ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **probabiliste**.

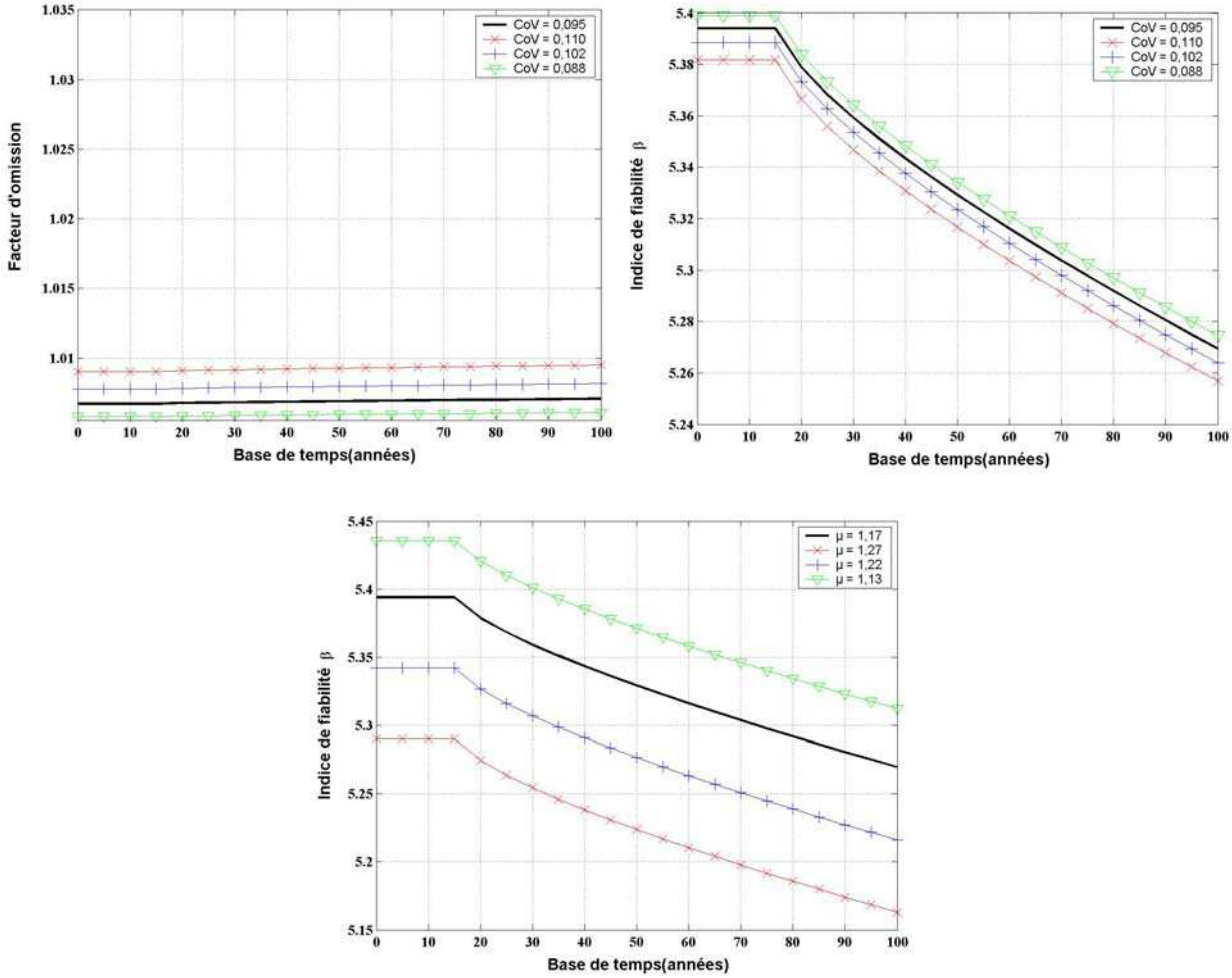


Figure 3.12 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de* D_T

Le Tableau 3.11 résume les résultats obtenus après l'étude de sensibilité pour les variables liées aux sollicitations.

Paramètres	Influence de la moyenne ou biais	Influence de l'écart type ou du coefficient de variation	Proposition
Moment dû au poids propre	forte	moyenne	probabiliste
Moment dû à la superstructure	moyenne	moyenne	probabiliste
Moment dû à la chaussée	moyenne	moyenne	probabiliste
X_T	moyenne	moyenne	probabiliste
D_T	moyenne	moyenne	probabiliste

Tableau 3.11 – *Définition du comportement des variables – déterministe ou probabiliste*

3.5.3 – Variables concernant les propriétés mécaniques des matériaux

Dans le Tableau 3.12, trois modèles sont proposés pour chacune des variables liées à la résistance des matériaux.

Paramètres	Coefficients de variation ou écart type proposé			Moyenne ou biais proposé		
	Cas1	Cas2	Cas3	Cas1	Cas2	Cas3
Résistance à la compression du béton	90*	70*	30*	1,06	1,10	f_{ck}
	0,18	0,12	0,10	f_{ck} + 75 **	1,06	f_{ck}
	60*	47,7*	31,8*	f_{ck} + 75 **	1,10	f_{ck}
Limite d'élasticité de l'acier	0,13	0,08	0,05	1,155	1,12	1,05
	0,13	0,08	0,05	1,12	1,05	$f_{nominal}$
	0,13	0,08	0,05	1,155	1,05	$f_{nominal}$

* Valeurs des écarts types ** Valeurs de la moyenne – unité kg/cm^2

Tableau 3.12 – *Proposition des paramètres pour les variables aléatoires liées à la résistance*

Afin de vérifier la sensibilité de ces paramètres vis-à-vis de chaque modèle, trois possibilités différentes de variation. Une cohérence avec les valeurs du Tableau 3.5 est assurée. Si f_{cj} possède comme paramètres de référence une distribution lognormale, de moyenne 1,10 f_{ck} et de coefficient de variation 15%, l'ensemble de paramètres à être appliqué correspond à la deuxième ligne du Tableau 3.12. Les Figures 3.13 et 3.14 illustrent l'influence des écarts types (et de coefficients de variation, CoV) et des moyennes (biais) de chaque variable aléatoire sur la valeur des indices de fiabilité.

3.5.3.1 – Résistance à la compression du béton

La Figure 3.13 permet de tirer les conclusions suivantes :

- écart type : l'influence sur les indices de fiabilité n'est pas très prononcée. Les facteurs d'omission sont stables au cours du temps. D'une façon générale, ils sont inférieurs à 1,01 ;
- moyenne : la variation paraît avoir une certaine influence sur les valeurs des indices de fiabilité. On remarque que la diminution de la valeur moyenne provoque une diminution du niveau de sécurité dans la section de la poutre ;
- conclusion : la variable peut être comme **probabiliste.**

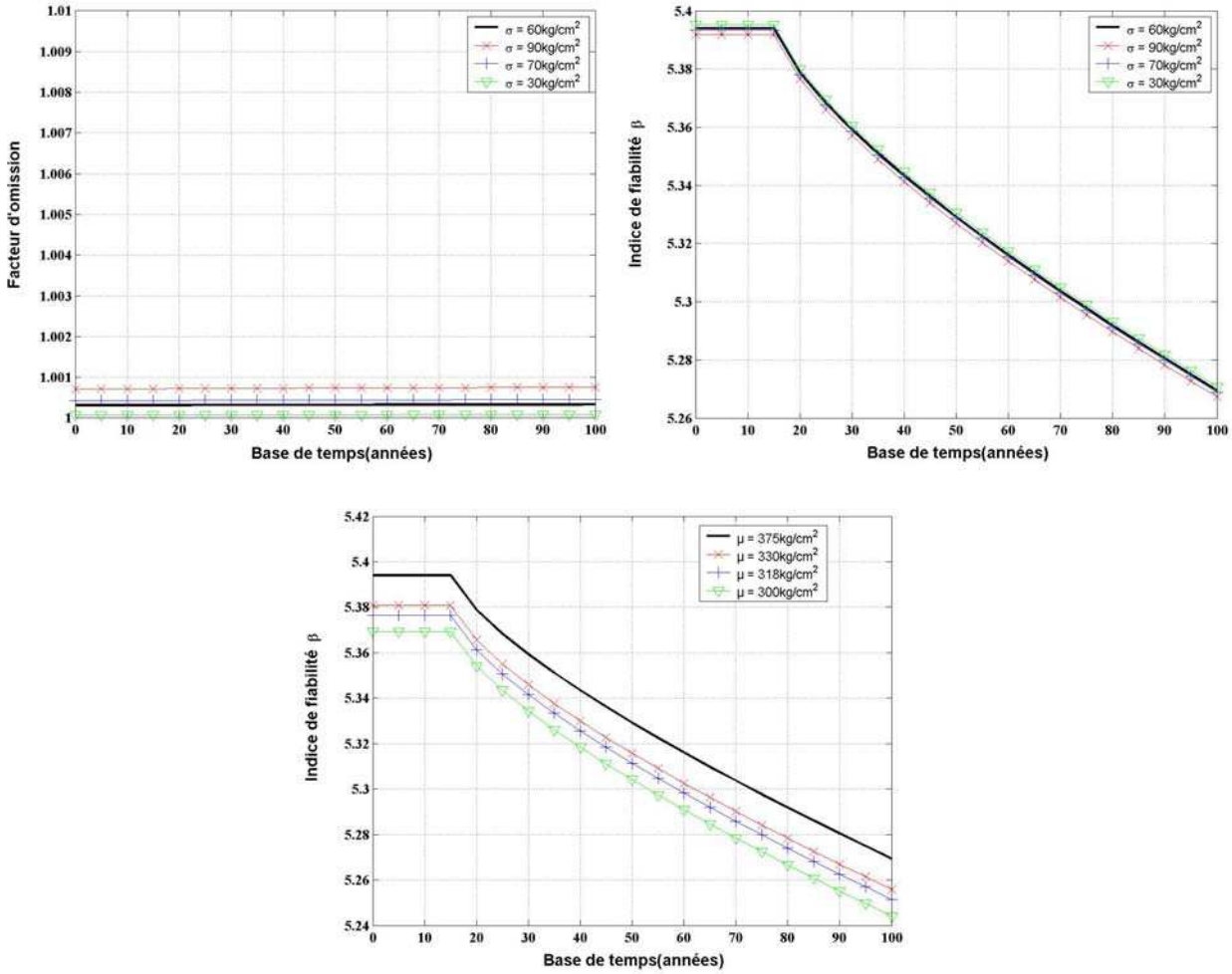


Figure 3.13 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la résistance à la compression du béton*
(loi de densité : lognormale ; $\mu = f_{ck} + 75$ et $\sigma = 60$ kg/cm^2)

Après avoir analysé les trois situations proposées (Figures 3.13, B.6 et B.7), on remarque que le comportement de la variable dans les trois cas prévus est très semblable. D'une façon générale, l'écart-type semble ne pas avoir une influence prononcée sur le comportement de l'indice de fiabilité. Cependant, elle est prise comme probabiliste. L'explication à cette décision se trouve dans la grande variabilité normalement vérifiée, lors de mesures in situ de cette grandeur. La proposition de modélisation choisie est celle qui est montrée dans la Figure 3.13. Dans cette situation, au lieu d'un biais, on considère comme moyenne la valeur correspondante à un fractile de 95%.

3.5.3.2 – Limite d'élasticité de l'acier

Parmi l'ensemble des variables aléatoires traitées dans cette thèse, la limite d'élasticité de l'acier est celle qui présente le cosinus directeur le plus élevé. Il est de l'ordre de 0,97. La Figure 3.14 permet de tirer :

- écart type : l'influence sur les indices de fiabilité est très prononcée, puisque l'évolution des courbes se montre très écartée. Les facteurs d'omission ne sont pas disponibles car la variable ne peut pas être traitée comme déterministe (problèmes de fluctuation numérique). On voit encore que, plus on augmente l'écart type, plus les indices de fiabilité sont faibles ;
- moyenne : la variation paraît avoir une influence très prononcée sur les valeurs des indices de fiabilité. On remarque que, plus on augmente la moyenne plus les indices augmentent ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **probabiliste**.

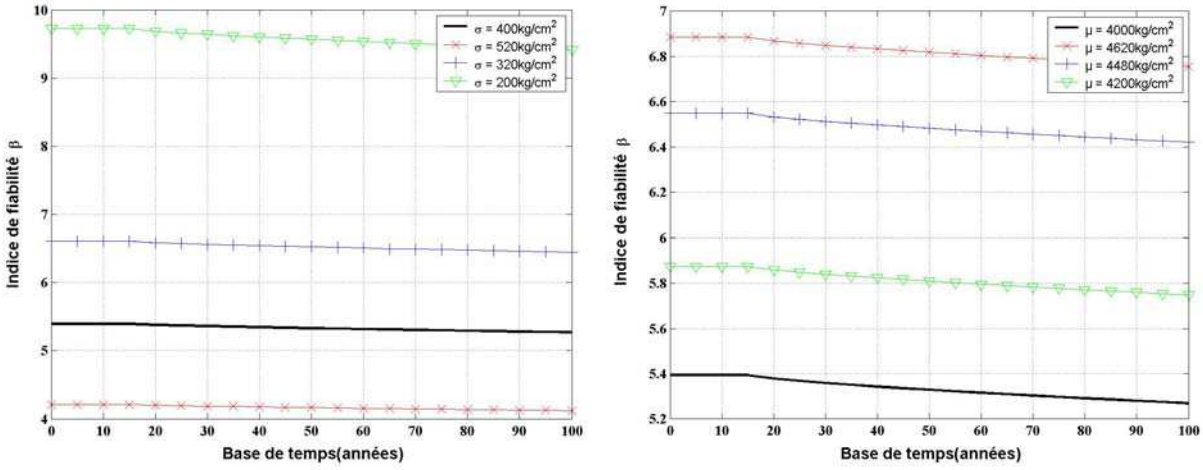


Figure 3.14 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la limite d'élasticité de l'acier*

(loi de densité : normale ; $\mu = f_{nominal}$ et coefficient de variation = 10%)

Après avoir analysé les trois situations proposées (Figure 3.14, B.8 et B.9), on remarque que le comportement de la variable se montre très sensible aux changements de la moyenne et de l'écart-type. Lorsqu'elle est modélisée comme loi normale, les résultats obtenus pour les deux premières situations sont semblables (Figures 3.14, B.8). En revanche, l'hypothèse de loi lognormale (Figure B.9) induit des problèmes d'instabilité numérique, en raison de problèmes de convergence et des indices de fiabilité trop élevés. Ce même genre de problème est observé

lorsque la variable est prise comme déterministe, d'où l'impossibilité d'obtenir les facteurs d'omission.

Le Tableau 3.13 présente les résultats obtenus après l'étude de sensibilité des variables de résistance.

Paramètres	Influence de la moyenne	Influence de l'écart type	Proposition
Résistance à la compression	moyenne	faible	probabiliste
Limite d'élasticité de l'acier	forte	forte	probabiliste

Tableau 3.13 – *Définition du comportement des variables – déterministe ou probabiliste*

3.5.4 – Variables concernant la détérioration par corrosion

Le Tableau 3.14 illustre les écarts types (ou les coefficients de variation) et moyennes proposées dans l'étude de sensibilité. Dans certains cas, des vérifications sont aussi faites en considérant le changement de la loi de densité. C'est le cas, par exemple, de l'humidité relative (lognormale) et du rapport eau/ciment (normale). L'étude de sensibilité des paramètres empiriques (3.2.2) est présentée dans l'Annexe B.

Corrosion par chlorures						
Paramètres	Ecarts types et CoV proposés			Moyennes proposées		
	Cas1	Cas2	Cas3	Cas1	Cas2	Cas3
Concentration sur la surface du béton	0,072*	0,050*	0,025*	0,900*	0,450*	0,250*
Concentration critique	0,09*	0,072*	0,025*	0,500*	0,400*	0,200*
Coefficient de diffusion	0,20	0,10	0,05	1,1 e^{-8}	0,9 e^{-8}	0,7 e^{-8}
Section acier	0,10	0,07	0,02	277,71	258,93	248,31
Enrobage inférieur	1,0**	0,3**	0,1**	5,0	4,86	3,0
eau/ciment	0,05**	0,03**	0,01**	0,65	0,45	0,40
Corrosion par carbonatation						
Profondeur de carbonatation	0,40	0,20	0,05	3,5	2,0	0,5
Porosité de la pâte de ciment	0,15	0,13	0,05	63%	57%	43%
Humidité relative	0,30	0,15	0,05	95%	85%	50%
Concentration de CO_2	0,30	0,20	0,05	0,05%	0,03%	-
Concentration de portlandite	0,40	0,20	0,05	2000	500	250

* Valeurs déterminées à partir de la quantité de ciment ** Valeurs des écarts types

Tableau 3.14 – *Proposition des paramètres pour les variables aléatoires liées à la corrosion*

3.5.4.1 – Concentration des chlorures à la surface

La Figure 3.15 illustre l'influence de l'écart type et de la moyenne de cette variable sur la marge de sécurité. Les observations suivantes peuvent être faites :

- écart type : son influence est stable au cours du temps dans tous les cas. Les facteurs d'omission sont voisins de 1. Cela met en évidence l'influence faible de l'écart type sur cette variable ;
- moyenne : la moyenne a une certaine influence sur les valeurs des indices de fiabilité. Les concentrations inférieures à la concentration originale (0,650%) conduisent à des évolutions des indices de fiabilité proches de celle calculée avec la valeur originale. Cependant, avec une valeur de 0,900% (% du poids du ciment prévu dans la formulation), l'évolution s'écarte légèrement des autres courbes et, le temps d'initiation de la corrosion est anticipé ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

Pour la fonction de performance considérée, la corrosion provoquée par la carbonatation est en réalité privilégiée (le temps d'initiation est, rappelons-le, la valeurs minimale entre le temps d'initiation par carbonatation et le temps d'initiation par pénétration des chlorures ; le poids des variables étant plus important dans le calcul en fiabilité, cela se reflète donc dans le calcul du point de fonctionnement et donc des cosinus directeurs). Si on favorise la corrosion par la pénétration des chlorures, la sensibilité de la variable vis-à-vis des écarts-types reste cependant la même, c'est-à-dire stable au cours du temps. En revanche, l'influence de la moyenne sur le comportement de la variable devient plus nette (Figure 3.16). On remarque un important décalage parmi les temps d'initiation de la corrosion. Néanmoins, encore dans cette situation, la variable peut encore être prise comme **déterministe**.

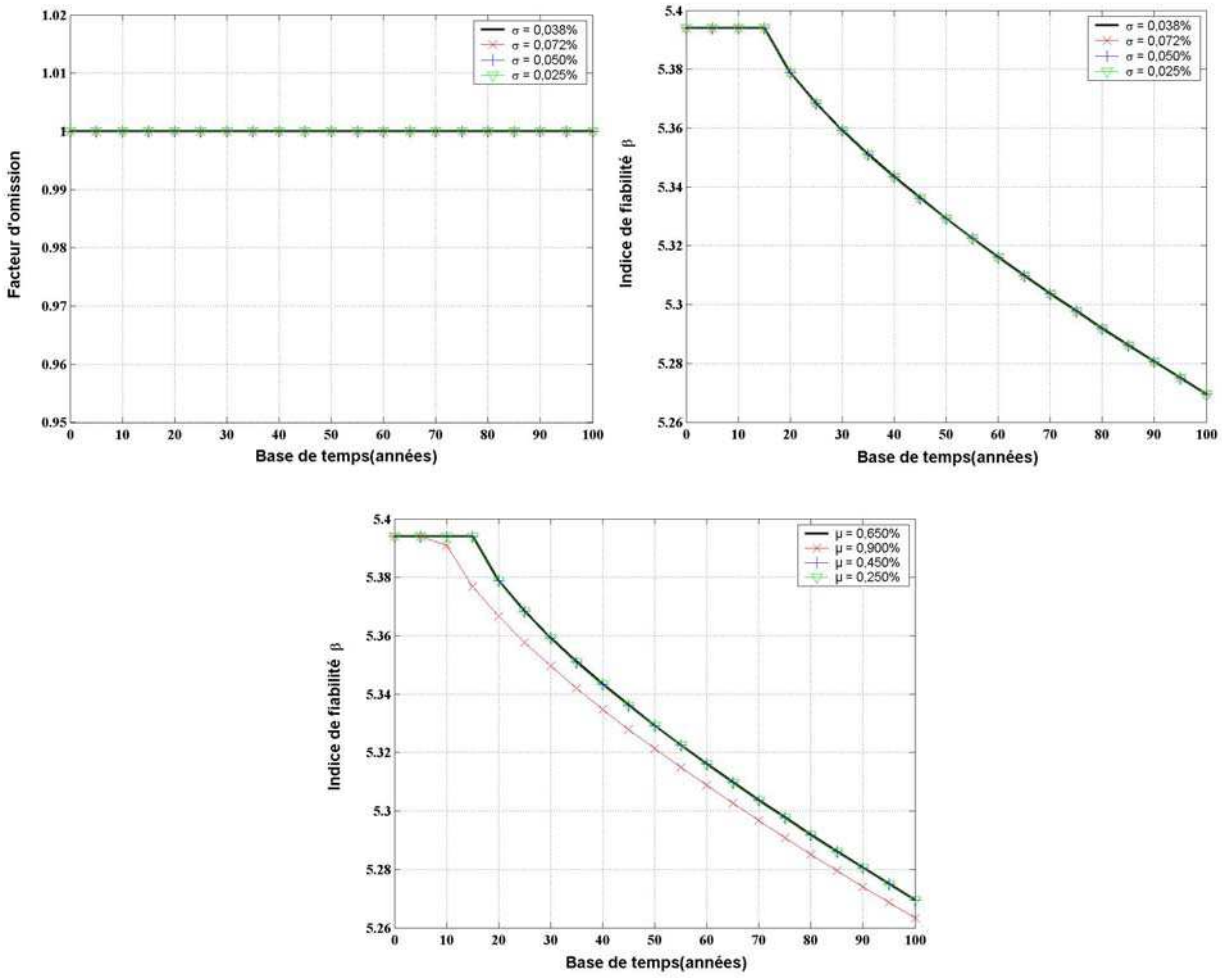


Figure 3.15 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration des chlorures à la surface du béton*

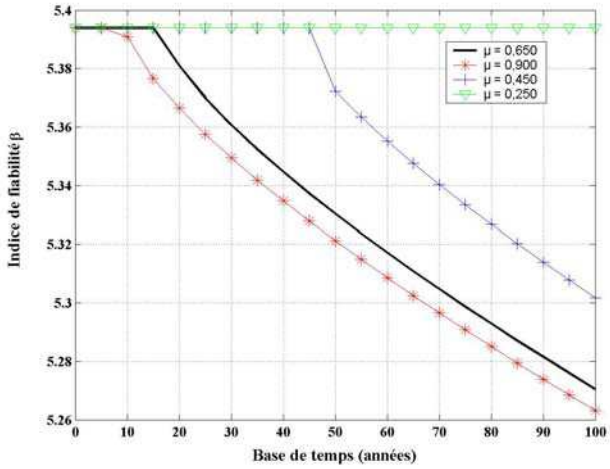


Figure 3.16 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à la moyenne de la concentration des chlorures sur la surface (condition d'attaque par chlorures)*

3.5.4.2 – Concentration critique en chlorures

La Figure 3.17 présente l'influence de l'écart type et de la moyenne sur les indices de fiabilité. Les remarques suivantes peuvent être tirées :

- écart type : son influence est stable au cours du temps dans tous les cas. Les facteurs d'omission sont égaux à 1,0 ;
- moyenne : on remarque que la moyenne a une certaine influence sur les valeurs des indices de fiabilité. Les concentrations supérieures à la concentration originale (0,300%) conduisent à des évolutions de la fiabilité voisines de celle obtenue avec cette concentration de référence. Cependant, avec une valeur de 0,200% (% du poids du ciment prévu dans la formulation) l'évolution s'écarte légèrement des autres courbes et le temps d'initiation de la corrosion est anticipé ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

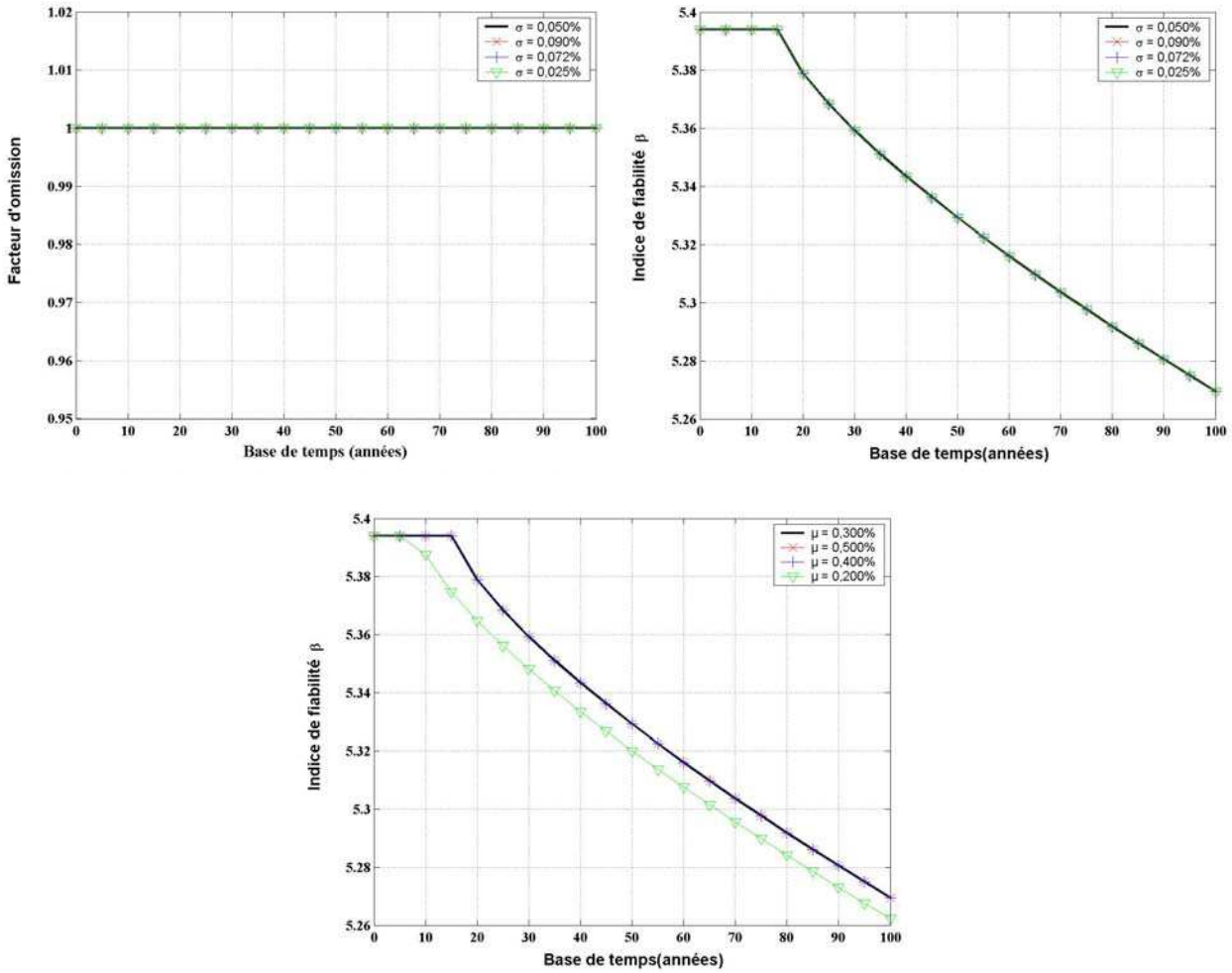


Figure 3.17 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration critique des chlorures*

Cependant, comme dans le cas de la concentration à la surface du béton, c'est la corrosion par carbonatation que l'on privilégie. Si l'on favorise la corrosion par chlorures, la sensibilité de la variable reste également stable au cours du temps pour les facteurs d'omission (Figure 3.18). En revanche, l'influence de la moyenne paraît avoir une grande importance en ce qui concerne le temps d'initiation de la corrosion. La valeur la plus petite mène le temps d'initiation de la corrosion à 5 ans et la plus importante à plus de 100 ans. Néanmoins, encore dans cette situation, la variable pourrait être prise comme **déterministe**.

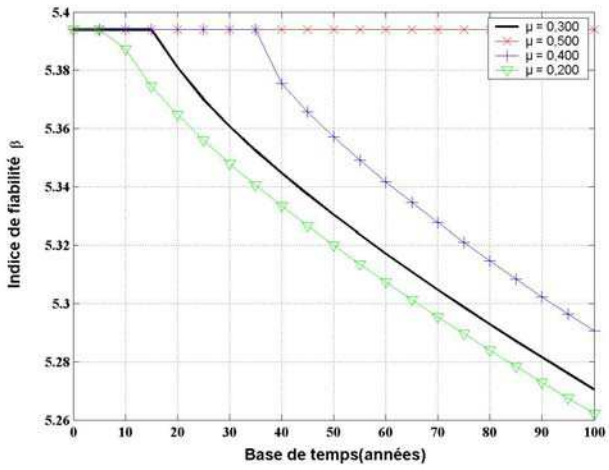


Figure 3.18 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à la moyenne de la concentration critique des chlorures (condition d'attaque par chlorures)*

3.5.4.3 – Coefficient de diffusion de chlorures

En analysant la Figure 3.19, les observations suivantes peuvent être tirées :

- écart type : son influence est stable au cours du temps dans tous les cas. Les facteurs d'omission sont uniformes et égaux à 1 ;
- moyenne : elle n'aucune influence sur les valeurs des indices de fiabilité ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

Cependant comme pour les paragraphes précédents, cette vérification favorise la corrosion par carbonatation. Si la corrosion par la pénétration des chlorures est privilégiée, les évolutions du facteur d'omission se montrent stables au cours du temps. En d'autres termes, l'influence de l'écart type est négligeable. Par contre, l'influence de la moyenne est très forte, surtout en ce que concerne la prédiction du temps d'amorçage de la corrosion (Figure 3.20). La valeur la plus petite mène le temps d'initiation de la corrosion à 95 ans, alors que la plus grande le mène aux environ de 15 ans. En conclusion, la variable peut être prise comme **déterministe** y compris dans cette situation.

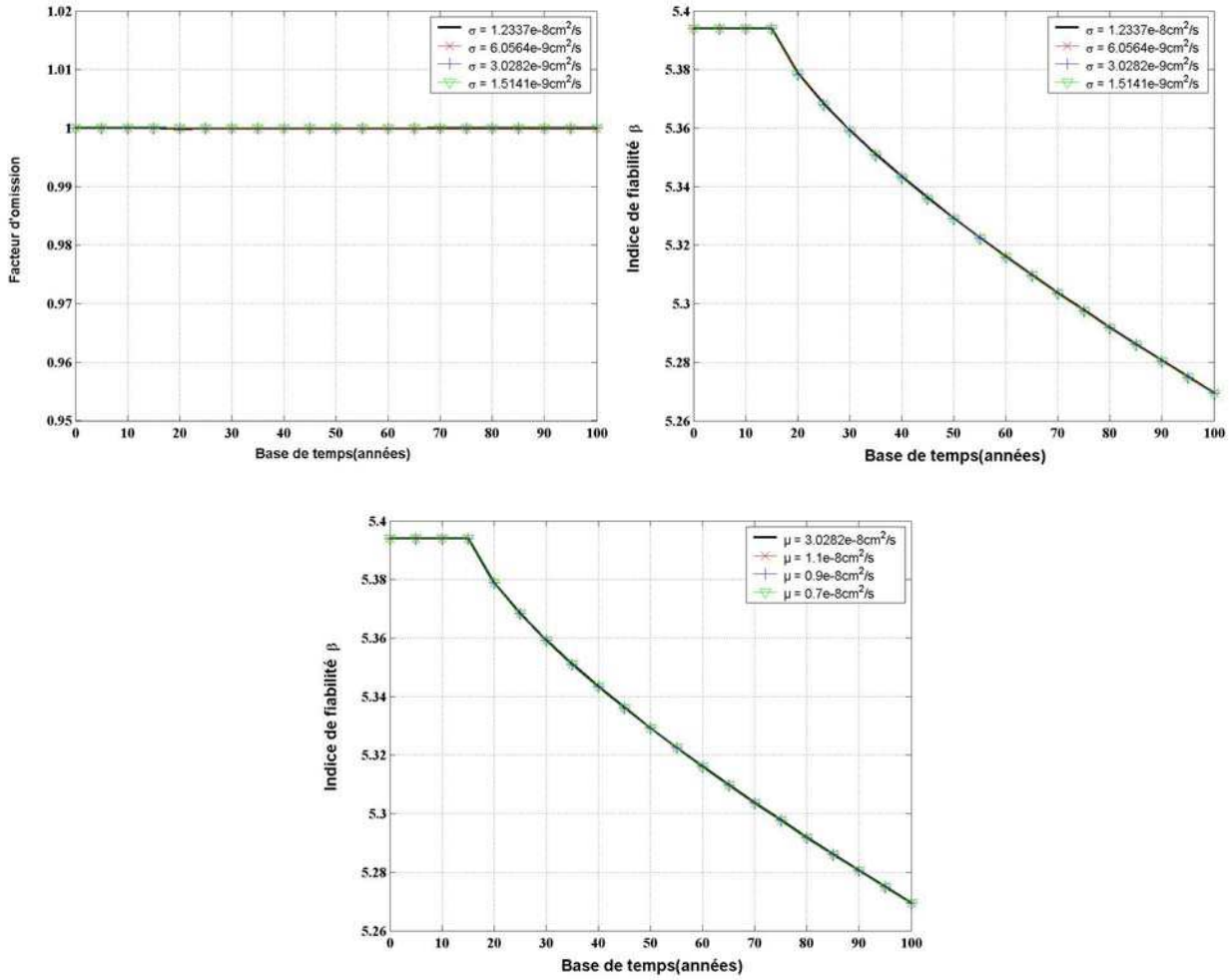


Figure 3.19 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du coefficient de diffusion*

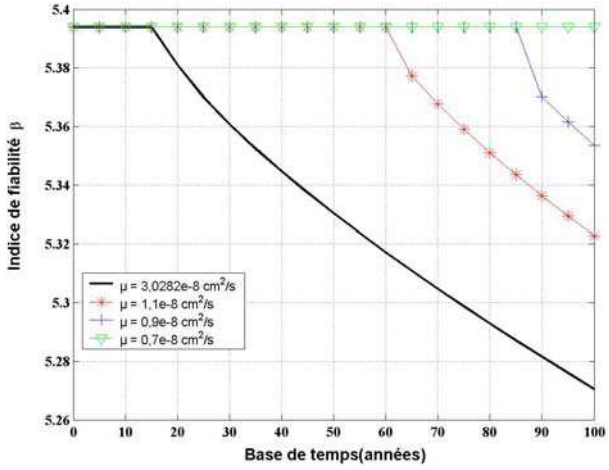


Figure 3.20 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à la moyenne du coefficient de diffusion des chlorures (condition d'attaque par chlorures)*

3.5.4.4 – Enrobage inférieur

La Figure 3.21 montre l'influence de l'écart type et de la moyenne de l'enrobage inférieur sur la détermination du niveau de fiabilité. De cette analyse, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- écart type : la variation a une influence légèrement croissante lorsque l'écart type a la valeur de 1,0 cm. L'évolution de la courbe des coefficients de fiabilité, dans le palier, sont coïncidentes, puis s'écartent légèrement. Les cosinus directeurs présentent des valeurs de l'ordre de –0,0274 à 0,04778 lorsque $\sigma = 1,0$ cm et de –0,0282 à –0,0428 avec $\sigma = 0,1$ cm ;
- moyenne : la valeur moyenne a une grande influence sur les valeurs des indices de fiabilité. Son augmentation provoque un retard dans l'amorçage de la corrosion, ainsi qu'une augmentation des indices de fiabilité à un instant donné ;
- conclusion : la variable peut être considérée comme **probabiliste**.

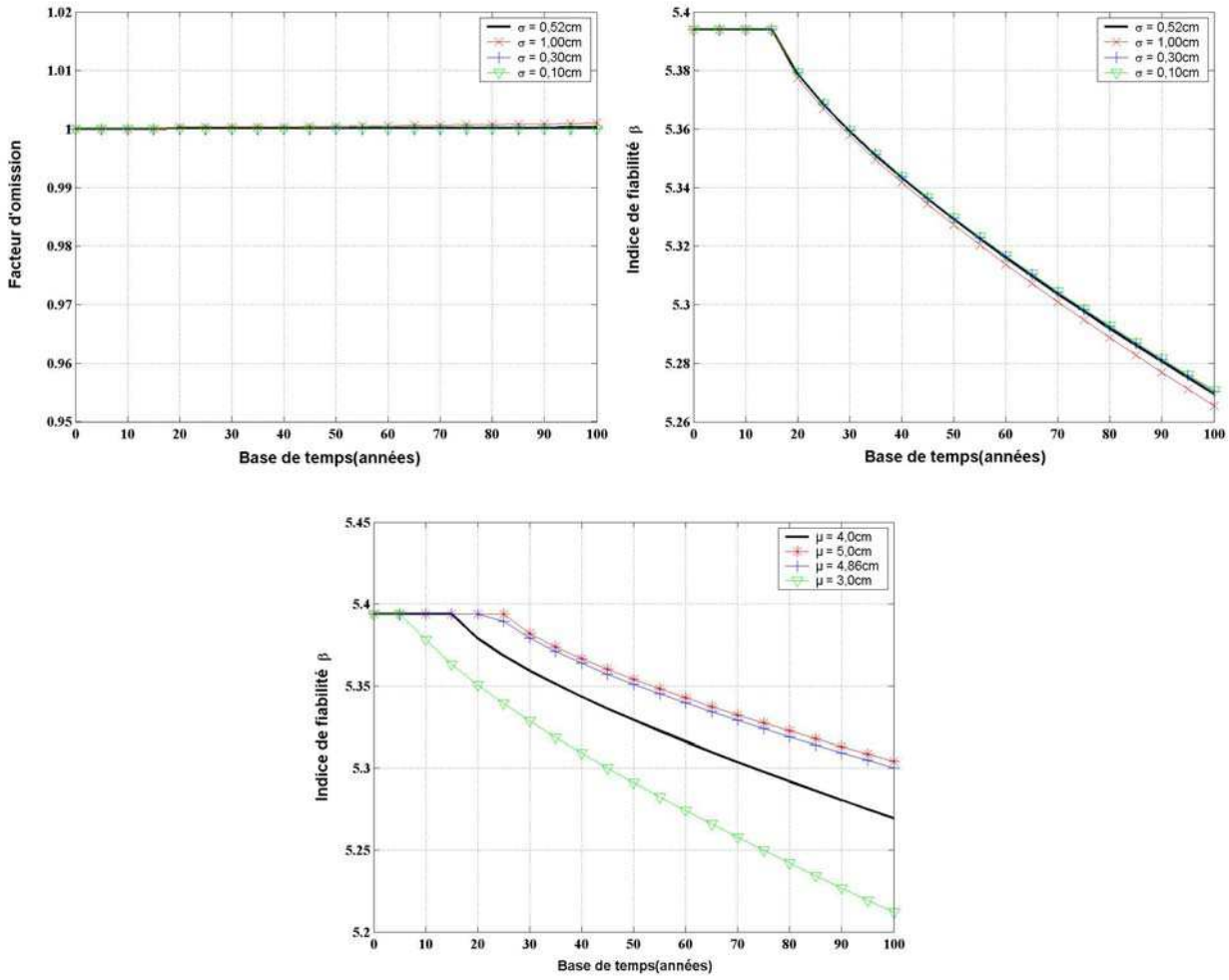


Figure 3.21 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de l'enrobage inférieur*

3.5.4.5 – Porosité de la pâte

La Figure 3.22 qui présente les évolutions du facteur d'omission et des indices de fiabilité pour différents coefficients de variation et moyennes, permet de tirer les observations suivantes :

- coefficient de variation : son influence est stable au cours du temps dans tous les cas. Les facteurs d'omission sont stables au cours du temps ;
- moyenne : la moyenne a une certaine influence sur les valeurs des indices de fiabilité. Les porosités supérieures à la porosité originale (50%) mènent à des valeurs des indices de fiabilité légèrement inférieurs à ceux donnés par les valeurs de référence. Cependant, avec une valeur de 43%, l'évolution des indices s'écarte légèrement par valeurs supérieures des valeurs de référence. De plus, les porosités de 63% et 57% conduisent à la prédiction du temps d'amorçage de la corrosion autour de 10 ans ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

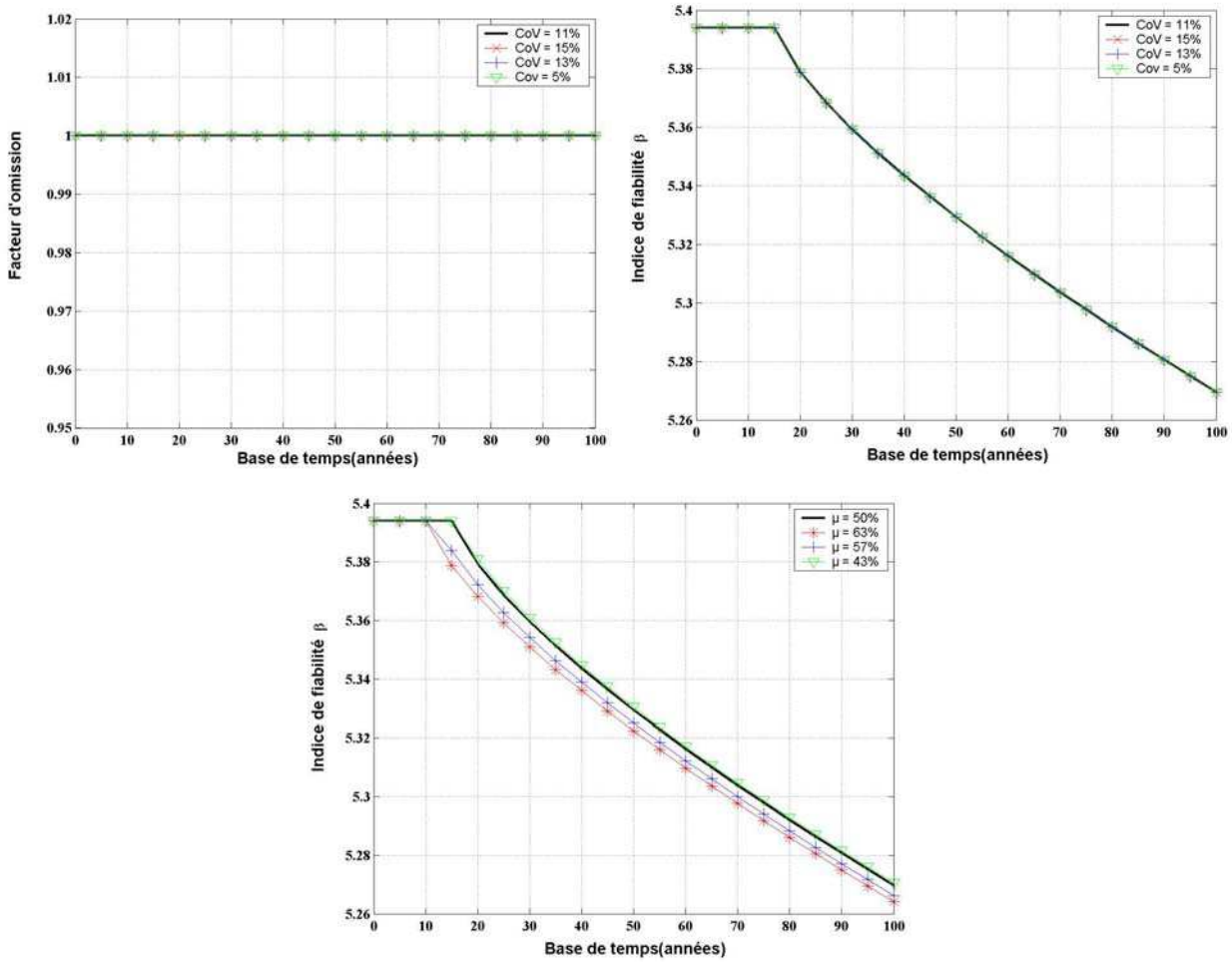


Figure 3.22 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la porosité de la pâte*

3.5.4.6 – Humidité relative

Afin de vérifier sa sensibilité, elle est modélisée comme lognormale avec des moyennes et des écarts types donnés dans le Tableau 3.14. Le cas de référence, dans cette vérification est LN(65%, 20%).

La Figure 3.23 permet de tirer les conclusions suivantes :

- coefficient de variation : les évolutions des indices de fiabilité sont voisines. Les facteurs d'omission ne sont pas significatifs en valeur absolue. Cependant, une discontinuité est remarquée juste après l'initiation de la corrosion, puis, dans tous les cas, une décroissance peut être constatée ;
- moyenne : elle exerce une certaine influence sur les indices de fiabilité. On note que la diminution de l'humidité relative cause une diminution des indices de fiabilité ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

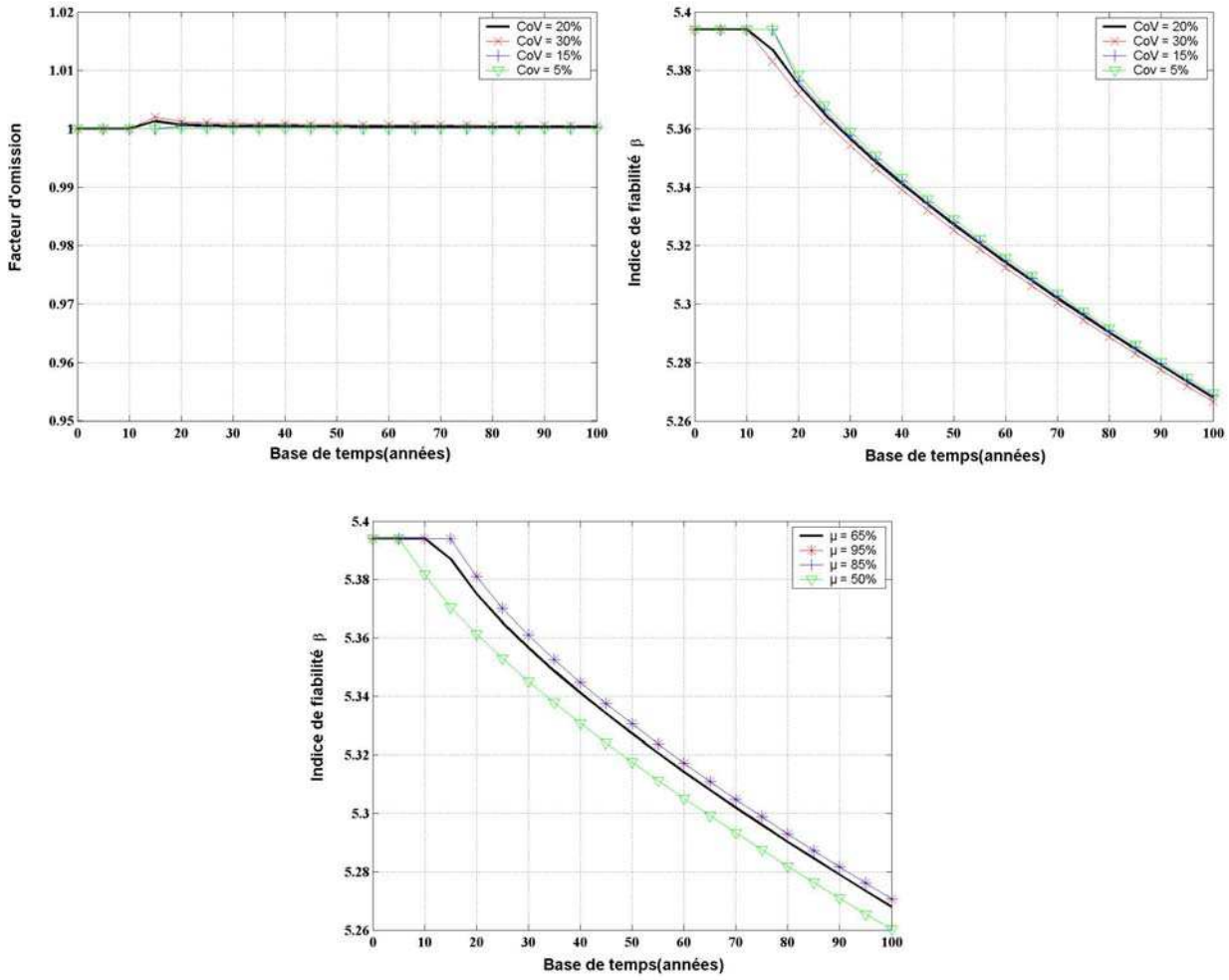


Figure 3.23 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de l'humidité relative (variable lognormale)*

3.5.4.7 – Concentration de portlandite

La Figure 3.24 présente les courbes du facteur d'omission et les évolutions des indices de fiabilité. Les analyses suivantes peuvent être faites :

- coefficient de variation : les courbes des indices de fiabilité sont coïncidentes et les facteurs d'omission sont stables et égaux à 1 ;
- moyenne : la moyenne a une certaine influence sur les valeurs des indices de fiabilité. Les concentrations de portlandite inférieures à la concentration de référence (1000mol/m^{3}béton) mènent à des valeurs d'indices de fiabilité inférieurs. Il apparaît que la moyenne exerce une influence plus nette lorsqu'elle est diminuée ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

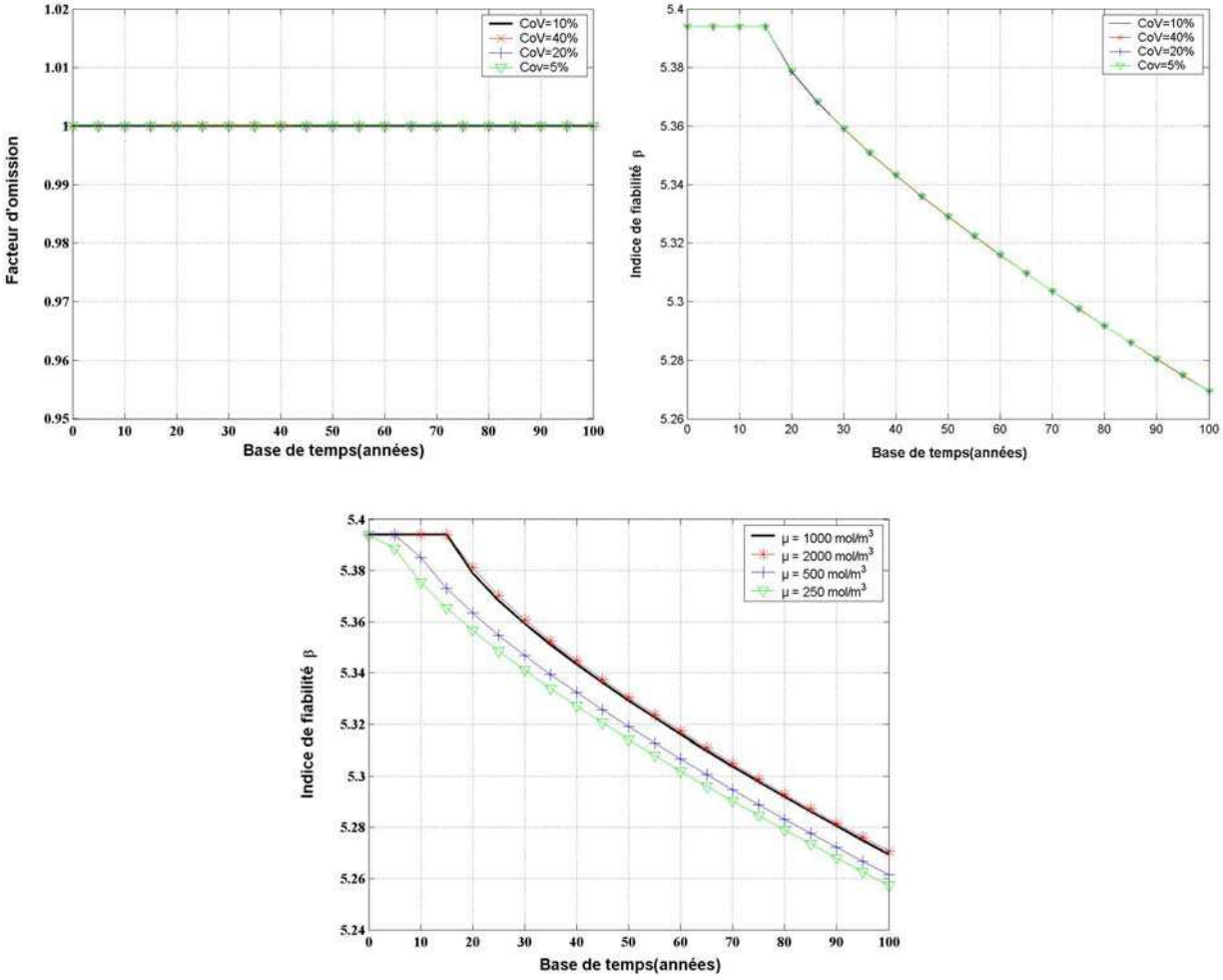


Figure 3.24 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration de portlandite*

L'étude de sensibilité des paramètres empiriques concernant les modèles de dégradation est plus largement détaillée dans l'Annexe B. Cette étude comprend exclusivement l'étude de sensibilité vis-à-vis des changements des coefficients de variation à l'exception de l'exposant A et l'erreur ξ. Dans tous les cas, la moyenne indiquée correspond à la valeur de référence fixée dans les modèles.

Le Tableau 3.15 résume les résultats obtenus après l'étude de sensibilité sur les variables concernées à la dégradation de la section d'acier. On remarque, dans ce tableau, que la plupart des variables liées au processus de dégradation sont prises comme déterministes. Ceci s'explique par le fait que, pour la fonction de performance retenue (état limite ultime de capacité portante), la dispersion de ces variables a peu de poids sur le calcul. A contrario, la valeur déterministe à prendre en compte dans les calculs aura, pour certaines d'entre-elles, une influence considérable.

Paramètres	**Symbole**	**Influence de la moyenne**	**Influence de l'écart type ou coefficient de variation**	**Proposition**
Corrosion par chlorures				
Concentration sur la surface	C_s	faible	faible	déterministe
Concentration critique de chlorures	C_{cr}	faible	faible	déterministe
Coefficient de diffusion	D	faible	faible	déterministe
Section acier	A_s	-	moyenne	probabiliste
Enrobage inférieur	cp	forte	moyenne	probabiliste
eau/ciment	e/c	forte	faible	déterministe
Corrosion par carbonatation				
Profondeur de carbonatation	x	forte	faible	déterministe
Porosité de la pâte de ciment	ε_p	moyenne	faible	déterministe
Humidité relative	HR	moyenne	faible	déterministe
Concentration de CO_2	$[CO_2]^0$	faible	faible	déterministe
Concentration de portlandite	$\left[Ca(OH)_2\right]^0$	moyenne	faible	déterministe
Modèle de la corrosion par chlorures				
Puissance du temps	A	forte	faible	déterministe
Produit des coefficients	B	-	faible	déterministe
Puissance de $i_{corr}(1)$	C	-	faible	déterministe
Coefficient de corrosion	m	forte	faible	probabiliste
Erreur du modèle	ξ	forte	faible	probabiliste
Modèle de la corrosion par carbonatation				
Puissance de porosité de la pâte	D	-	faible	déterministe
Puissance de l'humidité relative	E	-	faible	déterministe
Coefficient lié à la diffusion de CO_2	F	-	faible	déterministe

Tableau 3.15 – *Définition du comportement des variables – déterministe ou probabiliste*

3.6 - CONCLUSIONS

Le Tableau 3.16 synthétise toutes les variables examinées avec leurs lois de densité, moyennes et écarts types qui seront adoptés dans les Chapitre 4 et Chapitre 5. Dans l'étude de sensibilité, le paramètre empirique A (du terme $(t-T_i)^A$) a pour valeur moyenne de référence $\mu = -0,29$, dans les chapitres suivants, la valeur $\mu = 0$ sera considérée, car elle est relative à un phénomène à taux de corrosion constant (Figure B.15 et paragraphe 3.2.2).

La Figure 3.25 présente l'évolution des indices de fiabilité en utilisant les lois de densité, moyennes (ou biais) et écarts types (ou coefficients de variation) proposées dans le Tableau 3.16. On peut constater un bon accord entre l'évolution temporelle des indices de fiabilité avec 32 variables aléatoires et 6 variables déterministes et l'évolution avec un nombre réduit de variables aléatoires (13) retenues après l'étude de sensibilité. Ainsi, si l'on désigne par β_{avant} l'indice de fiabilité avant l'étude de sensibilité et $\beta_{après}$ celui après étude, à l'âge de 10 ans , ces deux indices valent respectivement β_{avant} = 5,394 et $\beta_{après}$ = 5,3945. À l'âge de 100 ans, β_{avant} est égal à 5,2695 et $\beta_{après}$ égal à 5,2706.

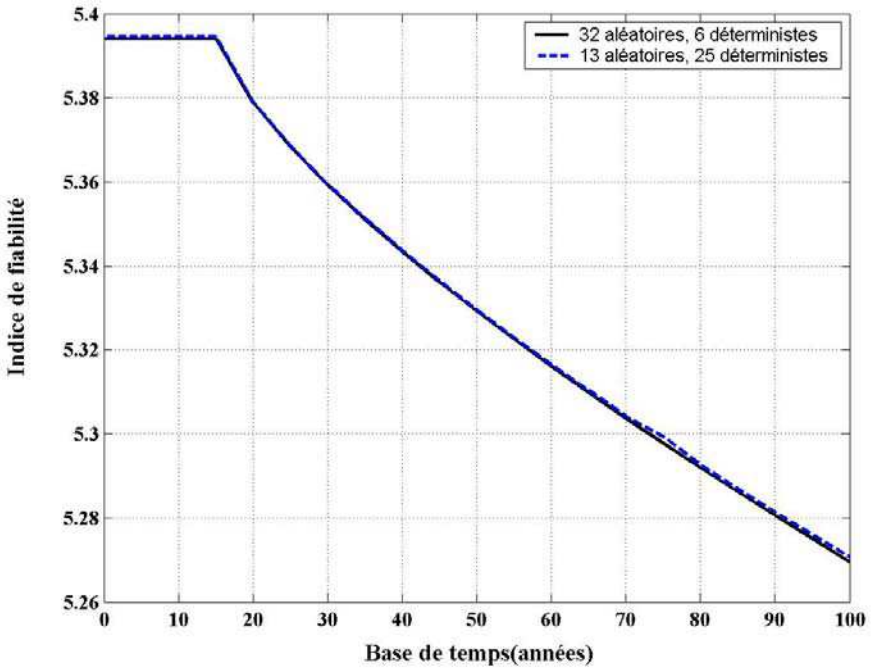


Figure 3.25 – *Évolutions des indices de fiabilité avant et après l'étude de sensibilité*

Géométrie de la section			
Symbole	**Loi de densité**	**Moyenne ou biais**	**Ecart type ou coefficient de variation**
h_0	déterministe	v_{nominal}	-
b	déterministe	v_{nominal}	-
b_0	déterministe	v_{nominal}	-
Centre gravité de l'armature	normale	v_{nominal}	0,05
Distance entre les lits d'armature	déterministe	v_{nominal}	-
hp	déterministe	v_{nominal}	-
d	normale	$v_{\text{nominal}} + 8$ mm	3,6 mm*
Phénomène de dégradation par corrosion			
C_s	déterministe	0,650***	-
C_{cr}	déterministe	0,300***	-
D	déterministe	μ **	-
A_S	lognormale	v_{nominal}	0,05
cp	normale	v_{nominal}	0,13
e/c	déterministe	v_{nominal}	-
x_c	déterministe	v_{nominal}	-
ε_p	déterministe	μ **	-
HR	déterministe	v_{nominal}	-
Phénomène de dégradation par corrosion			
$\left[CO_2\right]^0$	déterministe	v_{nominal}	-
$\left[Ca(OH)_2\right]^0$	déterministe	v_{nominal}	-
A	déterministe	0	-
B	déterministe	32,13	-
C	déterministe	-1,64	-
m	normale	v_{nominal}	0,10
ξ	normale	1,0	0,20
D	déterministe	1,8	-
E	déterministe	2,2	-
F	déterministe	$1,64\,10^{-6}$	-
Sollicitations sur la section			
M_{pp}	normale	1,00	0,07
M_{sstruc}	normale	1,05	0,10
M_{surf}	normale	1,10	0,25
M_{trafic}	déterministe	-	-
X_T	Gumbel	Valeur tabulée	0,02*
D_T	normale	Valeur tabulée	Valeur tabulée
Propriétés mécaniques des matériaux			
f_{cj}	lognormale	$f_{ck} + 75$	60 kg/cm^2*
f_e	normale	v_{nominal}	0,10
ε_{se}	déterministe	v_{nominal}	-

* Valeur de l'écart type ** Valeur moyenne déterminée par simulations *** Valeur par rapport au poids de ciment (kg/m^3)

Tableau 3.16 – *Tableau résumé des modèles de variables adoptées à l'ELU de résistance*

CHAPITRE 4

ANALYSE DE LA PERFORMANCE D'UNE FAMILLE DE PONTS EN BÉTON ARMÉ

4.1 – INTRODUCTION

Dans le Chapitre 2, la notion d'étapes ou de phases de performance des ouvrages en béton armé a été discutée. Quelques expressions permettant de prédire la durée de certaines de ces phases ou périodes ont été présentées (temps d'amorçage de la corrosion, temps de formation de la fissuration, temps de propagation, etc.). Dans le Chapitre 3, l'analyse des incertitudes et de la sensibilité de la fiabilité à l'état limite ultime vis-à-vis des variables de modélisation a été menée pour une section de poutre en béton armé.

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer l'analyse de la performance d'une famille de ponts-routes en béton armé, sur la base des expressions et des résultats de l'étude de sensibilité développés dans les Chapitres 2 et 3.

Pour cela, ce chapitre est divisé en cinq parties. La première partie présente une famille de ponts, représentative du parc des ponts routiers de la région Alsace (Bas et Haut Rhin). Dans la deuxième partie, des classes de paramètres fondamentaux, dans les processus de dégradation par corrosion (attaque par chlorures et carbonatation) sont présentées. Ces paramètres représentent des valeurs caractéristiques du risque potentiel de corrosion des armatures. Ils sont en effet identifiés comme des paramètres prédominants dans l'agressivité d'un environnement. La troisième partie présente des « types d'environnements agressifs » composés par un ensemble de variables jugées fondamentales dans le processus de corrosion. Les ponts de la famille sont donc, exposés à ces milieux environnants et le développement temporel de leur performance est ainsi évalué. La quatrième partie et la cinquième partie constituent une évaluation probabiliste de ces milieux, du point de vue d'un seul pont et de l'ensemble de la famille. Les conclusions tirées de cette analyse sont enfin présentées.

4.2 – CARACTÉRISTIQUES ET DIMENSIONNEMENT D'UNE FAMILLE DE PONTS

L'étude porte sur une famille de ponts à poutres en béton armé qui peut être considérée comme représentative de situations de projets les plus courantes dans la région de l'Alsace. Ceci permet de spécifier des dimensions et des géométries les plus usuelles pour ces ponts fictifs, comme le nombre de travées, le nombre de poutres, le nombre d'entretoises, la longueur, le nombre de voies, etc. Le Tableau 4.1 illustre les caractéristiques structurales, géométriques et celles des sections transversales des ponts étudiés.

Caractéristiques structurales			**Caractéristiques géométriques**			**Dimension de la section transversale en « T »**		
Nombre de poutres	**Nombre d'entretoises**	**Nombre de travées**	**Nombre de voies**	**Largeur du pont (m)**	**Longueur du pont (m)**	**Hauteur (m)**	**Largeur d'âme (m)**	**Largeur de la table (m)**
4,5 ou 6	5 ou 8	1	2 ou 3	10 ou 13	10 ;20 ou 30	0,75 ou 1,25	0,30 ou 0,50	2,00 ;2,30 ;2,50 ou 3,90

Tableau 4.1 – *Caractéristiques générales de la famille de ponts*

Les profils typiques des ponts étudiés et des sections transversales sont présentés dans la Figure 4.1.

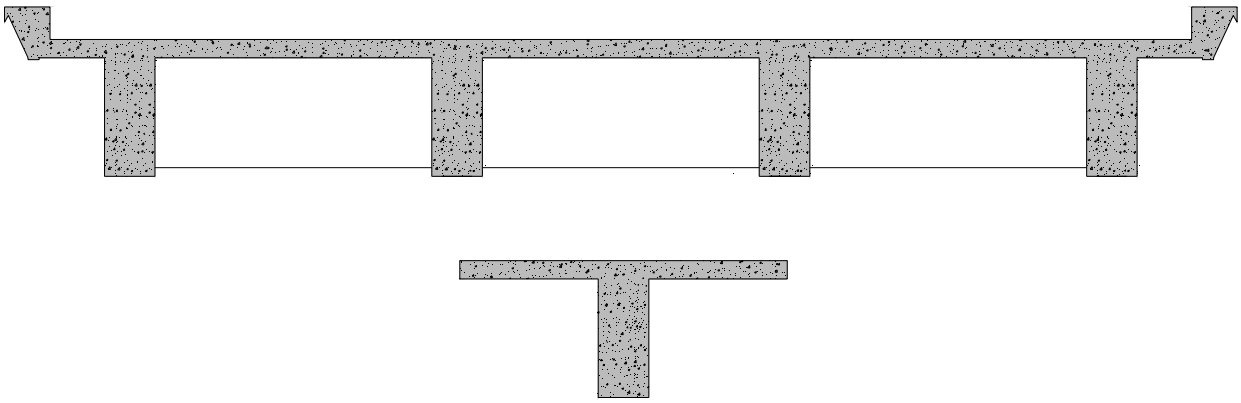


Figure 4.1 – *Profil typique d'un pont à 4 poutres et d'une section transversale en T*

La résistance caractéristique à la compression du béton est prise égale à 30 MPa et la limite d'élasticité de l'acier, f_e, vaut 400 MPa. La formulation du béton utilisée est la suivante : 1843 kg/m^3 de granulat (sable et gravillon), 358 kg/m^3 de ciment CEMI I et rapport eau/ciment égal à 0,50. Les coefficients partiels de sécurité appliqués aux matériaux sont γ_b et γ_s valant respectivement 1,5 et 1,15 (ϕ_b = 0,67 et ϕ_s = 0,87), ce qui donne la résistance à la compression de calcul du béton (éq.2.2) et la contrainte de traction ultime de l'acier (éq.2.4).

Le dimensionnement des sections des poutres ou, autrement, le calcul des sections d'armatures destinées à supporter les efforts de traction dus à la flexion est entrepris selon le modèle mécanique présenté dans le paragraphe 2.3.2.1.2 et 2.3.2.1.3 et les règles BAEL A.4.3-1, A.4.3-2, A.4.3-3 et A.4.3-4.

Les charges permanentes regroupent les charges dues au poids propre de la structure et les charges dues à la superstructure (gardes-corps, trottoirs et chaussée/étanchéité). Les coefficients partiels de sécurité dans les deux cas valent 1,35. Dans le règlement français [Fasc Nº 61], quatre systèmes de charges d'exploitation peuvent être disposés sur les chaussées de ponts : les systèmes A (système de charge uniformément répartie) et B (système de charge localisée), les charges militaires représentées par les convois M_c80 ou M_c120 et les charges exceptionnelles (Annexe A). Les sections d'acier placées dans les poutres sont calculées pour la charge la plus défavorable agissant sur les ponts. Le convoi militaire M_c120 est identifié comme celui qui mène à des sollicitations en flexion les plus importantes (mi-travée). La combinaison fondamentale $1{,}35\ G + 1{,}35\ Q$ [Circulaire, 1979] est celle utilisée dans les calculs, où Q représente la charge du convoi militaire M_c120 et G les charges permanentes. Le pourcentage d'armature maximal appliqué dans l'ensemble des ponts est de 4,87%.

Spécification du pont	Longueur du pont	Nombre de poutres	Nombre d'entretoises	Nombre de voies	Indice de fiabilité β sous système A	Indice de fiabilité β_0 avec le chargement le plus défavorable
L105p5e2v	10	5	5	2	7,84	3,14
L105p5e3v	10	5	5	3	7,72	2,96
L204p8e2v	20	4	8	2	6,44	3,25
L204p8e3v	20	4	8	3	6,34	3,02
L205p5e2v	20	5	5	2	6,16	3,20
L205p5e3v	20	5	5	3	6,18	3,22
L205p8e2v	20	5	8	2	6,14	3,20
L205p8e3v	20	5	8	3	6,16	3,26
L206p8e2v	20	6	8	2	6,13	3,30
L206p8e3v	20	6	8	3	6,12	3,20
L304p8e2v	30	4	8	2	5,69	3,56
L304p8e3v	30	4	8	3	5,39	3,28
L305p5e2v	30	5	5	2	5,57	3,67
L305p5e3v	30	5	5	3	5,52	3,67
L305p8e2v	30	5	8	2	5,61	3,74
L305p8e3v	30	5	8	3	5,39	3,56
L306p8e2v	30	6	8	2	5,59	3,76
L306p8e3v	30	6	8	3	5,42	3,60

Tableau 4.2 – *Fiabilité de la famille de ponts en béton armé*

La répartition transversale des charges sur les poutres des ponts est faite en utilisant la Méthode de Guyon. Les coefficients de répartitions utilisés sont ceux qui mènent aux situations les plus défavorables. La détermination des sollicitations sur les ponts est réalisée au moyen du logiciel ST1 du SETRA.

Le Tableau 4.2 illustre les résultats de l'étude en fiabilité des 18 ponts intègres (c'est-à-dire avec armatures non corrodées) qui constituent la famille de ponts. L'indice de fiabilité β correspond au calcul de la fiabilité à l'ELU des sections sous charges de trafic $A(l)$; β_0 est relatif au chargement le plus défavorable. Les indices de fiabilité β_0 représentent donc la limite de sécurité structurale réglementaire prévue implicitement par le BAEL [B.A.E.L, 1991] (paragraphe 2.4.6). La spécification adoptée pour les ouvrages, porte la signification suivante : « L » fait référence à la longueur du pont, « p » au nombre de poutres, « e » au nombre d'entretoises et « v » au nombre de voies. Les caractéristiques structurales et géométriques sont celles répertoriées dans le Tableau 4.1.

Les indices de fiabilité β_0 correspondent dans tous les cas à la valeur maximale de la sollicitation provoquée par le convoi militaire M_c120 prise comme déterministe (la vérification à ce convoi n'est pas obligatoire dans l'application du Fascicule 61 ; nous l'avons cependant retenue comme systématique dans nos études). Les indices de fiabilité β sont obtenus à partir de la valeur maximale du moment fléchissant provoqué par la charge $A(l)$ (sollicitation induite par les charges d'exploitation). Pour la famille de ponts, les rapports entre ces deux charges de trafic $M_c120/A(l)$ se situent entre une limite inférieure de 1,21 (L304p8e3v) et une limite supérieure de 2,71 (L105p5e2v). La Figure 4.2 illustre les valeurs des indices de fiabilité β_0 de la famille de ponts. On note que les indices de fiabilité des ponts de 30 m de longueur sont supérieurs à ceux des ponts à 10 et 20 m de travée. Pour les ponts de 30 m, les pourcentages d'armatures longitudinaux ρ sont supérieurs à 2,96%. Donc, en raison du conservatisme du règlement par rapport aux cas extrêmes, il n'est pas étonnant que les ponts de 30 m de portée présentent des indices β_0 plus importants.

Dans la Figure 4.3, le conservatisme du règlement B.A.E.L se manifeste différemment : les sollicitations sont plus importantes dans les ponts de 30 m de portée que dans ceux de 10 m ou 20 m. Les rapports entre les charges du convoi militaire M_c120 et $A(l)$ varient de 1,21 à 1,41 pour les ponts de 30 m, tandis que pour les deux autres ponts (10 et 20 m) ce rapport est plus élevé. Ainsi, d'après les prescriptions imposées par le règlement, les ponts de 30 m de travée présentent un comportement structural d'un niveau de sécurité sous charge $A(l)$ qui se rapproche de celui obtenu avec le convoi M_c120.

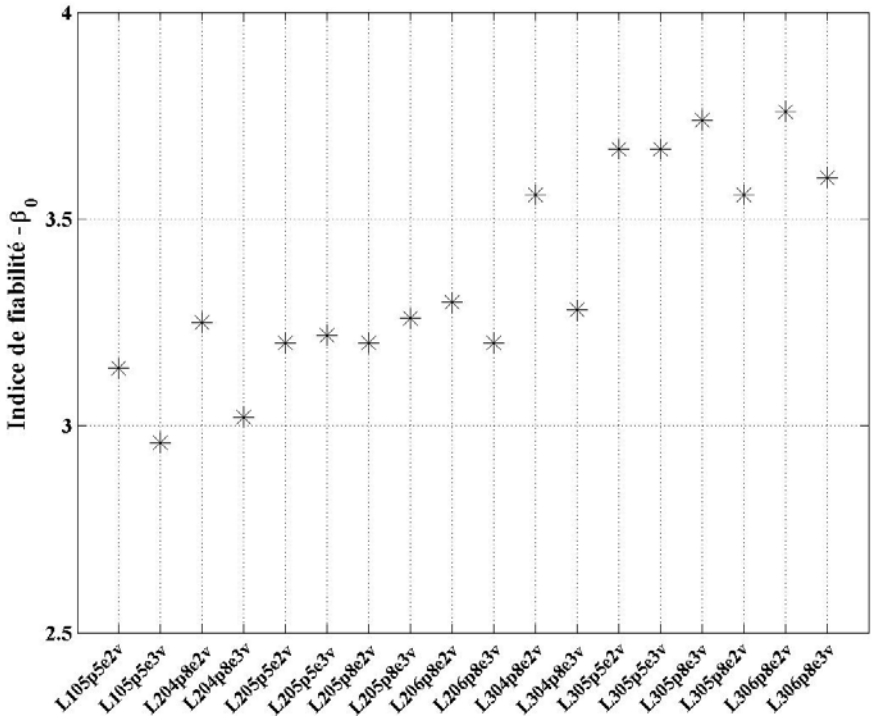


Figure 4.2 – *Indices de fiabilité* β_0 *des ponts de 10, 20 et 30 m de portée*

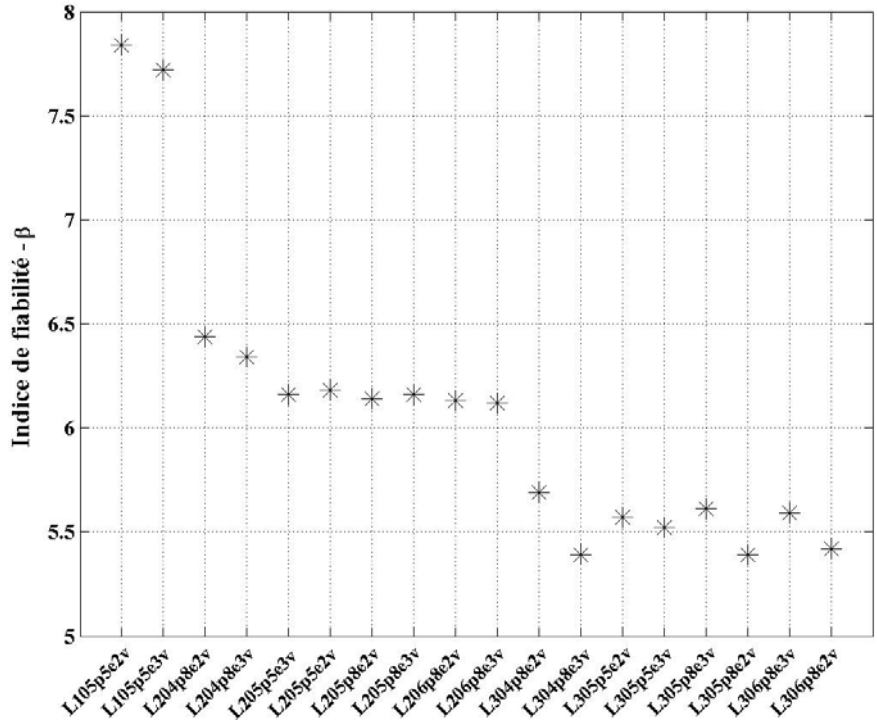


Figure 4.3 – *Indices de fiabilité* β *des ponts de 10, 20 et 30 m de portée*

4.3 – DÉFINITION DES PARAMÈTRES FONDAMENTAUX DU PHÉNOMÈNE DE DÉGRADATION

4.3.1 – Introduction

Dès que les ouvrages sont mis en contact avec le milieu environnant, ils peuvent commencer à se dégrader avec des effets de différentes intensités, selon leurs conditions. En général, ces dégradations deviennent plus importantes au cours du temps et finissent par provoquer une perte de performance, plus précisément une perte d'aptitude au service ou une perte de sécurité structurale, ce qui raccourcit la durée de vie de l'ouvrage.

L'étude a porté sur l'évolution du profil de dégradation et sur la détermination des phases de performance (paragraphe 2.4) des poutres en béton armé soumises à la flexion. Ainsi, les ponts fictifs ont été placés dans divers environnements agressifs caractérisés par un ensemble de variables jugées fondamentales dans le processus de dégradation. Les différents effets dépendent de la combinaison de ces paramètres. Dans les paragraphes 4.3.2 à 4.3.4, ces paramètres sont examinés.

4.3.2 – Indicateurs de durabilité potentielle des ouvrages en béton armé

Le guide de l'Association française de génie civil [AFGC, 2003] a pour objectif de fournir une meilleure connaissance des propriétés relatives à la durabilité du béton (armé) et de ses constituants, et de mettre en place des moyens pour maîtriser cette durabilité. Il propose une méthodologie pour la mise en œuvre d'une démarche performantielle, globale et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé), basée sur la notion d'indicateur de durabilité. Cette méthodologie vise à obtenir un béton apte à prémunir les ouvrages neufs d'une dégradation donnée et ainsi garantir une durée de vie plus étendue.

Paramètres	Classes / Valeurs indicatives (durabilité potentielle)				
	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Porosité du béton accessible à l'eau (%)	>16	14 à16	12 à14	9 à 12	6 à 9
Coefficient de diffusion apparent des chlorures ($10^{-12}m^2.s^{-1}$)	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
$Ca(OH)_2$ (% par rapport au poids de ciment)	< 10	10 à 13	13 à 20	22 à 25	≤ 25

Tableau 4.3 – *Classes et valeurs indicatives des paramètres généraux liées à la dégradation par carbonatation et par contamination par chlorures*

Le Tableau 4.3 illustre quelques indicateurs de durabilité extraits du guide [AFGC, 2003]. Ils représentent des indicateurs de durabilité généraux (valables pour les différentes dégradations envisagées) et dans le cadre de ce travail, ils constituent des paramètres d'intérêt. Pour chacun

d'eux, cinq classes sont proposées, elles sont associées à des valeurs limites ou indicatives. Ces classes permettent d'évaluer la durabilité potentielle d'une formule de béton donné, à travers la comparaison des valeurs des indicateurs de durabilité quantifiés (par une mesure en laboratoire ou issue d'une base de données), avec les classes proposées dans le Tableau 4.3.

Basée sur la méthodologie du Guide AFGC, on peut formuler la réflexion suivante : ces paramètres sont jugés essentiels pour évaluer la durabilité d'un béton donné et conduire à une durée de vie plus étendue d'un ouvrage neuf. Dans le cas des ***ouvrages existants***, ces indicateurs qui sont liés à la qualité du matériau béton, peuvent déterminer le risque potentiel de dégradation de la structure.

4.3.3 – Variables générales mises en jeu dans le processus de corrosion

Dans l'ensemble de variables qui définissent les environnements agressifs auxquels la famille de ponts est exposée (4.3.2), quatre ne sont pas intrinsèques au béton, mais qui ont une grande influence dans le processus de dégradation par corrosion. Ces variables sont la concentration en chlorures à la surface du béton, l'humidité relative, et l'épaisseur de l'enrobage et la concentration critique de chlorures.

L'humidité relative est un paramètre caractéristique de l'environnement et joue un rôle notable dans les vitesses de réaction. Par exemple, la vitesse maximale de carbonatation du béton est atteinte sous une humidité relative comprise entre 60% et 70%. La concentration en chlorures à la surface du béton est également un paramètre d'évaluation du milieu environnant, car son agressivité peut se révéler dans la disponibilité des ions chlorures à la surface du béton.

L'épaisseur d'enrobage est un paramètre géométrique de la section transversale d'une poutre. Néanmoins, si elle est insuffisante, elle peut être l'origine principale de la dégradation par corrosion. Ces imperfections normalement sont dues, d'une part au non-respect des prescriptions du règlement [BAEL, 1991] et, d'autre part à une mauvaise mise en œuvre de l'enrobage prévu en cours de chantier.

La concentration critique en chlorures libres et l'humidité relative font partie de l'ensemble de principaux paramètres qui déterminent la corrosion. La concentration critique indique la concentration en chlorures susceptible d'amorcer la corrosion des aciers, lorsque le front de chlorures atteint ces derniers.

4.3.4 – Proposition de classes des variables intervenant dans le processus d'évaluation d'un ouvrage

Dans les paragraphes précédents, les paramètres fondamentaux dans le phénomène de dégradation ont été présentés (concentration en portlandite, porosité du béton, humidité relative, concentration en chlorures à la surface du béton, coefficient de diffusion des chlorures, concentration critique et épaisseur d'enrobage). En s'appuyant sur la proposition des indicateurs de durabilité, il paraît raisonnable de suggérer des ***valeurs de référence*** pour les paramètres identifiés comme fondamentaux dans la dégradation par corrosion.

Ainsi, des classes de valeurs moyennes sont définies et classées en : faible, moyenne ou élevée. Les valeurs attribuées à chacune de ces classes tiennent compte de l'influence du paramètre dans le processus de corrosion. Elles expriment l'idée du ***risque potentiel de dégradation***. Dans le cas des paramètres liés au béton (concentration de portlandite, porosité du béton et coefficient de diffusion des chlorures), les intervalles de valeurs indiqués dans les classes (faible, moyenne, élevée ou éventuellement très élevée), sont réduits à une seule valeur (Tableau 4.3). En revanche, les autres paramètres (concentration critique et à la surface, humidité relative et épaisseur de l'enrobage) proviennent de valeurs classiques ou publiées [Brime, 2001], [Stewart, 2000], [Glass, 1997], [Roelfstra, 2001].

4.3.4.1 – Concentration de portlandite

La portlandite $\left[Ca(OH)_2\right]$ est la réserve d'alcalinité primordiale pour assurer et maintenir la passivation des armatures au cours du temps. La carbonatation du béton implique la consommation de cette réserve basique et, en conséquence, le pH de la solution interstitielle du béton baisse jusqu'à 9. Ainsi, lorsque le béton carbonaté atteint les armatures, celles-ci sont dépassivées.

À partir du Tableau 4.3, le Tableau 4.4 est proposé ; trois classes des concentrations de portlandite sont présentées et classées en faible, moyenne et élevée selon le risque potentiel de dégradation.

Risque de dégradation des armatures basé sur la concentration de portlandite	**Faible**	**Moyen**	**Elevé**
$Ca(OH)_2$ (% massique par rapport au ciment)	25	20	10

Tableau 4.4 – *Classes et valeurs moyennes de référence proposées pour la concentration de portlandite*

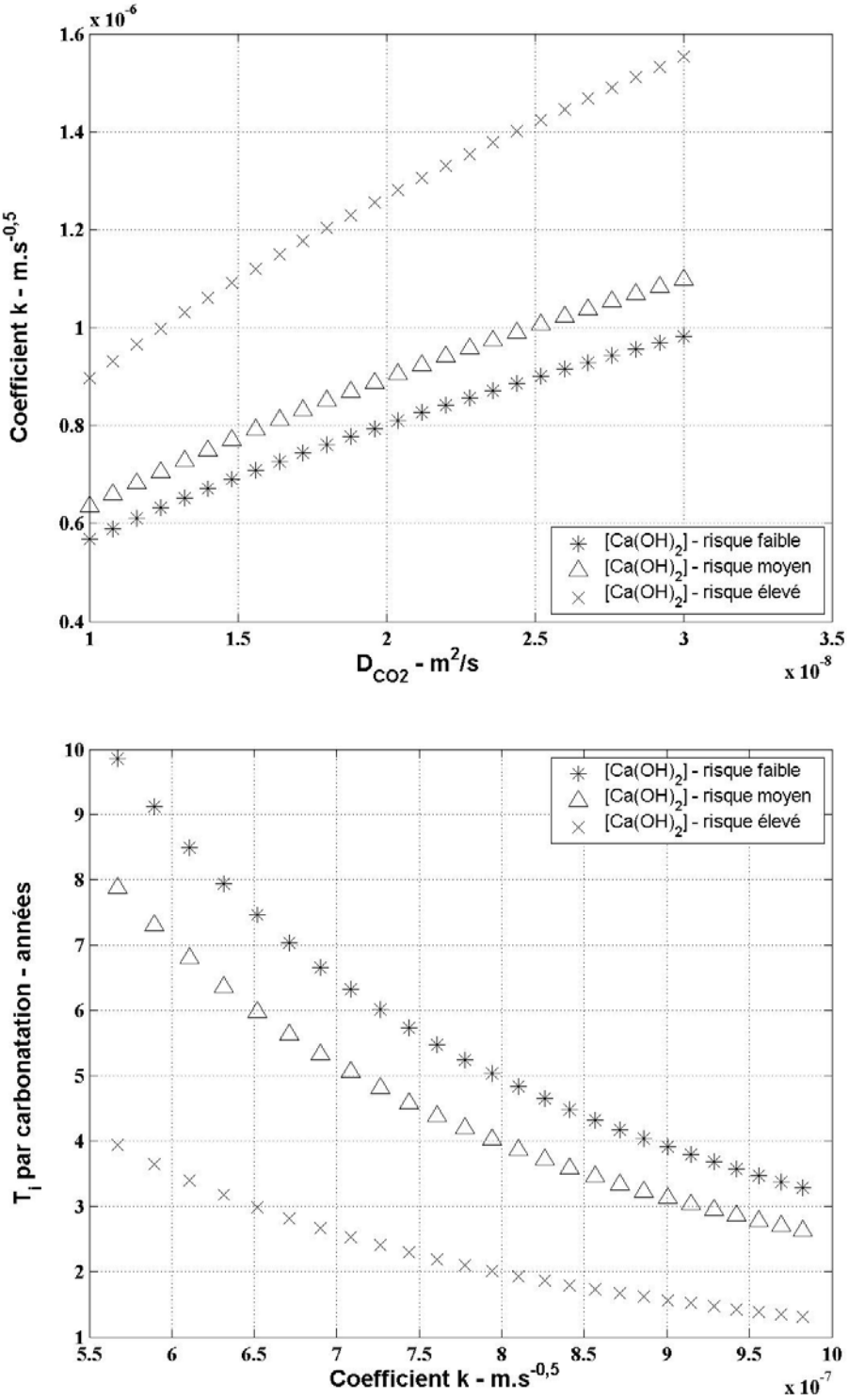


Figure 4.4 – *Influence de la concentration de portlandite sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe*

Ainsi, en ce qui concerne la carbonatation, la classe à « faible risque », correspond à une forte teneur en portlandite. Celle-ci correspond à la limite supérieure de la classe de durabilité potentielle élevée (Tableau 4.3). En revanche, pour la classe à « risque élevé » de dégradation, la concentration de portlandite est moins importante et elle correspond à la limite la plus

défavorable de la classe à faible durabilité potentielle. La valeur de la classe de « risque moyen » est égale à la limite supérieure de la classe moyenne du Tableau 4.3. La Figure 4.4 donne un aperçu de l'influence de chaque classe sur le temps d'amorçage de la corrosion au travers du coefficient K .

4.3.4.2 – Porosité du béton

La porosité du béton caractérise le réseau poreux du matériau et les propriétés de transport dans le béton peuvent être mieux précisées. De façon plus générale, la durabilité est très souvent liée à l'aptitude du matériau à résister à la pénétration des agents agressifs, selon un processus de transport en phase gazeuse ou en phase liquide. L'attribution des valeurs moyennes aux classes de la porosité du béton est identique à celle qui a été décrite dans le paragraphe précédent. Une classe à « faible risque » de dégradation possède une valeur basse de la porosité. Ainsi, la valeur définie correspond à la limite inférieure de la classe à durabilité potentielle très élevée (Tableau 4.3). En revanche, une classe à « risque élevé » de dégradation correspond à un béton de grande porosité. Celle-ci correspond à la limite supérieure de l'intervalle de la classe à faible durabilité potentielle du Tableau 4.3. Pour la classe moyenne, on garde la limite inférieure de l'intervalle à durabilité potentielle moyenne.

Risque de dégradation des armatures basé sur la porosité du béton	**Faible**	**Moyen**	**Elevé**
ε (%)	6	12	16

Tableau 4.5 – *Classes et valeurs moyennes de référence proposées pour la porosité du béton*

En réalité, les valeurs présentées dans le Tableau 4.5 ne sont pas introduites directement dans l'expression de la performance de capacité portante incluant les phénomènes de dégradation. Elles sont utilisées dans la détermination de la ***porosité de la pâte de ciment*** (éq. 2.25). Celle-ci est définie dans chaque classe à partir de simulations de Monte Carlo en utilisant les caractéristiques du béton étudié (paragraphe 4.2). Les résultats correspondants à chaque classe de porosité du béton répertoriée dans le Tableau 4.5 trouvent leurs équivalents en ***porosités de la pâte*** dans le Tableau 4.6.

Risque de dégradation des armatures basé sur la porosité de la pâte	**Faible**	**Moyen**	**Elevé**
ε_p **(%)**	20	40	53

Tableau 4.6 – *Classes et valeurs moyennes de référence proposées pour la porosité de la pâte*

4.3.4.3 – Humidité relative de l'atmosphère

Les réactions de corrosion métallique ne se produisent qu'en présence d'une solution aqueuse qui est ici contenue dans les pores du ciment durci. Par ailleurs, si l'humidité est faible, la pénétration du dioxyde de carbone est favorisée, mais il est nécessaire d'avoir une certaine quantité d'eau pour dissoudre ce gaz carbonique. Ainsi, une atmosphère très sèche ne provoque pas la carbonatation du béton.

Risque de dégradation des armatures basé sur l'humidité relative	**Faible**	**Moyen**	**Elevé**
HR **(%)**	80	70	65

Tableau 4.7 – *Classes et valeurs moyennes de référence proposées pour l'humidité relative*

Les valeurs indiquées dans le Tableau 4.7 sont proposées à partir de publications [Saetta,93], [Saetta, 1995], [Papadakis, 1991c], [AFGC, 2003]. Dans le cas de la carbonatation, l'interprétation pour ces classes est la suivante : à 80% d'humidité, le mécanisme global de carbonatation est limité car les ions carbonate diffusent lentement dans la solution. Ainsi, le risque d'avoir de la carbonatation est faible. En revanche, à un taux d'humidité relative de 65%, le risque est élevé, car avec cette quantité d'eau la vitesse de dissolution du gaz peut être considérée comme optimale.

4.3.4.4 – Épaisseur de l'enrobage

L'enrobage en béton prévu autour des barres d'acier fonctionne comme une barrière mécanique qui freine ou même empêche que des agents agressifs susceptibles de provoquer la corrosion des armatures atteignent celles-ci. Il a donc un rôle important dans la protection contre la corrosion (Figure 4.6). Pour cette raison, l'étude a porté sur deux épaisseurs distinctes d'enrobage cp, de 4 cm et de 3 cm. Ces deux épaisseurs ne respectent pas les dispositions générales du BAEL 91 (A.7.1), mais sont des valeurs courantes retrouvées dans les ponts existants.

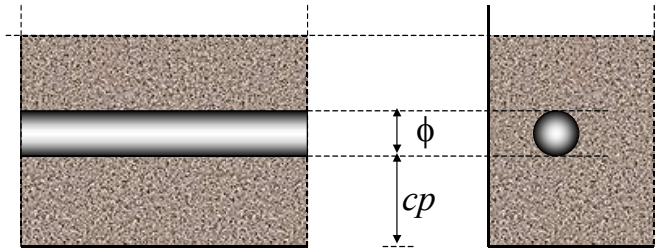


Figure 4.5 – *Définition de l'épaisseur de l'enrobage d'une section transversale de poutre*

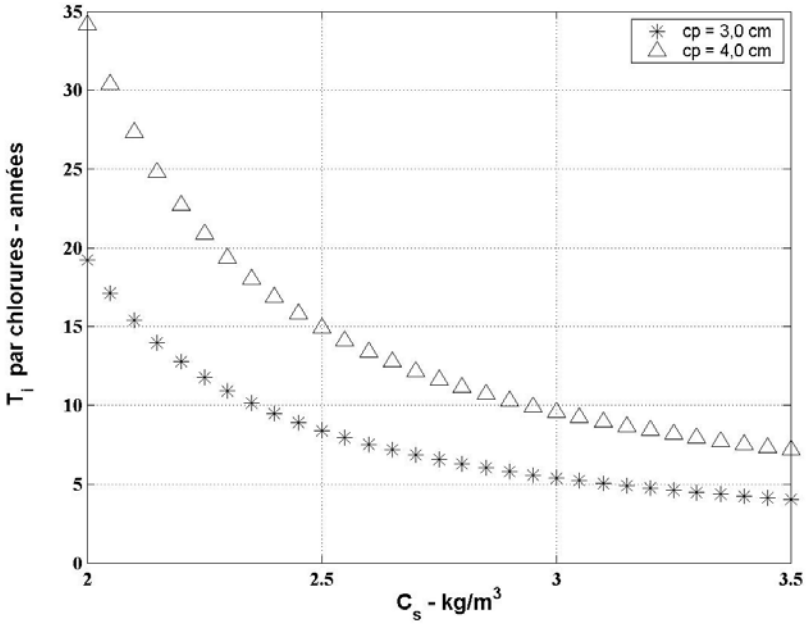


Figure 4.6 – *Influence de l'épaisseur de l'enrobage sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe*

La Figure 4.6 illustre l'influence de l'enrobage sur le temps d'amorçage de la corrosion par attaque des chlorures.

4.3.4.5 – Coefficient de diffusion

La diffusion résulte d'un déplacement aléatoire des molécules dû à un gradient de concentration. Le coefficient de diffusion des ions chlorures quantifie leur possibilité de pénétration dans le matériau béton et donc leur facilité à corroder les armatures. En général, la valeur du coefficient croît avec le risque de corrosion. Comme il s'agit de la solution particulière de la deuxième loi de Fick qui est utilisée pour la modélisation, des valeurs de coefficient de diffusion sont introduites pour identifier des classes de risque.

Risque de dégradation des armatures basé sur le coefficient de diffusion	Faible	Moyen	Elevé
D **(10^{-12} m²/s)**	1,0	5,0	50

Tableau 4.8 – *Classes et valeurs moyennes de référence proposées pour le coefficient de diffusion*

Dans le Tableau 4.8, une classe à faible risque de dégradation porte la valeur de la limite inférieure de l'intervalle correspondant à la classe de durabilité potentielle élevée. Les classes à

risque moyen et élevé prennent la valeur de la limite plus défavorable de la classe à durabilité moyenne et faible (Tableau 4.3).

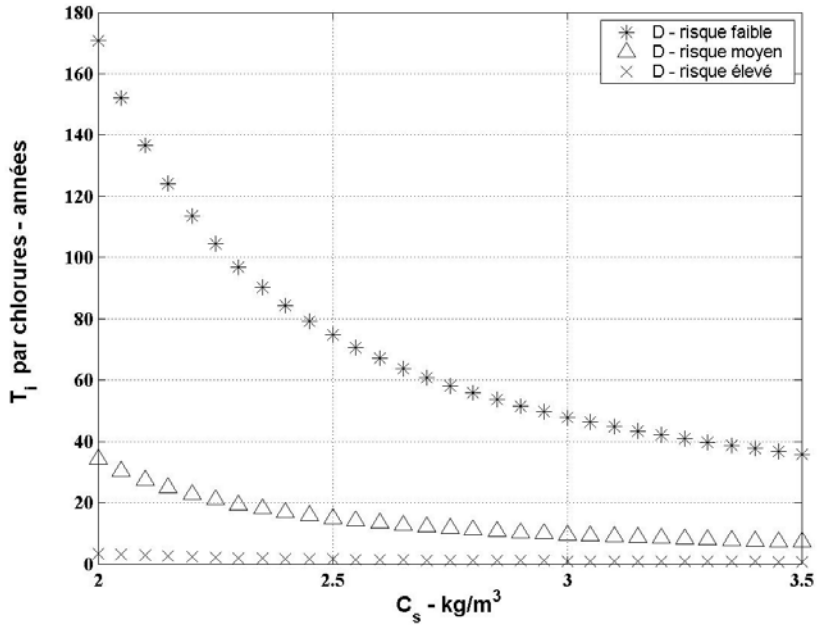


Figure 4.7 – *Influence du coefficient de diffusion des ions chlorures sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe*

La Figure 4.7 donne un aperçu de l'influence de chaque classe du coefficient de diffusion sur le temps d'amorçage de la corrosion en fonction de la concentration à la surface.

4.3.4.6 – Concentration critique de chlorures

La définition de ce paramètre, les différentes façons de l'exprimer et la variabilité de valeurs proposées pour le quantifier ont été discutées dans le paragraphe 1.4.1. Il paraît pertinent de proposer des classes de valeurs pour cette grandeur de manière à tenir compte de sa dispersion et de son importance en tant que variable de dégradation. Ainsi, dans un site jugé à faible risque de corrosion, il est raisonnable de prendre une concentration critique plus élevée alors que dans un lieu à risque élevé cette valeur peut être plus contraignante.

Les valeurs entre parenthèses (Tableau 4.9) sont les quantités de chlorures exprimées en pourcentage par rapport au poids de ciment, en considérant un béton dosé à environ 350 kg/m^3 de ciment. Ces valeurs ont été inspirées de la littérature existante [Brime, 2001], [Glass, 1998] et [Kirkpatrick, 2002].

Risque de dégradation des armatures basé sur concentration critique des chlorures	Faible	Moyen	Elevé
C_{cr} (kg/m^3)	3,00 (0,86%)	1,40 (0,4%)	0,60 (0,17%)

Tableau 4.9 – *Classes et valeurs moyennes de référence proposées pour la concentration critique de chlorures*

La Figure 4.8 illustre l'influence de chaque classe de concentration critique en chlorures sur le temps d'amorçage de la corrosion en fonction de la concentration à la surface.

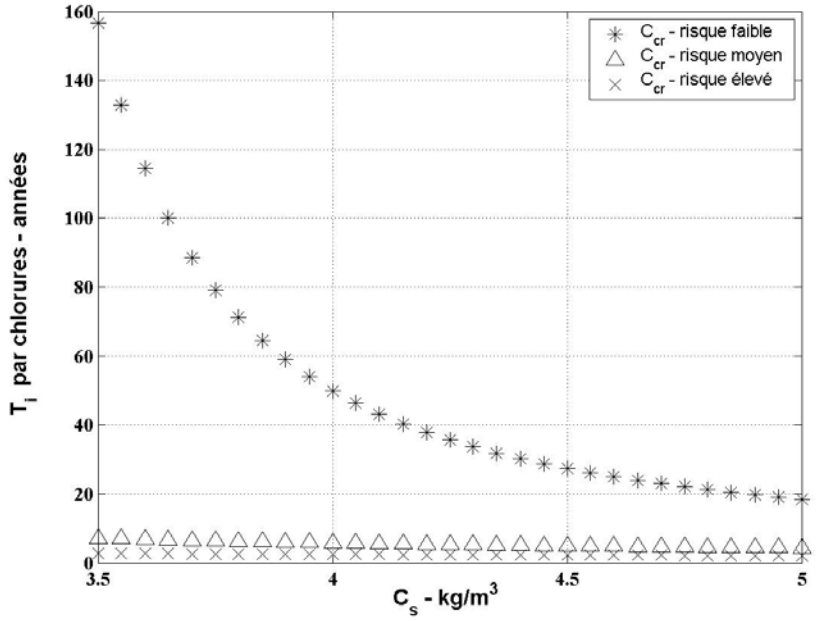


Figure 4.8 – *Influence de la concentration critique des chlorures sur le temps d'amorçage de la corrosion – analyse déterministe*

4.3.4.7 – Concentration de chlorures à la surface

Les valeurs proposées (Tableau 4.10), dans chaque classe, dépendent de l'agressivité du site et sont, par hypothèse, liées à la concentration critique en chlorures. Dans ces conditions, les concentrations en surface valent 10%, 60% ou 100%, sur les valeurs de concentration critique à risque faible, moyen et élevé, respectivement. Lorsque la concentration critique des chlorures vaut 3,0 kg/m^3, la concentration en chlorures à la surface peut avoir les valeurs suivantes : 3,3, 4,8 et 6,0 kg/m^3, donc toujours supérieure à la concentration critique. Les valeurs entre parenthèses correspondent au poids de chlorures par volume de ciment.

Risque de dégradation des armatures basé sur la concentration de chlorures à la surface	Faible	Moyen	Elevé
C_s (kg/m^3)	10% (3,3 ;1,54 ;0,66)	60% (4,8 ;2,24 ;0,96)	100% (6,0 ;2,80 ;1,20)

Tableau 4.10 – *Classes et valeurs moyennes de référence proposées pour la concentration de chlorures à la surface du béton*

L'analyse de la sensibilité des variables pour l'état limite ultime de capacité portante des poutres en béton armé soumises à la corrosion a été vérifiée dans le Chapitre 3 (paragraphe 3.5). Les résultats obtenus par cette étude ont aussi guidé ou réaffirmé le choix des paramètres fondamentaux (Tableau 4.11). L'évaluation de la sensibilité de ces variables a permis d'identifier quels étaient les paramètres de modélisation (moyenne et écart-type) capables d'apporter des modifications significatives sur les indices de fiabilité. Ainsi, pour l'ensemble de variables, l'influence est notable sur le temps d'amorçage de la corrosion (moyenne essentiellement, cf. Figures 3.18 et 3.20).

Paramètres	Classes/Valeurs de référence (risque potentiel)		
	Faible	Moyen	Élevé
Concentration de portlandite (%massique par rapport au ciment)	25	20	10
Porosité de la pâte de béton (%)	20	40	53
Humidité relative (%)	80	70	65
Concentration critique de chlorures (kg/m^3)	3,0	1,4	0,6
Concentration sur la surface (kg/m^3)	10% (3,3 ;1,54 ;0,66)	60% (4,8 ;2,24 ;0,96)	100% (6,0 ;2,8 ;1,20)
Coefficient de diffusion (10^{-12} m^2/s)	1,0	5,0	50,0

Tableau 4.11 – *Synthèse des classes et valeurs moyennes de référence relatives au risque potentiel de dégradation*

4.4 – AGRESSIVITÉ DE L'ENVIRONNEMENT : CARACTÉRISATION ET EFFETS

4.4.1 – Introduction

L'agressivité d'un environnement autour d'un béton armé dépend de paramètres liés au matériau (porosité, teneur en portlandite), au milieu proprement dit (humidité relative de l'atmosphère, salinité) et à l'interaction entre le matériau et l'environnement (coefficient de diffusion). Les variables fondamentales qui caractérisent cette agressivité sont indépendantes les unes des autres. Pour bien décrire la réalité, il faut tenir compte de l'ensemble des variables fondamentales et de leurs interactions. C'est pourquoi, l'étude a porté d'abord sur l'identification

d'environnements agressifs types pour lesquels les variables fondamentales sont dans des classes différentes de risque. Le classement en risque potentiel faible, moyen et élevé, pour les variables concernées (4.3.4.1 à 4.3.4.6), a permis la constitution de milieux agressifs. Certains ponts-routes de la famille sont enfin exposés à ces milieux agressifs.

4.4.2 – Les environnements agressifs étudiés

Les combinaisons entre les variables fondamentales de cette étude aboutissent à 67 types d'environnements agressifs illustrés dans le Tableau 4.13. Ces combinaisons ont été réalisées à l'aide du logiciel STATGRAPHICS (version 5.0+). Les environnements agressifs sont identifiés par « EA » et les niveaux de risque représentés pour chacune des variables portent la signification suivante : « F » pour une classe à faible risque de dégradation, « M » pour une classe à un risque moyen et « E » pour une classe à un risque élevé. Ainsi, dans le Tableau 4.13, l'environnement EA_3 (EFEEFE) a les caractéristiques suivantes : 0,6 kg/m^3 de concentration critique (E), 0,66 kg/m^3 pour la concentration sur la surface (F), 50.10^{-12} m^2/s pour la diffusion (E), 53% pour la porosité de la pâte (E), 25% pour la concentration de portlandite (F) et 65% d'humidité relative (E). Cependant, quelques combinaisons n'ont pas été considérées, car après certaines analyses, leurs effets ont été jugés contradictoires voire sans intérêt. C'est le cas par exemple, des combinaisons illustrées dans le Tableau 4.12.

Combinaisons rejetées	**Concentration critique** C_{cr}	**Concentration sur la surface** C_s	**Coefficient de diffusion** D	**Porosité de la pâte** ε_p	**Concentration de portlandite** $Ca[OH]_2$	**Humidité relative** HR
CRa_1	E	F	F	F	E	F
CRa_2	F	F	F	F	F	F
CRa_3	E	F	F	F	F	E
CRa_4	F	F	M	F	M	F
CRa_5	M	F	M	M	F	F
CRb_6	E	E	E	F	E	F
CRb_7	E	E	F	E	F	E
CRb_8	E	F	E	F	E	E
CRb_9	F	E	F	E	E	E
CRb_10	F	E	E	F	F	F
CRb_11	E	F	F	E	F	F
CRb_12	F	F	E	F	F	E
CRb_13	F	F	F	E	E	F

Tableau 4.12 – *Combinaisons d'environnements agressifs rejetées*

Dans le Tableau 4.12, il y a deux spécifications différentes de combinaisons rejetées. La première « CRa » fait référence à des combinaisons pour lesquelles les temps d'initiation trouvés sont assez élevés au-delà de 100 ans. La deuxième « CRb » indique des combinaisons pour lesquelles l'effet d'un coefficient de diffusion élevé avec une porosité faible (ou inversement) a été considéré comme irréaliste.

Identification de l'environnement agressif	Concentration critique C_{cr}	Concentration sur la surface C_s	Coefficient de diffusion D	Porosité de la pâte ε_p	Concentration de portlandite $Ca[OH]_2$	Humidité relative HR
EA_1	M	M	M	M	M	M
EA_2	E	E	E	E	F	F
EA_3	E	F	E	E	F	E
EA_4	E	E	F	F	E	E
EA_5	F	E	F	F	F	E
EA_6	F	F	E	E	E	E
EA_7	F	E	E	E	E	F
EA_8	F	M	M	M	M	M
EA_9	E	M	M	M	M	M
EA_10	M	F	M	M	M	M
EA_11	M	E	M	M	M	M
EA_12	M	M	F	M	M	M
EA_13	M	M	E	M	M	M
EA_14	M	M	M	F	M	M
EA_15	M	M	M	E	M	M
EA_16	M	M	M	M	F	M
EA_17	M	M	M	M	E	M
EA_18	M	M	M	M	M	F
EA_19	M	M	M	M	M	E
EA_20	E	E	F	F	F	F
EA_21	F	F	E	E	F	E
EA_22	F	E	E	E	F	E
EA_23	F	F	F	F	E	E
EA_24	F	E	F	F	E	F
EA_25	E	F	E	E	E	F
EA_26	E	E	E	E	E	E
EA_27	F	E	M	F	M	M
EA_28	E	E	M	F	M	M
EA_29	F	F	M	E	M	M
EA_30	E	F	M	E	M	M
EA_31	F	E	M	E	M	M
EA_32	E	E	M	E	M	M
EA_33	M	F	F	M	F	M
EA_34	M	E	F	M	F	M
EA_35	M	F	E	M	F	M
EA_36	M	E	E	M	F	M
EA_37	M	F	F	M	E	M
EA_38	M	E	F	M	E	M
EA_39	M	F	E	M	E	M
EA_40	M	E	E	M	E	M
EA_41	M	M	E	E	M	F
EA_42	M	M	E	E	M	E
EA_43	F	M	M	F	F	M
EA_44	E	M	M	F	F	M
EA_45	F	M	M	E	F	M
EA_46	E	M	M	E	F	M
EA_47	F	M	M	F	E	M
EA_48	E	M	M	F	E	M
EA_49	F	M	M	E	E	M
EA_50	E	M	M	E	E	M
EA_51	M	E	M	M	F	F
EA_52	M	F	M	M	E	F
EA_53	M	E	M	M	E	F
EA_54	M	F	M	M	F	E
EA_55	M	E	M	M	F	E
EA_56	M	F	M	M	E	E
EA_57	M	E	M	M	E	E
EA_58	F	M	E	M	M	F
EA_59	E	M	E	M	M	F
EA_60	F	M	F	M	M	E
EA_61	E	M	F	M	M	E
EA_62	F	M	E	M	M	E
EA_63	E	M	E	M	M	E
EA_64	M	M	F	F	M	F
EA_65	M	M	F	F	M	E
EA_66	F	M	F	M	M	F
EA_67	E	M	F	M	M	F

Tableau 4.13 – *Propositions d'environnements agressifs*

4.4.3 – Sensibilité des classes des paramètres fondamentaux sur l'amorçage de la corrosion et l'évolution des indices de fiabilité

L'étude paramétrique du Chapitre 3 a permis de définir si les variables devaient être prises comme déterministes ou probabilistes. Cette étude a montré que l'épaisseur de l'enrobage était une variable probabiliste et que les autres variables fondamentales étaient déterministes. L'étude concernant les environnements agressifs, décrits dans ce paragraphe, vise à montrer les effets du choix de classes sur les évolutions des indices de fiabilité et sur le calcul du temps d'amorçage de la corrosion. Les variables concernées et leurs valeurs moyennes de référence sont données dans les Tableaux 4.4 à 4.10. L'épaisseur de l'enrobage varie par rapport à la valeur moyenne (3 et 4 cm), mais le coefficient de variation est conservé à 13% (paragraphe 3.6). Pour illustrer ces influences, l'exemple choisi est celui d'un pont de la famille (L205p5e3v) placé dans deux environnements agressifs distincts (EA_1 et EA_3).

EA_1 – Paramètres de référence (C_{cr} =M ; C_s =M; D =M; ε_p =M; $Ca[OH]_2$ =M; HR =M)				**EA_3 – Paramètres de référence** (C_{cr} =E ; C_s =F; D =E; ε_p =E; $Ca[OH]_2$ =F; HR =E)			
Paramètres en analyse	**Classes**	**Temps d'initiation par chlorures**	**Temps d'initiation par carbonatation**	**Paramètres en analyse**	**Classes**	**Temps d'initiation par chlorures**	**Temps d'initiation par carbonatation**
C_{cr}	**1,4**	21,24	56,29	C_{cr}	**0,60**	38,95	29,88
C_s	**2,24** 1,54 2,80	21,24 389,53 11,15		C_s	**0,66** 0,96 1,20	38,95 2,12 1,12	
D	**5,0 e^{-12}** 1,0 e^{-12} 50,0 e^{-12}	21,24 106,20 2,12		D	**50,0 e^{-12}** 5,0 e^{-12} 1,0 e^{-12}	38,95 389,53 1947,63	
ε_p	**40%** 20% 53%	21,24	56,29 195,47 33,55	ε_p	**53%** 40% 20%	38,95	29,88 50,12 174,07
$Ca[OH]_2$	**20%** 25% 10%		56,29 70,36 28,14	$Ca[OH]_2$	**20%** 25% 10%		29,88 23,90 11,95
HR	**70%** 80% 65%		56,29 137,34 40,10	HR	**65%** 80% 70%		29,88 102,33 41,94

Tableau 4.14 – *Variabilité du temps d'initiation de la corrosion vis-à-vis des classes des paramètres fondamentaux*

Le Tableau 4.14 présente les valeurs des temps d'amorçage de la corrosion (équations 2.19 et 2.21) calculées avec les coordonnées du point de fonctionnement de l'état limite ultime. La sensibilité du temps d'initiation, vis-à-vis des classes de risque, a été vérifiée en faisant varier les classes pour une variable donnée, tandis que les autres paramètres sont gardés constants. La concentration critique en chlorures n'assume qu'une seule valeur de façon à être toujours inférieure à la concentration en chlorures sur la surface. Ainsi, dans EA_1, quand les valeurs de

la concentration en chlorures sur la surface changent (1,54 ;2,24 et 2,80 kg/m^3), les valeurs des autres paramètres fondamentaux sont invariables (valeurs en gras).

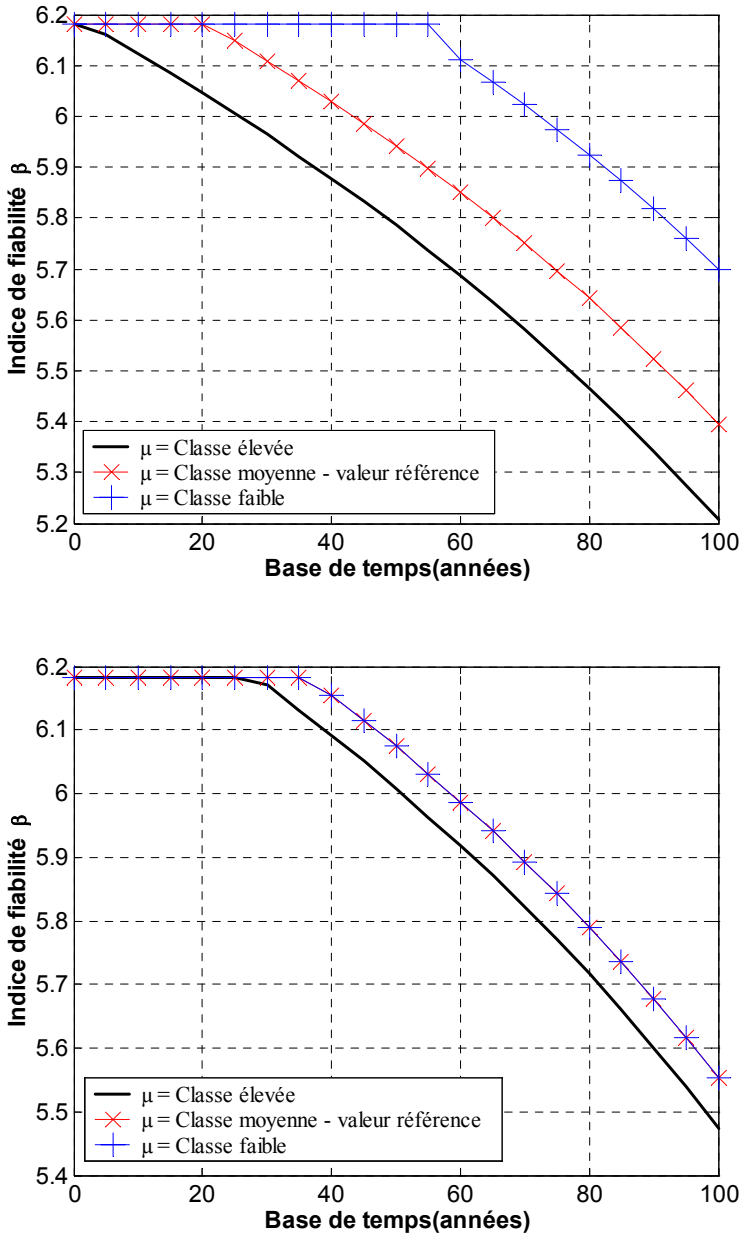


Figure 4.9 – *Effets des classes du coefficient de diffusion et de la porosité de la pâte sur les évolutions des indices de fiabilité*

Dans un milieu agressif et pour une variable donnée, les temps d'amorçage de la corrosion montrent une certaine « dispersion ». Néanmoins, dans le paragraphe 2.4.2.2, il est indiqué que le temps d'amorçage de la corrosion dans un calcul probabiliste en fiabilité, est égal à la valeur minimale entre les estimations des temps les plus probables (carbonatation et attaque par chlorures). De ce fait, en EA_1, lorsque les classes de risque de la porosité de la pâte,

concentration de portlandite et humidité relative varient, les estimations obtenues des temps d'amorçage sont souvent supérieures à celles du temps estimé par la pénétration des chlorures. Cette méthodologie montre donc, que c'est l'effet le plus défavorable des combinaisons qui est mis en évidence, plutôt que la variabilité des combinaisons.

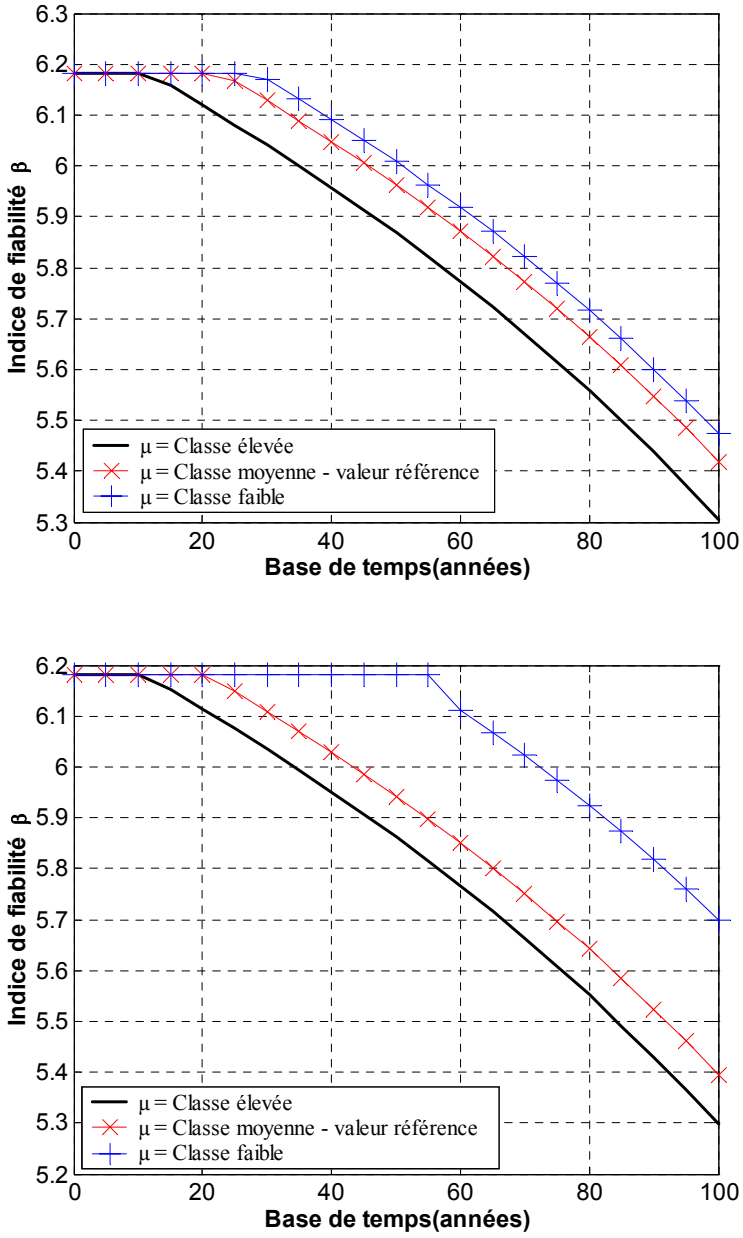


Figure 4.10 – *Effets des classes des concentrations de portlandite et en chlorures sur la surface sur les évolutions des indices de fiabilité*

Les Figures 4.9 et 4.10 illustrent l'analyse probabiliste des effets de classes de quelques paramètres sur l'évolution des indices de fiabilité. Les effets du coefficient de diffusion et de la

concentration à la surface du béton ont été vérifiés avec EA_1. En revanche, ceux de la porosité de la pâte et de la concentration de portlandite ont été examinés avec EA_3.

Selon le Tableau 4.14 (valeurs en gras), le milieu agressif EA_1 (MMMMMM) mène aux prédictions suivantes des temps d'initiation de la corrosion : 21,24 ans pour l'attaque des chlorures et 56,29 ans pour la carbonatation. La corrosion par chlorures est donc favorisée. Dans EA_3, par contre, c'est la carbonatation qui est privilégiée. En conclusion, les variations des courbes, concernant les paramètres liés à la corrosion par chlorures, sont plus nettes sur EA_1, et inversement, avec EA_3, l'influence de la porosité de la pâte et de la concentration de portlandite devient plus explicite.

4.5 – ANALYSE PROBABILISTE DES COMBINAISONS POUR LA FAMILLE D'OUVRAGES

4.5.1 – Introduction

Une fois la famille de ponts (paragraphe 4.2) et les environnements agressifs types définis (Tableau 4.13), les effets des combinaisons sont analysés d'un point de vue probabiliste. Les évolutions temporelles des indices de fiabilité sont obtenues en considérant les sollicitations provoquées par la charge de trafic $A(l)$ et les modèles de variables introduits dans le Chapitre 3.

4.5.2 – Effets des combinaisons sur les ouvrages

La Figure 4.11 illustre des évolutions temporelles des indices de fiabilité et de la probabilité de défaillance du pont L105p5e2v. Celui-ci est soumis à deux cas d'environnement agressif EA_1 et EA_26 avec 4 cm d'épaisseur d'enrobage. Dans le premier, toutes les variables fondamentales sont choisies dans les classes moyennes de risque et dans le deuxième dans les classes élevées. On note entre les deux milieux, des différences d'environ 0,1 entre indices de fiabilité à l'âge de 50 ans. De plus, il y a un écart de 20 ans environ entre les prédictions du temps d'amorçage de la corrosion.

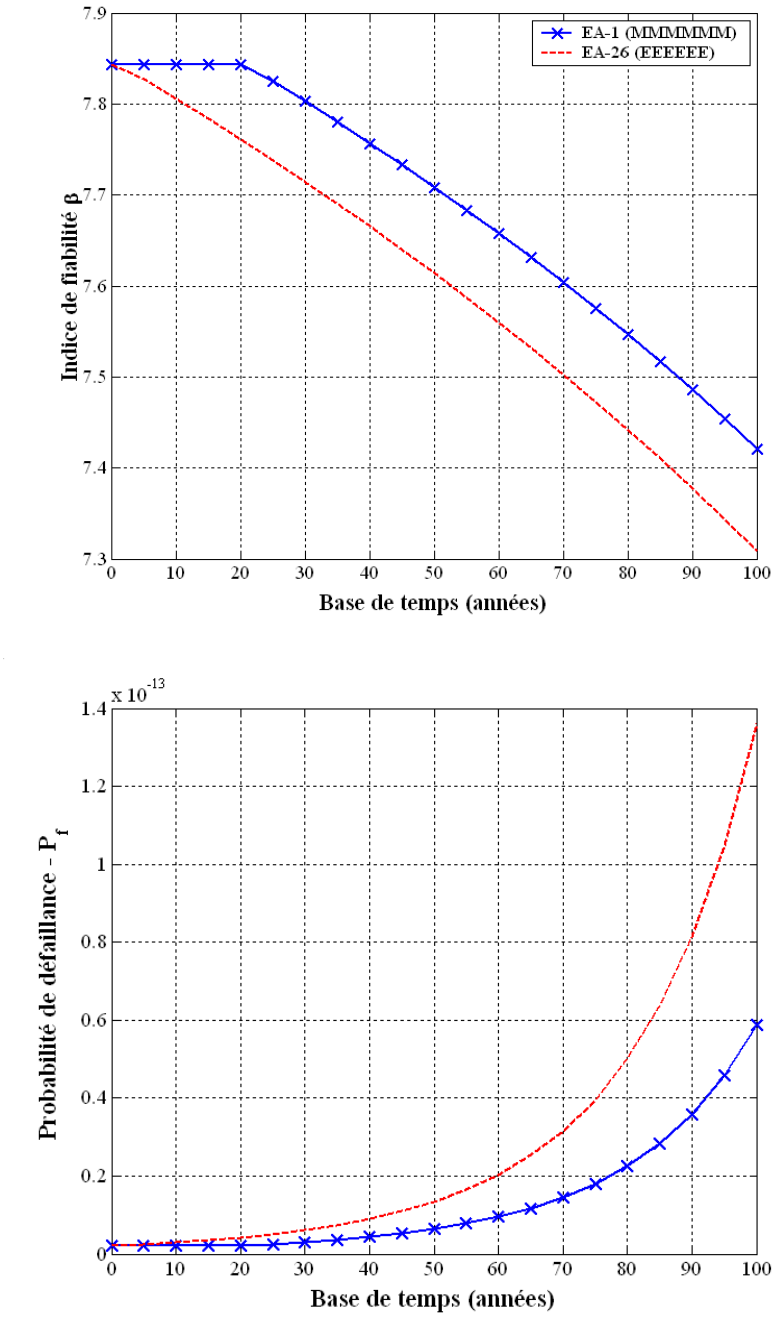


Figure 4.11 – *Comparaison entre les effets des combinaisons de EA_1 et EA_26 sur l'évolution des indices de fiabilité et des probabilités de défaillance (enrobage de 4cm)*

Si l'on considère les mêmes milieux agressifs, mais avec une épaisseur d'enrobage à 3 cm, la Figure 4.12 montre que l'écart entre les temps d'initiation de la corrosion se réduit à 11 ans et la différence entre les indices de fiabilité à l'âge de 50 ans est de 0,076. Cela met en évidence l'importance de l'enrobage en tant que barrière mécanique au phénomène de dégradation.

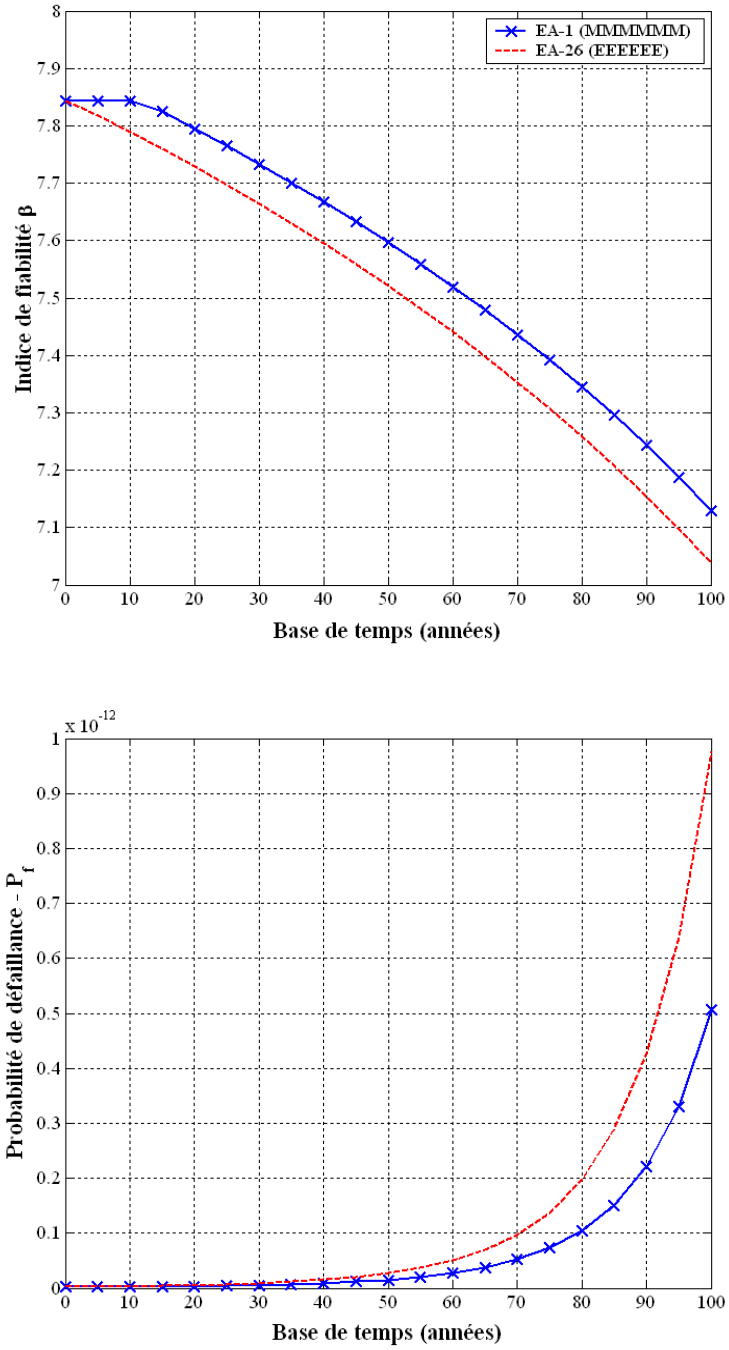


Figure 4.12 – *Comparaison entre les effets des combinaisons de EA_1 et EA_26 sur l'évolution des indices de fiabilité et des probabilités de défaillance (enrobage de 3 cm)*

Dans les Figures 4.13, les évolutions des indices de fiabilité et des probabilités de défaillance pour les environnements les plus défavorables et les moins défavorables sont regroupées. Dans ces circonstances, la différence entre les indices de fiabilité à 50 ans est de 0,23 et l'écart entre les prédictions du temps d'amorçage de la corrosion est proche de 70 ans.

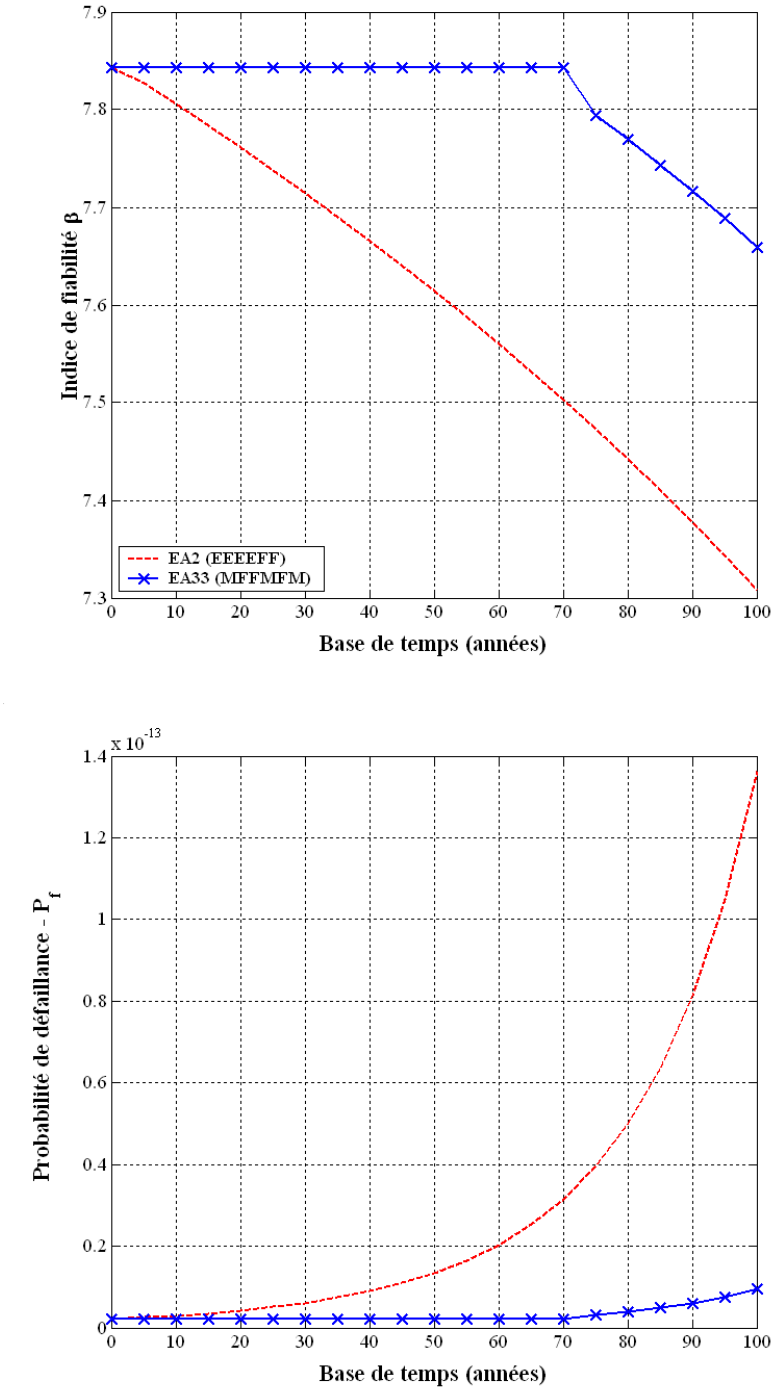
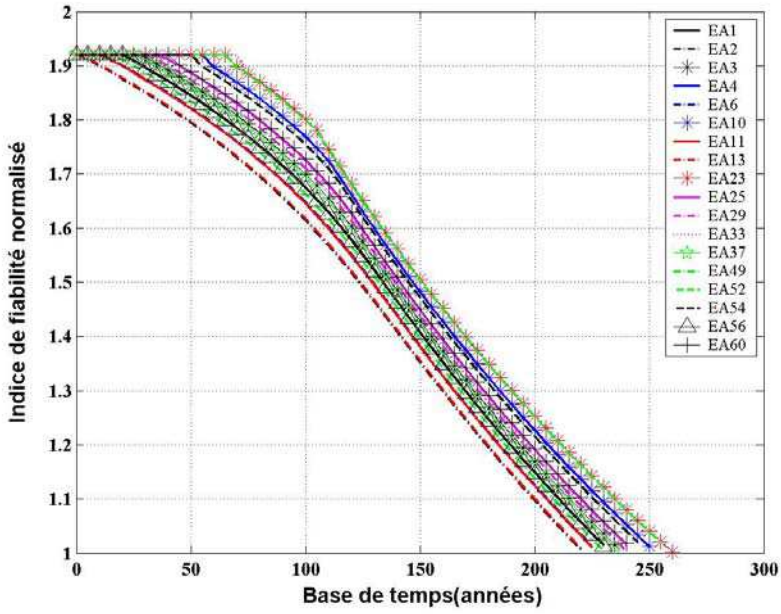


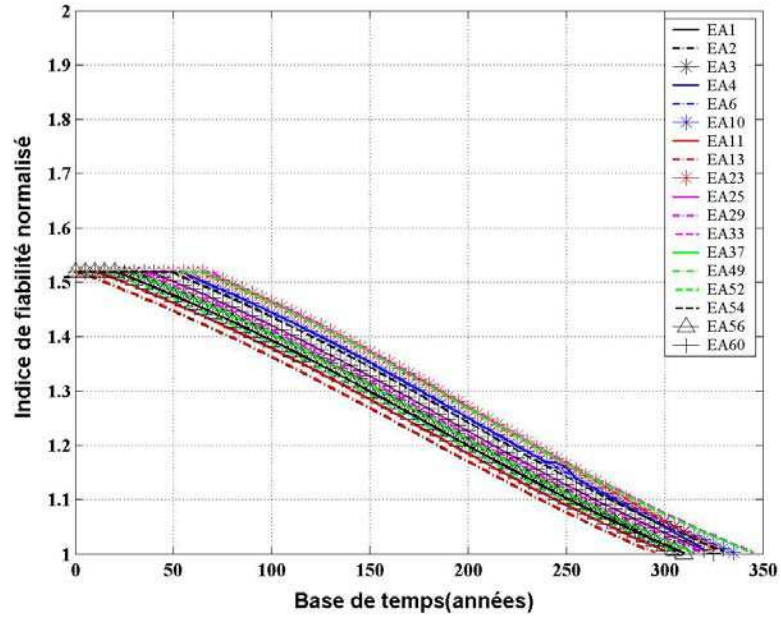
Figure 4.13 – *Comparaison entre les effets des combinaisons de EA_2 et EA_33 sur l'évolution des indices de fiabilité et des probabilités de défaillance (enrobage de 4 cm)*

Afin d'évaluer le comportement des ponts vis-à-vis de l'ensemble des milieux agressifs proposés, deux autres ponts de la famille, L205p5e3v et L305p5e2v, ont été considérés. Ces ouvrages ont été placés dans des milieux agressifs capables de mener à des temps d'amorçage minimaux différents. Ces combinaisons sont : EA_1, EA_2, EA_3, EA_4, EA_6, EA_10, EA_11, EA_13, EA_23, EA_25, EA_29, EA_33, EA_37, EA_49, EA_52, EA_54, EA_56 et

EA_60. Les indices de fiabilité de ces ponts ont été normalisés par rapport à l'indice de fiabilité β_0 correspondant (Tableau 4.2). Les Figures 4.14 présentent l'évolution de ces valeurs normalisées au cours du temps. Les courbes obtenues présentent des évolutions très semblables. Les différences entre les valeurs des indices normalisés peuvent être considérées comme non négligeables. Dans le pont L205p5e3v, le rapport le plus élevé est de 1,92 alors que dans le pont L305p5e2v ce rapport tombe à 1,52.



(a) L205p5e3v



(b) L305p5e2v

Figure 4.14 – *Développement temporel des indices de fiabilités normalisés des ponts*

Pour vérifier la dispersion au sein des milieux environnants, aux différentes années de calcul (0 à 100 ans), l'analyse de la dispersion de ces indices a été menées (Tableau 4.15). On note que la plus grande partie des valeurs des indices de fiabilité est comprise entre 6,0 et 6,2 pour le pont L205p5e3v tandis que pour L305p5e2v, les valeurs se situent entre 5,5 et 5,6. La dispersion est évidemment plus marquée dès que le processus de corrosion est initié. Dans les cas où les écarts-types sont les plus importants (à 100 ans), les écarts-types valent respectivement 0,2 (L205p5e3v) et 0,12 (L305p5e2v). Ces valeurs ne sont pas négligeables, car elles placent les probabilités de défaillance dans un intervalle compris entre 30% et 300% autour de la valeur moyenne à +/- 1'écart-type[1].

Temps (années)	L205p5e3v		L305p5e2v	
	Moyenne	Écart-type	Moyenne	Écart-type
0	6,18	0,00	5,58	0,00
5	6,18	0,01	5,57	0,01
10	6,17	0,02	5,57	0,01
15	6,17	0,03	5,57	0,02
20	6,16	0,05	5,56	0,03
25	6,14	0,06	5,55	0,04
30	6,12	0,08	5,54	0,05
35	6,10	0,09	5,52	0,06
40	6,08	0,11	5,51	0,08
45	6,05	0,13	5,49	0,08
50	6,02	0,14	5,47	0,10
55	5,99	0,16	5,45	0,10
60	5,94	0,17	5,42	0,11
65	5,90	0,18	5,40	0,12
70	5,85	0,19	5,37	0,12
75	5,80	0,18	5,34	0,12
80	5,75	0,19	5,31	0,12
85	5,69	0,19	5,28	0,12
90	5,63	0,19	5,25	0,12
95	5,57	0,20	5,22	0,12
100	5,51	0,20	5,18	0,12

Tableau 4.15 – *Moyennes et écarts-types des instants du pont L205p5e3v et L305p5e2v*

4.6 – ANALYSE DE LA PERFORMANCE DE LA FAMILLE DE PONTS

4.6.1 – Introduction

Dans le paragraphe 4.3.1, on a mentionné que l'objectif de la démarche présentée était, d'une part de définir les évolutions temporelles de perte de capacité portante et, d'autre part d'avoir les moyens nécessaires pour déterminer les étapes de l'évolution de la performance de ces éléments dans une famille d'ouvrages. Étant donné les incertitudes existantes dans une telle méthodologie,

[1] A titre d'exemple, pour $\beta = 5,51$, la probabilité de défaillance est $\Phi(-5,51) \approx 1,79\,10^{-8}$. Si l'on prend $\beta = 5,51 + \sigma = 5,51 + 0,2 = 5,71$, il vient $5,66\,10^{-9}$, et si $\beta = 5,51 - 0,2 = 5,31$, on obtient $5,49\,10^{-8}$, ce qui équivaut diviser ou à multiplier la probabilité de référence par 3 environ.

la théorie de la fiabilité a été utilisée. Ainsi, dans ce paragraphe, les phases de performance des poutres vont être analysées en utilisant les expressions et les approches probabilistes des paragraphes 2.4 et 2.5. Ceci a permis l'obtention d'histogrammes représentatifs de ces différentes phases.

4.6.2 – Prédiction des phases de performance d'une section de poutre

La Figure 4.15 présente les évolutions temporelles des indices de fiabilité du pont L205p5e3v soumis à l'ensemble de milieux agressifs EA_1 (MMMMMM), EA_2 (EEEEFF), EA_26 (EEEEEE) et EA_33 (MFFMFM). Cette figure permet d'identifier les instants pour lesquels les principales phases de performance de la poutre sont atteintes (Figure 2.14), ainsi que le profil de dégradation. Le Tableau 4.16 donne les temps en années et les indices de fiabilité correspondants de chaque phase la plus défavorable. Malgré la différence de niveaux de risque des variables qui forment les milieux EA_2 et EA_26, les deux situations mènent à des temps identiques dans les étapes de l'évolution de la performance. En revanche, les milieux EA_1, EA_2 et EA_33 démontrent une variabilité non négligeable par rapport aux valeurs de ces instants.

Pont L205p5e3v												
Milieux agressifs	T_i	β_i	$T_{fissure}$	$\beta_{fissure}$	$T_{service}$	$\beta_{service}$	$T_{éclat}$	$\beta_{éclat}$	$T_{10\%}$	$\beta_{10\%}$	T_{β_0}	β_0
EA_1	21,24	6,18	23,00	6,01	24,12	6,00	26,71	5,98	52,40	5,92	233,65	3,22
EA_26	1,12	6,18	2,89	6,17	4,00	6,16	6,59	6,14	34,25	5,92	221,57	3,22
EA_2	1,12	6,18	2,89	6,17	4,00	6,16	6,59	6,14	34,25	5,92	221,57	3,22
EA_33	70,36	6,18	72,13	6,10	73,24	6,09	75,83	6,07	90,31	5,92	260,82	3,22

Tableau 4.16 – *Représentation des instants et des indices de fiabilité correspondants aux phases de performance d'un pont (temps en années)*

À partir de l'initiation de la corrosion jusqu'à l'éclatement du béton, les indices de fiabilité, en général, diffèrent très peu pour un même milieu agressif. Cela s'explique par le rapprochement de ces étapes dans la courbe d'évolution de la perte de capacité portante (Figure 4.15). Le calcul des indices de fiabilité $\beta_{10\%}$ et β_0 sont indépendants de l'environnement agressif considéré. Cependant, l'instant pour les atteindre pour un profil de dégradation donné l'est.

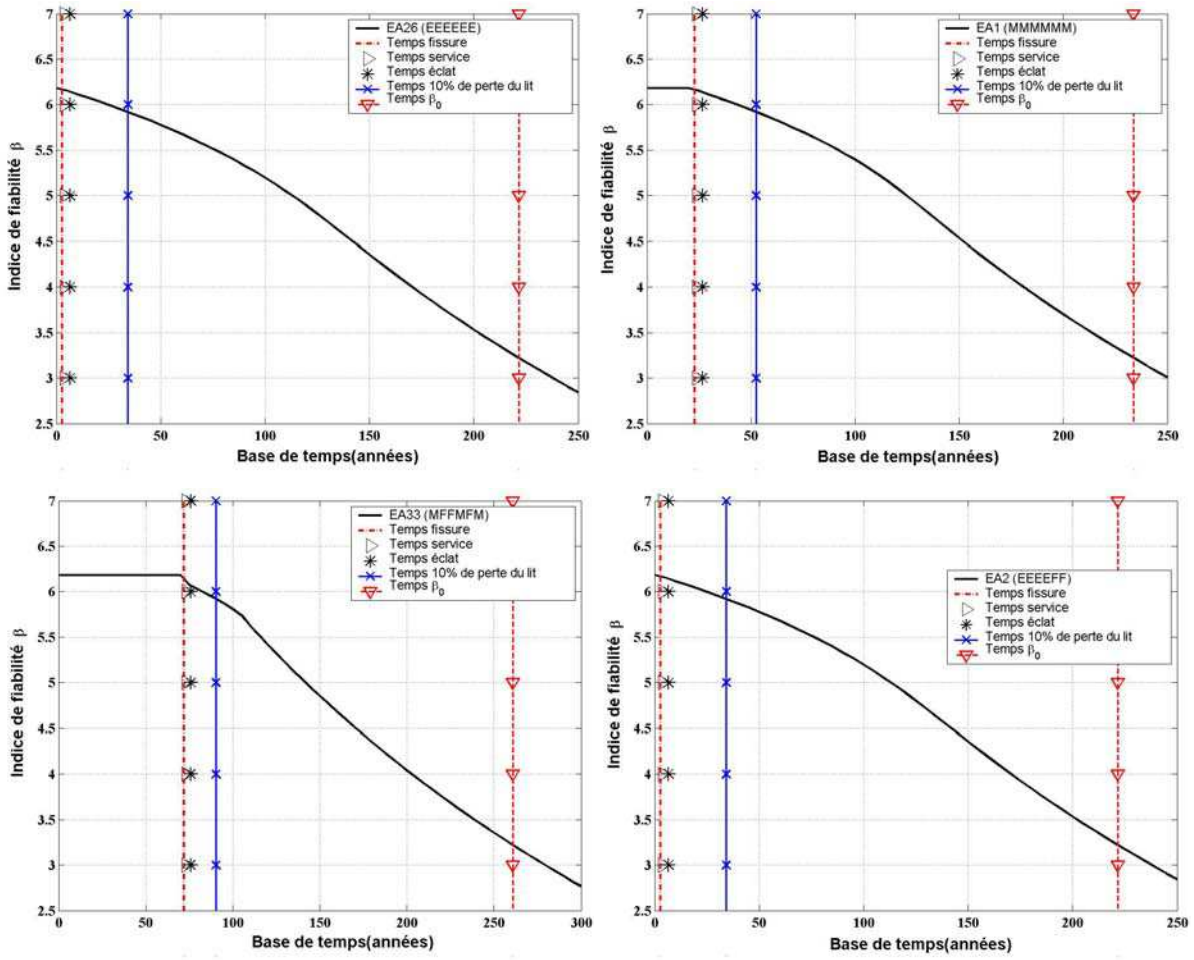


Figure 4.15 – *Etapes de performance du pont L205p5e3v soumis aux environnements agressifs EA_1, EA_26, EA_2 et EA_33*

4.6.3 – Prédiction des phases de performance des poutres de la famille de ponts

Le paragraphe précédent présente la façon dont on a défini les instants des phases de performance d'une section d'un pont soumis à des environnements agressifs différents. Basée sur cette procédure, on a étendu cette vérification aux autres sections des ouvrages de la famille. Cela a permis l'obtention d'histogrammes représentatifs des phases de performance des poutres en béton armé (Figures 4.16 à 4.21). Le temps d'amorçage de la corrosion est indépendant de la géométrie du pont et de ses aspects structuraux. En effet, il ne dépend que des propriétés de transport du matériau (coefficient de diffusion des liquides ou des gaz), de la qualité du matériau béton (porosité du béton), de la géométrie de la section transversale (épaisseur de l'enrobage), des types de matériaux utilisés (ciment – concentration de portlandite) et des paramètres essentiels dans l'amorçage de la corrosion comme l'humidité relative et la teneur en chlorures libres. Ainsi, la Figure 4.16 montre l'histogramme des temps minimaux d'amorçage de la corrosion (le minimum entre le temps le plus probable de la carbonatation et celui de la pénétration de chlorures) à des épaisseurs d'enrobage de 3 et 4 cm. La classe la plus importante

dans la Figure 4.16 correspond aux environnements suivants : EA_2, EA_7, EA_22, EA_26, EA_36, EA_40, EA_13, EA_41, EA_42, EA_58, EA_59, EA_62 et EA_63 à 3 et 4 cm d'épaisseur d'enrobage.

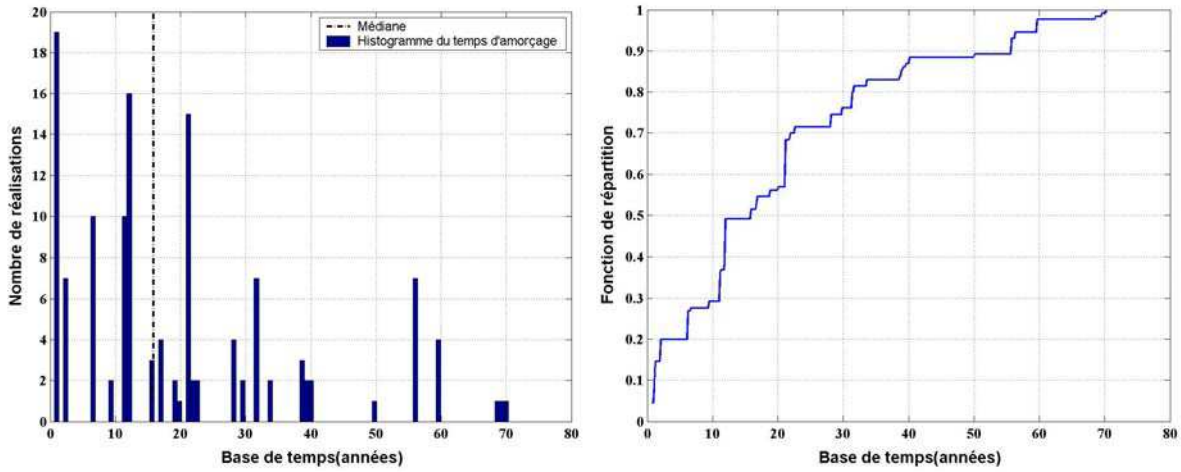


Figure 4.16 – *Histogramme et fonction de répartition de l'instant d'amorçage*

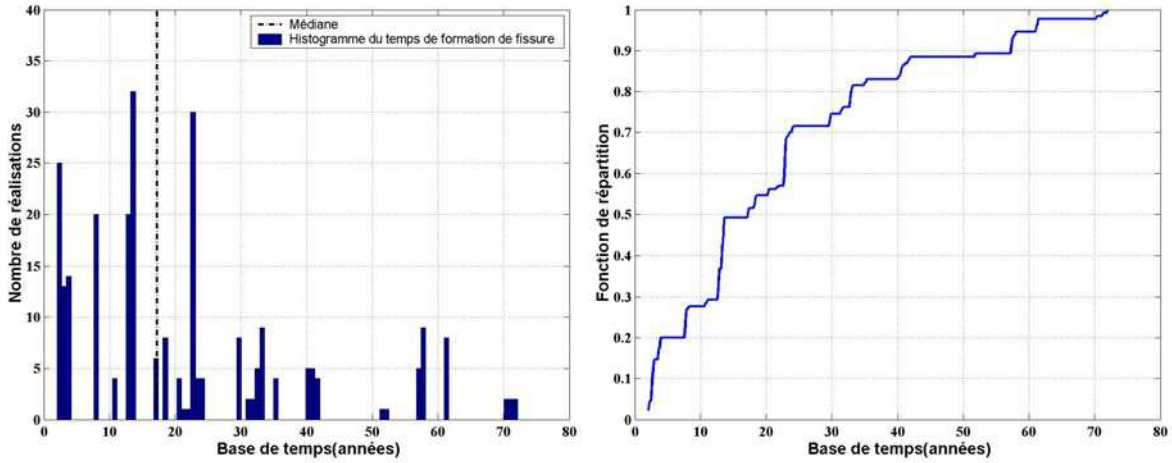


Figure 4.17 – *Histogramme et fonction de répartition de l'instant de fissuration*

Les phases suivantes de la performance (temps de fissuration $T_{fissure}$, temps d'ouverture de la fissure de 0,3mm $T_{service}$, et temps d'éclatement du béton $T_{éclat}$) sont aussi indépendantes de la géométrie et des aspects structuraux du pont. Toutefois, elles varient en fonction du diamètre de barres, de l'épaisseur de l'enrobage (caractéristiques géométriques) et du courant de corrosion i_{corr}. Ainsi, les histogrammes caractéristiques ont été obtenus à partir d'épaisseurs d'enrobage de 3 et 4 cm, de diamètres les plus courants dans les sections de poutres de la famille (32 et 40 mm) et d'un courant de corrosion de 2,5 µA/cm^2. Dans la Figure 4.17, la classe la plus représentative correspond aux milieux agressifs : EA_11, EA_27, EA_28, EA_31, EA_32, EA_51, EA_53,

EA_55, EA_57, EA_6 à 4 cm d'enrobage et EA_56, EA_8, EA_9, EA_17, EA_1, EA_14, EA_15, EA_16, EA_18, EA_19, EA_44, EA_45, EA_46, EA_47 à 3 cm d'enrobage.

Dans les Figures 4.18 et 4.19, les classes les plus remarquables sont constituées par les mêmes combinaisons agressives citées dans l'étape de formation de la fissuration.

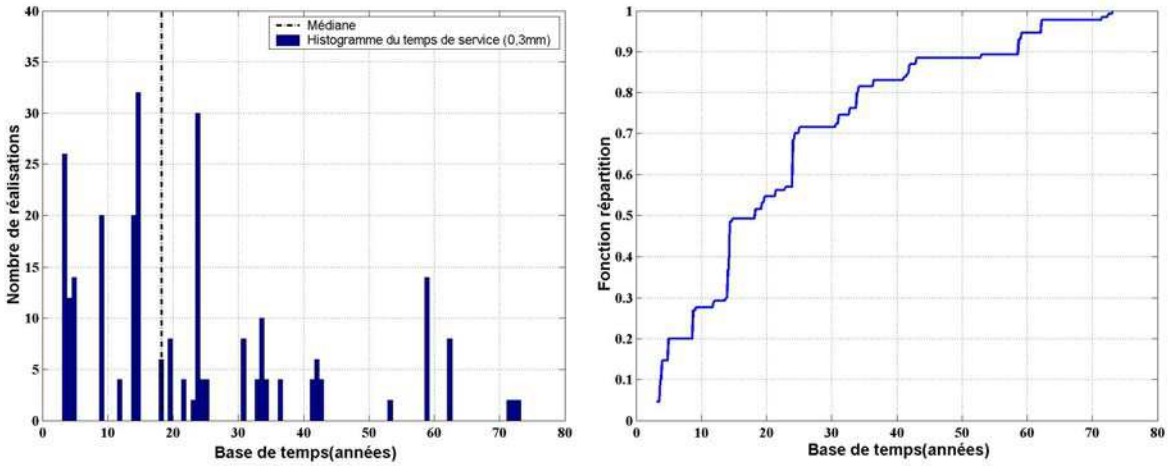


Figure 4.18 – *Histogramme et fonction de répartition de l'instant d'ouverture de 0,3mm*

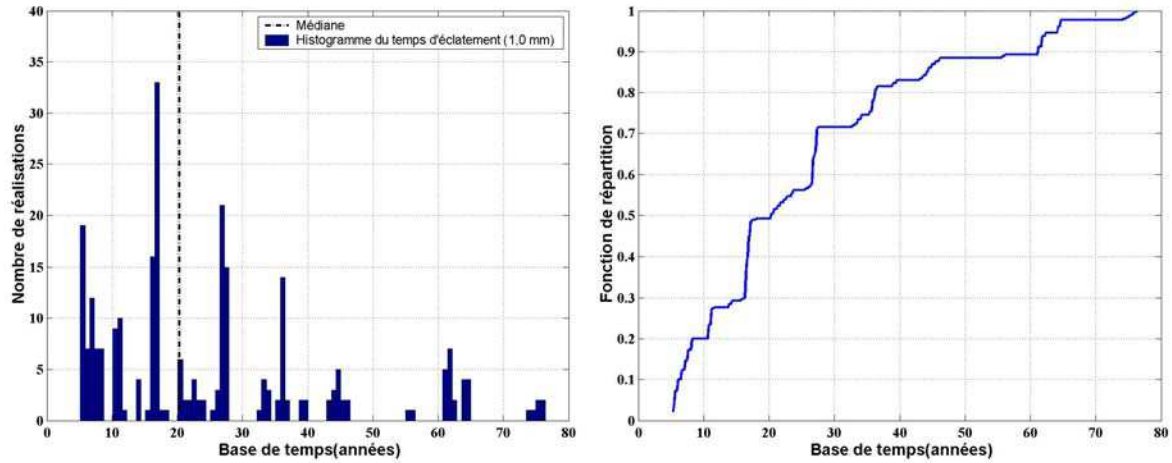


Figure 4.19 – *Histogramme et fonction de répartition de l'instant d'ouverture de 1,0mm*

L'instant de perte de 10% de l'armature du dernier lit et celui pour atteindre β_0 (seuil limite de la sécurité structurale réglementaire du pont) sont liés aux aspects structuraux et géométriques du pont. Pour construire les histogrammes de ces étapes de performance, un échantillon de cinq (5) ponts a été utilisé L204p8e2v, L204p8e3v, L205p5e3v, L206p8e2v et L305p5e2v avec des enrobages à 3 et 4 cm.

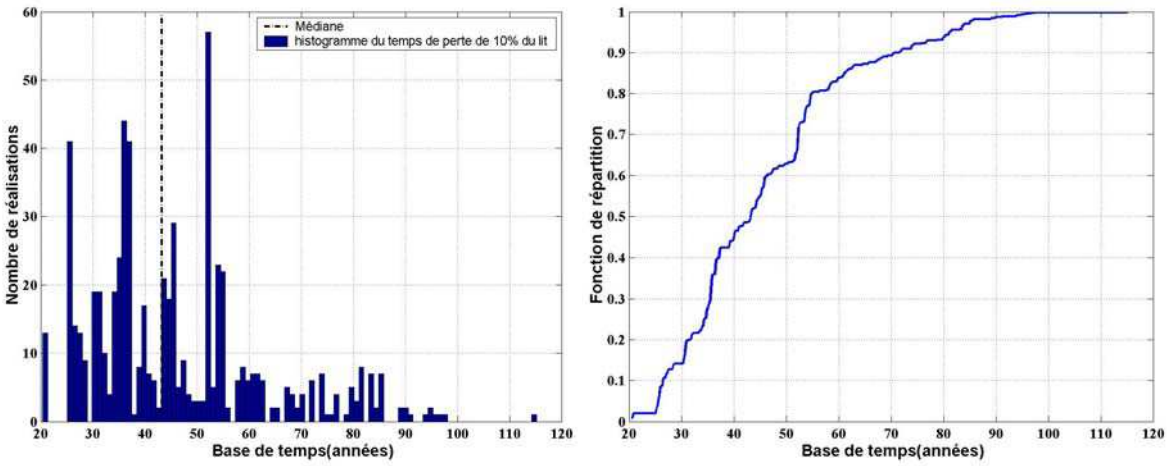


Figure 4.20 – *Histogramme et fonction de répartition de l'instant de perte de 10% de la section d'acier du dernier lit*

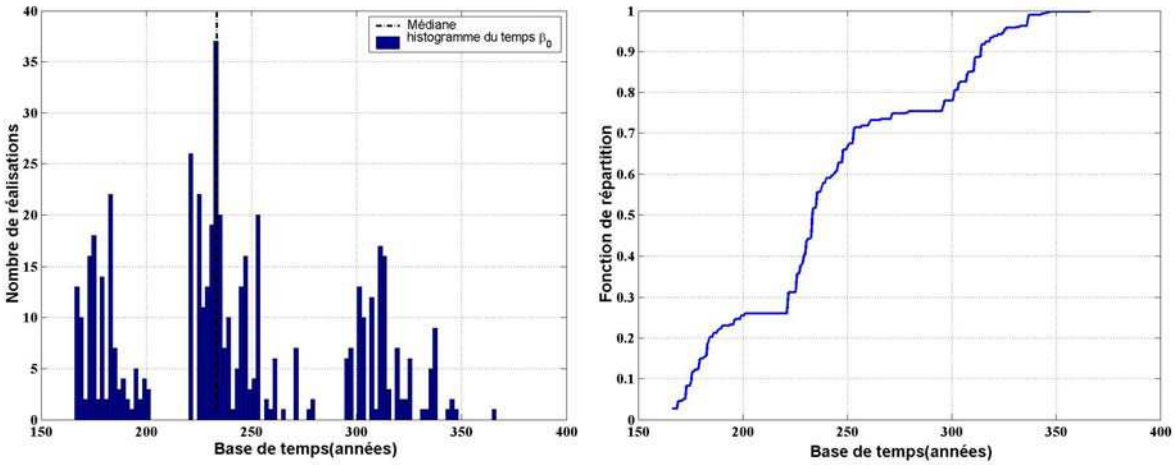


Figure 4.21 – *Histogramme et fonction de répartition de l'instant de référence* β_0

Dans la Figure 4.20, la classe la plus remarquable contient des valeurs d'instants appartenant à L205p5e3v, à L204p8e2v et à L206p8e2v avec 4 cm d'enrobage. La Figure 4.21 montre une distribution des classes de type multi-modale dans laquelle le premier mode correspond aux ponts L205p5e3v et L206p8e2v à 3 cm d'épaisseur d'enrobage. Le deuxième mode correspond aux ponts L205p5e3v, L206p8e2v à 4 cm d'épaisseur d'enrobage et L204p8e2v, L305p5e2v à 3 cm d'enrobage et le troisième mode pour les ponts L204p8e2v, L305p5e2v à 4 cm d'enrobage. L'influence de l'enrobage est nette, car ceux du premier mode se retrouvent dans le deuxième mode avec un enrobage plus épais (4 cm). Cela se manifeste grâce à une protection mécanique plus importante qui retarde les phases de performance.

Le Tableau 4.17 présente un bilan des principaux résultats obtenus à partir de l'analyse des histogrammes et des fonctions de répartition. Les fractiles à 10% traduisent la probabilité qu'un temps quelconque soit dépassé de 90%.

Étapes de performance	Moyenne (années)	Médiane (années)	Fractile à 10% (années)
T_i	20,17	15,83	1,13
$T_{fissure}$	21,75	17,23	2,68
$T_{service}$	22,84	18,28	3,80
$T_{éclat}$	25,40	20,36	6,30
$T_{10\%}$	45,89	43,29	26,51
T_{β_0}	241,60	233,65	175,40

Tableau 4.17 – *Caractéristiques des phases de performance de la famille de ponts*

La Figure 4.22 illustre l'évolution de la durée de vie des poutres en béton armé. Celle-ci est représentée depuis l'amorçage de la corrosion jusqu'à l'atteinte du seuil limite de la sécurité structural. Les valeurs indiquées sont des intervalles de temps obtenus par la différence entre les moyennes de chacune des étapes (Tableau 4.17) avec celles de T_i (repère 0).

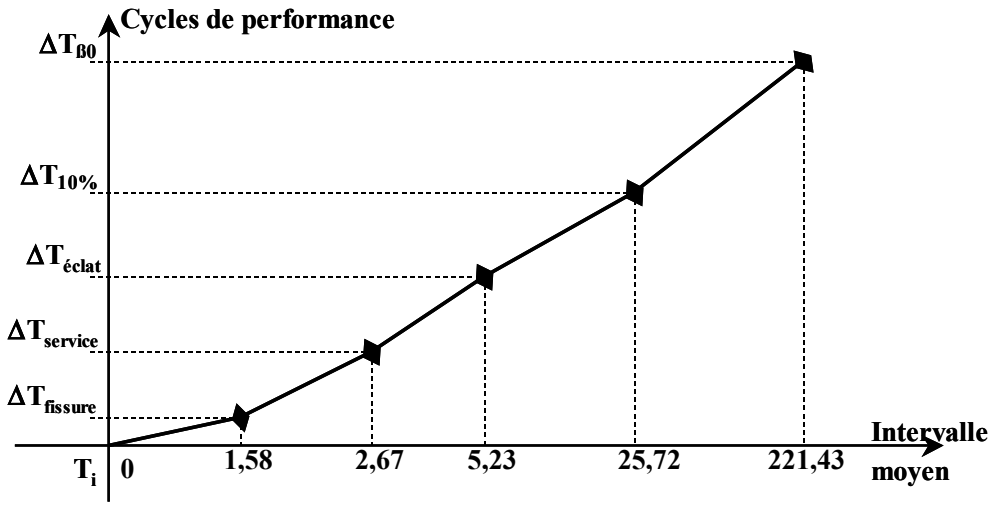


Figure 4.22 – *Représentation de la durée de vie moyenne des poutres en béton armé de la famille*

On note que l'intervalle de temps entre la prédiction du début de la corrosion jusqu'à la perte de capacité portante réglementaire est assez important et correspond à une perte de section d'acier du dernier lit de 85%. En revanche, la perte de 10% de l'armature du dernier lit est envisageable a terme de 25 ans à partir de l'amorçage de la corrosion.

4.6.4 – Conception et analyse de sous-familles de performance

Sachant qu'en général, le temps d'amorçage de la corrosion ne dépend que des caractéristiques du matériau (paragraphe 4.6.3), le calcul de ces instants a été mené indépendamment des ponts

de la famille. Pour cela, toutes les combinaisons agressives répertoriées ont été appliquées et les temps d'initiation minimaux les plus probables ont été retenus.

Identification sous-famille	Environnement agressif	T_i (enrobage à 3cm)	Identification sous-famille	Environnement agressif	T_i (enrobage à 4cm)
SF1-3	EA_2	0,63	SF1-4	EA_2	1,12
	EA_7	0,63		EA_7	1,12
	EA_22	0,63		EA_22	1,12
	EA_26	0,63		EA_26	1,12
	EA_36	0,63		EA_36	1,12
	EA_40	0,63		EA_40	1,12
	EA_13	1,19		EA_13	2,12
	EA_41	1,19		EA_41	2,12
	EA_42	1,19		EA_42	2,12
	EA_58	1,19		EA_58	2,12
	EA_59	1,19		EA_59	2,12
	EA_62	1,19		EA_62	2,12
	EA_63	1,19		EA_63	2,12
SF2-3	EA_11	6,27	SF2-4	EA_11	11,15
	EA_27	6,27		EA_27	11,15
	EA_28	6,27		EA_28	11,15
	EA_31	6,27		EA_31	11,15
	EA_32	6,27		EA_32	11,15
	EA_51	6,27		EA_51	11,15
	EA_53	6,27		EA_53	11,15
	EA_55	6,27		EA_55	11,15
	EA_57	6,27		EA_57	11,15
	EA_6	6,72		EA_6	11,95
	EA_49	9,44		EA_49	16,78
	EA_50	9,44		EA_50	16,78
SF3-3	EA_56	11,28	SF3-4	EA_56	20,05
	EA_8	11,92		EA_8	21,19
	EA_9	11,92		EA_9	21,19
	EA_17	11,95		EA_1	21,24
	EA_1	11,95		EA_14	21,24
	EA_14	11,95		EA_15	21,24
	EA_15	11,95		EA_16	21,24
	EA_16	11,95		EA_17	21,24
	EA_18	11,95		EA_18	21,24
	EA_19	11,95		EA_19	21,24
	EA_43	11,95		EA_43	21,24
	EA_44	11,95		EA_44	21,24
	EA_45	11,95		EA_45	21,24
	EA_46	11,95		EA_46	21,24
	EA_47	11,95		EA_47	21,24
	EA_48	11,95		EA_48	21,24
	EA_37	15,83	SF4-4	EA_37	28,14
	EA_38	15,83		EA_38	28,14
	EA_39	15,83		EA_39	28,14
	EA_21	16,81		EA_21	29,88
	EA_3	16,81		EA_3	29,88

Tableau 4.18 – *Composition de sous-familles (1ère partie)*

Les Tableaux 4.18 et 4.19 listent les instants obtenus en les regroupant en sous-familles (SF). Ces dernières sont identifiées avec des chiffres qui varient de 1 à 7 suivis de l'épaisseur d'enrobage considérée. La formation de ces sous-familles vise le rassemblement des environnements agressifs qui mènent à des temps d'amorçage de la corrosion semblables. Par exemple, dans la sous-famille SF5-3, les temps d'initiation enregistrés sont de l'ordre de 30 ans. Une situation similaire est illustrée dans SF3-4, dans laquelle les temps sont de 20 ans. Les

combinaisons agressives EA_64 à EA_67 ne sont examinées que pour SF7-3, car ces mêmes combinaisons à 4 cm d'enrobage produisent des temps d'initiation supérieurs à 100 ans.

Identification sous-famille	Environnement agressif	T_i (enrobage à 3cm)	Identification sous-famille	Environnement agressif	T_i (enrobage à 4cm)
SF4-3	EA_29	18,87	SF4-4	EA_29	33,55
	EA_30	18,87		EA_30	33,55
	EA_25	21,91	SF5-4	EA_25	38,95
	EA_35	21,91		EA_35	38,95
	EA_60	22,55		EA_60	40,10
	EA_61	22,55		EA_61	40,10
SF5-3-	EA_54	28,19	SF6-4	EA_54	50,12
	EA_4	31,37		EA_4	55,77
	EA_5	31,37		EA_5	55,77
	EA_20	31,37		EA_20	55,77
	EA_24	31,37		EA_24	55,77
	EA_34	31,37		EA_34	55,77
	EA_10	31,66		EA_10	56,29
	EA_12	31,66		EA_12	56,29
SF6-3	EA_52	38,63	SF7-4	EA_52	68,67
	EA_23	39,16		EA_23	69,63
	EA_33	39,58		EA_33	70,36
SF7-3	EA_64	59,73		-	-
	EA_65	59,73		-	-
	EA_66	59,73		-	-
	EA_67	59,73		-	-

Tableau 4.19 – *Composition de sous-familles (2ème partie)*

Les moyennes et les écarts-types de chacune de ces sous-familles sont montrés dans le Tableau 4.20. Ces moyennes correspondent à la moyenne entre les instants minimaux les plus probables (paragraphe 2.4.2.2). Dans les sous-familles à 4 cm d'enrobage, on retrouve des coefficients de variation qui varient de 1% (SF3-4 et SF7-4) à 32% (SF1-4) et dans celles à 3 cm d'enrobage ces coefficients peuvent être nuls (SF7-3).

Sous-famille	Moyenne (années)	Écart-type (années)	Sous-famille	Moyenne (années)	Écart-type (années)
SF1-3	0,93	0,29	**SF1-4**	1,66	0,52
SF2-3	6,84	1,22	**SF2-4**	12,16	2,17
SF3-3	12,93	1,91	**SF3-4**	21,16	0,30
SF4-3	21,11	1,76	**SF4-4**	30,18	2,43
SF5-3	31,05	1,16	**SF5-4**	39,53	0,66
SF6-3	39,12	0,48	**SF6-4**	55,19	2,06
SF7-3	59,73	0,00	**SF7-4**	69,55	0,85

Tableau 4.20 – *Caractéristiques des sous-familles à 3 et 4 cm d'épaisseur d'enrobage*

Malgré le nombre important de paramètres en jeu (6) dans les combinaisons agressives et la variabilité parmi les classes (F, M et E), il est possible d'identifier dans certaines sous-familles des similitudes entre les paramètres qui les composent. Par exemple, dans SF1-3 ou SF1-4, le coefficient de diffusion a toujours une classe élevée. En conséquence, c'est le temps d'amorçage

par pénétration de chlorures qui est prépondérant (temps minimal). Dans SF3-4, une situation analogue se produit, mais cette fois-ci le coefficient de diffusion et la concentration critique de chlorures se placent toujours en classe de risque moyen.

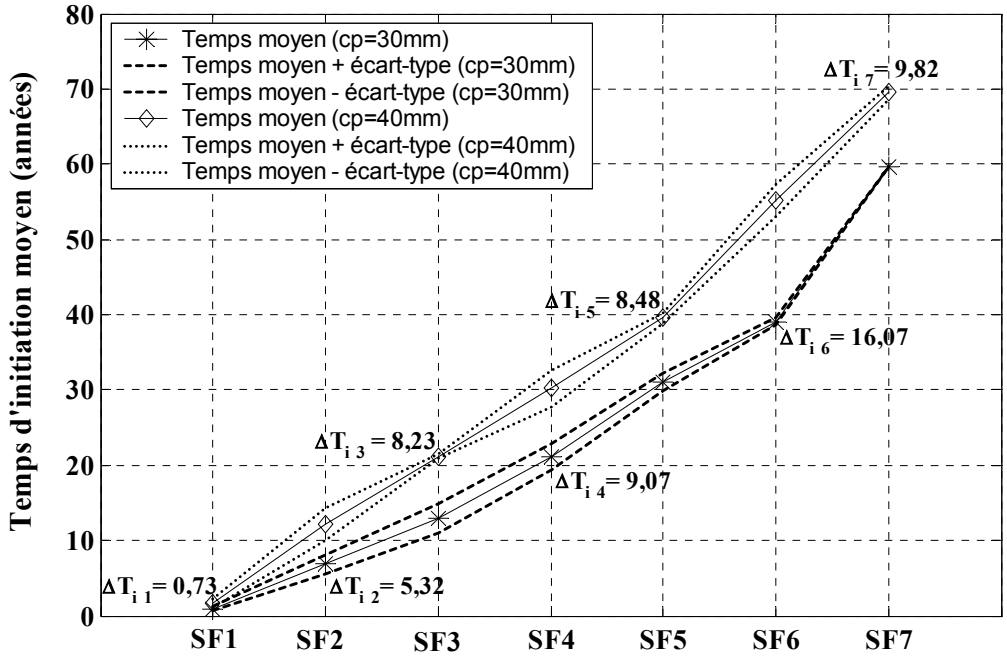


Figure 4.23 – *Différences entre les instants moyens d'amorçage de la corrosion (épaisseurs d'enrobage 3 et 4cm)*

La Figure 4.23 illustre les variations entre les instants moyens d'initiation de la corrosion des sous-familles pour les différentes épaisseurs d'enrobage. L'enrobage se montre être un paramètre très important dans le processus d'initiation de la corrosion, comme l'indique la sous-famille SF6 (cette différence est d'approximativement de 16 ans).

Les Tableaux 4.21 et 4.22 proposent des valeurs moyennes pour les diverses étapes de la performance jusqu'à l'éclatement du béton. Comme pour les temps d'amorçage de la corrosion, ces instants font référence à la moyenne des instants les plus probables. Étant donnée l'influence des diamètres des barres et de l'épaisseur de l'enrobage dans ces étapes (paragraphe 4.6.3), deux tableaux sont présentés. Ils tiennent compte des différences d'enrobage et sont sous-divisés par rapport aux diamètres de barres. Les écarts-types des sous famille ne varient pas par rapport au Tableau 4.20. Ces valeurs ont été obtenues à partir de la somme progressive des intervalles de temps jusqu'à l'éclatement du béton. Ces derniers ont été calculés par les approches probabilistes présentées dans le paragraphe 2.6.

Le Tableau 4.23 et les Figures 4.24 présente un bilan des intervalles en fonction de l'épaisseur de l'enrobage, des diamètres de barres et d'un courant de corrosion de 2,5 $\mu A/cm^2$. Ainsi, par exemple, si le temps moyen d'amorçage de la corrosion est de 21,16 ans (SF3-4 – ϕ = 32mm) on

peut prédire le temps d'éclatement en faisant les sommes suivantes : $T_{fissure}$ égal à 22,70 ans (21,16+1,54), $T_{service}$ égal à 24,04 ans (22,70+1,34) et finalement $T_{éclat}$ égal à 27,20 ans (24,04+3,16).

Identification sous-famille	T_i moyen (années)	Diamètre de la barre (ϕ 32mm)			Diamètre de la barre (ϕ 40mm)		
		$T_{fissure}$ (années)	$T_{service}$ (années)	$T_{éclat}$ (années)	$T_{fissure}$ (années)	$T_{service}$ (années)	$T_{éclat}$ (années)
SF1-3	0,93	2,33	3,38	5,85	2,54	3,42	5,46
SF2-3	6,84	8,24	9,29	11,76	8,45	9,33	11,37
SF3-3	12,93	14,33	15,38	17,85	14,54	15,42	17,46
SF4-3	21,11	22,51	23,56	26,03	22,72	23,60	25,64
SF5-3	31,05	32,45	33,50	35,97	32,66	33,54	35,58
SF6-3	39,12	40,52	41,57	44,04	40,73	41,61	43,65
SF7-3	59,73	61,13	62,18	64,65	61,34	62,22	64,26

Tableau 4.21 – *Valeurs moyennes des étapes de performance des sous-familles pour 3 cm d'épaisseur d'enrobage*

Identification sous-famille	T_i moyen (années)	Diamètre de la barre (ϕ 32mm)			Diamètre de la barre (ϕ 40mm)		
		$T_{fissure}$ (années)	$T_{service}$ (années)	$T_{éclat}$ (années)	$T_{fissure}$ (années)	$T_{service}$ (années)	$T_{éclat}$ (années)
SF1-4	1,66	3,20	4,54	7,70	3,43	4,54	7,15
SF2-4	12,16	13,70	15,04	18,20	13,93	15,04	17,65
SF3-4	21,16	22,70	24,04	27,20	22,93	24,04	26,65
SF4-4	30,18	31,72	33,06	36,22	31,95	33,06	35,67
SF5-4	39,53	41,07	42,41	45,57	41,30	42,41	45,02
SF6-4	55,19	56,73	58,07	61,23	56,96	58,07	60,68
SF7-4	69,55	71,09	72,43	75,59	71,32	72,43	75,04

Tableau 4.22 – *Valeurs moyennes des étapes de performance des sous-familles pour 4 cm d'épaisseur d'enrobage*

Sous-familles	T_i moyen (années)	Diamètre de la barre (ϕ 32mm)			Diamètre de la barre (ϕ 40mm)		
		$\Delta T_{fissure}$ (années)	$\Delta T_{service}$ (années)	$\Delta T_{éclat}$ (années)	$\Delta T_{fissure}$ (années)	$\Delta T_{service}$ (années)	$\Delta T_{éclat}$ (années)
SFs-3	$\overline{T_i}$	1,40	1,05	2,47	1,61	0,88	2,04
SFs-4	$\overline{T_i}$	1,54	1,34	3,16	1,77	1,11	2,61

Tableau 4.23 – *Intervalles de temps entre les étapes de performance des sous-familles (3 et 4 cm d'enrobage - courant de corrosion de 2,5µA/cm²)*

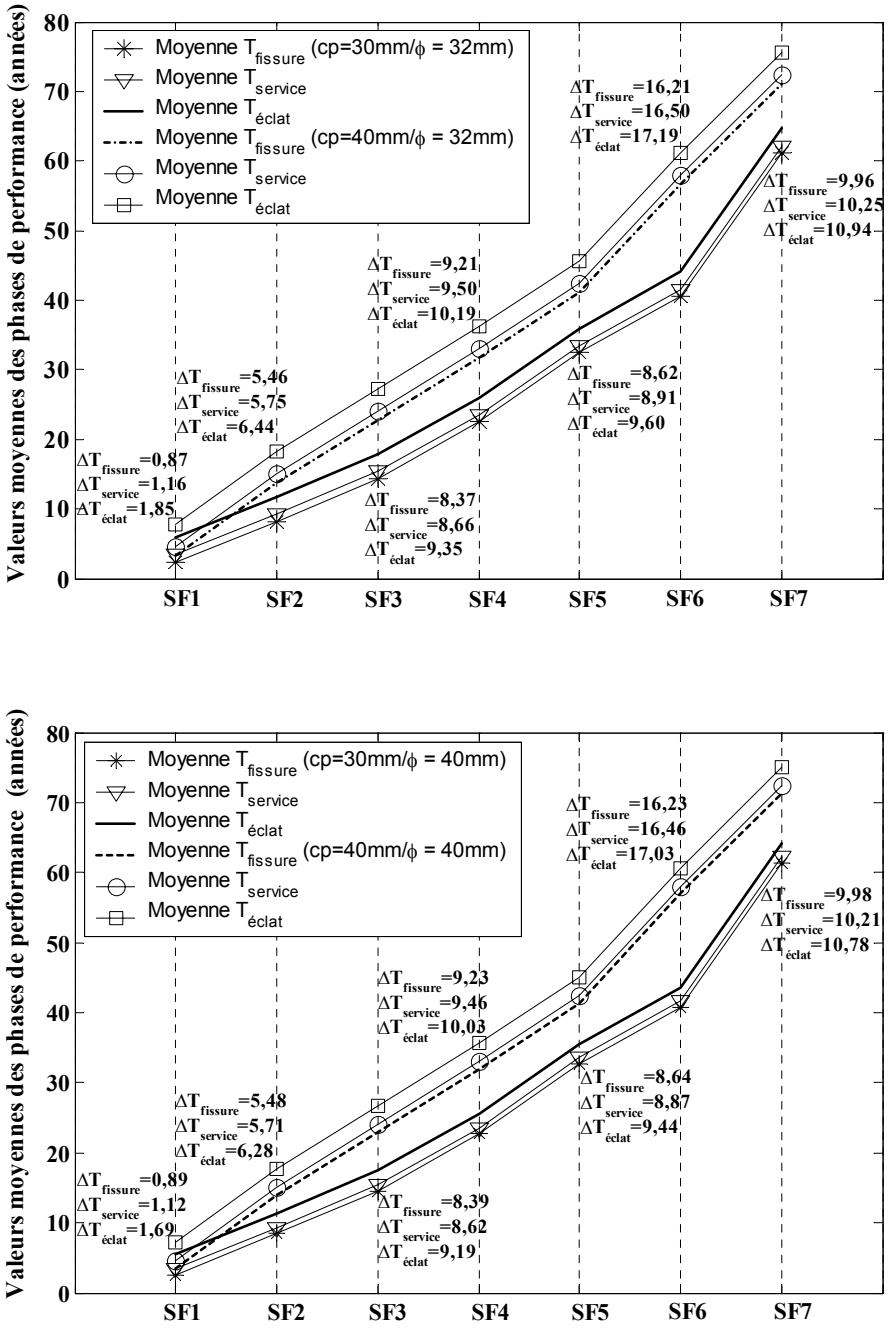


Figure 4.24 – *Différences entre les instants moyens des phases de performance en fonction de l'épaisseur de l'enrobage e du diamètre des barres*

Sachant que ces intervalles de temps peuvent être modifiés par le courant de corrosion adoptée, une étude de la sensibilité des temps vis-à-vis de ce paramètre doit être menée. Pour atteindre cet objectif, le courant de corrosion de 2,5 $\mu A/cm^2$ a été choisi comme courant de référence. Deux

autres courants de corrosion ont été sélectionnés, un plus faible de 1,71 μA/cm^2 et l'autre plus élevé de 5,78 μA/cm^2.

Courant de corrosion - 1,71μA/cm^2 /2,50μA/cm^2						
Identification sous-famille	**Diamètre de la barre (ϕ 32mm)**			**Diamètre de la barre (ϕ 40mm)**		
	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$
SF1-3	1,12	1,23	1,33	1,13	1,21	1,31
SF2-3	1,04	1,08	1,16	1,04	1,08	1,15
SF3-3	1,02	1,05	1,11	1,02	1,05	1,10
SF4-3	1,01	1,03	1,07	1,01	1,03	1,07
SF5-3	1,01	1,02	1,05	1,01	1,02	1,05
SF6-3	1,01	1,02	1,04	1,01	1,02	1,04
SF7-3	1,00	1,01	1,03	1,01	1,01	1,03
Courant de corrosion - 5,78μA/cm^2 /2,50μA/cm^2						
Identification sous-famille	**Diamètre de la barre (ϕ 32mm)**			**Diamètre de la barre (ϕ 40mm)**		
	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$
SF1-3	0,79	0,68	0,58	0,79	0,69	0,60
SF2-3	0,94	0,88	0,79	0,93	0,89	0,81
SF3-3	0,97	0,93	0,86	0,96	0,93	0,87
SF4-3	0,98	0,95	0,91	0,98	0,96	0,91
SF5-3	0,99	0,97	0,93	0,98	0,97	0,94
SF6-3	0,99	0,97	0,94	0,99	0,97	0,95
SF7-3	0,99	0,98	0,96	0,99	0,98	0,97

Tableau 4.24 – *Normalisation des courants de corrosion 1,71μA/cm^2 et 5,78μA/cm^2 par rapport à un courant de référence de 2,5μA/cm^2 (enrobage de 3 cm)*

Normalisation du courant de corrosion - 1,71μA/cm^2 /2,50μA/cm^2						
Identification sous-famille	**Diamètre de la barre (ϕ 32mm)**			**Diamètre de la barre (ϕ 40mm)**		
	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$
SF1-4	1,10	1,20	1,31	1,11	1,19	1,29
SF2-4	1,02	1,06	1,13	1,03	1,06	1,12
SF3-4	1,01	1,04	1,09	1,02	1,04	1,08
SF4-4	1,01	1,03	1,06	1,01	1,03	1,06
SF5-4	1,01	1,02	1,05	1,01	1,02	1,05
SF6-4	1,01	1,02	1,04	1,01	1,02	1,03
SF7-4	1,00	1,01	1,03	1,01	1,01	1,03
Normalisation du courant de corrosion - 5,78μA/cm^2 /2,50μA/cm^2						
Identification sous-famille	**Diamètre de la barre (ϕ 32mm)**			**Diamètre de la barre (ϕ 40mm)**		
	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$	$T_{fissure}$	$T_{service}$	$T_{éclat}$
SF1-4	0,83	0,72	0,60	0,82	0,73	0,62
SF2-4	0,96	0,91	0,83	0,96	0,92	0,85
SF3-4	0,98	0,95	0,89	0,97	0,95	0,90
SF4-4	0,98	0,96	0,91	0,98	0,96	0,92
SF5-4	0,99	0,97	0,93	0,99	0,97	0,94
SF6-4	0,99	0,98	0,95	0,99	0,98	0,96
SF7-4	0,99	0,98	0,96	0,99	0,98	0,96

Tableau 4.25 – *Normalisation des courants de corrosion 1,71μA/cm^2 et 5,78μA/ cm^2 par rapport à un courant de référence de 2,5μA/cm^2 (enrobage de 4 cm)*

D'après la référence [RILEM, 2002], ces valeurs restent caractéristiques d'un niveau de corrosion élevé. Ainsi dans cette thèse, ils représentent des situations de dégradation sensiblement défavorables. Les Tableaux 4.24 et 4.25 donnent les rapports des différents instants par rapport aux valeurs obtenues avec le courant de référence de 2,5 μA/cm^2. On remarquera que certains de ces rapports atteignent des valeurs de 20% à 33% pour le courant de 1,71 μA/cm^2. C'est le cas, par exemple, de SF1-3 ($T_{éclat}$) ou encore de SF1-4 ($T_{service}$).

Le courant de 5,78 μA/cm^2 produit des résultats de temps qui sont de 18% à 40% inférieurs à ceux obtenus avec le courant de 2,5 μA/cm^2. Dans les deux situations, les sous-familles SF1-3 et SF1-4 sont responsables des ratios les plus importants. Effectivement, ces sous-familles possèdent les coefficients de variation les plus élevés (Tableau 4.20). Dans certaines situations, des ratios proches de 1,0 (par exemple, SF7-4 et SF7-3 pour $T_{fissure}$) peuvent être constatés.

Les Tableaux 4.26 et 4.27 présentent les intervalles de temps entre les phases de performance des sous-familles en fonction des courants de corrosion de 1,71 μA/cm^2 et 5,78 μA/cm^2.

Sous-familles	T_i **moyen (années)**	**Diamètre de la barre (ϕ 32mm)**			**Diamètre de la barre (ϕ 40mm)**		
		$\Delta T_{fissure}$ **(années)**	$\Delta T_{service}$ **(années)**	$\Delta T_{éclat}$ **(années)**	$\Delta T_{fissure}$ **(années)**	$\Delta T_{service}$ **(années)**	$\Delta T_{éclat}$ **(années)**
SFs-3	$\overline{T_i}$	1,69	1,54	3,60	1,94	1,28	3,00
SFs-4	$\overline{T_i}$	1,86	1,95	4,58	2,14	1,62	3,82

Tableau 4.26 – *Intervalles de temps entre phases de performance des sous-familles à 3 et 4cm d'épaisseur d'enrobage pour un courant de 1,71 μA/cm^2*

Sous-familles	T_i **moyen (années)**	**Diamètre de la barre (ϕ 32mm)**			**Diamètre de la barre (ϕ 40mm)**		
		$\Delta T_{fissure}$ **(années)**	$\Delta T_{service}$ **(années)**	$\Delta T_{éclat}$ **(années)**	$\Delta T_{fissure}$ **(années)**	$\Delta T_{service}$ **(années)**	$\Delta T_{éclat}$ **(années)**
SFs-3	$\overline{T_i}$	0,92	0,46	1,07	1,06	0,38	0,89
SFs-4	$\overline{T_i}$	1,01	0,58	1,36	1,16	0,48	1,12

Tableau 4.27 – *Intervalles de temps entre phases de performance des sous-familles à 3 et 4cm d'épaisseur d'enrobage pour un courant de 5,78 μA/cm^2*

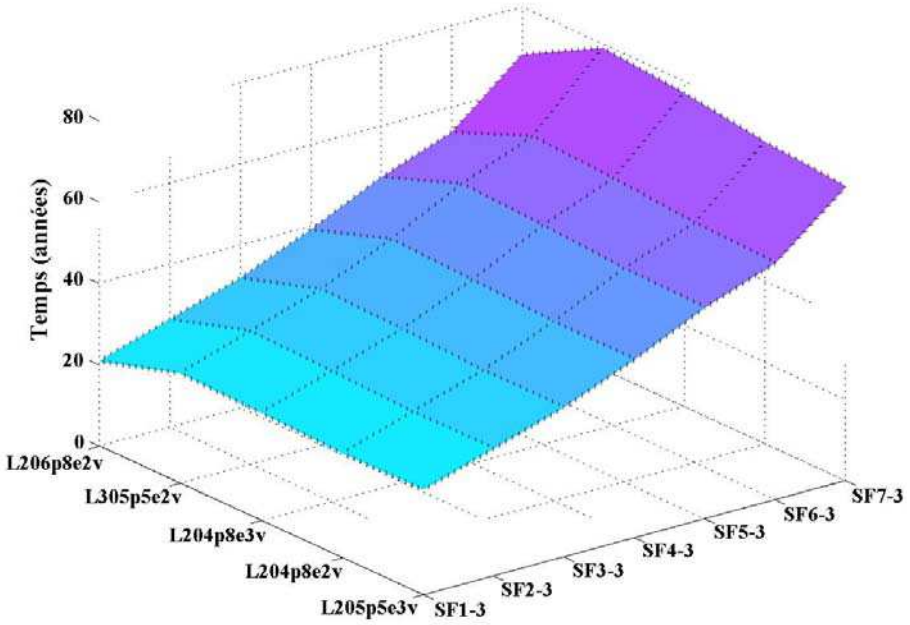
Les analyses effectuées précédemment ne considèrent pas les étapes liées à la perte de 10% de l'armature du dernier lit ($T_{10\%}$) et à l'atteinte du seuil minimal réglementaire de sécurité structurale (T_{β_0}). Afin d'examiner le comportement des ponts vis-à-vis de ces deux étapes, l'analyse de l'échantillon de cinq ponts L204p8e2v, L204p8e3v, L205p5e3v, L206p8e2v et L305p5e2v a été réalisée avec des enrobages de 3 et 4 cm. On rappelle que ce même groupe de ponts a été utilisé pour construire les histogrammes représentatifs de la famille de ponts.

Ponts	Sous-famille	$T_{10\%}$ (années)		T_{β_0} (années)		Sous-famille	$T_{10\%}$ (années)		T_{β_0} (années)	
		μ	σ	μ	σ		μ	σ	μ	σ
L205p5e3v	**SF1 - 3**	25,77	0,27	166,24	0,18	**SF1 - 4**	34,76	0,49	221,90	0,32
	SF2 - 3	31,22	1,10	169,50	0,91	**SF2 - 4**	44,38	2,94	228,28	1,29
	SF3 - 3	36,68	1,67	173,48	1,12	**SF3 - 4**	52,34	0,26	233,61	0,17
	SF4 - 3	43,71	1,50	178,27	1,03	**SF4 - 4**	60,00	2,01	238,64	1,11
	SF5 - 3	51,82	0,91	183,86	0,65	**SF5 - 4**	67,62	0,55	244,09	0,38
	SF6 - 3	58,04	0,36	188,31	0,26	**SF6 - 4**	79,67	1,54	252,72	1,13
	SF7 - 3	72,13	0	199,26	0	**SF7 - 4**	89,74	0,51	260,40	0,45
L204p8e2v	**SF1 - 3**	25,55	0,28	225,71	0,20	**SF1 - 4**	34,46	0,50	301,23	0,36
	SF2 - 3	31,06	1,12	229,69	0,81	**SF2 - 4**	44,20	1,67	308,27	1,44
	SF3 - 3	36,53	1,55	233,68	1,13	**SF3 - 4**	52,31	0,26	314,21	0,19
	SF4 - 3	43,82	1,53	239,07	1,13	**SF4 - 4**	59,79	2,24	319,78	1,69
	SF5 - 3	52,19	0,95	245,44	0,73	**SF5 - 4**	68,05	0,57	326,05	0,44
	SF6 - 3	58,70	0,38	250,53	0,30	**SF6 - 4**	80,37	2,36	335,72	1,88
	SF7 - 3	73,92	0	263,21	0	**SF7 - 4**	90,93	1,44	3,44,28	1,11
L204p8e3v	**SF1 - 3**	26,29	0,28	-	-	**SF1 - 4**	35,47	0,50	-	-
	SF2 - 3	31,88	1,14	-	-	**SF2 - 4**	45,35	2,01	-	-
	SF3 - 3	37,53	1,74	-	-	**SF3 - 4**	53,63	0,27	-	-
	SF4 - 3	44,92	1,57	-	-	**SF4 - 4**	61,72	2,15	-	-
	SF5 - 3	53,61	1,00	-	-	**SF5 - 4**	69,87	0,59	-	-
	SF6 - 3	60,44	0,39	-	-	**SF6 - 4**	83,08	1,71	-	-
	SF7 - 3	76,80	0	-	-	**SF7 - 4**	94,64	-	-	-
L206p8e2v	**SF1 - 3**	20,70	0,28	175,70	0,21	**SF1 - 4**	28,0	0,50	235,50	0,37
	SF2 - 3	26,22	1,12	179,78	0,83	**SF2 - 4**	37,73	1,96	242,74	1,47
	SF3 - 3	31,66	1,54	183,86	1,16	**SF3 - 4**	45,81	0,26	247,91	0,04
	SF4 - 3	38,87	1,51	189,35	1,15	**SF4 - 4**	53,18	2,20	254,51	1,72
	SF5 - 3	47,09	0,93	195,82	0,75	**SF5 - 4**	61,30	0,55	260,89	0,44
	SF6 - 3	53,42	0,37	200,97	0,30	**SF6 - 4**	73,26	2,29	270,67	1,90
	SF7 - 3	67,87	0	213,70	0	**SF7 - 4**	82,97	1,08	279,05	0,95
L305p5e2v	**SF1 - 3**	26,89	0,28	221,84	0,23	**SF1 - 4**	36,26	0,50	296,11	0,41
	SF2 - 3	32,52	1,15	226,42	0,94	**SF2 - 4**	46,23	2,03	304,22	1,66
	SF3 - 3	38,15	1,16	231,02	1,32	**SF3 - 4**	54,61	0,28	311,08	0,23
	SF4 - 3	45,73	1,59	237,26	1,32	**SF4 - 4**	62,83	2,19	317,96	2,21
	SF5 - 3	54,61	1,02	244,24	1,47	**SF5 - 4**	71,15	0,60	324,80	0,50
	SF6 - 3	61,61	0,41	250,56	0,35	**SF6 - 4**	84,74	1,76	336,26	1,49
	SF7 - 3	78,65	0	265,27	0	**SF7 - 4**	96,72	0,69	346,54	0,85

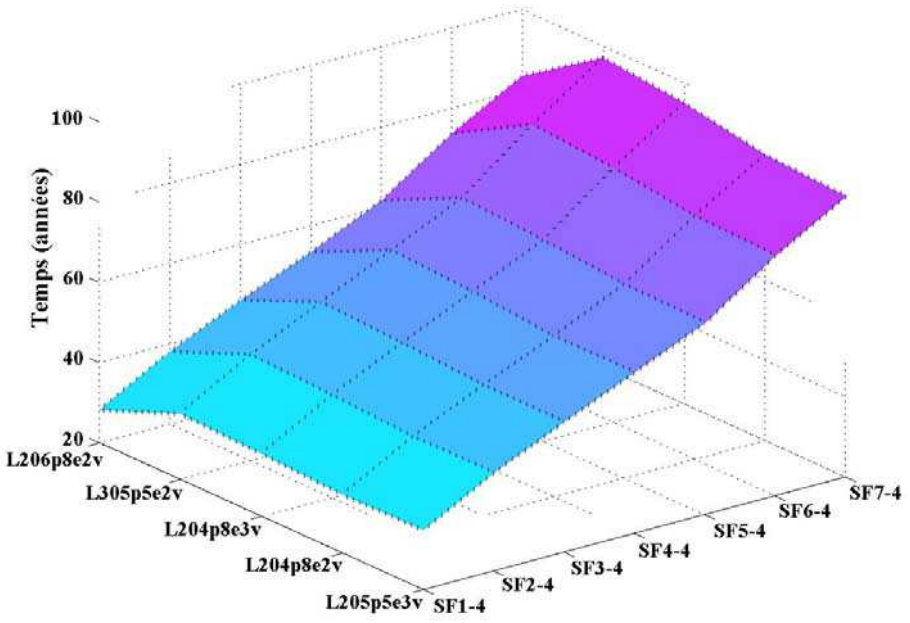
Tableau 4.28 – *Valeurs moyennes des deux dernières phases de performance $T_{10\%}$ et T_{β_0} des sous-familles pour 3 et 4 cm d'épaisseur d'enrobage*

Le Tableau 4.28 montre que, pour tous les ponts, la sous-famille SF7–3 possède un écart-type voisin de zéro. En réalité, les catégories d'agressivité qui le constituent, conduit à des temps analogues de perte de 10% du dernier lit. Le calcul du temps d'atteinte du seuil minimal de sécurité structurale β_0 n'est mené que s'il correspond à la perte totale du dernier lit. Ainsi, pour le pont L204p8e3v, si la dégradation par corrosion implique la perte complète du dernier lit, le seuil minimal de sécurité structurale β_0 n'est pas encore atteint, d'où l'absence de résultats dans le Tableau 4.28.

La Figure 4.25 montre le comportement des instants moyens $T_{10\%}$ des sous-familles répertoriées dans le Tableau 4.28. On note qu'il y a pratiquement une linéarité entre les instants appartenant aux sous-familles d'un même pont. Dans l'ensemble de ponts, à l'exception du L206p8e2v, les temps relatifs à 10% de perte se retrouvent sur un même plan.



(a) enrobage de 3 cm



(b) enrobage de 4 cm

Figure 4.25 – *Surface de comportement des sous-familles pour* $T_{10\%}$

À l'instar de la Figure 4.25, la Figure 4.26 présente, pour un même pont, une évolution presque linéaire des temps T_{β_0}. La configuration de la surface confirme ce qui a été illustré dans l'histogramme de la Figure 4.21. Les pics représentent bien les différences, au niveau structural, de la géométrie des ponts.

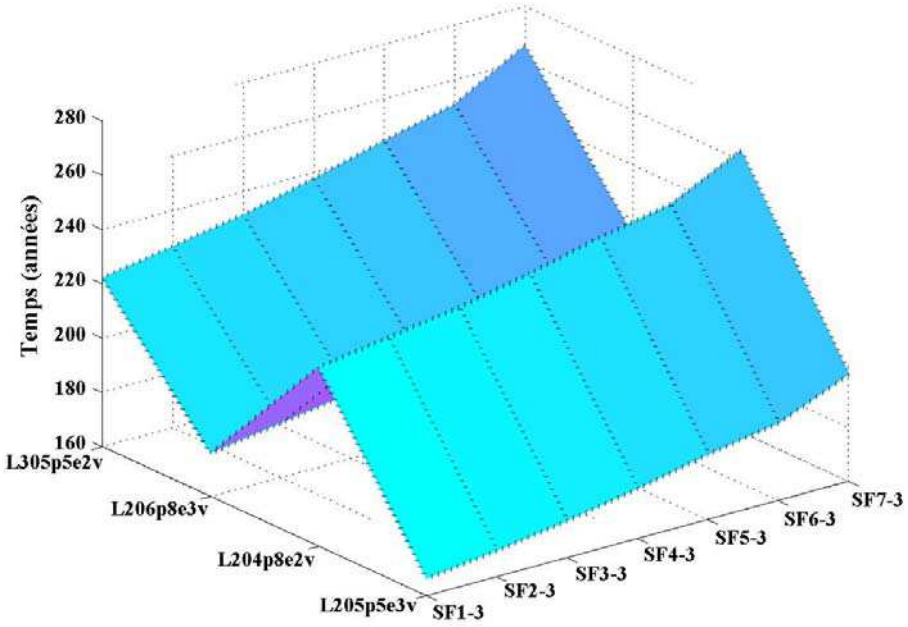


Figure 4.26 – *Surface de comportement des sous-familles pour* T_{β_0}

4.7 – CONCLUSIONS

Les indices de fiabilité β_0 définis pour la famille de ponts indiquent que le dimensionnement à la flexion des poutres en béton armé selon le B.A.E.L 91, conduit dans la majorité de cas, à des valeurs des indices supérieurs à 3,00. Ceci suggère que l'utilisation d'un indice β_0 général, dans l'évaluation structurale d'une famille d'ouvrage spécifique, n'est pas la façon la plus pertinente de procéder.

Le nombre de paramètres intervenant dans la dégradation des armatures par corrosion est assez large. Néanmoins, il est possible d'identifier, parmi ces paramètres, ceux qui exercent une influence non négligeable dans le processus de dégradation. On citera, par exemple, la porosité du béton, le coefficient de diffusion, la concentration de portlandite, les concentrations critique et de surface, l'humidité relative et l'épaisseur de l'enrobage. Le classement du risque potentiel de dégradation (F, M et E) représenté pour ces variables a permis la proposition des milieux agressifs.

L'analyse probabiliste de la sensibilité de ces classes de risque met en évidence l'influence de ces paramètres fondamentaux. Les écarts entre les indices de fiabilité des milieux agressifs différents peuvent aller de 0,0945 à 0,2294 à l'âge de 50 ans.

Les évolutions temporelles des indices de fiabilité vis-à-vis des milieux agressifs sont semblables. Les environnements EA_2 et EA_33 définissent les limites inférieure et supérieure. La dispersion entre les différents environnements, dans un instant donné, peuvent conduire à des écarts en termes de probabilités de défaillance compris entre 30% et 300%.

Dans l'analyse des phases de performance de la famille des ponts, le temps d'amorçage ne démontre aucune relation avec les caractéristiques structurales et géométriques du pont. En fait, la plus grande influence sur ces instants est liée aux propriétés du matériau (à l'exception de l'enrobage). En revanche, les phases suivantes sont affectées par les milieux agressifs et les aspects structuraux et géométriques (ce qui est particulièrement vrai pour $T_{10\%}$ et T_{β_0}). Les phases de performance liées aux instants $T_{10\%}$ et T_{β_0} ne permettent d'ailleurs pas un regroupement en sous-familles comme pour les autres étapes (T_i, $T_{fissure}$, $T_{service}$ et $T_{éclat}$). Ceci est dû à la liaison directe de ces instants avec les aspects structuraux et géométriques des ponts.

La vérification de la performance moyenne est marquée par un intervalle de temps très important d'atteinte du seuil minimal réglementaire de sécurité structurale. Or, la prédiction de la perte de 10% de section d'armature du dernier lit laisse la possibilité de l'envisager à l'âge de 50 si, par exemple, la corrosion s'amorce à 20 ans.

Le courant de corrosion présente également une influence notable sur les phases de performance. Cela se manifeste avec des variations de 18% à 40% sous certaines conditions.

CHAPITRE 5

INSPECTIONS DES OUVRAGES : METHODOLOGIE, EFFETS ET PROFITS

5.1 – INTRODUCTION

Les ouvrages en béton armé ont été, pendant longtemps, considérés comme parfaitement durables, ne demandant pas une surveillance et un entretien aussi constants que les ouvrages métalliques. Cependant, ces ouvrages se sont montrés sensibles aux conditions environnementales, provoquant l'altération du matériau par corrosion des armatures. Les inspections et les auscultations, menées sur les ponts en béton armé, apportent des informations supplémentaires qui permettent cependant de réévaluer leur aptitude au service ou leur sécurité structurale.

La première partie de ce chapitre est consacrée à la description de quelques méthodes d'investigation des ouvrages. Celles-ci permettent d'identifier l'état de dégradation des éléments en béton, à partir de la classification de dommages selon des cotation d'état. La deuxième partie propose cinq conditions d'état différentes afin de décrire le niveau de dégradation des éléments en béton. Les descriptions de ces situations d'endommagement donnent au gestionnaire d'ouvrage des moyens d'identifier visuellement et facilement le degré d'endommagement. La troisième partie présente une méthodologie basée sur une démarche probabiliste d'interprétation des résultats obtenus pendant l'inspection visuelle des éléments de ponts. Celle-ci consiste dans le couplage du concept de sous-familles (Chapitre 4) et des informations qualitatives obtenues sur site sur l'état des ouvrages. Cette partie précise encore les avantages envisageables avec l'utilisation de cette méthode, comme la possibilité de prédire les étapes suivantes de l'évolution de la performance et de définir une grille de coefficients partiels de sécurité plus adaptée pour un éventuel recalcul de section dégradée.

Dans la quatrième partie, les principes de requalification de l'évolution temporelle des indices de fiabilité sont explicités. Basée sur des inspections détaillées, l'impact de cette méthode probabiliste (calcul de probabilités conditionnelles) sur le niveau de performance est vérifié.

5.2 – LES MÉTHODOLOGIES D'INVESTIGATION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

5.2.1 – Les instructions techniques pour l'investigation des ouvrages

La surveillance des ouvrages est destinée à tenir à jour une connaissance suffisante de son état de dégradation, afin de permettre d'effectuer dans un délai adéquat, les opérations nécessaires d'entretien ou de remise en état. Ainsi, le suivi d'évolution des désordres détectés dans un ouvrage (dégradation par corrosion ou autres) est fondamental dans l'efficacité de ces actions. De ce fait, l'inspection des ouvrages dégradés constitue une étape importante dans l'évaluation des conditions d'état et dans la définition des éventuels travaux de réparation.

Les observations visuelles représentent les sources principales d'information relevées pendant les inspections principales. Elles fournissent des informations de base suffisantes pour qu'un avis préliminaire soit présenté vis-à-vis des conditions de l'élément dégradé. Plusieurs méthodes de classification basée sur les caractéristiques de ces désordres sont disponibles dans la littérature, notamment [IQOA, 1995], [ACI, 1993], [RILEM, 1994] et [Kuba, 1998].

La procédure [IQOA, 1995] présente des catalogues de désordres destinés à faciliter la cotation des ouvrages en application de la méthodologie I.Q.O.A. (Image de la Qualité des Ouvrages d'Art). Chaque catalogue traite des principales dégradations qui peuvent atteindre des éléments structuraux spécifiques, tels que le tablier et les piles, d'un type d'ouvrage comme les ponts à poutres sous chaussée, les ponts dalle en béton armé, les ponts voûté en béton armé… (Tableau 5.1). Des catalogues de défauts relatifs aux équipements et aux éléments de protection sont aussi proposés. La qualité des ouvrages est donc vérifiée selon 6 classes d'état. :

- *classe 1* : elle comporte les ouvrages en bon état apparent ;
- *classe 2 :* elle caractérise les ouvrages dont la structure est un bon état apparent, mais les équipements ou les éléments de protection présentent des défauts ou alors, la structure présente des défauts mineurs qui mènent la structure à un entretien spécialisé sans caractère d'urgence ;
- *classe 2E :* elle correspond aux structures dans des conditions similaires à celles de la « classe 2 », sauf que ces ouvrages nécessitent un entretien spécialisé urgent afin de prévenir le développement rapide des désordres ;
- *classe 3* : elle concerne les ouvrages qui ont une structure altérée et qui nécessitent des travaux de réparation sans urgence ;
- *classe 3U* : elle comprend les ouvrages gravement altérés, et qui nécessitent des travaux de réparation urgents liés à l'insuffisance de capacité portante de l'ouvrage ;
- *classe NE* : elle fait référence aux ouvrages non-évalués.

Description des défauts	Classe	Observations ou commentaires
FLECHE LONGITUDINALE VERS LE BAS EN TRAVÉE 1 – localisée et due à un affaissement du coffrage à la construction ou à un défaut de réglage de l'étaiement	1	3U si présence concomitante des fissures transversales du TYPE III
2 – intéressant l'ensemble de la travée et due à un tassement général de l'étaiement et/ou à une insuffisance de résistance à la flexion longitudinale	1 à 3U	
RUPTURE(S) DE PROFIL LONGITUDINAL AU DROIT D'UN OU PLUSIEURS APPUIS due(s) à un tassement de l'étaiement et/ou à un mouvement d'un ou de plusieurs appuis et/ou à une détérioration des appareils d'appui	1 à 3U	3U dans le cas d'un mouvement d'appui non stabilisé
ÉPAUFRURES DU BÉTON aux angles inférieurs d'une poutre dues aux chocs des véhicules hors gabarit en hauteur circulant sur la voie franchie		Examiner l'incidence sur la sécurité des usagers
- sans mise à nu d'armatures	1	
- avec mise à nu d'armatures longitudinales, sans réduction notable de leurs sections	2 ou 2E	
- avec réduction notable des sections des armatures longitudinales, ou avec rupture de certaines entre elles	3 ou 3U	Selon la part des armatures affectées par rapport à l'ensemble de la section résistante et le nombre de poutres concernées

Tableau 5.1 – *Extrait de la classification des défauts des poutres pour les ponts à poutres sous chaussées en béton armé selon la méthodologie I.Q.O.A*

Codification	Identification du dommage	Description	Causes	Données collectées
A1	fissures	fissuration superficielle ou profonde du béton	surcharges ou corrosion	direction de la fissure, longueur, profondeur
B2	efflorescence	couche blanche déposée sur la surface	Lixiviation des hydroxydes avec ou sans formation de carbonates	Définition de la surface affectée et de la quantité de produit (stalactites)
B3	taches d'oxydes	taches de couleur marron	corrosion de l'armature	localisation, intensité, dommages
B4	taches d'humidité	zones superficielles du béton avec des indices d'humidité	traces d'écoulement et de condensation	surface affectée
C3	détachement du béton de l'enrobage	morceaux de béton détachés	pression interne provoquée par les produits de la rouille ou par les chocs	surface affectée et profondeur
C4	intempérie	lixiviation de la surface du béton	action de l'environnement	surface affectée et profondeur

Tableau 5.2 – *Inspection visuelle – Classification simplifiée de dommages*

La référence [ACI, 1993] présente une méthode de classification visuelle des dégradations à partir d'une codification. Celle-ci est attribuée sur l'identification et la description du désordre. Il fournit aussi les causes probables et suggère les détails qui doivent être collectés pendant l'inspection. Le Tableau 5.2 représente un extrait de la méthode de classification proposée par [ACI, 1993]. On note, dans les situations illustrées, que l'investigation ne concerne pas seulement les dégradations de la structure provoquées par la corrosion (B2 et C4).

La référence [RILEM, 1994] propose une approche qui vise à faciliter la mise en œuvre des inspections visuelles des structures en béton armé (précontraint, préfabriqué, coulé en place). Le système de classification des désordres est divisé en cinq catégories de défauts : fissures, joints, surface (éclatement, lixiviation, etc.), déformation (déflection, tassement, etc.) et textures de surface (efflorescences, incrustation, etc.). Pour chacune de ces catégories, la cotation du niveau de dégradation utilise des classes de dommages dénommées : très faible (1), faible (2), moyenne (3), sévère (4) et très sévère (5).

Dans [Kuba, 1998], cinq conditions d'état sont définies suivies des descriptions qui aident l'identification de la dégradation sur site. Le Tableau 5.3 montre la classification à adopter d'après le manuel d'inspection proposé.

Condition d'état	Description de l'état de dégradation de l'élément inspecté
1 : Bon	Fines fissures superficielles, absence de traces de corrosion et de dégâts visibles
2 : Acceptable	Fines fissures dues à la corrosion, zones humides, taches de corrosion, écaillage local
3 : Endommagé	Fissures, zones humides, armature mise à nu, réduction non significative de la section d'acier (moins de 10%)
4 : Mauvais état	Fissures, zones humides, armature visible, pertes de section significatives (plus de 10%)
5 : État alarmant	La sécurité est en danger, réparation ou récupération envisageables avant inspection principale

Tableau 5.3 – *Classement et description de dommages selon* [Kuba, 1998]

Les trois premières méthodes sont générales vis-à-vis de la dégradation des ouvrages en béton armé [IQOA, 1995], [ACI, 1993], [RILEM, 1994], ce qui les rend moins représentatives des ouvrages dégradés par corrosion. La quatrième méthode est plus spécifique aux dégradations causées par la corrosion. Basée sur la méthode présentée par [Kuba, 1998], nous avons retenu cinq niveaux (0 à 4) désignant les conditions de dégradation des éléments en béton armé affectés par corrosion. Une description d'état correspondant à chacun de ces niveaux est présentée dans les paragraphes suivants. Ces descriptions sont associées aux phases de performance des poutres en béton armé (Chapitre 2) pour permettre la prédiction de son évolution consécutive à l'inspection.

5.2.2 – Présentation des niveaux de classification des dommages

Niveau 0 – absence des indices de corrosion/l'armature est encore passivée (Figure 5.1).

Condition d'état : bonne.

a) Pont en bonne condition d'état (absence de traces de corrosion)

b) armature passivée

Figure 5.1 – *Exemple de niveau 0*
d'après [DHOUIBI-HACHANI, 2004]

Niveau 1 – Pénétration d'agents agressifs (CO_2 ou chlorures)/amorçage de la corrosion.

La durabilité de l'élément de structure est compromise ;

Apparence de la surface du béton :

présence de taches de corrosion visibles, zones humides ;

Formation de fissures :

les premières fissures sont observées, l'ouverture ne dépasse pas 0,1mm ;

Présence de dégâts mécaniques : insignifiants ;

Condition d'état : acceptable.

Dans ce niveau de dégradation, deux phases de la performance de l'ouvrage sont atteintes (Figures 5.2 et 5.3). La première correspond au temps d'initiation de la corrosion T_i (paragraphe 2.4.2), alors que la deuxième correspond à la formation d'une fissuration, $T_{fissure}$ (paragraphe 2.4.3). Si la teneur critique de chlorures est prise comme déterministe avec une moyenne de 0,4% (par rapport au poids de ciment) et si les autres variables concernées sont modélisées comme dans le Chapitre 3, la fonction de répartition du temps d'initiation de la corrosion par chlorures est décrite par la courbe de la Figure 5.4. Si une profondeur de carbonatation égale à

l'épaisseur de l'enrobage (4 cm) est considérée, la fonction de répartition du temps d'initiation par carbonatation est obtenue selon la Figure 5.5.

Figure 5.2 – *Amorçage du phénomène de corrosion dans une barre d'acier*
d'après [DHOUIBI-HACHANI, 2004]

Figure 5.3 – *État initial de formation des fissures à la surface du béton (ouverture ≤ 0,1mm)*

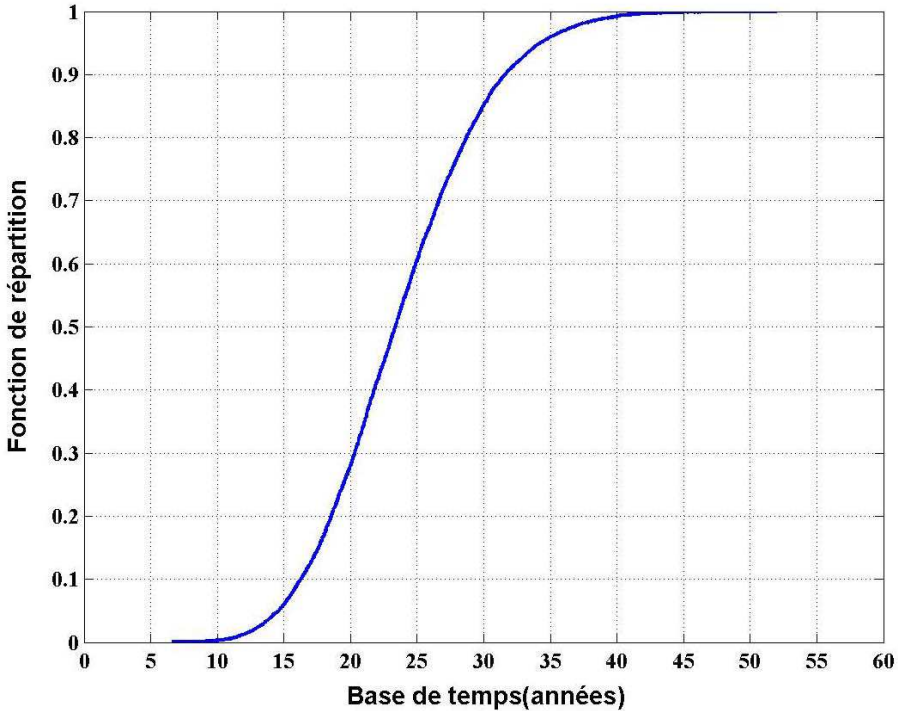


Figure 5.4 – *Fonction de répartition du temps d'amorçage de la corrosion par chlorures*

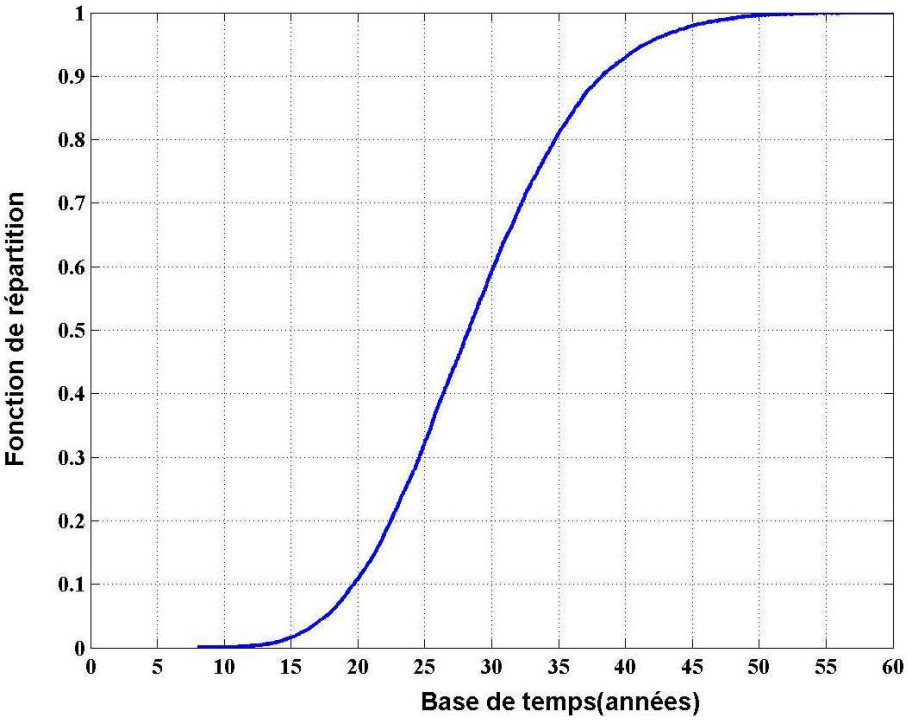


Figure 5.5 – *Fonction de répartition du temps d'amorçage de la corrosion par carbonatation*

Le temps $T_{fissure}$ pour que la première fissure se forme est simulé en utilisant les modèles de variables du Chapitre 3. Dans les Figures 5.6 et 5.7, l'enrobage est de 4 cm d'épaisseur et le diamètre de la barre d'acier est supposé de 40 mm.

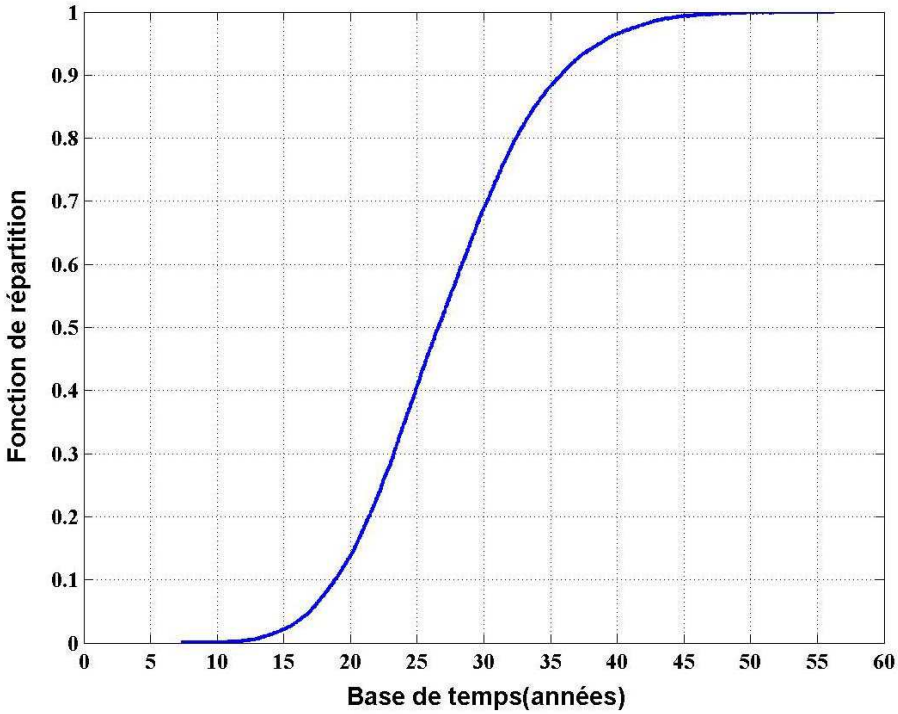


Figure 5.6 – *Fonction de répartition du temps de fissuration (amorçage par chlorures)*

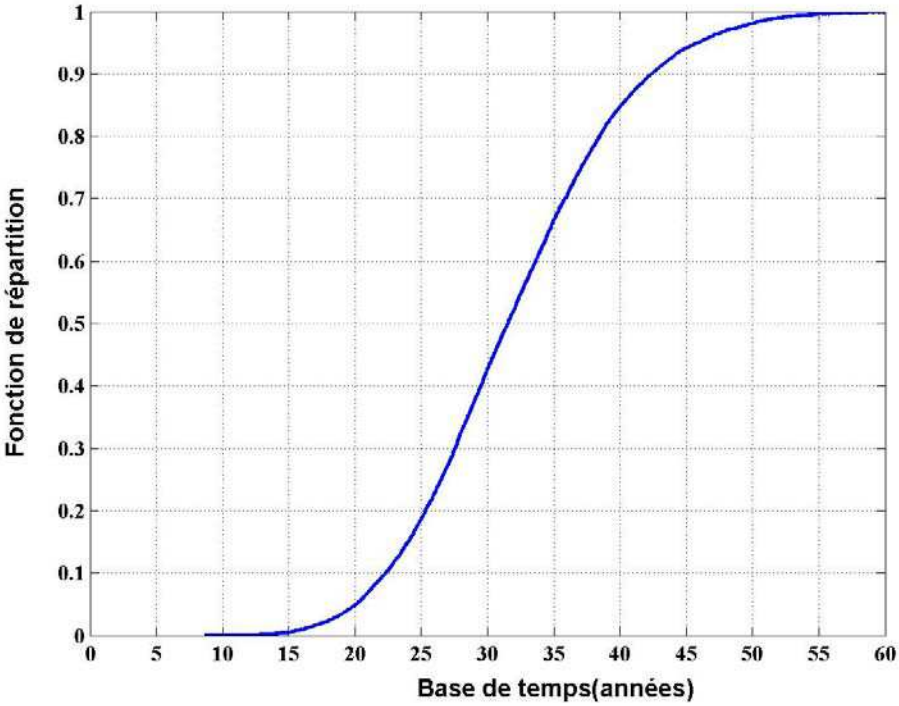


Figure 5.7 – *Fonction de répartition du temps de fissuration (amorçage par carbonatation)*

Niveau 2 – croissance de la corrosion/aggravation de l'état de dégradation (Figure 5.8).

La durabilité du matériau est compromise ;

L'aptitude au service de l'élément de structure est compromise ;

Apparence de la surface du béton :

présence de zones humides et des taches de corrosion plus importantes ;

Croissance de la fissuration :

les fissures atteignent une ouverture de 0,3 mm environ ;

Présence des dégâts mécaniques :

ils peuvent être considérés importants ;

Condition d'état : mauvaise.

L'existence de fissures avec une ouverture de 0,3 mm caractérise l'atteinte d'une autre étape de l'évolution de la performance de l'élément de structure, $T_{service}$.

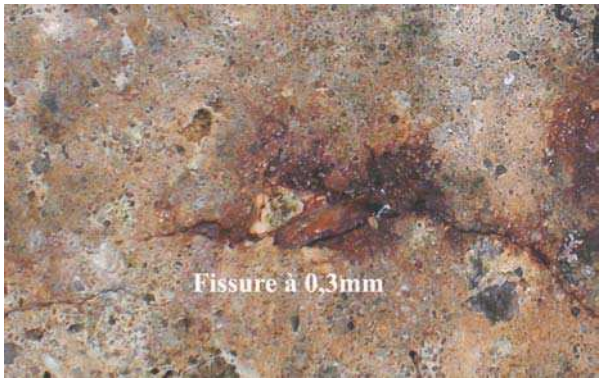


Figure 5.8 – *Propagation des fissures longitudinales d'une ouverture de 0,3mm*

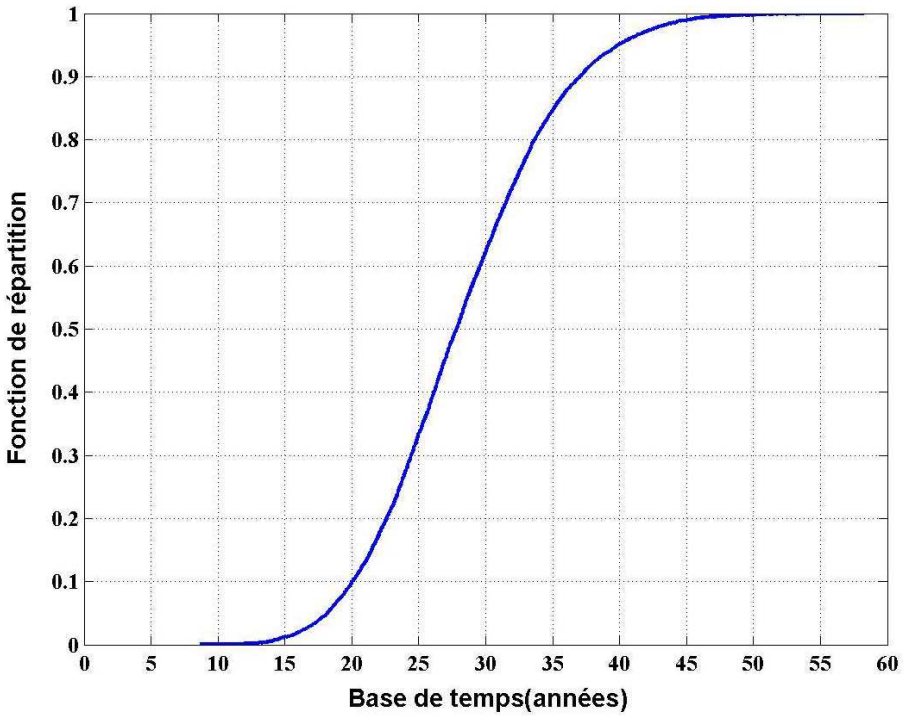


Figure 5.9 – *Fonction de répartition de $T_{service}$ (amorçage de la corrosion par chlorures)*

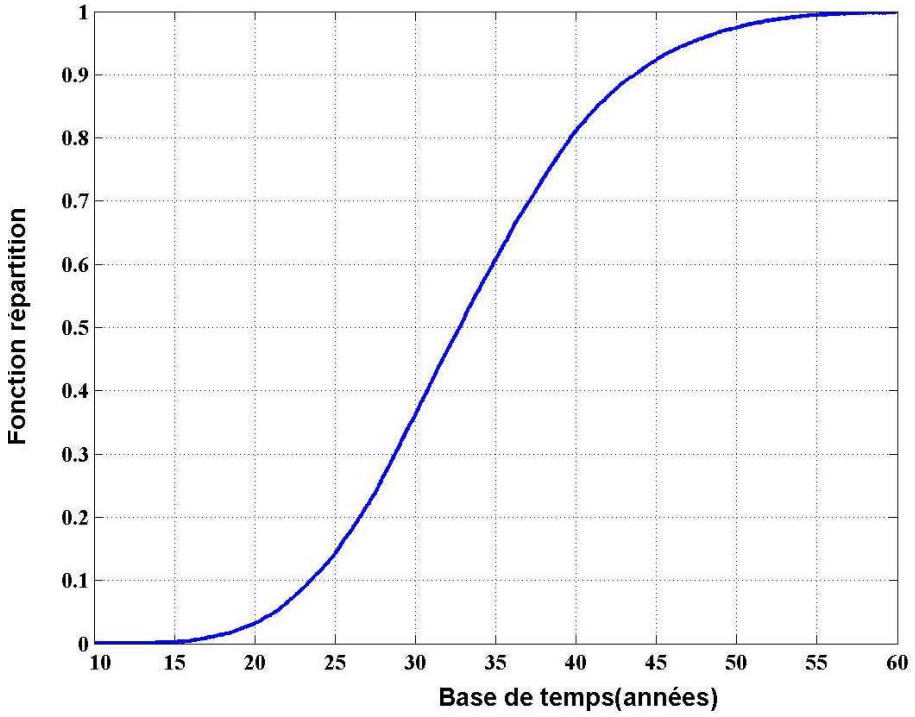


Figure 5.10 – *Fonction de répartition de $T_{service}$ (amorçage de la corrosion par carbonatation)*

Si on considère le cas d'une barre de 40 mm de diamètre, un enrobage de 4 cm et une corrosion uniforme, la fonction de répartition du temps de service, calculée à partir du temps de formation

de la première fissure ($T_{fissure}$) et incrémenté d'un intervalle de temps $\Delta t_{service}$, peut être représentée par les Figures 5.9 et 5.10.

Niveau 3 – Eclatement du béton, $T_{éclat}$ (Figures 5.11 et 5.12).

L'état de dégradation de l'ouvrage s'aggrave, car l'armature peut être mise à nu ;

Apparence de la surface du béton :

zones humides et taches de corrosion plus importantes ;

détection de sites où l'éclatement du béton est noté ;

Croissance de la fissuration :

les fissures atteignent une ouverture d'environ 1,0mm.

Présence des dégâts mécaniques *:*

ils peuvent être considérés très importants ;

Condition d'état : endommagée.

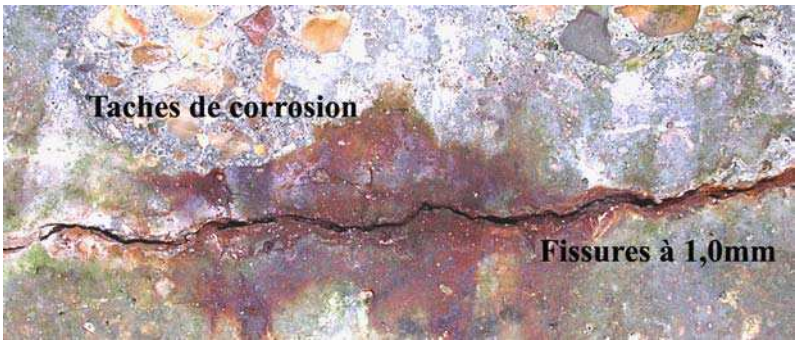


Figure 5.11 – *Identification de taches de corrosion et de fissures d'ouverture de 1,0 mm*

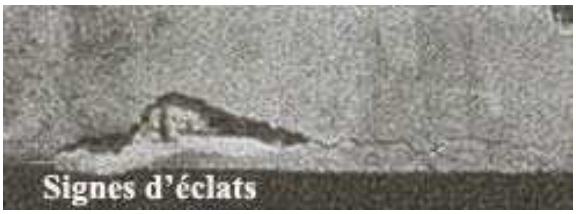


Figure 5.12 – *Épaufrure du béton due à une fissuration très importante (environ 1,0 mm*)

Niveau 4 – Réduction de 10% du dernier lit d'armatures $T_{10\%}$ (Figure 5.13).

Apparence de la surface du béton :

grandes zones dans lesquelles l'armature est mise à nu ;

Présence des dégâts mécaniques :

pertes significatives, 10% du dernier lit ou sur les côtés de la section ;

Condition d'état : très endommagée.

Figure 5.13 – *Armature mise à nu avec une perte de section d'acier d'environ 10%*

5.2.3 – Méthodologie d'inspection visuelle de l'état de dégradation

Dans cette thèse, six étapes distinctes identifient l'évolution de la performance des sections de poutre en béton armé (paragraphe 2.4). Les prédictions de toutes ces étapes ont été déterminées sur la base d'une étude probabiliste en fiabilité, sous l'hypothèse que les variables sont sujettes à des variabilités non négligeables et doivent donc être traitées comme aléatoires (Chapitre 3 et Chapitre 4). Dans les Tableaux 4.21 et 4.22, les quatre premières étapes du cycle de performance (T_i, $T_{fissure}$, $T_{service}$, $T_{éclat}$) ont été regroupées en sous-familles, grâce à des similitudes identifiables parmi les valeurs des instants obtenues pour la famille de ponts.

Suite à une inspection visuelle sur l'ouvrage, le gestionnaire est capable d'attribuer une cotation convenable pour les éléments structuraux inspectés (poutres), selon la méthode de classification proposée dans le paragraphe précédent. Ainsi, basée sur la notion de sous-familles et sur la méthodologie d'inspection, une méthodologie simple et pratique peut être mise en œuvre ; elle vise à procurer aux gestionnaires d'ouvrage un outil général de prédiction de la performance. La méthode est dite probabiliste parce que des modèles de prédiction (paragraphe 2.4) ont été analysés de manière probabiliste.

Considérons à titre d'exemple, un ouvrage soumis à une inspection visuelle ; sa note est fixée à 1 (niveau 1). On conclut donc que :

- des agents agressifs ont pénétrés dans le béton de l'enrobage et ont causé la dépassivation de l'armature ;

– les pressions internes dues à la rouille sont suffisantes pour provoquer des fissures fines dans la surface du béton : $T_{fissure}$ est ainsi atteint.

De plus, l'âge de l'ouvrage, le diamètre de la barre et l'épaisseur de l'enrobage sont connus et ils valent respectivement 40 ans, 40 mm et 40 mm. Si le courant de corrosion est supposé de 2,5 µA/cm^2, à l'aide du Tableau 5.4, on détermine (cellules ombrées) dans quelle famille l'ouvrage peut être encadré. L'épaisseur de l'enrobage, l'intensité du courant de corrosion et le diamètre de la barre définissent la partie du tableau à utiliser. L'âge détermine la sous-famille : dans ce cas « SF5 –4 » car le niveau 1 indique que, dans le pire des cas, l'étape $T_{fissure}$ (41,30 ans ±0,66) a été atteinte.

Identification sous-famille	T_i **moyen (années)**	**Diamètre de la barre (ϕ 32mm)**			**Diamètre de la barre (ϕ 40mm)**		
		$T_{fissure}$ **(années)**	$T_{service}$ **(années)**	$T_{éclat}$ **(années)**	$T_{fissure}$ **(années)**	$T_{service}$ **(années)**	$T_{éclat}$ **(années)**
SF1-4	1,66	3,20	4,54	7,70	3,43	4,54	7,15
SF2-4	12,16	13,70	15,04	18,20	13,93	15,04	17,65
SF3-4	21,16	22,70	24,04	27,20	22,93	24,04	26,65
SF4-4	30,18	31,72	33,06	36,22	31,95	33,06	35,67
SF5-4	39,53	41,07	42,41	45,57	41,30	42,41	45,02
SF6-4	55,19	56,73	58,07	61,23	56,96	58,07	60,68
SF7-4	69,55	71,09	72,43	75,59	71,32	72,43	75,04

Tableau 5.4 – *Valeurs moyennes des phases de performance des sous-familles pour 4 cm d'enrobage*

Le gestionnaire de l'ouvrage peut donc en tirer les prédictions suivantes : à l'âge de 42,41±0,66 $T_{service}$ peut être atteint et à 45,02±0,66 ans l'éclatement du béton. Les étapes $T_{10\%}$ et T_{β_0} restent très spécifiques à la géométrie et aux aspects structuraux du pont. En outre, les valeurs de paramètres fondamentaux environnementaux peuvent aussi être estimées, car les combinaisons agressives qui composent la sous-famille sont connues. On note qu'en fonction de ces résultats, il est possible de donner des éléments de prédiction aux gestionnaires. La Figure 5.14 montre un organigramme qui résume la méthode probabiliste d'investigation visuelle.

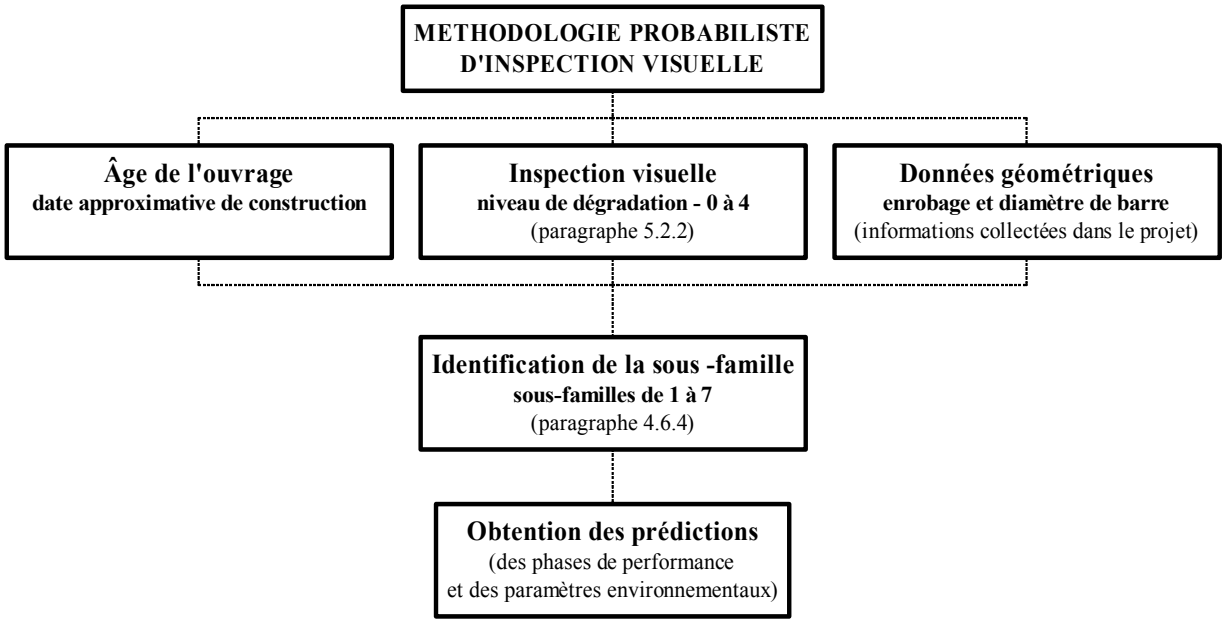


Figure 5.14 – *Organigramme représentatif de la méthode probabiliste d'inspection visuelle*

5.2.4 – Proposition d'une grille de coefficients partiels de sécurité adaptée aux spécificités des ouvrages

5.2.4.1 – Introduction

Les coefficients partiels de sécurité proposés dans les Règles BAEL ont été choisis dans une large mesure de manière empirique. En outre, ces coefficients sont destinés à des ouvrages neufs et ils couvrent un nombre non négligeable d'incertitudes, ce qui les rendent très peu représentatifs du besoin réel d'évaluation de la sécurité d'une structure en service [Cremona, 2003]. Leurs modifications doivent donc refléter une meilleure prise en compte des informations statistiques disponibles. Pour cela, une approche probabiliste se présente non seulement comme une méthode capable de tenir compte des incertitudes liées aux variables, mais aussi comme un outil qui permet d'établir de coefficients partiels de sécurité plus adaptés aux spécificités des ouvrages existants. Ces spécificités caractérisent des conditions structurales particulières telles que détails constructifs non conformes, vraie géométrie, perte de résistance des matériaux, conditions réelles du trafic, dégradations…

De ce fait, le but de cette étude est d'apporter une contribution quant à la définition d'une démarche d'ajustement des coefficients partiels de sécurité des matériaux (acier et béton) et des charges d'exploitation (charges la plus défavorable et agressive) par rapport à l'état de dégradation constaté suivant la méthodologie du paragraphe précédent. Pour atteindre cet objectif, une méthodologie basée sur des méthodes d'optimisation a été mise en place pour déterminer les coefficients partiels de sécurité correspondant au niveau de sécurité minimum acceptable β_0 .

Ainsi, sur une base probabiliste, une grille de coefficients partiels de sécurité plus adaptée à la vérification de la perte de capacité portante des poutres de ponts en béton armé est obtenue. En effet, le comportement mécanique des poutres, sous flexion simple, se montre très sensible à la perte de section des aciers initiée par corrosion.

5.2.4.2 – Principe de la calibration

La démarche appelée semi-probabiliste se traduit par des règles qui introduisent la sécurité d'une part, au moyen de valeurs représentatives des grandeurs aléatoires concernées (actions et résistances) considérant la variabilité des informations par les statistiques existantes, d'autre part, à travers des coefficients partiels de sécurité qui sont normalement choisis, en tenant compte de la pratique et des suppositions de la réalité, sur la base de quelques calculs probabilistes plus poussés, menés dans des cas particuliers [Calgaro,1996].

Dans le cas d'un phénomène ne faisant intervenir que deux variables, une résistance R et une sollicitation S, la condition imposée dans un dimensionnement est d'assurer $R \geq S$, sous réserve que R et S sont constantes dans le temps et leurs valeurs parfaitement connues. Cependant, dans la pratique, ces grandeurs ne le sont pas exactement. Si elles sont modélisées par des variables aléatoires continues et indépendantes, $R(\mu_R, \sigma_R)$ et $S(\mu_S, \sigma_S)$, de moyennes et écarts types respectifs $\mu_R, \mu_S, \sigma_R, \sigma_S$, la densité de probabilité du couple (R,S) est exprimée par : $f(R,S) = f_R(r)\ f_S(s)$, où $f_R(r)$ et $f_S(s)$ sont les densités des variables R et S. La défaillance liée au phénomène considéré est caractérisée par une probabilité, p_f, liée à ces densités par la relation $p_f = \mathcal{P}(R \leq S) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) \left\{ \int_{r}^{+\infty} f_S(s)\, ds \right\} dr$.

L'approche semi-probabiliste substitue ce calcul de probabilité par la vérification d'un critère, faisant intervenir des valeurs représentatives de R et S, dénommées R_k et S_k, et des coefficients partiels de sécurité, qui est exprimé par :

$$\gamma_S\, S_k \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \tag{5.1}$$

La probabilité de défaillance d'un état limite linéaire avec deux variables normales est représentée par :

$$p_f = \Phi\left(\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \tag{5.2}$$

Sachant que le règlement vise à assurer un niveau de sécurité minimal exprimé par une probabilité de défaillance acceptable p_f^{cible}, on cherche donc que $p_f \leq p_f^{cible}$ ou bien $\beta \geq \beta_{cible}$. L'indice acceptable β_{cible} correspond à la probabilité de défaillance acceptable p_f^{cible} [Cremona, 2003].

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \geq \beta_{cible} \tag{5.3}$$

Si l'équation (5.3) est écrite différemment en fonction des cosinus directeurs α_R et α_S (cf. Chapitre 2, paragraphe 2.5), on identifie les valeurs de calcul de R et S, notées R_d et S_d, par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} R_d &= \mu_R - \beta_{cible}\ \alpha_R\ \sigma_R \\ S_d &= \mu_S + \beta_{cible}\ \alpha_S\ \sigma_S \end{aligned} \tag{5.4}$$

Ces valeurs représentent les coordonnées du point de fonctionnement dans l'espace de base. Le principe de sécurité de la méthode semi-probabiliste consiste donc à vérifier que $R_d \geq S_d$. Les coefficients partiels de sécurité sont définis comme les rapports entre les valeurs représentatives (caractéristiques) et les valeurs de calcul :

$$\gamma_R = \frac{R_k}{R_d};\ \left(\phi = \frac{R_d}{R_k}\right) \text{ et } \gamma_S = \frac{S_d}{S_k} \tag{5.5}$$

La vérification précédente correspond à l'étude d'un état limite linéaire à deux variables normales. Cette approche peut se généraliser à des états limites non linéaires avec des variables non-normales. Dans ce cas, le point de fonctionnement dans l'espace réduit est utilisé admettant qu'il se trouve à une distance β_{cible}.

Actuellement, les modifications menées dans les codes semi-probabilistes de dimensionnement des structures visent à intégrer les innovations apportées au calcul, à la conception et à la mise en œuvre mais également, à tenir compte de la mise à jour des données statistiques et de l'évolution des méthodes d'évaluation des structures. Les améliorations apportées par l'intégration des nouvelles données statistiques et par le développement des méthodes d'évaluation se reflètent dans la possibilité de mieux définir les coefficients partiels de sécurité. Ainsi, en ce qui concerne les ouvrages en service, le principe de la calibration consiste en moduler les coefficients partiels de sécurité au travers des résultats d'inspections visuelles (paragraphes 5.2.2 et 5.2.3), de façon à considérer les spécificités de la structure inspectée. Ceci rend la grille des coefficients utilisée dans le recalcul des structures plus réaliste et rationnelle, car les particularités de l'ouvrage sont considérées. De plus, le niveau de sécurité β assuré aux ouvrages recalculés se rapproche plus du seuil minimal de sécurité structurale β_0, implicite dans le règlement.

5.2.4.3 - Méthode de calibration proposée

Le critère utilisé pour la calibration des coefficients partiels de sécurité est basé sur l'indice de fiabilité β_0 (seuil minimum acceptable) et non pas sur l'indice de fiabilité « cible » qui est pourtant l'indice de référence couramment utilisé. En fait, ce dernier porte le sens de fiabilité moyenne pour l'ensemble de la structure. C'est pourquoi son utilisation pour la calibration n'est pas significative, car il considère que les éléments ayant un faible niveau de fiabilité peuvent être acceptés, à partir du moment où ils sont compensés par des éléments présentant de forts niveaux de sécurité.

L'indice de fiabilité β_0 représente un niveau de sécurité individuel pour chaque composant de la structure et dans cette étude, il indique un niveau de sécurité propre pour chacune des sections de poutres les plus défavorables des ponts examinés. De cette façon, ces éléments structuraux doivent avoir des indices de fiabilité supérieurs à β_0 ($\beta > \beta_0$) ou autrement dit, ces éléments présentent une réserve de sécurité structurale qui rend possible la modulation des coefficients partiels de sécurité (cf. Figures 4.14, par exemple).

La procédure de calibration débute par la définition de l'indice de fiabilité β_0 qui caractérise le seuil minimal de sécurité structurale de la section de poutre la plus défavorable du pont étudié. Ceci suit les conditions indiquées dans les paragraphes 3.3.2 et 4.2 puis, un jeu initial de coefficients partiels de sécurité est déterminé. Rappelons que cet indice représente le niveau de sécurité acceptable sous-jacent aux coefficients de sécurité du B.A.E.L. Il n'est donc pas étonnant qu'à ce stade, ces coefficients de sécurité soient retrouvés. Pour (re)déterminer ce jeu de coefficients, les deux coefficients partiels de sécurité appliqués aux matériaux sont considérés (γ_s et γ_b). Du côté des sollicitations, deux autres sont identifiés, γ_G qui est appliqué à la charge permanente, G, et γ_Q appliqué au chargement le plus agressif (M_c120 dans le cas présent), Q (paragraphe 4.2). L'équation d'état limite de sécurité définie par la droite $R = S$, en fonction des coefficients partiels de sécurité, est exprimée par :

$$(\gamma_b, \gamma_s)\, R = \gamma_G\, G + \gamma_Q\, Q \tag{5.6}$$

Afin d'avoir une équation d'état limite en fonction de trois variables indépendantes, le coefficient γ_G a été fixé. Ainsi, si les trois variables indépendantes sont connues, les coefficients partiels de sécurité, définis par l'équation (5.6), peuvent être déterminés à partir de γ_G. Donc, pour un γ_G donné, γ_s, γ_b et γ_Q sont déterminés. Ainsi, le jeu initial de coefficients de sécurité est : $\left(1/\gamma_G\gamma_b,\ 1/\gamma_G\gamma_s,\ \gamma_Q/\gamma_G\right)$. Les valeurs initiales adoptées pour les coefficients sont ceux du règlement ($\gamma_b = 1{,}5$; $\gamma_s = 1{,}15$; $\gamma_Q = 1{,}35$; $\gamma_G = 1{,}35$). En conséquence, l'équation (5.6) devient :

$$G = \left(\frac{1}{\gamma_G \quad \gamma_b}, \quad \frac{1}{\gamma_G \quad \gamma_s}\right) R \quad - \quad \left(\frac{\gamma_Q}{\gamma_G}\right) Q \tag{5.7}$$

La détermination de β_0, le choix du jeu initial des coefficients de sécurité et la définition de la fonction d'état limite (équation 2.48) utilisée dans l'analyse de fiabilité (β) marquent la fin de la première phase du processus de calibration. La seconde étape du calcul sert à déterminer le jeu de coefficients de sécurité qui répond à la condition $\beta \approx \beta_0$.

Pour atteindre cet objectif, l'expression générale (5.7) est exprimée suivant l'équation

$$\hat{M}_{pp} = \hat{A}_s \frac{1}{\gamma_s \gamma_G} \hat{f}_e \frac{\hat{d}}{2}\left(1 + \sqrt{1 - 2\left(\frac{\hat{M}_d}{\hat{b}\,\hat{d}\,\frac{1}{\gamma_b \gamma_G}\,\hat{f}_{bc}}\right)}\right) - \hat{M}_{surf} - \hat{M}_{superst} - \frac{\gamma_Q}{\gamma_G}\hat{M}_{trafic} \tag{5.8}$$

pour les poutres soumises à la flexion simple. Les paramètres portent la même signification que dans le paragraphe 2.3.2 et leurs valeurs sont égales à la moyenne : ils sont déterministes (noté ^). Cette expression générale lorsque complètement développée, mène à une équation du deuxième degré et la valeur du moment dû au poids propre (M_{pp}) est l'une des racines. Celui-ci est calculé à chaque itération de la méthode d'optimisation et intégré à la fonction de performance de capacité portante incluant le processus de dégradation. Cette valeur est, ainsi, probabilisée selon une variable normale de biais égal à 1,0 et de coefficient de variation 0,07. En conséquence, un indice de fiabilité β est calculé. Cet indice est comparé à β_0 et le jeu de coefficients est considéré acceptable quand les minimums successifs de la fonction de minimisation, $(\beta - \beta_0)$, gardent une tolérance de 10^{-4}. De ce fait, l'équation (5.8) joue le rôle d'intermédiaire entre la fonction de performance et la fonction de minimisation de calibration. Dans les cas des ponts étudiés, cette procédure a été effectuée pour toutes les phases de performance tels que $T_i, T_{fissure}, T_{service}, T_{éclat}$ et $T_{10\%}$. Le bilan de la méthode de calibration proposée est illustré dans l'organigramme de la Figure 5.15.

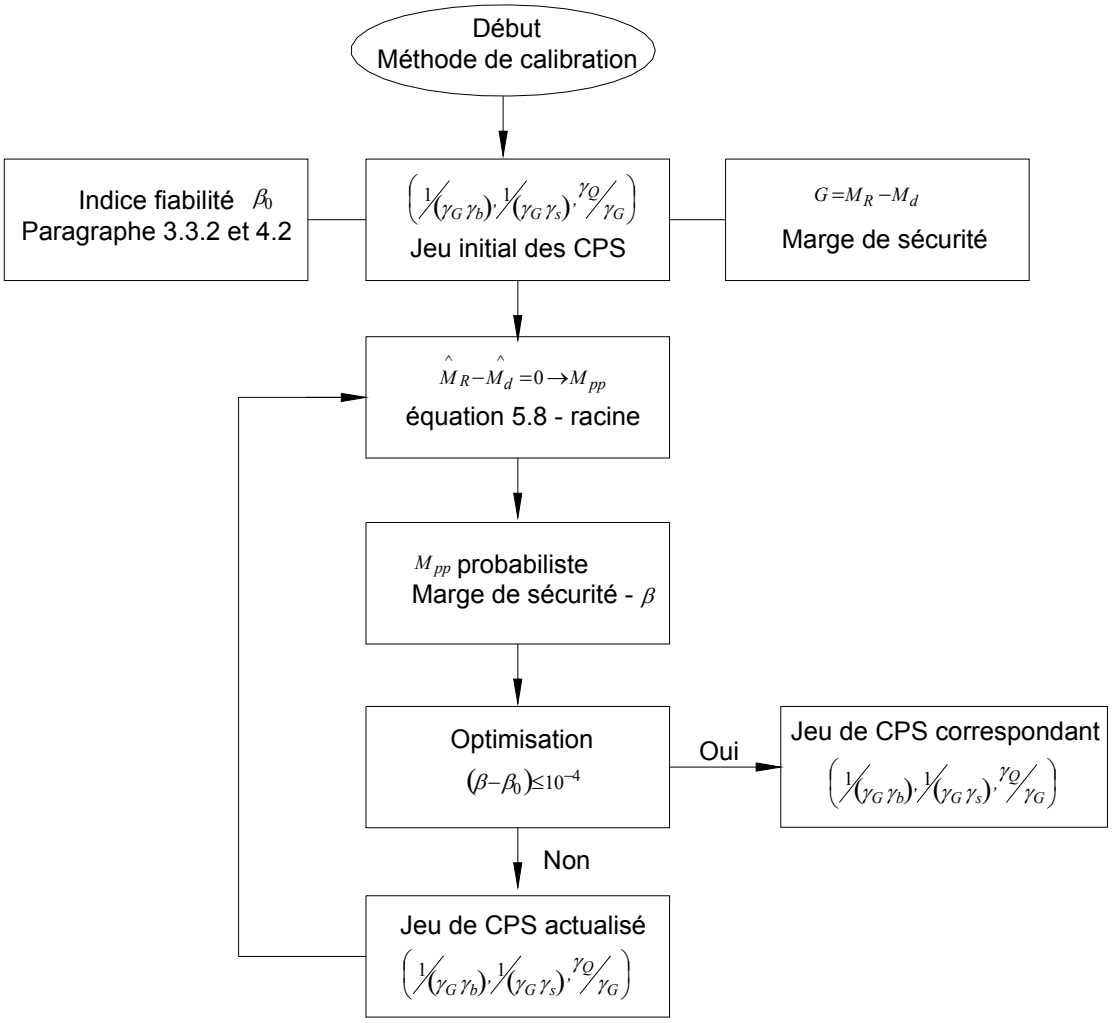


Figure 5.15 – *Organigramme représentatif de la méthode de calibration des coefficients partiels de sécurité (CPS)*

5.2.5 – Application et résultats de la méthode de calibration

La procédure de calibration a été mise en œuvre sur trois ponts de la famille de ponts routiers en béton armé. Ces ponts sont identifiés par L205p5e3v (cp = 4cm), L204p8e3v (cp = 4cm) et L205p5e3v (cp = 3cm). Cet ensemble de ponts permet d'évaluer l'influence des aspects structuraux (« 5p5e et 4p8e »), et les différences entre les instants de performance (épaisseurs d'enrobage à 3 et 4cm).

La méthode de calibration (paragraphe 5.2.4.3) est appliquée en supposant que les ponts sont placés dans les environnements agressifs définis dans le Tableau 4.13, ce qui mène aux temps d'initiation répertoriés dans les Tableaux 4.18 et 4.19. Les étapes de performance suivantes sont déduites des intervalles de temps donnés dans le Tableau 4.23 (ϕ = 40mm). Ceci fournit une grille de coefficients pour chacune des situations.

Les indices β_0 qui correspondent au seuil minimal de sécurité structurale de ces ouvrages sont égaux à 3,22 dans le cas du pont L205p5e3v et à 3,02 dans le pont L204p8e3v. Le jeu initial de coefficients partiels de sécurité vaut 0,49, 0,64 et 1,0 $\left(1/1{,}5\gamma_G,\ 1/1{,}15\gamma_G,\ 1{,}35/\gamma_G\right)$ où γ_G est fixé à 1,35. De cette façon, dans la méthode d'optimisation les trois coefficients (γ_b, γ_s et γ_Q) sont indépendants.

Sous-familles	T_i (%)			$T_{fissure}$ (%)			$T_{service}$ (%)			$T_{éclat}$ (%)			$T_{10\%}$ (%)		
	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q
SF1-4	-6,8	-20,4	-46,8	-7,4	-20,1	-46,7	-7,6	-20,0	-46,7	-8,0	-19,8	-46,3	-6,8	-19,1	-39,6
SF2-4	-6,7	-20,4	-46,7	-7,5	-20,1	-46,7	-6,7	-19,8	-47,1	-8,0	-19,8	-46,3	-6,8	-19,1	-39,6
SF3-4	-7,1	-20,2	-46,9	-7,3	-20,1	-46,7	-7,6	-20,0	-46,6	-8,1	-19,8	-46,1	-7,0	-19,2	-39,6
SF4-4	-6,9	-20,3	-46,8	-7,6	-20,0	-46,6	-7,8	-19,9	-46,5	-8,0	-19,7	-46,2	-7,0	-19,2	-39,6
SF5-4	-7,2	-20,2	-46,6	-7,8	-19,9	-46,5	-7,9	-19,8	-46,3	-7,5	-20,0	-45,1	-6,9	-19,2	-39,8
SF6-4	-7,9	-19,7	-45,5	-8,2	-19,5	-45,1	-8,1	-19,4	-45,0	-6,9	-19,9	-42,8	-6,5	-18,6	-37,9
SF7-4	-7,5	-19,9	-45,3	-6,6	-20,4	-43,6	-6,6	-20,3	-43,6	-6,6	-20,2	-43,0	-6,8	-19,4	-40,4
μ	-7,2	-20,1	-46,4	-7,5	-20,0	-46,0	-7,5	-19,9	-46,0	-7,6	-19,9	-45,1	-6,8	-19,1	-39,5
σ	0,41	0,27	0,67	0,50	0,27	1,19	0,57	0,28	1,24	0,61	0,18	1,56	0,18	0,25	0,76

Tableau 5.5 – *Grille de réduction des coefficients partiels de sécurité du pont L205p5e3v (enrobage de 4cm)*

Les Tableaux 5.5, 5.6 et 5.7 illustrent les pourcentages de réduction proposés pour chacun des coefficients partiels de sécurité (γ_b, γ_s et γ_Q). Ces valeurs sont regroupées en sous-familles pour chaque instant des phases de performance d'un pont donné (T_i, $T_{fissure}$, $T_{service}$, $T_{éclat}$ et $T_{10\%}$). Par exemple, dans le cas ombré du Tableau 5.5, la nouvelle grille est approximativement $\gamma_b^1 = 1{,}40$; $\gamma_s^1 = 0{,}92$, $\gamma_G^1 = 1{,}35$ et $\gamma_Q^1 = 0{,}72$. La diminution des trois coefficients de sécurité ne semble pas étonnante. En effet, comme la charge de trafic $A(l)$ conduit à des indices de fiabilité supérieurs à β_0, il est intuitif de penser que les coefficients partiels de sécurité doivent traduire ce gain de sécurité, puisque les valeurs de dimensionnement (dont le chargement le plus défavorable et les valeurs caractéristiques des matériaux) ne sont pas modifiées. De ce fait, cela conduit à réduire γ_Q, γ_b, γ_s.

Sous-familles	T_i (%)			$T_{fissure}$ (%)			$T_{service}$ (%)			$T_{éclat}$ (%)			$T_{10\%}$ (%)		
	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q
SF1-3	-6,8	-20,4	-46,8	-7,4	-20,1	-46,7	-7,6	-20,0	-46,6	-8,1	-19,8	-46,2	-6,8	-19,1	-39,6
SF2-3	-6,7	-20,4	-46,5	-7,3	-20,1	-46,4	-7,5	-20,0	-46,3	-8,0	-19,8	-45,9	-6,8	-19,1	-39,7
SF3-3	-6,4	-20,5	-46,4	-7,5	-20,0	-46,7	-7,7	-20,0	-46,5	-7,9	-19,7	-46,3	-7,0	-19,1	-39,6
SF4-3	-6,9	-20,3	-46,9	-7,2	-19,9	-46,8	-7,7	-19,9	-46,5	-8,0	-19,6	-46,1	-7,0	-19,2	-39,6
SF5-3	-7,1	-20,2	-46,7	-7,8	-19,9	-46,5	-8,0	-19,8	-46,2	-6,6	-20,5	-43,9	-6,9	-19,2	-39,8
SF6-3	-7,3	-19,9	-44,8	-7,7	-19,7	-44,5	-7,6	-19,6	-44,4	-6,9	-19,9	-43,0	-7,5	-18,8	-39,5
SF7-3	-6,7	-19,6	-41,2	-6,8	-19,5	-40,9	-6,8	-19,5	-40,7	-6,8	-19,3	-40,3	-6,9	-18,8	-38,9
μ	-6,9	-20,2	-45,6	-7,4	-19,9	-45,5	-7,6	-19,8	-45,3	-7,5	-19,8	-44,5	-7,0	-19,0	-39,5
σ	0,30	0,32	2,07	0,32	0,22	2,17	0,37	0,21	2,17	0,64	0,35	2,26	0,26	0,16	0,28

Tableau 5.6 – *Grille de réduction des coefficients partiels de sécurité du pont L205p5e3v (enrobage de 3cm)*

Sous-familles	T_i (%)			$T_{fissure}$ (%)			$T_{service}$ (%)			$T_{éclat}$ (%)			$T_{10\%}$ (%)		
	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q	γ_b	γ_s	γ_Q
SF1-4	-7,0	-20,6	-48,3	-7,5	-20,9	-47,4	-7,2	-21,0	-47,0	-7,3	-20,8	-46,9	-6,7	-20,0	-42,3
SF2-4	-7,1	-20,5	-48,0	-7,6	-20,7	-47,2	-7,3	-20,8	-47,0	-7,4	-20,6	-46,8	-6,7	-20,0	-42,3
SF3-4	-7,0	-20,6	-48,3	-7,3	-21,0	-47,1	-7,2	-21,0	-47,0	-7,2	-20,7	-46,8	-6,7	-20,1	-42,6
SF4-4	-7,2	-20,7	-48,1	-6,8	-21,1	-46,8	-7,2	-20,9	-47,0	-7,0	-20,6	-47,1	-6,7	-20,1	-42,6
SF5-4	-7,5	-20,9	-47,4	-7,3	-20,9	-47,0	-7,2	-20,8	-47,0	-7,0	-20,2	-47,7	-6,7	-20,1	-42,7
SF6-4	-7,2	-20,9	-47,2	-7,3	-20,8	-47,0	-7,2	-20,7	-46,8	-6,5	-20,3	-47,2	-6,6	-20,1	-42,7
SF7-4	-7,7	-19,6	-44,7	-7,6	-19,7	-44,4	-7,4	-19,5	-44,6	-7,3	-19,6	-43,8	-7,2	-19,1	-40,6
μ	-7,2	-20,6	-47,4	-7,3	-20,7	-46,7	-7,2	-20,7	-46,6	-7,1	-20,4	-46,6	-6,7	-19,9	-42,3
σ	0,28	0,34	1,27	0,27	0,46	1,03	0,07	0,52	0,90	0,29	0,39	1,28	0,21	0,36	0,76

Tableau 5.7 – *Grille de réduction des coefficients partiels de sécurité du pont L204p8e3v (enrobage de 4cm)*

Dans une sous-famille donnée, la dispersion obtenue entre les valeurs de réduction est négligeable. C'est le cas par exemple des SF1, 3, 5, dans le pont L205p5e3v, pour lesquelles l'écart type est égal à zéro pour tous les coefficients partiels de sécurité à l'instant $T_{service}$. Un comportement similaire est observé pour le pont L204p8e3v à l'instant $T_{éclat}$. Ceci explique pourquoi les tableaux précédents n'illustrent que les valeurs moyennes de pourcentages de réduction des sous-familles.

L'écart type calculé entre les sous-familles pour chaque catégorie de coefficients partiels de sécurité par rapport aux étapes de performance, montre que la dispersion de ces valeurs est aussi minime. Ces valeurs varient de 0,07 à 2,26, alors que les coefficients de variation varient de 0,7% à 7,7% (Tableaux 5.5 à 5.7).

Les histogrammes montrés dans les Figures 5.16 à 5.18 rassemblent les pourcentages de réduction proposées pour les coefficients partiels de sécurité γ_b, γ_s et γ_Q, indépendamment de

l'étape de performance. La moyenne et l'écart type calculés dans ces conditions, montrent que la variation entre les grilles de réduction des coefficients, vis-à-vis des instants de performance dans les trois ponts, n'est pas significative (Tableau 5.8).

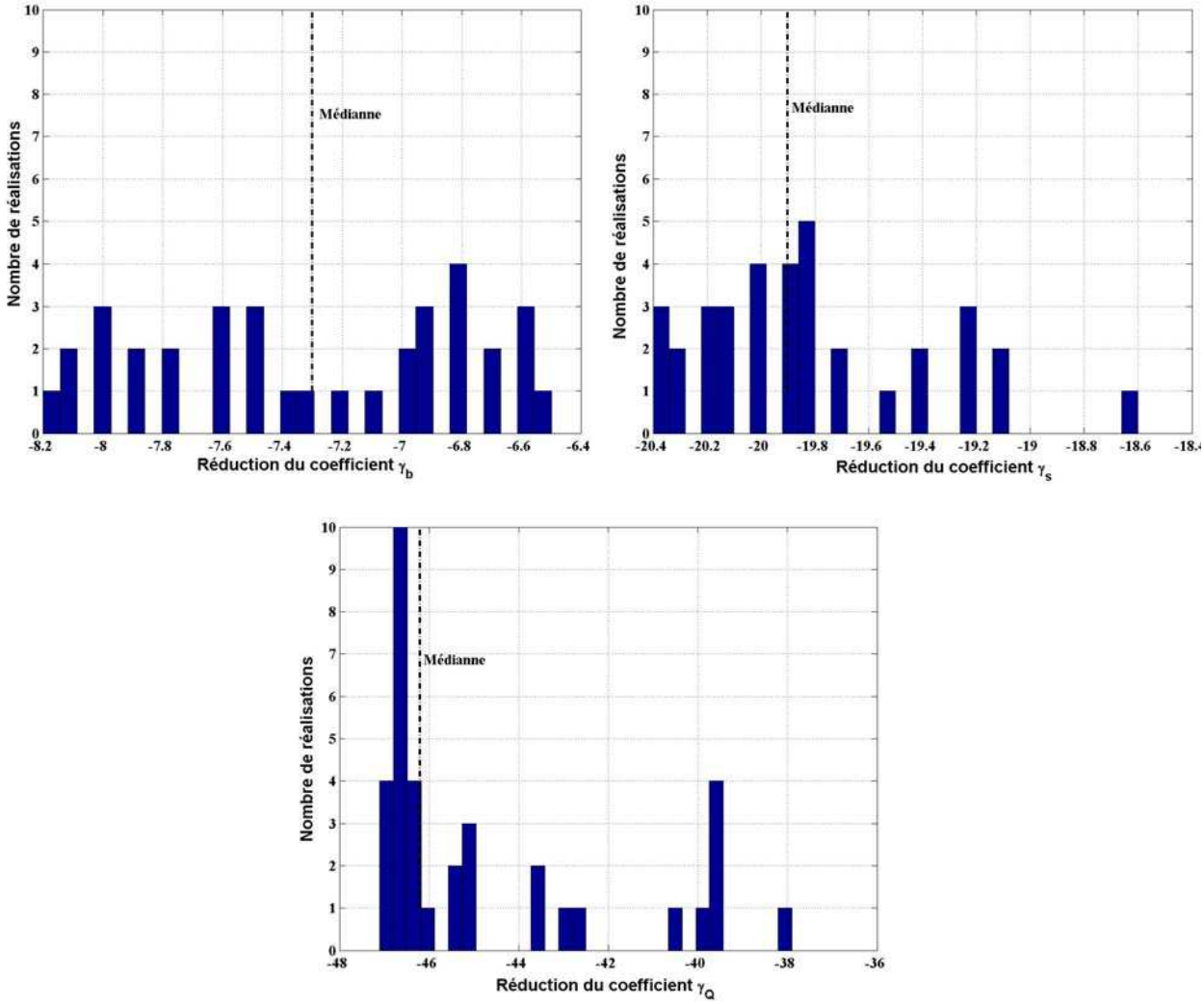


Figure 5.16 – *Histogramme représentatif des pourcentages de réduction des coefficients partiels de sécurité vis-à-vis du pont L205p5e3v (enrobage 4cm)*

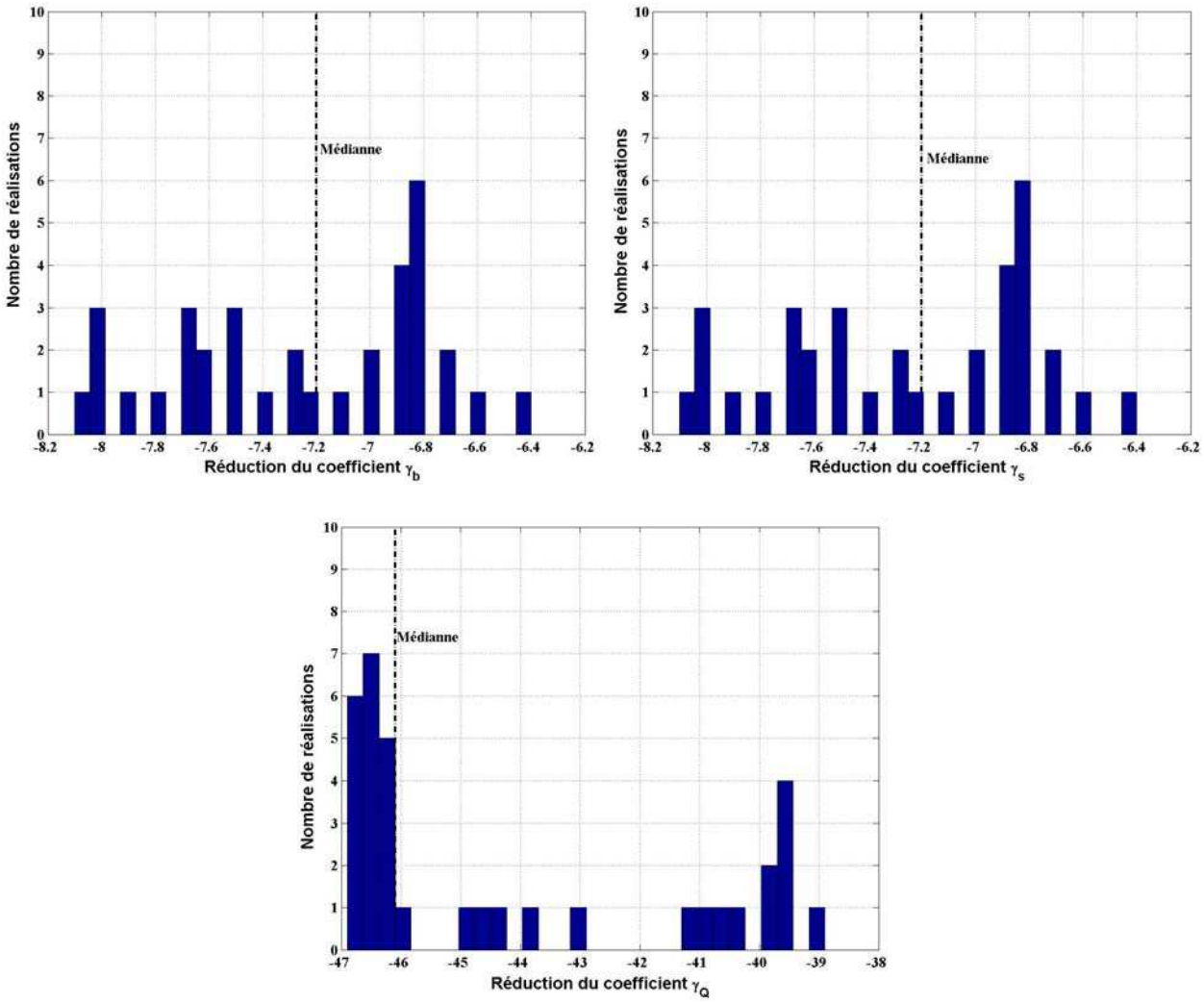


Figure 5.17 – *Histogramme représentatif des pourcentages de réduction des coefficients partiels de sécurité vis-à-vis du pont L205p5e3v (enrobage 3cm)*

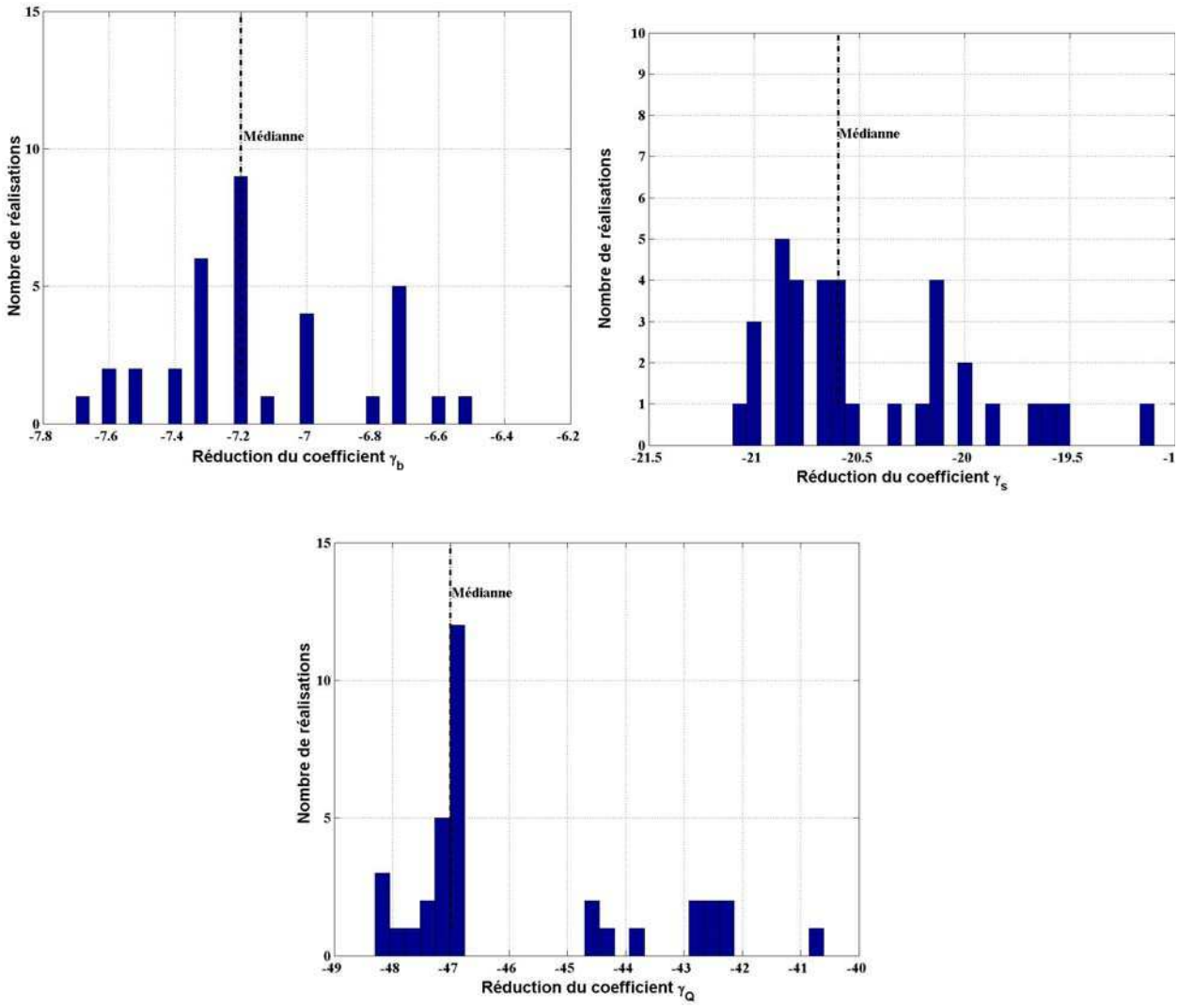


Figure 5.18 - *Histogramme représentatif des pourcentages de réduction des coefficients partiels de sécurité vis-à-vis du pont L204p8e3v*

Ponts	γ_b		γ_s		γ_Q	
	μ	σ	μ	σ	μ	σ
L205p5e3v	-7,3	0,07	-19,8	0,02	-44,6	2,82
L205p5e3v - *cp* = 3cm	-7,2	0,47	-19,7	0,45	-44,1	2,98
L204p8e3v	-7,1	0,31	-20,5	0,50	-45,9	2,13

Tableau 5.8 – *Valeurs des moyennes et des écarts types de l'ensemble des pourcentages de réduction appliqués aux CPS indépendamment de l'instant*

Les Figures 5.19 à 5.21 illustrent les variations entre les valeurs moyennes des pourcentages de réduction des coefficients partiels de sécurité des sous-familles par rapport aux étapes de performance principales (paragraphe 2.4). Les variations indiquées font référence à la plus grande différence observée entre les moyennes des sous-familles.

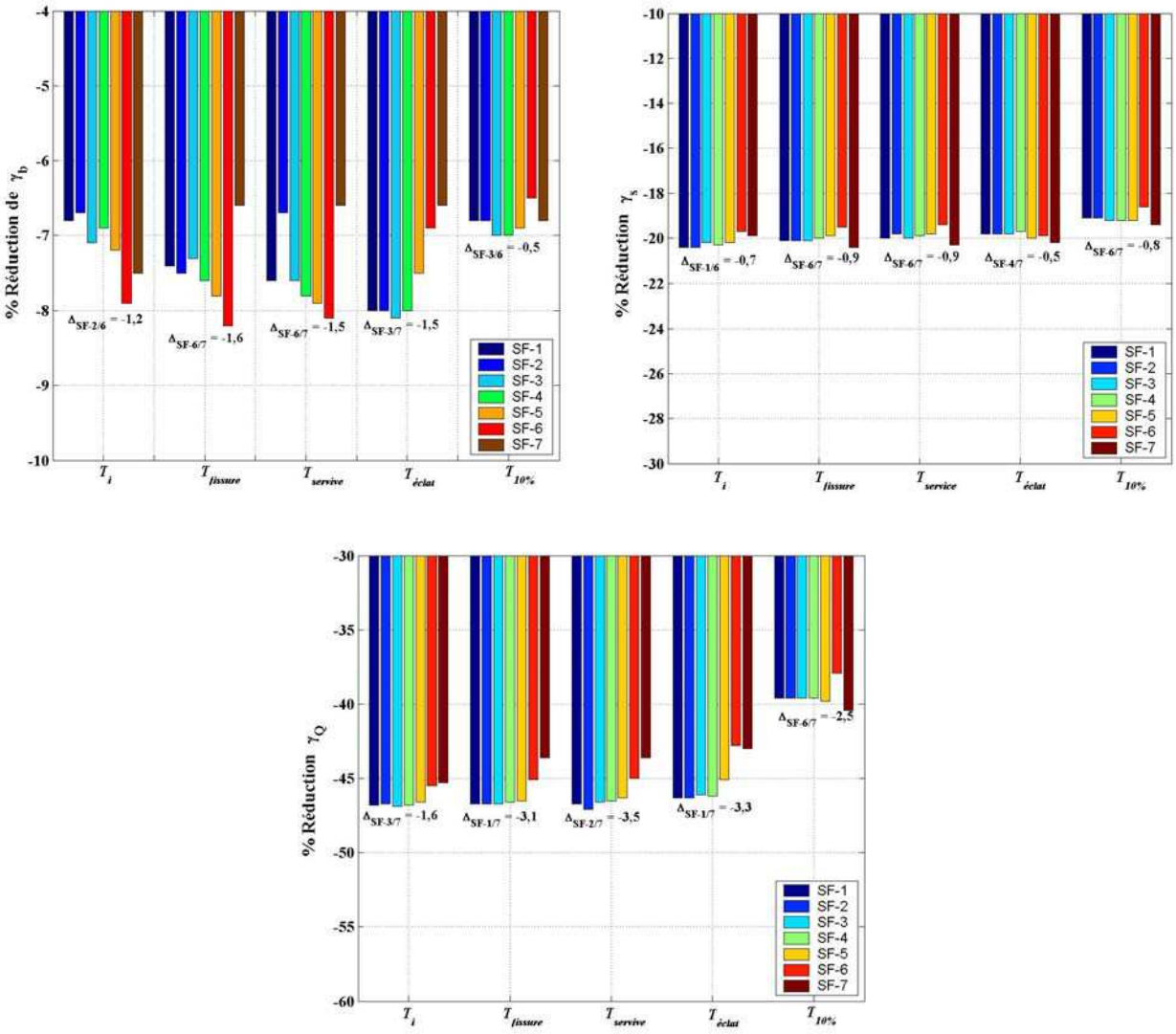


Figure 5.19 – *Comparaison des pourcentages de réduction des CPS entre les sous-familles vis-à-vis des étapes de performance pour le pont L205p5e3v (enrobage 4cm)*

Dans la Figure 5.19, on observe, en termes qualitatifs, une variation plus importante entre les sous-familles du coefficient γ_b, tandis que pour γ_s et γ_Q les pourcentages de réduction sont plus uniformes. Il est aussi à noter que plus β s'approche de β_0, plus les écarts entre les sous-familles sont faibles ; c'est le cas par exemple, de $T_{10\%}$ pour γ_b. En ce qui concerne γ_b, c'est à cet instant que l'on remarque le plus de concordance parmi les sous-familles. En outre, à $T_{10\%}$, les moyennes des réduction proposées sont souvent les plus faibles.

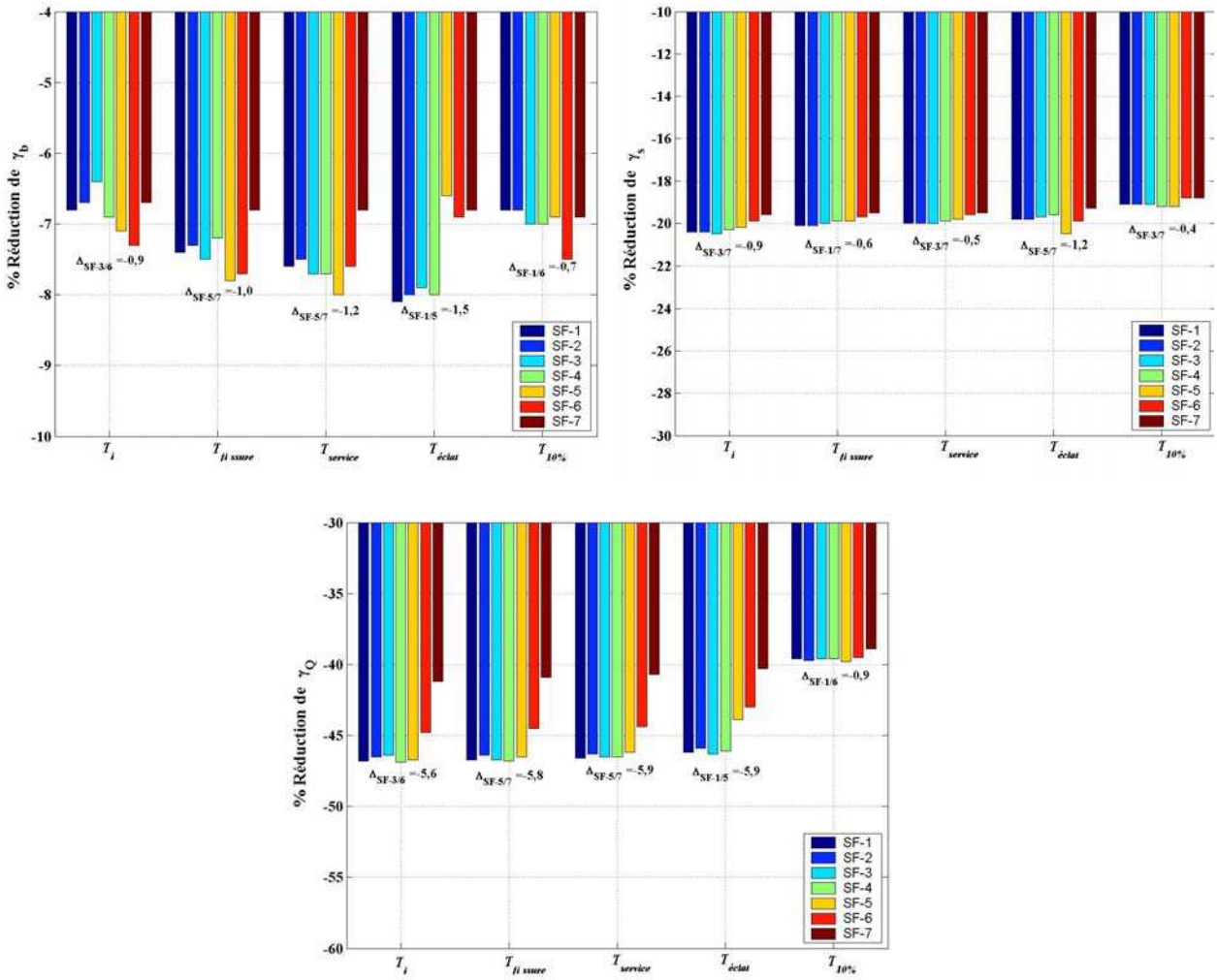


Figure 5.20 – *Comparaison des pourcentages de réduction des CPS entre les sous-familles vis-à-vis des étapes de performance pour le pont L205p5e3v (enrobage 3cm)*

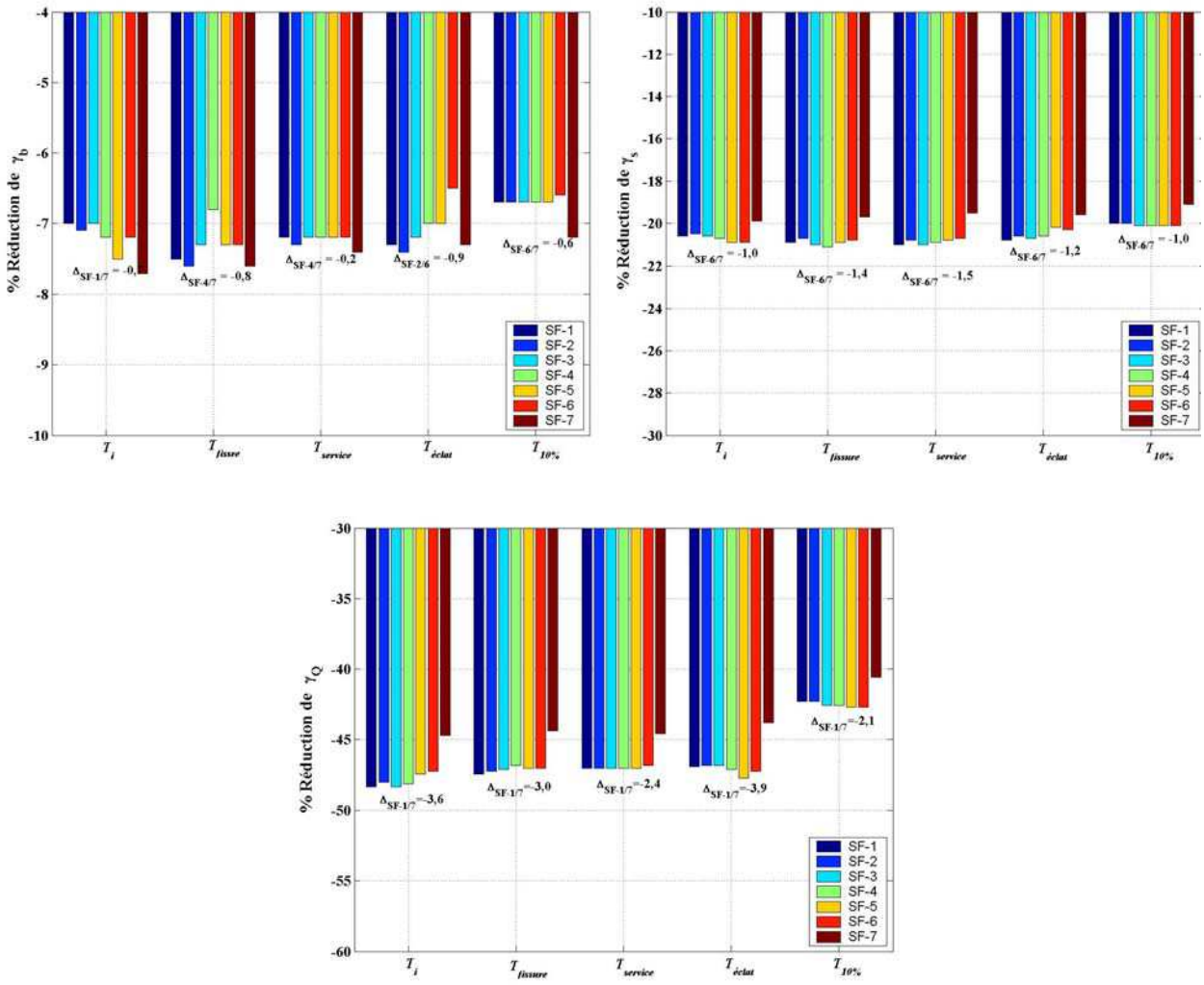


Figure 5.21 – *Comparaison des pourcentages de réduction des CPS entre les sous-familles vis-à-vis des étapes de performance pour le pont L204p8e3v*

Étant donnée la faible dispersion parmi les pourcentages moyens de réduction des sous-familles à un instant donné ainsi que, dans une sous-famille en particulier, il paraît judicieux de proposer une grille de réduction unique pour les coefficients partiels de sécurité, pour chaque pont à chacune des étapes de performance. En d'autres termes, la grille de réduction des coefficients partiels de sécurité semble être indépendante des sous-familles. En outre, les grilles de réduction entre les trois ponts analysés ne sont pas éloignées également comme le montre le Tableau 5.9. Elles ne semblent pas être influencées par les différences structurales et géométriques.

L205p5e3v *cp* **=4cm**															
	T_i			$T_{fissure}$			$T_{service}$			$T_{éclat}$			$T_{10\%}$		
	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1
μ	1,39	0,92	0,72	1,38	0,92	0,72	1,39	0,92	0,72	1,38	0,92	0,73	1,40	0,93	0,82
σ	0,01	0	0,01	0,01	0	0,01	0,01	0	0,02	0,01	0	0,02	0,01	0,01	0,03
L205p5e3v - *cp* **=3cm**															
	T_i			$T_{fissure}$			$T_{service}$			$T_{éclat}$			$T_{10\%}$		
	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1
μ	1,40	0,92	0,73	1,39	0,92	0,73	1,39	0,92	0,73	1,38	0,92	0,74	1,40	0,93	0,82
σ	0,01	0	0,02	0	0	0,02	0	0	0,02	0	0	0,02	0	0	0
L204p8e3v															
	T_i			$T_{fissure}$			$T_{service}$			$T_{éclat}$			$T_{10\%}$		
	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1	γ_b^1	γ_s^1	γ_Q^1
μ	1,39	0,91	0,70	1,39	0,91	0,71	1,39	0,91	0,72	1,39	0,91	0,72	1,40	0,92	0,78
σ	0	0	0,01	0	0	0,01	0	0	0,01	0	0	0,01	0	0	0.01

Tableau 5.9 – *Caractéristiques des grilles uniques de coefficients partiels de sécurité des ponts étudiés*

5.3 – REQUALIFICATION DU MODÈLE : INSPECTION DÉTAILLÉE

Une inspection détaillée peut être considérée beaucoup plus complète sur le plan technique qu'une inspection visuelle, même si celle-ci est essentielle, dans l'obtention des informations préliminaires, sur les conditions d'état de l'ouvrage.

L'inspection détaillée fournit un bilan plus approfondi de la « santé » de la structure, car des essais sur l'ouvrage peuvent faire partie de l'action de surveillance. Des mesures sont normalement réalisées, afin de mieux caractériser un état de dégradation (carbonatation ou pénétration de chlorures) ou bien, de vérifier les effets du passage d'un trafic imprévu, par exemple.

Dans cette thèse, l'effet de la requalification de l'indice de fiabilité par l'insertion des informations supplémentaires a été considéré. Pour cela, des résultats de mesures fictives sur le pont L205p5e3v ont été utilisés : épaisseur de l'enrobage, résistance à la compression du béton, concentration de chlorures à la surface et diffusion moyenne des chlorures (profil de teneur en chlorures), résistance de polarisation (courant de corrosion) et limite d'élasticité des aciers. Cependant, avant de passer à l'étude de cette méthode, une récapitulation du concept de probabilité de défaillance réévaluée est présentée.

5.3.1 – Probabilité de défaillance réévaluée

5.3.1.1 - Définition

Les inspections détaillées des ouvrages en béton armé peuvent souvent faire appel à des essais sur les éléments de la structure. L'information additionnelle peut être unique ou être constituée de plusieurs observations. Ces observations fournies par les inspections sont de deux types : quantitatives ou qualitatives. Chacun de ces résultats est un événement associé à une ***marge d'événement*** H (construite de façon similaire à une marge de sécurité) et à une probabilité d'occurrence. Les résultats qualitatifs sont des données par exemple sur la détection ou la non détection d'un événement lié à un phénomène particulier. Cette information est exprimée par :

$$H \leq 0 \tag{5.9}$$

Les résultats quantitatifs d'inspection correspondent à des mesures. L'information est exprimée par l'événement :

$$H = 0 \tag{5.10}$$

En clair, l'information quantitative $H = 0$ sera utilisée pour réévaluer la performance après une série de mesures. L'information qualitative $H \leq 0$ sera employée dans la maintenance conditionnelle où seuls des résultats généraux (tels que détection ou non détection) sont attendus après une inspection.

Considérons ainsi que la fiabilité d'une section de poutre en béton armé soit décrite par sa marge de sécurité M et supposons que des données quantitatives soient disponibles et formulées en termes de marges d'événement : $\left(H_{quant,i}\right)_{1\leq i\leq s}$. La probabilité de défaillance connaissant ces informations est alors une probabilité conditionnelle :

$$P_f^{nouv} = \mathcal{P}\left(M < 0 / \left[\bigcap_i H_{quant,i} = 0 \right] \right) \tag{5.11}$$

Le calcul de ces probabilités n'est pas aisé quand plusieurs événements sont présents. Cependant, en appliquant le théorème de Bayes et une analyse en fiabilité de type système en parallèle, il est possible de déduire une expression simple de requalification de l'indice de fiabilité.

5.3.1.2 - Calcul de la probabilité réévaluée

À partir de l'équation (5.11), les vecteurs des indices de fiabilité réévalués sont formés de la manière suivante [Madsen, 1987] :

$$\beta^{nouv} = \frac{\beta - \left\{\rho^{(1)}\right\}^t \left[\rho^{(1\,1)}\right]^{-1} \left\{\beta^{(1)}\right\}}{\sqrt{1 - \left\{\rho^{(1)}\right\}^t \left[\rho^{(1\,1)}\right]^{-1} \left\{\rho^{(1)}\right\}}} \tag{5.12}$$

avec

$$\begin{Bmatrix} \beta \\ \left\{\beta^{(1)}\right\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \beta \\ \begin{Bmatrix} \beta_1^{(1)} \\ \beta_2^{(1)} \\ \vdots \\ \beta_s^{(1)} \end{Bmatrix} \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \left\{\beta^{(1)}\right\} = \begin{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \beta_1^{(1)} \\ \vdots \\ \beta_s^{(1)} \end{Bmatrix} \end{Bmatrix} \tag{5.13}$$

où β est l'indice de fiabilité de la marge de sécurité M (paragraphe 2.5.3), $\left\{\beta^{(1)}\right\}$ le vecteur des indices de fiabilité des marges d'événement $\left(H_{quant,i}\right)_{1\le i\le s}$. La matrice de corrélation pour les marges de sécurité et d'événements est :

$$\begin{bmatrix} 1 & \left\{\rho^{(1)}\right\}^t \\ \left\{\rho^{(1)}\right\} & \left[\rho^{(1\,1)}\right] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \left\{\rho_1^{(1)} \quad \cdots \quad \rho_s^{(1)}\right\} \\ \begin{Bmatrix} \rho_1^{(1)} \\ \vdots \\ \rho_s^{(1)} \end{Bmatrix} & \begin{bmatrix} \rho_{1\,1}^{(1\,1)} & \cdots & \rho_{1s}^{(1\,1)} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_{s1}^{(1)} & \cdots & \rho_{s\,s}^{(1\,1)} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \tag{5.14}$$

où $\left\{\rho^{(1)}\right\}$ est le vecteur de corrélations entre la marge de sécurité M et les marges d'événement $\left(H_{quant,i}\right)_{1\le i\le s}$, $\left[\rho^{(1\,1)}\right]$ la matrice de corrélations entre les marges $\left(H_{quant,i}\right)_{1\le i\le s}$.

5.3.2 – Exemples de requalification

5.3.2.1 – Cas fictif

La section à mi-portée du pont fictif L205p5e3v (Tableau 4.2) a été considérée pour illustrer la requalification. Le Tableau 3.16 synthétise toujours les caractéristiques des variables intervenant dans le calcul de la marge de sécurité de ce pont (éq.2.48).

Deux valeurs de coefficients de variation ont été retenues pour réévaluer la courbe de perte de performance ; ils valent 10% et 30%. Dans cet exemple, des informations supplémentaires (mesures) sont disponibles vis-à-vis de l'épaisseur de l'enrobage cp, la résistance à la compression du béton f_{cj}, la limite d'élasticité de l'acier f_e, du coefficient de diffusion des ions chlorures D, la concentration de chlorures à la surface C_s et le courant de corrosion i_{cor}. Le

Tableau 5.10 illustre l'ensemble de variables qui apportent des informations additionnelles à propos de l'élément de structure.

Variables	Type	Caractéristiques des variables de la marge de sécurité		Caractéristiques des variables de la marge d'événement		
		μ	σ ou Coef. de variation	μ	Coef. de variation=10%	Coef. de variation=30%
cp	normale	$v_{nominal}$	0,13	3,0 cm	0,30 cm	0,90 cm
f_{cj}	lognormale	f_{ck} + 7,5	6,0 MPa *	35 MPa+7,5	5,0 MPa *	7,0 MPa *
f_e	normale	$f_{nominal}$	0,10	235 MPa	23,5 MPa	70,5 MPa
D	déterministe	μ **	-	$8{,}0\ 10^{-8}$ cm^2/s	-	-
C_s	déterministe	0,650 ***	-	0,900 ***	-	-
i_{cor}	-	éq. 1.29 (3.2.2)	-	6,0 μA/cm^2	0,6 μA/cm^2	1,8 μA/cm^2

* Valeur de l'écart type ** Valeur moyenne déterminée simulations
*** Pourcentage par rapport au poids de ciment dans 1 m^3 de béton (kg/m^3)

Tableau 5.10 – *Variables utilisées dans le calcul de requalification de la performance*

La résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité de l'acier fournissent de nouvelles données à propos de la résistance du matériau. La mesure de l'épaisseur d'enrobage permet de mieux caractériser un aspect géométrique de la section. Les mesures du coefficient de diffusion des ions chlorure, la concentration de chlorures à la surface et le courant de corrosion (déterminé à partir de la résistance de polarisation) donnent des indices plus précis sur les conditions de dégradation. En effet, ces mesures définissent les propriétés de transport du matériau, les conditions de l'environnement et les conditions de poursuite de la corrosion.

Les conséquences du recalage du modèle à partir de l'équation (5.12) ne sont pas perceptibles dans les cas du coefficient de diffusion et de la concentration de chlorures sur la surface, puisque elles sont définies comme déterministes dans l'équation de la marge de sécurité (éq.2.48). Dans ce cas, $\left\{\rho^{(1)}\right\}$ est nul, car les cosinus directeurs des variables déterministes sont égaux à zéro. On rappelle que $\left\{\rho^{(1)}\right\}$ représente la somme accumulée du produit entre les cosinus directeurs des variables communes dans la marge de sécurité et dans la marge d'événement. Ainsi, la requalification de la courbe de performance passe à travers l'introduction directe de l'information dans le modèle.

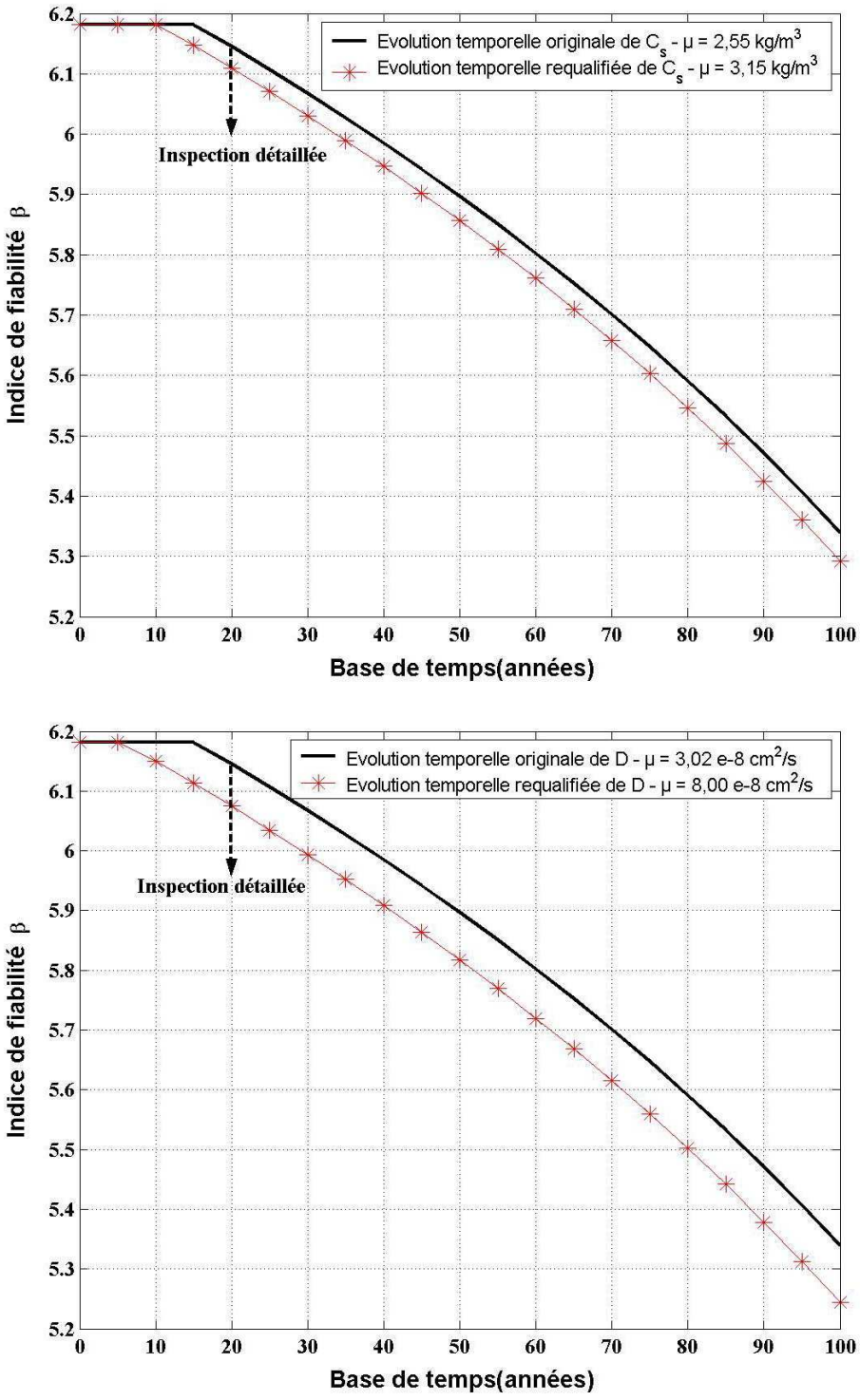


Figure 5.22 – *Requalification de la performance vis-à-vis de la concentration de chlorures à la surface et du coefficient de diffusion*

Dans la Figure 5.22, une inspection détaillée a lieu à 20 ans et le profil de teneur en chlorures est déterminé. On peut noter que les différences entre les indices de fiabilité sont d'environ –0,035 (concentration à la surface) et de –0,070 (coefficient de diffusion). Les courbes de performance requalifiées ont été prolongées avant 20 ans, afin de vérifier l'impact sur la prédiction du temps

d'initiation de la corrosion. Avec ses nouvelles informations, les temps d'initiation sont anticipés d'une durée de 5 à 10 ans.

Si les deux mesures sont introduites en même temps dans le modèle, la courbe de performance se présente selon la Figure 5.23. Cette configuration semble plus cohérente, parce que ces variables sont déterminées à partir d'une même source : le profil en teneur de chlorure. La différence entre les indices de fiabilité de deux courbes est de –0,085, soit plus défavorable que dans le cas où les mesures sont considérées séparément. Ainsi, lors d'une inspection détaillée future, la courbe sur laquelle la nouvelle requalification doit être basée est celle qui utilise conjointement les informations (C_s = 3,15 kg/m^3 et D = 8,0 10^{-8} cm^2/s).

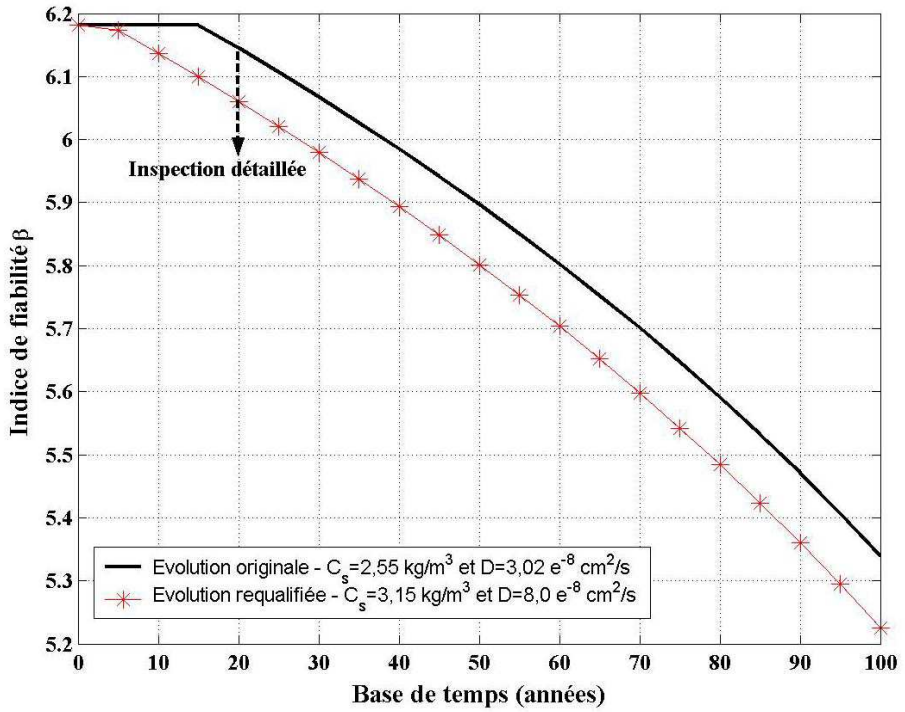


Figure 5.23 – *Comportement de la performance requalifiée selon la concentration de chlorures à la surface et le coefficient de diffusion*

Les Figures 5.24 à 5.26 montrent les évolutions des courbes requalifiées en utilisant le concept discuté en 5.3.1.2. À 35 ans, une inspection détaillée est exécutée et la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité de l'acier sont déterminées à partir d'essais appropriés. Sur ces figures, l'évolution de la performance requalifiée de chacun de ces paramètres est analysée suivie de l'effet d'insertion de deux variables conjointement. Les valeurs des nouvelles informations de ces deux grandeurs se trouvent dans le Tableau 5.10.

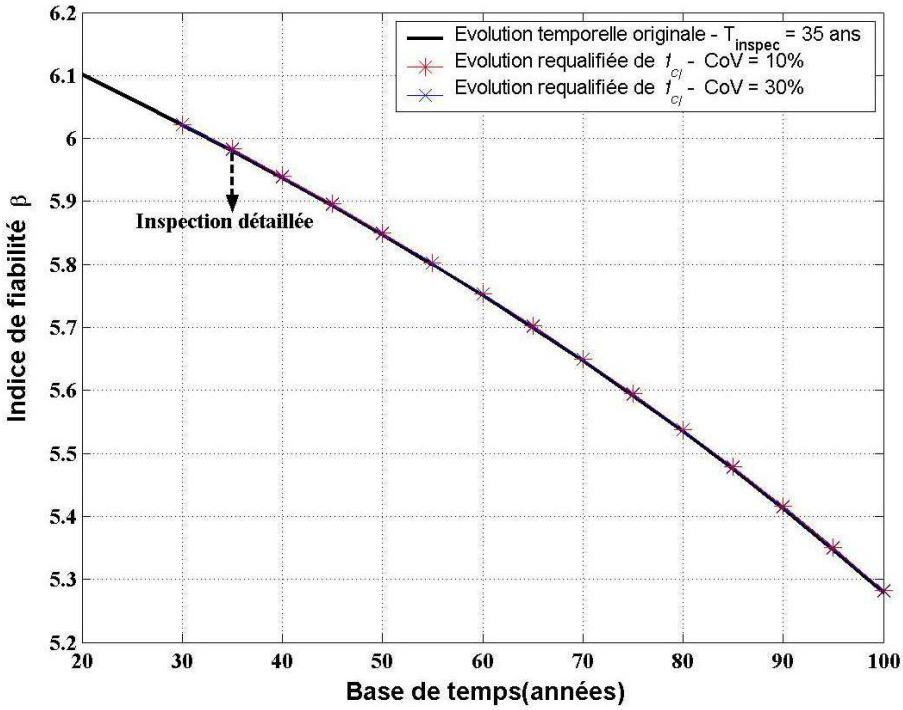


Figure 5.24 – *Profil de dégradation requalifiée selon la résistance à la compression du béton (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)*

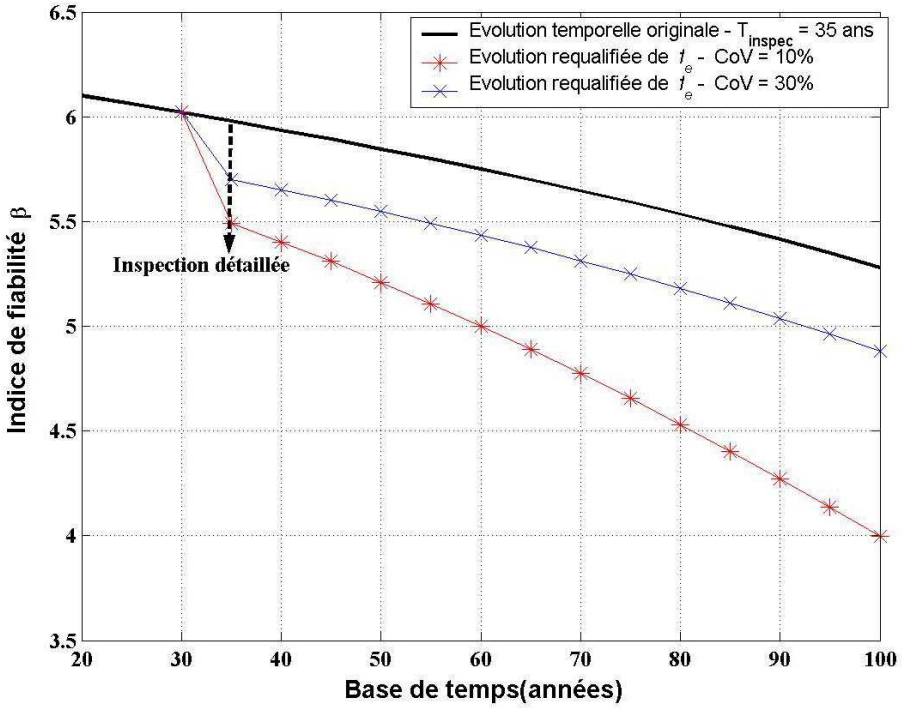


Figure 5.25 – *Profil de dégradation requalifiée selon la limite d'élasticité de l'acier (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)*

Sur cet exemple, on note dans la Figure 5.24, que le recalage effectué avec des mesures de la résistance à la compression du béton est négligeable, ce qui mène à des changements imperceptibles dans les indices de fiabilité.

Les résultats de la requalification de l'indice de fiabilité par rapport à la limite d'élasticité et de résistance à la compression du béton sont présentés dans la Figure 5.26. Contrairement au recalage individuel de la résistance à la compression du béton, un important changement est noté dans les indices de fiabilité. Dans le cas de la requalification conjointe (f_{cj} et f_e), l'influence la plus remarquable est due à la limite d'élasticité de l'acier, car à l'âge de 35 ans et pour un coefficient de variation de 10%, $\beta_{f_e} = 5,49$, alors que $\beta_{f_c f_e} = 5,4962$.

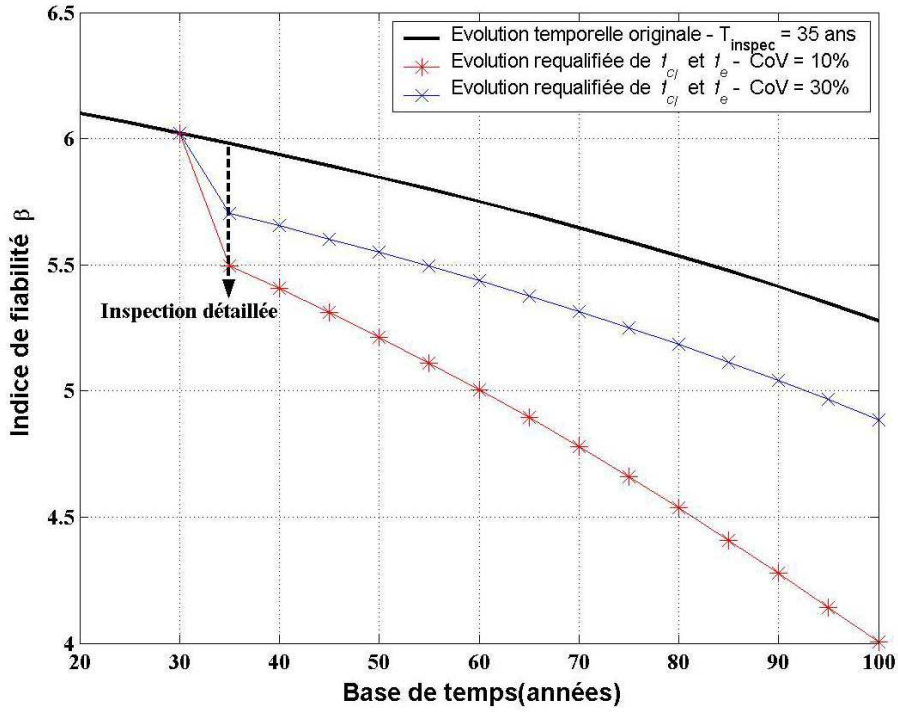


Figure 5.26 – *Profil de dégradation requalifiée selon la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité de l'acier (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)*

Dans les Figure 5.25 et 5.26, l'influence du coefficient de variation des mesures est très importante. Le coefficient de variation à 30% induit des indices de fiabilité plus proche du modèle initial, par exemple $\Delta\beta_{35ans|f_e} = -0,28$ ou $\Delta\beta_{100ans|fe} = -0,40$, tandis que pour celui à 10%, les indices de fiabilité différent de $\Delta\beta_{35ans|f_e} = -0,49$ ou encore, de $\Delta\beta_{100ans|fe} = -1,28$. Ceci est dû à la précision des mesures plus élevée dans le cas du coefficient de variation à 10%. Le principe du recalage bayésien est de pondérer la requalification en fonction du degré de confiance (ici, exprimé par le coefficient de variation) sur la mesure. Plus ce coefficient sera

élevé, moins la confiance sur la mesure sera importante, et donc l'effet de requalification faible. Inversement, plus le coefficient de variation sera faible, plus la confiance sera élevée, et l'effet de requalification par rapport à la mesure sensible.

À l'âge de 45 ans, une autre inspection détaillée est réalisée et cette fois-ci, le courant de corrosion i_{cor} et l'épaisseur de l'enrobage sont mesurés. La courbe d'évolution originale des indices de fiabilité correspond à celle de f_{cj} et f_e avec un coefficient de variation de 10%. Les Figure 5.27 à 5.29 illustrent la requalification. Dans la Figure 5.27, la variation de l'indice de fiabilité à l'âge de 45 ans est de –0,12, entre la courbe originale et celle avec un coefficient de variation de 30%, alors qu'avec un coefficient de variation de 10%, cet écart tombe à -0,21.

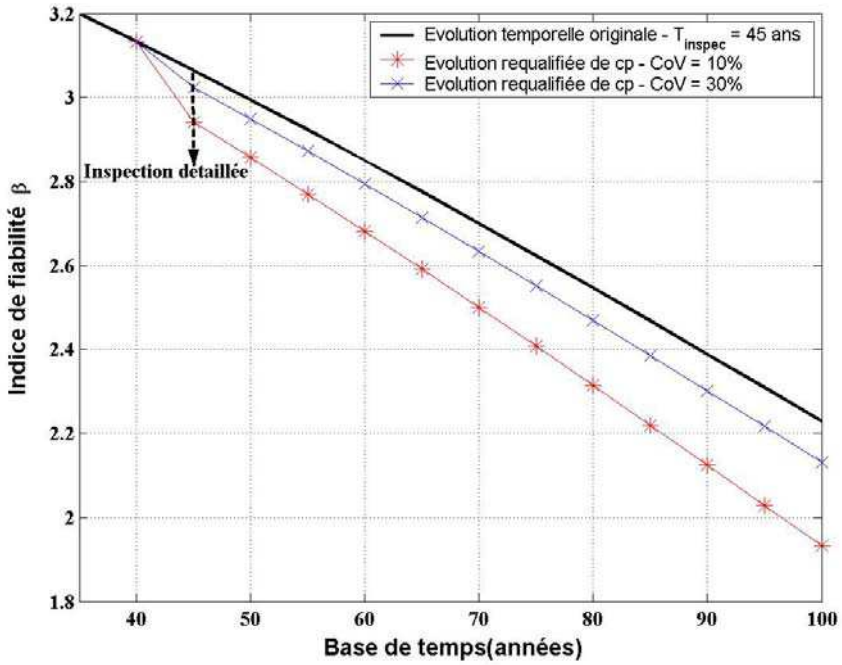


Figure 5.27 – *Profil de dégradation requalifiée selon l'épaisseur de l'enrobage (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)*

Dans le cas du courant de corrosion, cette différence se réduit à –0,45 lorsque le coefficient de variation est de 10% et croît à -0,11 avec coefficient de variation de 30% (Figure 5.28). Dans le cas conjoint (Figure 5.29), avec un coefficient de variation de 10%, l'écart est de –0,37 et avec un coefficient de variation de 30% la variation est de –0,14. Le pont L205p5e3v possède un indice β_0 égal à 3,22. À l'âge de 20 ans, le profil de dégradation a été requalifié par la concentration de chlorures sur la surface et le coefficient de diffusion. Puis à 35 ans, la courbe a été recalée par la résistance à la compression du béton et par la limite d'élasticité de l'acier. Toutes ces informations ont mené la section à atteindre le seuil minimal de sécurité structurale à environ 35 ans.

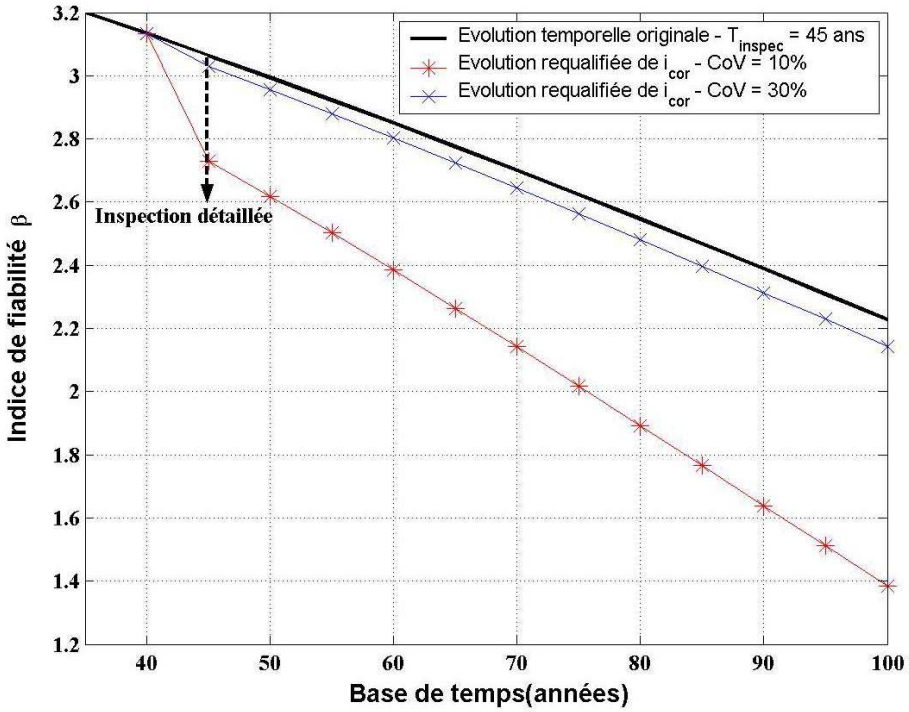


Figure 5.28 – *Profil de dégradation requalifiée selon le courant de corrosion (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)*

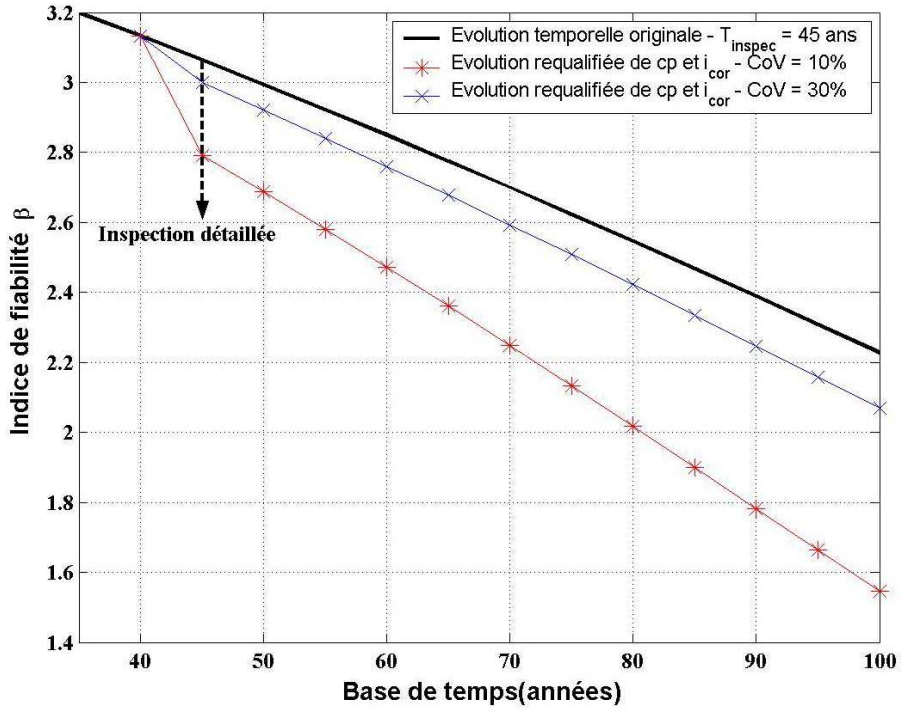


Figure 5.29 – *Profil de dégradation requalifiée selon l'épaisseur de l'enrobage et le courant de corrosion (coefficient de variation CoV de 10% et 30%)*

5.4 – APPLICATION DE LA MÉTHODOLOGIE A UN CAS RÉEL

5.4.1 – Généralités

Dans le cadre du sujet de recherche « Aptitude au service des ouvrages d'art », le LCPC a sollicité le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Strasbourg pour effectuer des essais de durabilité sur le pont de Wasselonne qui supporte la RN4 et franchit la rue de la Douane.

(a) Élévation du pont (a) Vue générale de l'intrados

Figure 5.30 – *Pont de la RN4 sur la rue de la Douane à Wasselonne*

Ce pont se situe dans le département du Bas-Rhin (région de l'Alsace), commune de Wasselonne (67). Il s'agit d'un pont à poutres en béton armé (Figure 5.32) d'une portée de 7 m, d'une largeur de 13,30 m, avec 5 poutres, 3 entretoises et 3 voies de circulation (L75p3e3v).

Le programme d'investigation (Figure 5.31) mené sur le pont consiste à réaliser les actions suivantes : localisation des armatures, localisation des zones corrodées, relevé des fissures, estimation de la résistance à la compression du béton du tablier, mesure d'épaisseur d'enrobage, et la détermination des profondeurs de carbonatation, profils de chlorures et résistance de polarisation. Ces investigations ont eu lieu sur deux zones. La première zone se trouve à mi-portée de la poutre de rive Nord et la deuxième à mi-portée de la poutre centrale.

Figure 5.31 – *Vue générale des travaux d'investigation réalisés*

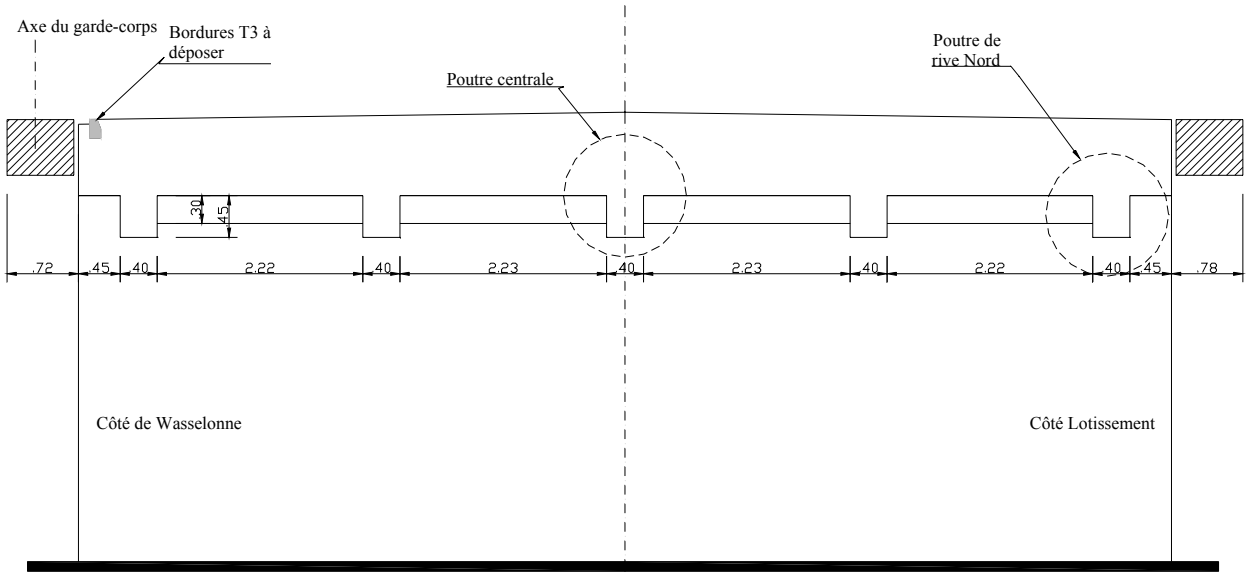


Figure 5.32 – C*oupe transversale du pont RN4 sur la rue de la Douane à Wasselonne – indication des poutres inspectées*

5.4.2 – Résultats des inspections visuelles réalisées sur les poutres

Sur la poutre centrale, il a été relevé une fissure horizontale d'ouverture de 0,2 mm et de longueur de 40 cm, localisée sur la nervure en partie supérieure. Des fissures verticales fines (ouverture inférieure à 0,1 mm) ont été identifiées dans la nervure. Des traces de frottement des véhicules en sous-faces ont été observées.

Dans la poutre de rive Nord, des barres d'armature apparentes sont visualisées avec des traces de corrosion. Une fissure horizontale en partie supérieure de la nervure est constatée avec une

ouverture d'à peu près 0,1 mm. Des fissures verticales fines sont également constatées avec de nombreuses zones d'éraflures.

Il apparaît que les zones d'éraflures et d'épaufrures observées en sous-face de la poutre de rive sont dues aux chocs de véhicules de mauvais gabarit, ce qui explique les armatures longitudinales dénuées.

5.4.3 – Résultats des mesures effectuées sur les poutres

5.4.3.1 – Repérage du ferraillage longitudinal

L'armature longitudinale de flexion placée à mi-travée dans les deux poutres (centrale et rive Nord) a été repérée à l'aide du profomètre « Proceq 3 ». Dans la poutre de rive, une nappe inférieure constituée de 6 ronds lisses de 28 mm a été identifiée. Une deuxième nappe est repérée, mais sa constitution est inconnue. Trois barres présentent des signes de corrosion et elles se localisent en sous-face de la poutre ou en face latérale dirigée vers l'extérieur. L'épaisseur d'enrobage en sous-face est de 2,7 cm, alors qu'en face du côté extérieur, celle-ci varie de 2,7 à 3,4 cm (Figure 5.32 a).

Sur la poutre centrale, le dernier lit d'acier et le nombre de barres affectées par la corrosion sont identiques à celui de la poutre de rive. Le deuxième lit d'acier reste inconnu. L'épaisseur d'enrobage en sous-face varie de 2,3 à 2,5 cm, tandis qu'en la face latérale, celle-ci varie de 2,3 à 3,7 cm (Figure 5.32 b).

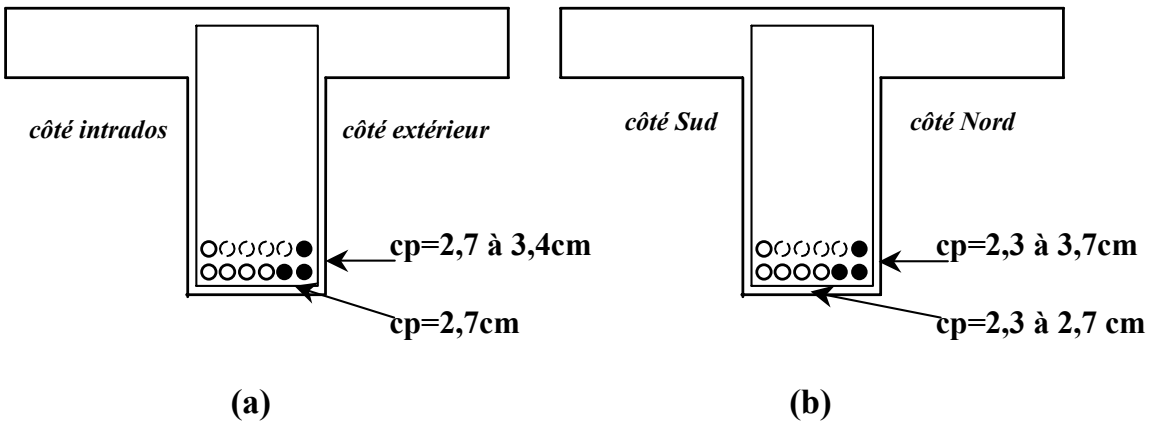


Figure 5.33 – Valeurs des épaisseurs d'enrobage des poutres investiguées
(a) poutre de rive Nord (b) poutre centrale

5.4.3.2 – Dégradation par corrosion : mesure de la profondeur de carbonatation, profils de chlorures et résistance de polarisation

Les profondeurs carbonatées ont été déterminées par l'indicateur coloré de phénolphtaleïne. Celui-ci permet de distinguer les zones de pH supérieur et inférieur à 9,0, c'est-à-dire les zones non-carbonatées (rose) et les zones carbonatées (incolore). Dans la poutre de rive Nord, les profondeurs de carbonatation mesurées varient de 20 à 25 mm en sous-face et de 25 mm dans la face dirigée vers l'extérieur, tandis que, dans la poutre centrale, ces profondeurs sont de 20mm en sous-face et 18mm sur l'âme. Étant donnée l'épaisseur d'enrobage, ces profondeurs de carbonatation sont non-négligeable. Les profils en teneur de chlorures libres ont été déterminés à partir de prélèvements sous forme de poudre dans les zones prévues (mi-travée) à quatre profondeurs différentes (0 à 10mm, 10 à 20mm, 20 à 30mm et 30 à 40mm). Les résultats fournissent deux profils en chlorures uniformes. Dans la poutre centrale, il n'y a pas de variation entre la valeur près de la surface et celle proche des armatures, soit 0,176 kg/m^3 de ciment. En revanche, dans la poutre de rive Nord, aux même profondeurs, la valeur minimale est de 0,242 kg/m^3 et la maximale 0,462 kg/m^3 de ciment.

Les mesures des résistances de polarisation R_p ont été réalisées conformément à la procédure du LREP (Laboratoire Régional d'Est Parisien) PE-3 et PE-1 et ont été mesurées à l'aide du GECOR 6. Les densités de courant de corrosion ont été obtenues en divisant la constante $B = 26\,\text{mV}$ par R_p. Dans la poutre centrale, la densité de courant est de 0,003 µA/cm^2 (0,0345 µm/an), tandis que dans la poutre de rive Nord elle vaut 0,316 µA/cm^2 (3,64 µm/an).

(a) poutre centrale (b) poutre de rive Nord

Figure 5.34 – Mise en évidence des zones carbonatées du béton des poutres

5.4.3.3 – Caractéristiques mécaniques des matériaux

Trois carottages F100 mm ont été réalisés sur les entretoises du tablier. Les résultats des essais montrent que la résistance à la compression du béton varie de 41,1 MPa à 71,5 MPa, caractéristique d'une dispersion importante. La détermination de la limite d'élasticité des aciers n'a pas été effectuée compte tenu du caractère destructif de cette évaluation (prélèvement d'un échantillon de 50 cm de longueur). Basé sur l'âge de la structure (environ 1950) et du type d'acier employé, on peut faire les hypothèses suivantes : nuance A 42 et limite d'élasticité 240 MPa.

5.4.4 – Estimation des cycles de performance

Les informations qualitatives relevées à propos des deux éléments de poutre (centrale et rive Nord), lors de l'inspection visuelle, permettent de les identifier en « **Niveau 0** » (paragraphe 5.2.2). D'après l'inspection visuelle, la poutre centrale ne présente pas de signes visibles de corrosion. De plus, même si la mesure de profondeur de carbonatation et la détermination du profil de chlorures ne font pas partie des actions d'une inspection visuelle, mais d'une inspection détaillée, elles viennent confirmer ce qui est constaté sur site. Ainsi, l'armature peut être supposée encore passivée, si le front de carbonatation ne l'a pas encore atteint et si les teneurs en chlorures sont en dessous de la concentration critique (1,4 kg/m^3). Par ailleurs, la poutre de rive Nord présente des zones de béton éclaté qui n'ont pas été provoquées par la corrosion, mais par des chocs de véhicules (facteurs mécaniques).

Le Laboratoire Régional de Strasbourg ne peut pas préciser l'âge de l'ouvrage, mais selon des informations de la commune de Wasselonne le pont a été construit dans les années 50. Si l'on estime l'enrobage à 3 cm (épaisseur courant dans les anciens ouvrages) l'ouvrage peut être placé dans la sous-famille **SF7-3** (Tableau 4.21). Dans ce cas, le temps d'initiation est estimé à 59,73 ans. Pour la prédiction des étapes de performance suivantes, si on admet un diamètre de 32 mm et un courant de corrosion de 2,5µA/cm^2, les instants suivants peuvent être estimés: $T_{fissure}$ = 61,13 ans, $T_{service}$ = 62,18 ans et $T_{éclat}$ = 64,65 ans.

Pendant l'inspection détaillée, le diamètre des armatures a été identifié égal à 28mm (diamètre répandu dans les ouvrages de la région) ; en admettant encore un courant de corrosion de 2,5µA/cm^2, les étapes de performance suivantes peuvent être estimées à $T_{fissure}$ = 61,00 ans, $T_{service}$ = 62,18 ans et $T_{éclat}$ = 64,94 ans. On remarque qu'il n'y a pas une grande différence entre les instants déterminés avec l'hypothèse de 32 mm et 28 mm.

5.4.5 – Recalcul du pont avec la nouvelle grille de coefficients

La section d'acier placée dans les deux éléments structuraux est estimée à 73,92 cm^2. La vérification de la capacité portante du pont, en utilisant la charge de trafic réglementaire la plus défavorable (M_c120), indique que le moment résistant est inférieur au moment appliqué ($M_R < M_S$, où M_R = 89,7 t.m et M_S = 127,2 t.m). Cependant, pour affiner cette vérification, le recalcul est mené avec un jeu de coefficients partiels de sécurité plus adapté. Pour cela, la grille correspondante à l'étape de performance T_i du pont L205p5e3v a été appliquée par extension, au cas présent. Le nouveau jeu de coefficients est égal à γ_b^1 = 1,39 ; γ_s^1 = 0,92 et γ_Q^1 = 0,72. Ainsi, dans la recalcul semi-probabiliste, on prendra $f_{cj}^1 = f_{ck} / \gamma_b^1$; $f_e^1 = f_e / \gamma_s^1$ et $M_{M_{c120}}^1 = M_{M_{c120}} \ \gamma_Q^1$. Ce recalcul permet de déterminer un moment résistant supérieur au moment appliqué ($M_R > M_S$, où M_R = 103,5 t.m et M_S = 77,3 t.m), plus conforme à la réalité et notamment à la réserve de sécurité structurale à l'ELU.

5.4.6 – Requalification du modèle

Dans les poutres centrale et rive Nord, quelques mesures ont été réalisées et peuvent être considérées pour la requalification. Les essais effectués sont décrits dans le paragraphe 5.4.3. Le Tableau 5.11 résume les caractéristiques des variables concernant le calcul de la marge de sécurité de ce pont (éq.2.48). Les valeurs moyenne des mesures d'enrobage correspond à la moyenne des mesures effectuées en sous-face et en face latérale.

D'après le paragraphe 5.3.2.1, le recalage du profil de performance avec des variables déterministes nécessite l'insertion directe de la mesure dans le modèle. C'est le cas de la concentration de chlorures à la surface et de la profondeur de carbonatation que l'étude de sensibilité a conduit à considérer comme déterministes, dans le cadre de l'étude de la capacité portante d'une section (état limite ultime). La détermination des profils en teneur de chlorures indiquent que les concentrations de ces ions à la surface du béton sont très faibles (profil uniforme). En fait, leurs valeurs sont largement inférieures au seuil critique (1,4 kg/m^3). De ce fait, le recalage du modèle ne se fait qu'avec la profondeur de carbonatation. De plus, comme la carbonatation est très avancée dans ces poutres, il est possible que la corrosion s'amorce après le contact du béton carbonaté avec les armatures. La Figure 5.34 illustre la requalification de la performance en considérant la profondeur de carbonatation mesurée sur site. La courbe originale de référence considère tous les paramètres fondamentaux en classe moyenne de risque.

Valeurs de mesures communes aux poutres					
Variables	**Type**	**Caractéristiques des variables de la marge de sécurité**		**Caractéristiques des variables de la marge d'événement**	
		μ	**σ ou Coef. de variation**	**μ**	**Coef. de variation =20%**
f_{cj}	lognormale	30,0 + 7,5	6,0 MPa *	56 MPa	7,0 MPa*
Valeurs de mesures de la poutre centrale					
cp	normale	3,0	0,13	2,7 cm	0,54 cm
x	déterministe	-	-	2,0 cm	-
i_{cor}	-	éq. 1.29 (3.2.2)	-	3e-3 μA/cm^2	6,0 e-4 μA/cm^2
Valeurs de mesures de la poutre de rive Nord					
cp	normale	3,0	0,13	2,9 cm	0,58 cm
x	déterministe	-	-	2,5 cm	-
i_{cor}	-	éq. 1.29 (3.2.2)	-	0,316 μA/cm^2	0,06 μA/cm^2

* Valeur de l'écart type

Tableau 5.11 – *Variables utilisées dans le calcul de requalification de la performance du pont de Wasselonne*

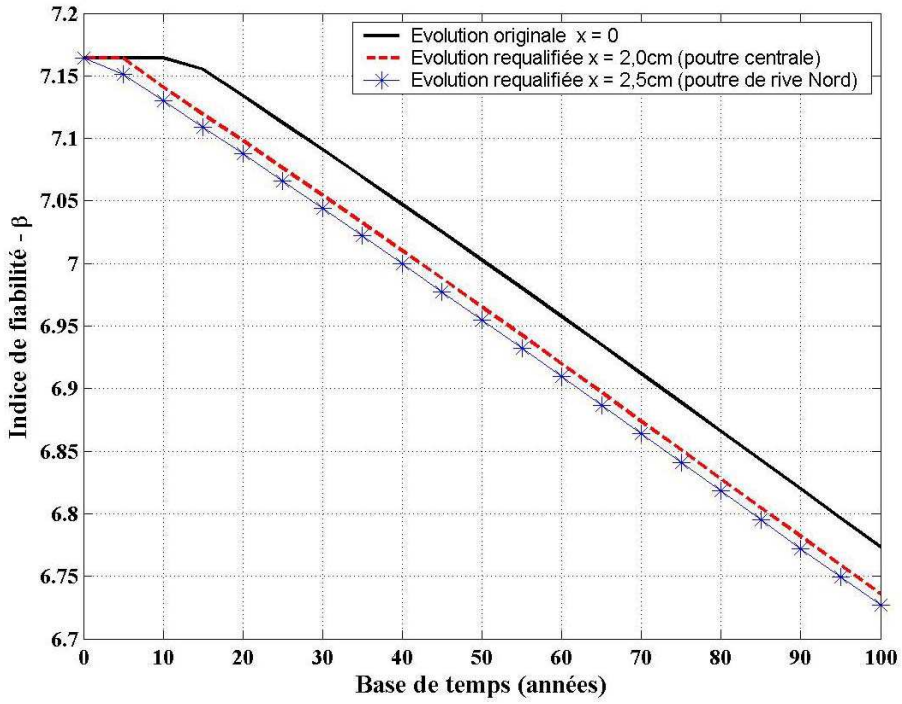


Figure 5.35 – *Requalification de la performance des poutres centrale et de rive Nord vis-à-vis de la profondeur de carbonatation*

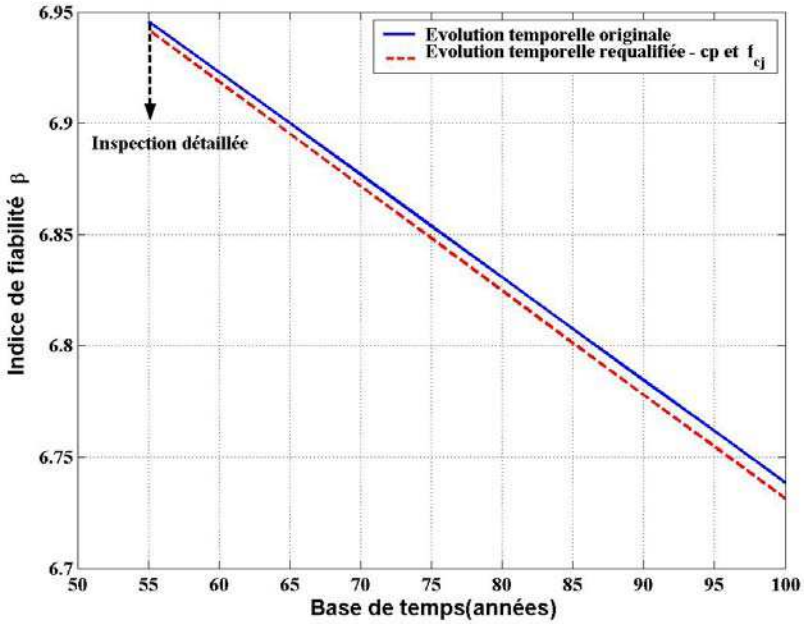


Figure 5.36 – *Requalification de la performance des poutres centrale vis-à-vis de la résistance à la compression du béton et de l'épaisseur de l'enrobage*

Dans la Figure 5.35, les variations entre la courbe d'évolution originale des indices de fiabilité et celles des évolutions requalifiées est de –0,015 à 55 ans et –0,038 à 100 ans pour la poutre centrale, et –0,048 à 55 ans et –0,047 à 100 ans pour la poutre de rive Nord. Dans la Figure 5.35, seule la requalification de la poutre centrale, vis-à-vis des mesures d'enrobage et de résistance à la compression du béton, est montrée. La requalification de la poutre de rive par rapport à ces mêmes mesures mène à un comportement identique. Ces courbes sont très proches, car les écarts entre les indices de fiabilité sont très faibles, de l'ordre de $-3{,}7\ 10^{-3}$ à $-7{,}2\ 10^{-3}$.

5.5 - CONCLUSIONS

La méthode probabiliste d'inspection visuelle proposée aux gestionnaires d'ouvrage dans ce chapitre constitue un outil simple et pratique de prédiction des instants des phases de performance des ouvrages en béton armé. Son application n'exige que des informations de caractère qualitatif : cotation de l'état de dégradation de l'ouvrage basée sur des niveaux de classification visuelle de dommages, âge, épaisseur d'enrobage et diamètre prépondérant des barres.

L'inspection détaillée apporte des informations plus précises à propos des conditions de fonctionnement d'un ouvrage en service, car des essais plus spécifiques peuvent être réalisés afin de mieux caractériser la performance. Cependant, la requalification du modèle à partir de ces mesures se révèle très sensible à l'incertitude sur ces nouvelles données. En d'autres termes, la

précision d'obtention des mesures joue un rôle non négligeable dans la qualité et dans le niveau de requalification des indices de fiabilité.

Enfin, étant donnée la faible dispersion entre les pourcentages de réduction de coefficients partiels de sécurité parmi les sous-famille d'un pont et dans une sous-famille donnée, il semble raisonnable de proposer une grille unique de réduction de coefficients partiels de sécurité pour un ouvrage donné. De plus, les grilles de réduction dans le cas d'étude de trois ponts paraissent également ne pas être influencées par les différences structurales et géométriques, ce qui permet en définitive de proposer une grille de réduction indépendante de l'ouvrage considéré et des environnements agressifs.

CONCLUSIONS

Ce mémoire porté sur « l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé » appliquée au cas particulier d'une famille de ponts à poutres située dans la région d'Alsace en France. L'étude a été divisée suivant cinq axes :

- **Le premier axe** traite de la modélisation de la performance de poutres en béton armé soumise à la flexion simple, des phénomènes de pénétration des agents agressifs dans le béton et des principales étapes de performance d'un ouvrage ;
- **Le second axe** prend en compte l'incertitude des variables concernant la performance structurale de l'élément de poutre et le phénomène de dégradation ;
- **Le troisième axe** est dédié à la proposition d'éléments quantitatifs capables de fournir aux gestionnaires d'ouvrages les outils nécessaires pour la prédiction *grossière* des phases de performance d'un ouvrage sur la base de résultats d'inspection visuelle ;
- **Le quatrième axe** présente une méthodologie de modulation des coefficients partiels de sécurité adaptés aux particularités des ouvrages existants ;
- **Le cinquième axe** se consacre à la requalification des indices de fiabilité au moyen de résultats d'inspection détaillée.

Le dimensionnement d'une section de poutre en béton armé sollicitée en flexion simple est présenté selon les règles énoncées dans le BAEL 91 (*Chapitre 2*). Ce règlement a été utilisé alternativement aux Eurocodes qui ne s'appliquent qu'aux ouvrages neufs. La méthode générale de calcul de l'armature en acier consiste dans l'équilibre de la section transversale, soumise à un moment de flexion ultime et à un effort normal nul, et dans la vérification que le moment résistant est supérieur au moment appliqué à la section. Cependant, sous l'influence d'un environnement agressif, cette armature se corrode et par conséquent, la réduction de section d'acier provoque la perte de performance de la structure (perte de capacité portante et d'aptitude au service). Afin d'obtenir le profil temporel de dégradation de l'ouvrage atteint par corrosion, le modèle de comportement mécanique proposé dans le règlement français est encore utilisé, même

si l'hypothèse de Bernoulli peut être susceptible d'être invalidée sous une perte notable d'armature.

Ce phénomène de détérioration des ouvrages en béton armé s'initie par la pénétration des agents agressifs dans le béton (*Chapitre 1*). Celle-ci se produit notamment par une différence de concentration de ces agents, entre l'intérieur et l'extérieur du béton. Les ions chlorures et le dioxyde de carbone sont les agents les plus importants. La diffusion des ions chlorures dans la phase liquide à l'intérieur du béton a été modélisée selon un cas particulier de la deuxième loi de Fick dans lequel le coefficient de diffusion est uniforme. Le modèle en racine carré du temps de Papadakis tient compte de la diffusion du dioxyde de carbone dans le béton. Ces modèles ont été retenus grâce à la simplicité pour obtenir leurs paramètres et à leur acceptation répandue dans la communauté scientifique.

L'atteinte d'un seuil critique en chlorures ainsi que le contact de l'acier avec le béton carbonaté provoque la dépassivation de l'armature qui devient susceptible au phénomène de corrosion. De ce fait, les désordres dus à la corrosion peuvent se manifester au niveau du béton et de l'acier. Ainsi, après l'amorçage de la corrosion, deux phases de performance sont identifiées (*Chapitre 2*). La première correspond à la perte d'aptitude au service qui débute avec la croissance des produits de la corrosion, jusqu'à l'apparition d'une fissuration. Cette étape ne représente aucun danger vis-à-vis du comportement mécanique de la structure à l'état limite ultime. La croissance de ces produits provoque l'ouverture de la fissuration jusqu'à des niveaux intolérables pour les ouvrages en béton armé. L'étape suivante caractérise une propagation très sévère de la fissuration capable de provoquer l'éclatement du béton. Celle-ci correspond à la dernière étape de perte d'aptitude au service. Le deuxième cycle de performance se caractérise par des dissolutions de l'acier supérieures à 10% de perte de section d'acier. Ce cycle se termine lorsque l'indice de fiabilité est égal à un seuil minimal de sécurité structurale. Ce seuil ne signifie pas la ruine de l'élément, mais un seuil implicite du règlement B.A.E.L., seuil qui est précisément calculé dans cette thèse (*Chapitre 3*).

La vérification des sections dégradées de poutres sous flexion simple porte de nombreuses incertitudes. C'est pourquoi la théorie de la fiabilité s'impose comme l'outil logique pour tenir compte de ces effets sur la performance. Les notions de base, telles que les états limites et les scénarios de défaillance sont présentés. Parmi des différentes méthodes pour calculer la probabilité de défaillance, c'est la méthode FORM qui a été employée (*Chapitre 2*). Cette méthode exprime la probabilité de défaillance en fonction de l'indice de fiabilité. Ces concepts sont appliqués sur une famille fictive de ponts en béton armé afin de déterminer leurs phases de performance. Pour cela, les marges de sécurité de toutes ces étapes sont précisées. Trente huit variables de calcul sont en jeu dans la définition du profil de dégradation dont dix neuf décrivent le modèle mécanique et dix neuf le phénomène de dégradation. Les étapes concernant la perte d'aptitude au service comptent treize variables divisées en trois catégories. L'influence des variables sur la perte de capacité portante d'un élément de poutre est mise en évidence, à partir

d'une étude de sensibilité soigneusement développée. Les variables qui peuvent être considérées déterministes et celles qui doivent être considérées probabilistes sont précisées. La comparaison entre le cas où toutes les variables sont prises comme probabilistes et le cas où seules les variables qui influencent le plus le comportement de la poutre analysée sont prises comme probabilistes, montre une différence négligeable. Cela permet une réduction du temps de calcul et une simplification de l'analyse des données (*Chapitre 3*).

Sept variables sont considérées comme fondamentales dans l'ensemble de variables concernant le phénomène de dégradation par corrosion (*Chapitre 4*). Leur influence dans la durabilité de l'ouvrage et leur importance dans le processus de dégradation sont discutées. Comme ces variables caractérisent l'agressivité de l'environnement autour d'un ouvrage en béton armé, des classes de *valeurs de référence* leur sont attribuées, de façon à exprimer le risque de corrosion en faible, moyen et élevé. Étant donnée que ces paramètres sont indépendants les uns des autres, des environnements agressifs types sont formés pour lesquels les variables fondamentales sont dans des classes différentes de risque. Sachant que le temps d'amorçage de la corrosion ne dépend que des caractéristiques du matériau, celui-ci est calculé indépendamment des ponts, puis regroupé en sous-familles. Sept sous-familles de temps d'amorçage sont proposées pour chaque épaisseur d'enrobage considérée. Par extension, la même démarche est appliquée pour les autres phases de performance. Les critères utilisés dans le rassemblement sont décrits et les résultats obtenus sont illustrés.

L'importance des actions de surveillance des ouvrages existants est discutée et l'inspection visuelle est indiquée comme l'une des sources principales d'information sur l'état de dégradation d'un ouvrage (*Chapitre 5*). C'est pourquoi des niveaux de cotation de l'état de dégradation des éléments en béton armé sont proposés et associés aux étapes de performance introduites. Le couplage entre la méthode de classification de dommages et les sous-familles de phases de performance donnent aux gestionnaires d'ouvrages des éléments nécessaires pour estimer la durée des étapes de performance d'un ouvrage inspecté. La procédure constitue un outil simple et pratique dans la prédiction de la durée de vie d'un élément structural. Deux exemples, un sur un pont fictif et l'autre sur un cas réel, illustrent l'application de la méthode probabiliste d'inspection visuelle (*Chapitre 5*).

Les coefficients partiels de sécurité énoncés dans les codes sont en général destinés à des ouvrages neufs. De ce fait, ils se présentent très peu représentatifs du besoin réel d'évaluation de la sécurité d'un ouvrage en service. C'est pourquoi une approche en fiabilité s'impose comme un outil logique pour appréhender non seulement les incertitudes inhérentes aux variables, mais aussi comme un outil capable de calibrer des coefficients partiels de sécurité ajustés aux spécificités des ouvrages existants. Les notions de base à propos du principe de calibration de

coefficients partiels de sécurité dans une approche semi-probabiliste ont été présentées (*Chapitre 5*).

La calibration des coefficients de sécurité est envisageable, car les ouvrages affectés par la corrosion possèdent encore, un niveau de sécurité supérieur à un seuil minimal acceptable de sécurité structurale. Une grille de coefficients partiels de sécurité plus adaptée aux principales étapes de performance est obtenue. La vérification d'une dispersion négligeable parmi la modulation des coefficients partiels de sécurité réglementaires pour les sous-familles d'un pont conduit à proposer une grille de réduction unique pour chaque pont vérifié. Trois cas de ponts fictifs sont également traités, pour mettre en évidence l'influence des aspects structuraux sur les phases de performance. Il a cependant, été constaté que cette influence est très réduite sur les grilles de modulation des coefficients partiels de sécurité, ce qui autorise de considérer une seule grille indépendante de l'ouvrage. Un exemple d'application sur un cas réel est montré (*Chapitre 5*).

Les inspections détaillées, menées sur un élément de poutre d'un pont, apportent des informations supplémentaires qui permettent de réévaluer le niveau de sécurité. Il est donc, particulièrement recherché de réévaluer la performance en fonction des informations disponibles. Cette réévaluation doit permettre de prendre des décisions plus rationnelles sur l'exploitation d'un ouvrage existant. Le principe de requalification de la probabilité de défaillance est donc explicité sur la base d'un calcul de probabilité conditionnelle (*Chapitre 5*). Un exemple de pont fictif est utilisé pour illustrer les effets de recalage de plusieurs mesures sur la corrosion et la résistance des matériaux.

La thèse a permis d'élaborer une méthodologie d'évaluation des éléments de poutres en béton armé, en considérant toutes les étapes jugées importantes dans l'évolution de leur performance. Cependant, plusieurs aspects ont été négligés. Le premier est sans nul doute l'effet de redondance dans le cadre de ces ouvrages entretoisés. 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 complètement appréhendée notamment au travers de la perte d'adhérence. De plus, l'étude a été limitée aux ponts isostatiques et à la vérification exclusive de l'effet de la corrosion dans la capacité portante des poutres sous flexion simple (sollicitations normales). L'étude de comportement mécanique vis-à-vis de l'effort tranchant (contraintes tangentes) reste encore à développer.

Dans la détermination des phases de performance, les modèles utilisés nécessitent des expérimentations supplémentaires afin de pouvoir évaluer plus précisément la fiabilité des modèles. Ceci permettrait une prédiction des étapes de performance plus réaliste ; en particulier, le courant de corrosion de référence utilisé est peut être trop pessimiste, ce qui explique les temps relativement courts entre les diverses phases d'aptitude au service. Enfin, il est souhaitable que les nombreux travaux qui ont porté sur la connaissance des effets du trafic réel sur les ponts

en France, soient exploités au travers de modèles plus rationnels et donc, plus représentatifs pour l'évaluation des ponts existants. Les courbes de performance des ponts en béton armé pourraient ainsi être réévaluées en tenant compte des modifications dans la composition du trafic et de l'augmentation de la densité de véhicules. Enfin, dans la grille de calibration des coefficients partiels de sécurité, le coefficient des charges permanentes a été conservé, les modifications portant seulement sur les coefficients de matériaux et du trafic. Un travail supplémentaire mériterait une attention particulière pour ce coefficient qui pourrait être affiné à partir de données plus précises d'inspection.

Même imparfaits et inévitablement incomplets, les travaux de cette thèse ont cependant permis de poser quelques jalons vers une démarche spécifique de l'évaluation des ouvrages existants qui ne reposent pas sur des coefficients partiels de sécurité généraux, et qui intègrent des processus de dégradation. En effet, si l'évaluation des ponts existants est très semblable au calcul des ponts neufs (les mêmes principes fondamentaux sont à chaque fois au cœur du processus), une différence importante réside néanmoins dans le fait que, lors du calcul initial, être conservateur est généralement une bonne chose, qui peut être obtenue moyennant un faible coût supplémentaire, tandis que lors de l'évaluation d'un pont existant, il est important d'éviter toute disposition conservatrice inutile à cause des lourdes conséquences financières qu'entraînerait le fait de conclure, sans raison valable, que le pont est sous-dimensionné. Il convient donc d'élaborer des méthodes et des outils adaptés de manière à effectuer les évaluations aussi correctement que possible. Pour cela, soit une approche probabiliste tenant compte au mieux des résultats d'inspection, soit une démarche semi-probabiliste (donc dégradée par rapport à une approche probabiliste, mais plus simple d'utilisation) adaptée et ajustée, constituent des orientations complémentaires pour une meilleure gestion des ouvrages. Cette thèse a tenté d'apporter des éléments quantitatifs et probants qu'une telle démarche était possible.

BIBLIOGRAPHIE

[Ababneh, 2002] ABABNEH, N.A. et al, *'Chloride penetration in non-saturated concrete'*, submitted a publication.

[ACI, 1993] ACI Committee 364, 'Guide for evaluation of concrete structure prior to rehabilitation', ACI Materials Journal, 1993.

[AFGC_03] Association Française du Génie Civil – Documents scientifiques et techniques, *'Conception de bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali réaction'* – État de l'art et guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle sur la base d'indicateurs de durabilité. Version 20, Juin 2003.

[Almusallam, 2001] ALMUSALLAM, A.A. *'Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars'*, Construction and Building Materials, Vol.15, Janvier 2001, pp 361-368.

[BAEL, 1991] Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 – *'Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites*'. Ed. Eyrolles, 3ª édition, 2000.

[Bakker, 1993] BAKKER, R.F.M., *'Model to calculate the rate of carbonation in concrete under different climatic conditions'* Rapport du CEMIJ bv Laboratorium, Pays-Bas, 1994.

[BD 79,2001] HIGHWAY AGENCY BD 79, *'Level 4 and Level 5 Methodes of Assessment for Bridges'*, Septembre 2001.

[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.

[Buyle-Boudin, 2001] BUYLE-BOUDIN, F. et al, *'Comportement en flexion des poutres en béton armé dégradées par la corrosion'*, Fédération nationale des travaux publics – Le mensuel de référence des travaux publics, février 2001.

[Calgaro,1996] CALGARO, J.A., '*Introduction aux Eurocodes – Sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité'*, Ed. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1996.

[Castel, 2000] CASTEL, A., *'Couplage mécanique et corrosion dans les éléments de béton armé'*, Thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier, Janvier 2000.

[Choudhury, 2002] CHOUDHURY, M.A. et al, *'Reliability analysis of a buried concrete target under missile impact'*, International Journal of Impact Engineering, Vol. 27, Issue 8, pp. 791-806, September 2002.

[Christensen, 1998] THOFT-CHRISTENSEN, P. *'Assessment of the reliability profiles for concrete bridges'*, Engineering structures, Vol.20, Nº 11, pp.1004-1009, 1998.

[Christensen, 2000] THOFT-CHRISTENSEN, P. *'Modelling of deterioration of reinforced concrete structures',* Reliability and optimization of structures systems, Proceedings of the ninths IFIP WG 7.5 working conference on reliability and optimization of structural systems, pp 15-25, 2000.

[Circulaire, 1979] Circulaire Nº 79-25, *'Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions (D.D.79), Marchés Publics'*, Décision Nº 6-79 du groupe permanent d'étude des marches de travaux, 1979.

[Cremona, 2003] CREMONA, C. *'Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants'*, Association Française de Génie Civil. Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. 2003.

[Devictor, 1996] DEVICTOR, N., *'Fiabilité et mécanique : méthodes FORM/SORM et couplages avec des codes d'éléments finis par des surfaces de réponse adaptatives'*, Thèse présentée pour obtenir le grade de Docteur d'Université, décembre 1996.

[Devictor, 2002] DEVICTOR, N., *'Modélisation probabiliste des données : application aux matériaux'*, IPSI, Journée d'étude Φ^2 AS, Juin 2002.

[EUROCODE 1] ENV 1991-1, Norme Européenne : Eurocode 1 : Bases de calculs et actions sur les structures – Partie 1 : Bases de Calcul, AFNOR, Avril 1996.

[Fasc Nº 61] Fascicule Nº 61 – Conception, Calcul et Épreuves des ouvrages d'art. Titre II – Programmes de Charges et Épreuves des Ponts-Routes. Cahier des Prescriptions Communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement.

[Frangopol, 2002] FRANGOPOL, D.M. et al, *'Reliability analysis of chloride penetration in saturated concrete '*Probabilistic Engineering Mechanics, Vol.17, pp.305-315, 2002.

[Gérard, 1998] GÉRARD, B. et al, *'Application des méthodes probabilistes à l'analyse du comportement des structures en béton armé soumises à la corrosion des armatures',* Fiabilité des matériaux et des structures, 2º Conférence Nationale – JN-FIAB'98.

[Glass, 1997] GLASS, G.K. et al, *'The presentation of the chloride thereshold level for corrosion of steel in concrete'*, Corrosion Science, Vol.39, Nº 5, pp. 1001-1013, 1997.

[Gonzáles, 1998] GONZÁLES, J.A. et al, *'Some considerations on the effect of chloride ions on the corrosion of steel reinforcements embedded in concrete structures'*, Magazine of Concrete Research, Vol.50, Nº 3, September, 1998, pp 189-199.

[Grimaldi, 1999] GRIMALDI, G. et al, '*Vers une stratégie de réparation du béton armé dégradé'* Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Nº223, Réf. 4283, septembre-novembre 1999, pp.59-70.

[Ishida, 2000] ISHIDA, T. et al *'Modelling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory'* Translation from proceedings of JSCE, Vol.47, Nº 648, May 2000.

[IQOA, 1995] Image de la Qualité des Ouvrages d'Art - Catalogue des principaux désordres – Aide à leur classification, *'Pont à poutres sous chaussée en béton armé'*, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes – SETRA, 1996, pp. 34 -43.

[Kirkpatrick, 2002] KIRKPATRICK, T.J. et al, '*Probabilistic model for the chloride –induced corrosion service life of bridge decks'*, Cement and concrete research, Vol. 32, issue 12, pp.1943-1960, December 2002.

[Kiureghian 1986] DER KIUREGHIAN, A. et al, *,Structural reliability under incomplete probability information'*, Journal of Engineering Mechanics, Vol.112, Nº1, pp.85-104, 1986.

[Kuba, 1998] Ludescher, H. et al, *'KUBA-MS-Ticino Handbuch für die Datenerfassung'*, EDMZ, Berne, 1998.

[Lemaire, 1992] LEMAIRE, M., *'Évaluation des indices de fiabilité associés à des modèles de mécanique des structures'*, Revue Française de Mécanique, Nº 1992-2.

[Lemaire, 1998] LEMAIRE, M., *'Eléments finis et fiabilité : un mariage à la mode',* Fiabilité des matériaux et des structures, 2º Conférence Nationale – JN-FIAB'98.

[Madsen, 1987] MADSEN, H.O., *'Model updating in reliability analysis'*,Proc. 5th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil qnd Structural Engineering, Vancouver, 564-577.

[Martin, 2003] MARTIN-PÉREZ,B. et al, *'Numerical modelling of service life of reinforced concrete structures'*, Life prediction and aging management of concrete structures, Proceedings of the 2º International RILEM workshop. Edited by D.J.Naus. PRO 29, pp. 71-79, May 2003.

[Melchers, 1998] MELCHERS, R.E. et al, *'Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges',* Engineering Structures, Vol.20, Nº 11, pp. 1010-1019, 1998.

[Melchers, 1999] MELCHERS, R.E., *'Structural Reliability Analysis and Prediction,'* 2ª edition, ed. Wiley.

[Micic, 1995] MICIC, T.V. et al, *'Reliability analysis for highway bridge deck assessment'*, Structural Safety, Vol. 17, pp. 135-150, 1995.

[Middleton, 1998] MIDDLETON, C.R. et al, 'Review of deterioration models used to predict corrosion in reinforced concrete structures', CUE/D – Struct/TR.173 – Department of Engineering (Technical report).

[Mirza, 1979] MIRZA, S.A. et al, *'Variability of mechanical properties of reinforcing bars'*, Journal of the Structural Division, Vol. 105, Nº ST5, May 1979.

[Mougin, 2000] MOUGIN, J.P., 'Béton armé – B.AE.L 91 modifié 99 et DTU associés', Ed. Eyrolles, 2ª édition, 2000.

[Nakamura, 2004] NAKAMURA, S. et al, *'Mechanical properties and remaining strength of corroded bridge wires'*, Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Structural Engineering International – SEI, Vol.14, Nº1, february 2004.

[Nataf, 1962] NATAF, A., *'Détermination des distributions dont les marges sont données'*, Compte-Rendus de l'Académie des Sciences, 225, 1962, pp.42-43.

[Neville, 2000] NEVILLE, A.M. *'Propriétés des bétons'*, Ed. Eyrolles. Centre de recherche inter-universitaire sur le béton, Sherbrooke, Laval. Septembre 2000.

[Papadakis, 1991a] PAPADAKIS, G.V. et al, *'Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation'*, ACI Material Journal, Vol. 88, Nº 4, July-August 1991.

[Papadakis 1991b] PAPADAKIS, G.V. et al, *Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem'* Chemical Engineering Science, Vol.46, Nº 5/6, pp.1333-1338, 1991.

[Papadakis, 1991c] PAPADAKIS, V.G. et al *'Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete'*, ACI Material Journal, Vol. 88, Nº 2, March-April 1991, pp.186-196.

[Poulsen, 1995] POULSEN, E., *'Chloride profiles – Analysis and interpretation of observations'*, AEClaboratory, AEC Consulting Engineers LTD., Vedbaek Denmark, 1995.

[Raharinaivo, 1998] RAHARINAIVO, A. et al. *'La corrosion et la protection des aciers dans le béton'*, Ed. Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1998.

[RILEM, 1994] RILEM Draft Recommandation – Projet de recommandation de la RILEM, *'Draft recommendation for damage classification of concrete structures'*, Materials and Structures, Vol.27, Nº170, 1994, pp. 362-369.

[RILEM, 2002] RILEM TC-154-EMC : '*Techniques électrochimiques pour mesurer la corrosion dans le béton'* – Méthodes d'essai pour la mesure sur site de la vitesse de corrosion des armatures du béton, au moyen de la méthode de la résistance de polarisation. Comité Technique : Andrade, C., Andrade, Alonso, C., Gulikers, J., Polder, R., Cigna,R., Salta,M. Raharinaivo, A. et Elsener, B.. Mai, 2002.

[Roelfstra, 2001] ROELFSTRA, G., *'Modèle d'évolution de l'état des ponts-routes en béton',* Thèse Nº2310, EPFL, Lausanne, 2001.

[Roelfstra, 2001] ROELFSTRA, G. et al. *' Modèle d'évolution de l'état des ponts en béton armé'*, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Maintenance, construction et Sécurité des ouvrages (MCS). Janvier, 2001.

[Saetta, 1993] SAETTA, A.V. et al, *'The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials'*, Cement and Concrete Research, Vol.23, pp.761-772, 1993.

[Saetta, 1995] SAETTA, A.V. et al, *'2-D model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials'*, Cement and Concrete research, Vol.25, Nº 8, pp. 1703-1712, 1995.

[Stewart, 1998a] STEWART, M.G. et al, *'Reliability of reinforced concrete bridges with corroded reinforcement'* ISBN

[Stewart, 1998b] STEWART, M.S. et al, '*Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks '*, Structural safety, Vol.20, pp.91-109, 1998.

[Stewart, 2000] STEWART, M.G. et al, *'Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models',* Structural Safety, Vol. 22, pp. 313-333, 2000.

[Timoshenko, 1963] TIMOSHENKO et al, *'Résistance des matériaux'*, Librairie Polytechnique Béranger – Département technique des presses de la cité, Tome 1.

[Timoshenko, 1982] TIMOSHENKO et al, *'Theory of Elasticity'*, Ed. McGRAW-HILL International Editions, 3ª edition, 1987.

[Tuutti, 1982] TUUTI, K., *'Corrosion of steel in concrete'*, CBI, Report Fº 4.82, Stockholm, 1982

[Val, 1998] VAL, D.V. et al, *'Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges'*, Engineering Structures, Vol.20, Nº 11, pp. 1010-1019, 1998.

[Val, 2003] VAL, D.V. et al, *'Life-cycle analysis of reinforced concrete structures in marine environments'*, Structural Safety, Vol.25, pp. 343-362, 2003.

[Weyers, 1983] WEYERS, R.E. et al, *'Chloride penetration and the deterioration of concrete bridge decks'*, Cement, Concrete and Aggregates, Vol.5, Nº2, pp.81-87, 1983.

[Weyers, 1998] WEYERS, R.E. et al *'Modelling the time-to-cracking in chloride contaminated reinforced concrete structure'*, ACI Materials Journal, Vol.95, Nº 6, November-December 1998.

ANNEXE A

SURCHARGES SUR LES CHAUSSEES DES PONTS

A.1 - INTRODUCTION

Cette annexe présente les systèmes de charges qui doivent être appliqués sur les chaussées des ponts-routes supportant une ou plusieurs voies. Ces dispositions sont fixées par le Fascicule Nº 61 du 28 décembre 1971 '*Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art*' – Titre II '*Programmes de charges et épreuves des ponts-routes*'.

Parmi tous les systèmes de charges prévus dans ce règlement, seulement trois systèmes ont été considérés dans le contexte de la thèse. Les systèmes de charges A et B et la charge militaire $\mathrm{M_c}120$. Les paragraphes suivants montrent les caractéristiques principales de chacun de ces systèmes.

A.2 – SYSTÈMES DE CHARGE DE LA CHAUSSÉE

A.2.1 – Système de charge A

La chaussée supporte une surcharge uniforme dont l'intensité $A(l)$, exprimée en kg/m^2, est donnée en fonction de la longueur surchargée, l, exprimée en mètres, par la formule :

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{l+12} \tag{A.1}$$

La largeur et la longueur des zones chargées sont choisies de manière à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage. Dans le sens transversal du pont, afin d'établir la surcharge à considérer, deux coefficients doivent être appliqués sur la surcharge définie en (A.1).

Le premier coefficient, noté a_1, est déterminé en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées (article 4.21). La classe du pont est définie à partir de la largeur *roulable*

disponible. Celle-ci est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures ; elle comprend la chaussée proprement dite et toutes les surlargeurs éventuelles (article 2.1). Ainsi, un pont avec une chaussée égale ou supérieure à 7 m de largeur roulable appartient à la 'première classe'. La 'deuxième classe' correspond aux ponts avec une largeur entre 5,5m et 7,0m, alors qu'un pont avec une largeur inférieure à 5,5m est classé dans la 'troisième classe'.

Le coefficient a_2 est défini à partir du quotient v_0/v. Le paramètre v représente la largeur réelle de la voie déterminée à partir de la largeur chargeable. Celle-ci est déduite de la largeur roulable, d'après les critères définis dans l'article 2.1 du règlement. Le paramètre v_0 correspond à la largeur nominale fixée selon la classe du pont. Ce paramètre peut donc avoir les valeurs suivantes : 3,5 m pour les ponts à la première classe, 3,0 m pour ceux à la deuxième classe et 2,75 m pour ceux à la troisième classe.

De cette façon, la charge uniformément répartie sur la largeur de chacune des voies est obtenue après l'application de ces deux coefficients :

$$A_{voie} = A(l)\, a_1 a_2 v \tag{A.2}$$

A.2.2 – Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes dont deux sont vérifiés dans cette thèse. Leurs effets sont examinés indépendamment pour chaque élément des ponts. Le système B_c se compose de camions types et le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (article 5). Étant donné que tous les ponts étudiés sont de première classe, les systèmes B_c et B_t sont toujours vérifiés.

Les Figures A.1 et A.2 illustrent les éléments du système B. Un camion type du système B_c comporte trois essieux avec des roues simples. Le camion possède les caractéristiques suivantes : masse totale 30 t, masse portée par chacun des essieux arrière 12 t et par l'essieu avant 6 t (article 5.21). Les files doivent être placées toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable (article 5.21).

Un tandem du système B_t comporte deux essieux à roues simples qui ont les caractéristiques suivantes : masse portée par chaque essieu 16 t, distance de deux essieux 1,35 m et distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2,0 m.

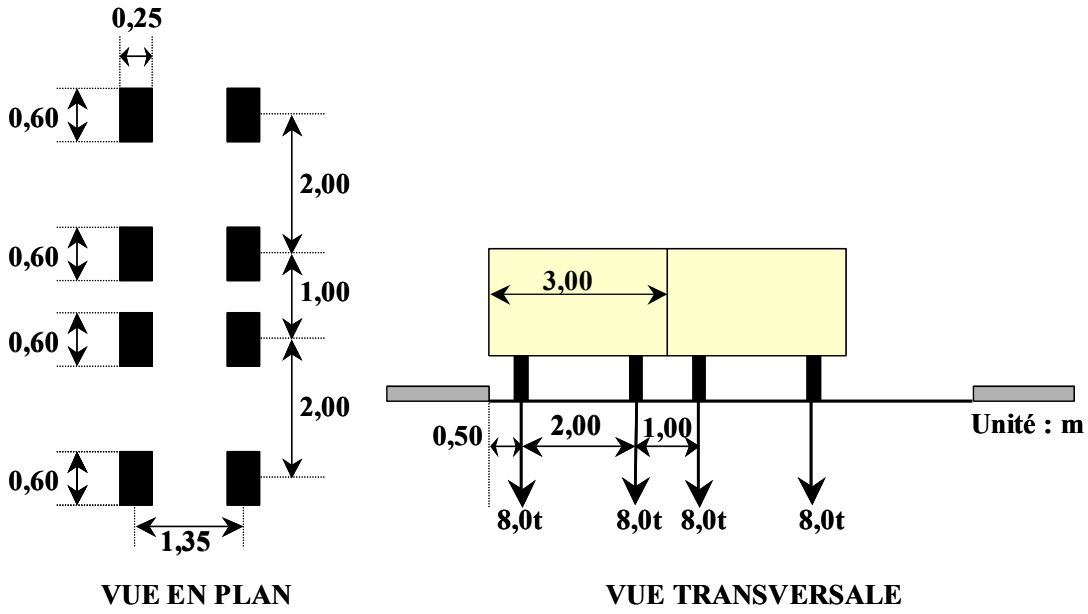


Figure A.1 – Géométrie et distribution des masses par roue dans le système B_c

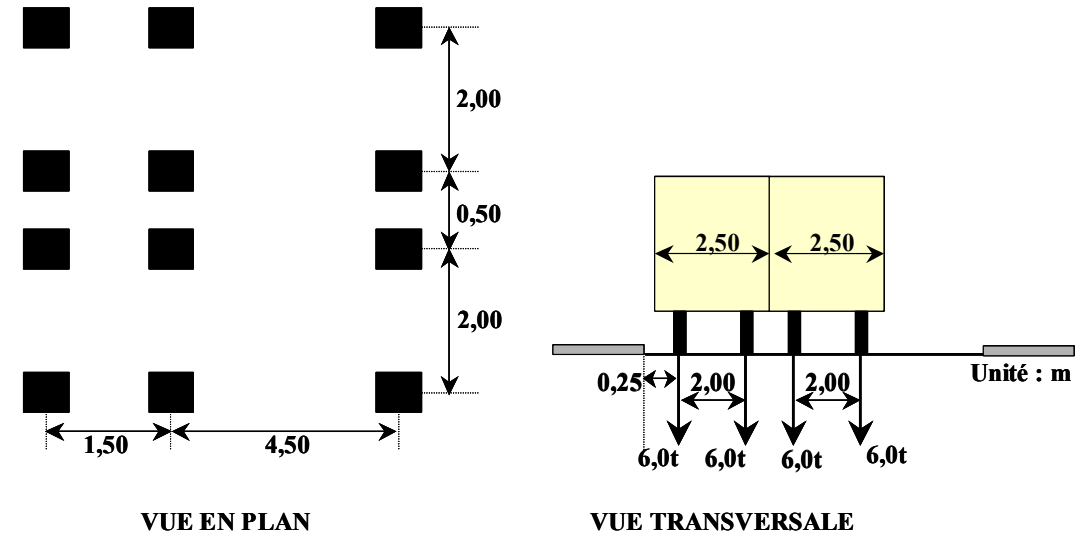


Figure A.2 – Géométrie et distribution des masses par roue dans le système B_t

A.2.3 – Charges militaires

Les itinéraires sur lesquels la circulation des convois militaires est permise, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types classés M_c80 ou M_c120 (article 9.1). Dans cette thèse, seuls les efforts provoqués par le convoi M_c120 sont vérifiés. Comme prévu dans l'article 9.1 du règlement, ce convoi a constitué dans tous les cas le chargement le plus défavorable.

Le véhicule type M_c120 comporte deux chenilles et possède les caractéristiques suivantes : masse totale 110 t, longueur d'une chenille 6,10 m, largeur 1 m et la distance d'axe en axe des deux chenilles 3,30 m (article 9.31).

Par rapport à la disposition de la surcharge sur la chaussée, le règlement préconise que dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. La Figure A.3 illustre les principales vue de ce véhicule type.

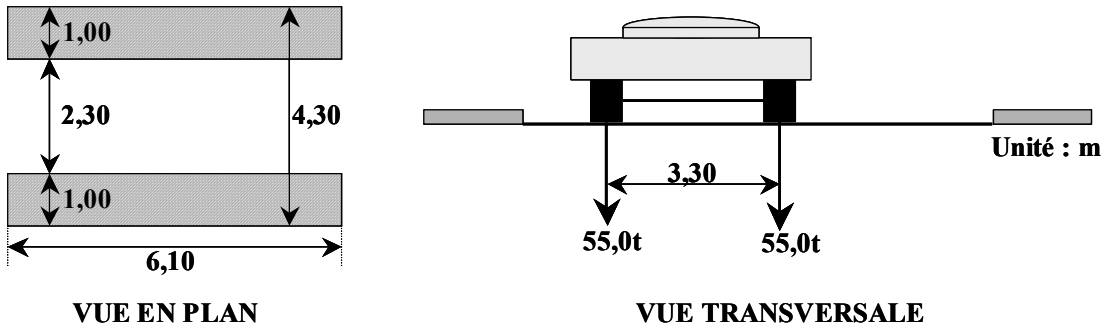


Figure A.3 – *Géométrie et distribution des masses par roue dans le système* M_c120

ANNEXE B

SENSIBILITE DES VARIABLES

B.1 – VARIABLES CONCERNANT LA GÉOMÉTRIE DE L'OUVRAGE

B.1.1 – Largeur de la nervure

La Figure B.1 illustre l'influence de l'écart type et de la moyenne par rapport à la largeur de la nervure. Les remarques suivantes peuvent être tirées :

- écart type : l'influence se maintient stable au cours du temps ;
- moyenne : la variation de la moyenne n'altère pas l'évolution de la courbe des indices de fiabilité ;
- conclusion : il n'y a pas intérêt à probabiliser la largeur de la nervure. Elle peut être prise comme une variable **déterministe**.

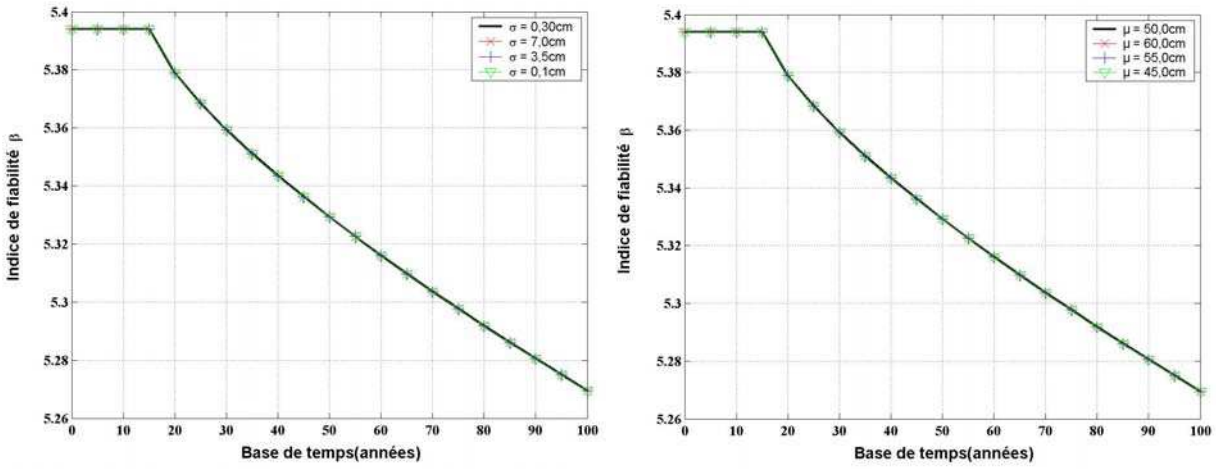


Figure B.1 – Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de largeur de la nervure

B.1.2 – Distance mesurée entre les lits

La Figure B.2 illustre l'influence de l'écart type et de la moyenne par rapport à la distance mesurée entre les lits :

- écart type : son influence est stable au cours du temps avec des valeurs très faibles. Dans le cas de la valeur la plus élevée, le facteur d'omission varie de 1,0095 à 1,0105. Pour la valeur de référence et plus faible, les facteurs d'omission sont stables avec le temps ;
- moyenne : elle exerce une influence non négligeable. Son augmentation occasionne une décroissance du niveau de sécurité ;
- conclusion : la distance mesurée entre lits peut être prise comme **déterministe**.

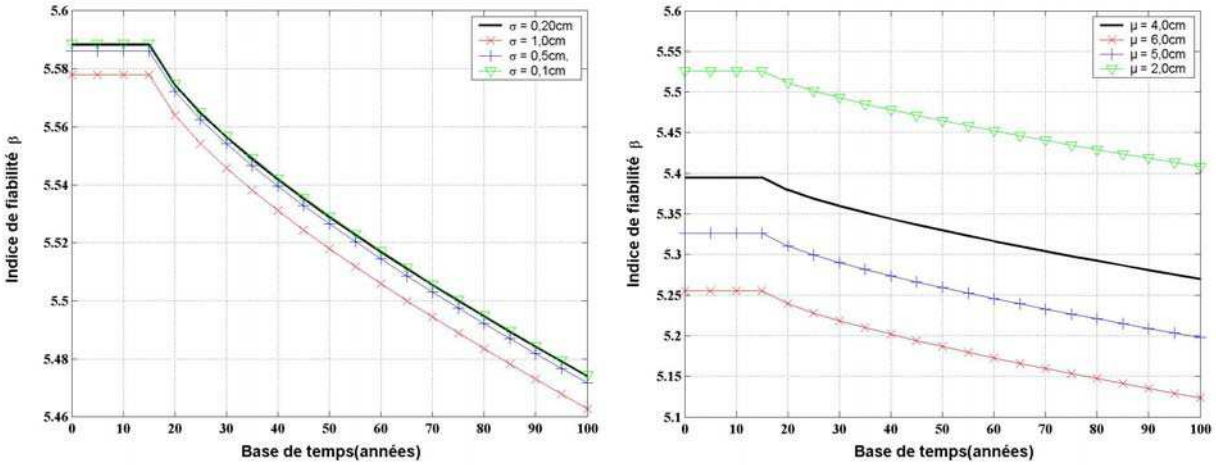


Figure B.2 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la distance entre les lits*

B.1.3 – Hauteur du paquet par lit

La Figure B.3 illustre l'influence de l'écart type et de la moyenne sur la hauteur du paquet du lit.

- écart type : son influence se maintient stable au cours du temps. Cela se voit dans tous les cas, même si la valeur la plus importante s'écarte un peu des trois autres ;
- moyenne : la réduction de ce paramètre provoque l'augmentation du niveau de sécurité.
- conclusion : la variable peut être prise comme une variable **déterministe**.

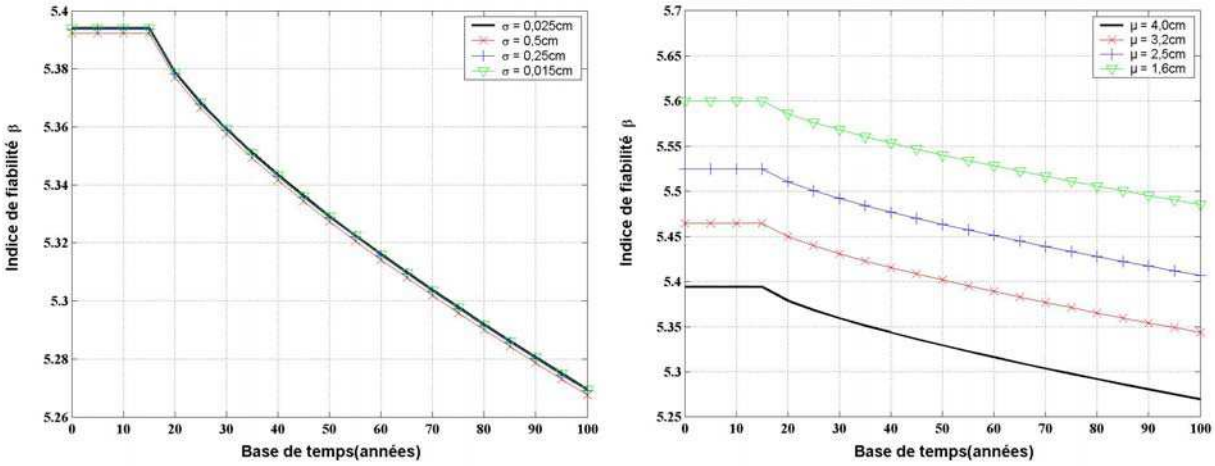


Figure B.3 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la hauteur du paquet du lit*

B.2 – VARIABLES CONCERNANT LES SOLLICITATIONS

B.2.1 – Moment dû à la chaussée

La Figure B.4 permet de tirer certaines observations sur le comportement de la variable :

- coefficient de variation : sa diminution provoque l'augmentation des indices de fiabilité. Ceci se note sur la courbe de coefficient de variation égal à 5%. Dans le cas où coefficient de variation est égal à 40%, le facteur d'omission atteint des valeurs supérieures à 1,04 ;
- moyenne : la variation paraît avoir une influence non négligeable. L'augmentation de la valeur moyenne provoque une diminution du niveau de sécurité ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **probabiliste**.

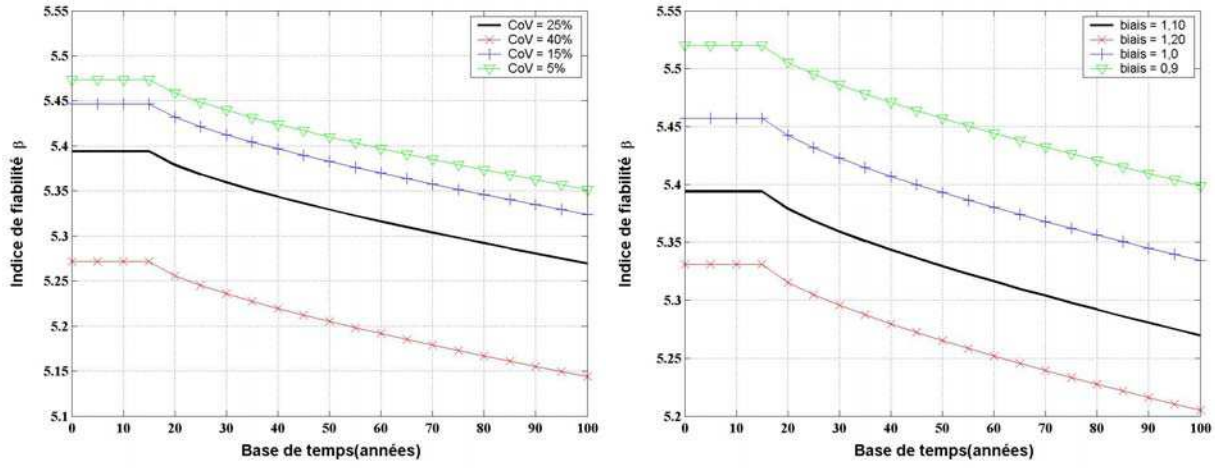


Figure B.4 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du moment dû à la chaussée*

B.2.2 – Moment dû à la superstructure

La Figure B.5 permet d'énoncer :

- coefficient de variation : son augmentation provoque la réduction des indices de fiabilité (cf. courbe de coefficient de variation égal à 20%).
- moyenne : la variation paraît avoir une grande influence sur les valeurs des indices de fiabilité. L'augmentation provoque une diminution du niveau de sécurité ;
- conclusion : la variable peut être considérée comme **probabiliste**.

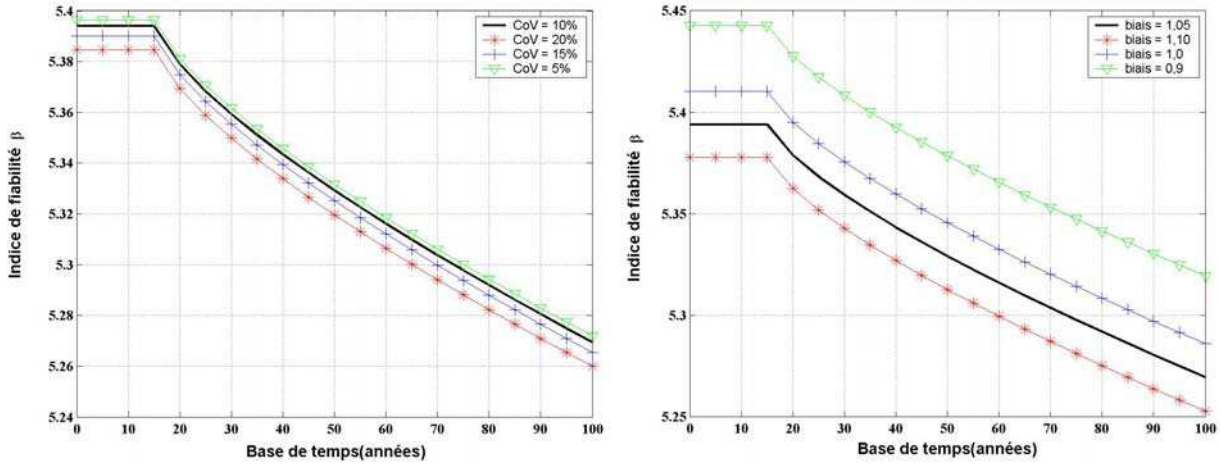


Figure B.5 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du moment dû à la superstructure*

B.3 – VARIABLES CONCERNANT LES PROPRIETES MECANIQUES

B.3.1 – Résistance à la compression du béton

La Figure B.6 permet de tirer les remarques suivantes :

- écart type : l'influence sur les indices de fiabilité n'est pas très prononcée. Les facteurs d'omission se maintiennent stables au cours du temps avec des valeurs inférieures à 1,01 ;
- moyenne : la variation paraît avoir une certaine influence sur les valeurs des indices de fiabilité. On remarque que la diminution de la valeur moyenne provoque une diminution du niveau de sécurité dans la section de la poutre et une augmentation si la résistance augmente ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **probabiliste**.

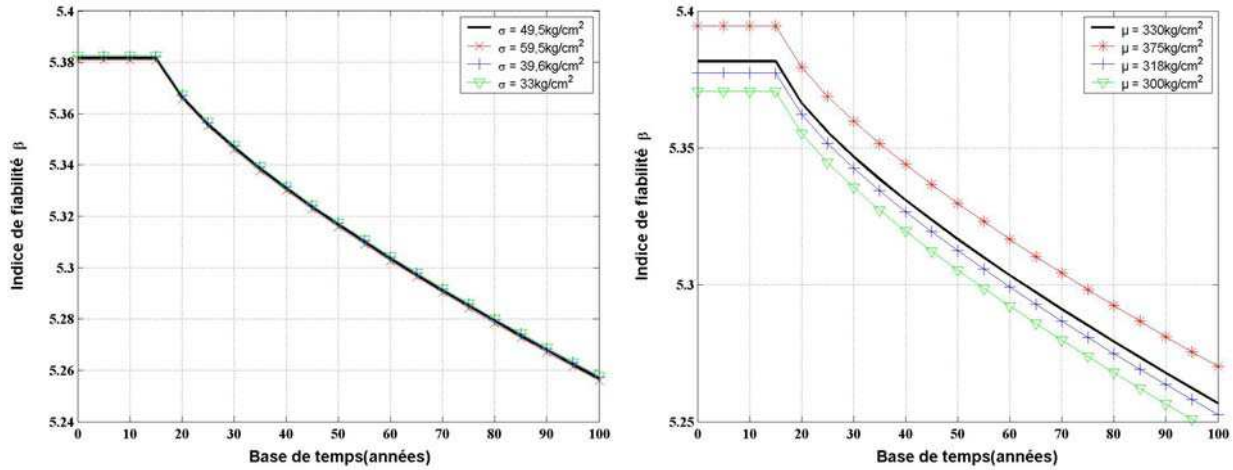


Figure B.6 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la résistance à la compression du béton*

(loi de densité : lognormale ; μ = 1,10 f_{ck} et coefficient de variation = 15%)

Sur la Figure B.7, si une loi normale est retenue (au lieu d'une loi lognormale comme précédemment), il vient :

- écart type : l'influence sur les indices de fiabilité n'est pas très prononcée. Les facteurs d'omission sont proches de l'unité ;
- moyenne : la variation paraît avoir une certaine influence sur les valeurs des indices de fiabilité. On remarque que la diminution de la valeur moyenne provoque une diminution du niveau de sécurité dans la section de la poutre et une augmentation si la résistance augmente ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **probabiliste**.

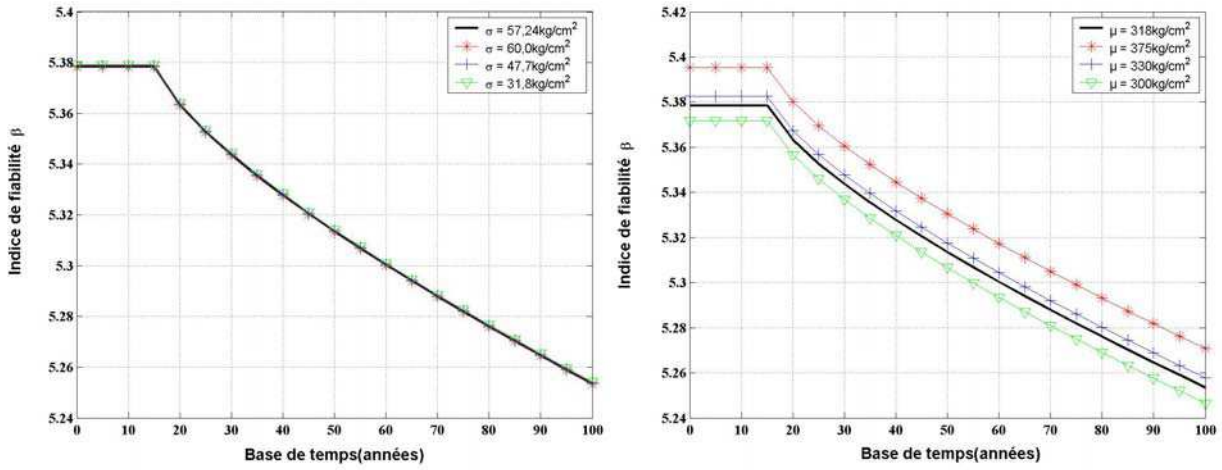


Figure B.7 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la résistance à la compression du béton*

(loi de densité : normale ; μ = 1,06 f_{ck} et coefficient de variation = 18%)

B.3.2 – Limite d'élasticité de l'acier

Sur la Figure B.8, on remarque :

- écart type : l'influence sur les indices de fiabilité est très prononcée. Les facteurs d'omission ne sont pas disponibles, car la variable ne peut pas être traitée comme déterministe (indices de fiabilité très élevés). L'augmentation de l'écart type réduit les indices de fiabilité ;
- moyenne : la variation paraît avoir une influence de même sens très prononcée sur les valeurs des indices de fiabilité.
- conclusion : la variable peut être retenue comme **probabiliste**.

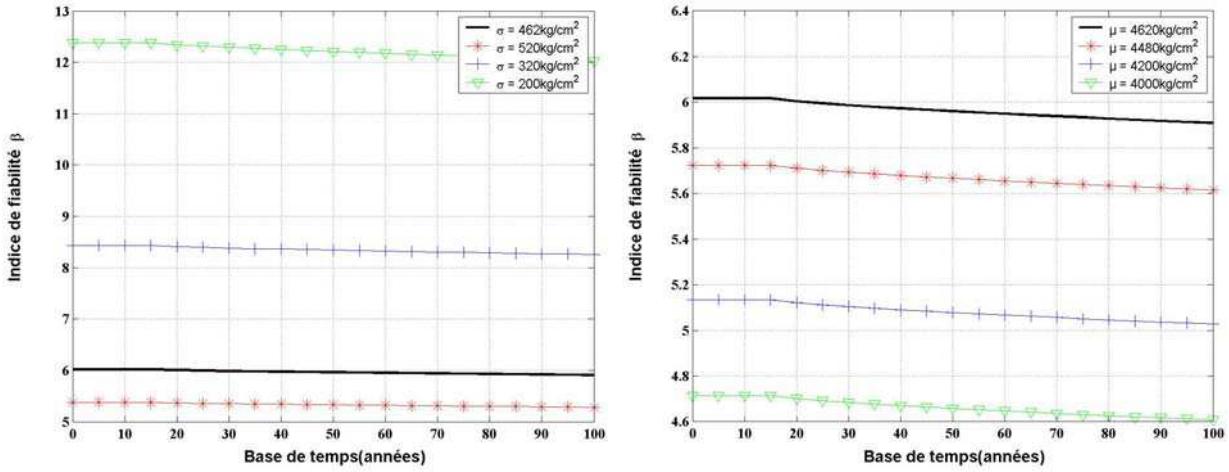


Figure B.8 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la limite d'élasticité de l'acier*

(loi de densité : normale ; μ = 1,155 $f_{no\,\min\,al}$ et coefficient de variation = 10%)

B.4 – VARIABLES CONCERNANT LA DÉTÉRIORATION PAR CORROSION

B.4.1 – Section d'acier

L'analyse de la Figure B.9 permet de tirer les conclusions suivantes :

- écart type : la variation a une certaine influence sur les indices de fiabilité. Le facteur d'omission est stable au cours du temps. Dans le cas de la valeur la plus importante, le facteur d'omission varie de 1,0153 à 1,0159 et le cosinus directeur de –0,0203 à –0,1238. En revanche, la valeur la plus petite mène à des facteurs d'omission de l'ordre de 1,0006 et à des cosinus directeurs de 0,0034 à 0,0244 ;
- moyenne : la réduction de ce paramètre provoque une diminution de la marge de sécurité jugée non négligeable. La différence maximale entre les indices de la courbe de référence (304,89cm^2) et celle correspondante à une moyenne de 248,31cm^2 est approximativement de 1,2 ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **probabiliste**.

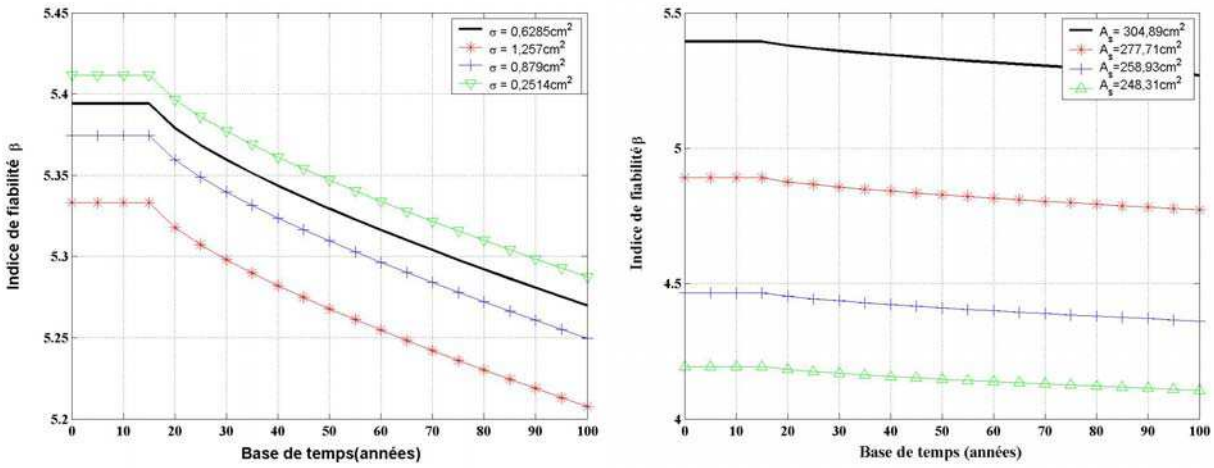


Figure B.9 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la section d'acier*

B.4.2 – Rapport eau/ciment

Tout d'abord, cette variable est traitée comme déterministe (Tableau 3.6). Dans l'étude de sensibilité, elle est modélisée à partir d'une loi de densité normale avec des moyennes et des écarts type variant selon le Tableau 3.14. En analysant le comportement de la variable face aux changements de ses paramètres, on peut répertorier les observations suivantes :

- écart type : son comportement est stable dans tous les cas. Si l'on regarde l'évolution des indices de fiabilité, on note que toutes les courbes sont concordantes. Les cosinus directeurs présentent des valeurs de l'ordre de 0,0221 à 0,0027 lorsque l'écart-type est de 0,05 et de 0,0005 à 0,0043 avec un écart type de 0,01 ;
- moyenne : l'influence est très importante. Son augmentation mène à la diminution des indices de fiabilité et inversement. Cependant le temps d'initiation de la corrosion se montre indépendant de la valeur de cette variable. En réalité son influence se manifeste dans la valeur du courant de corrosion (éq.3.1) ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe** ;

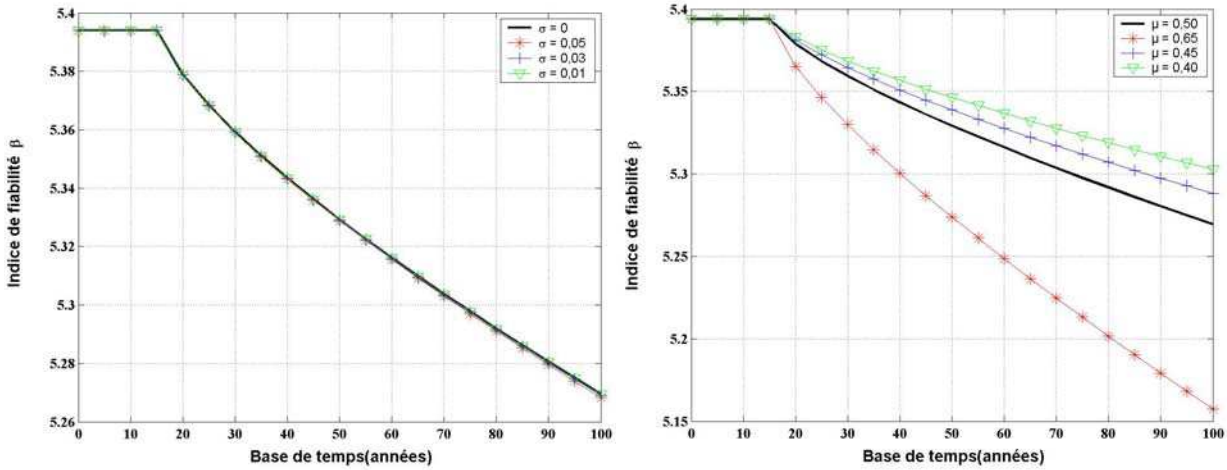


Figure B.10 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du rapport eau/ciment (variable normale)*

B.4.3 – Concentration de CO_2

La Figure B.11 présente les évolutions des indices de fiabilité :

- coefficient de variation : son influence est stable au cours du temps dans tous les cas ;
- moyenne : elle a une influence très faible sur les valeurs des indices. Les concentrations de CO_2 inférieures à la concentration originale (0,019 mol/m^3 d'air) mènent à des valeurs légèrement supérieures ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

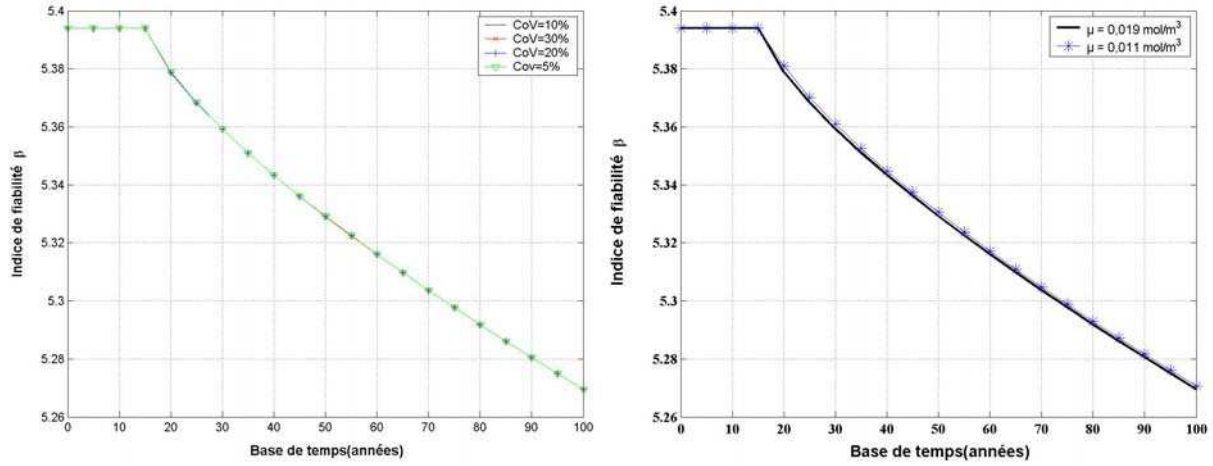


Figure B.11 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la concentration de CO_2*

B.4.4 – Profondeur de carbonatation

La Figure B.12 permet de tirer les conclusions :

- coefficient de variation : dans tous les cas vérifiés, les courbes d'évolution sont coïncidentes. Les facteurs d'omission montrent que la variation de l'écart type de la variable n'a pas d'influence significative ;
- moyenne : la valeur moyenne a une grande influence sur les valeurs des indices de fiabilité. Son augmentation provoque une diminution non négligeable dans les indices de fiabilité ;
- conclusion : la variable peut être prise comme **déterministe**.

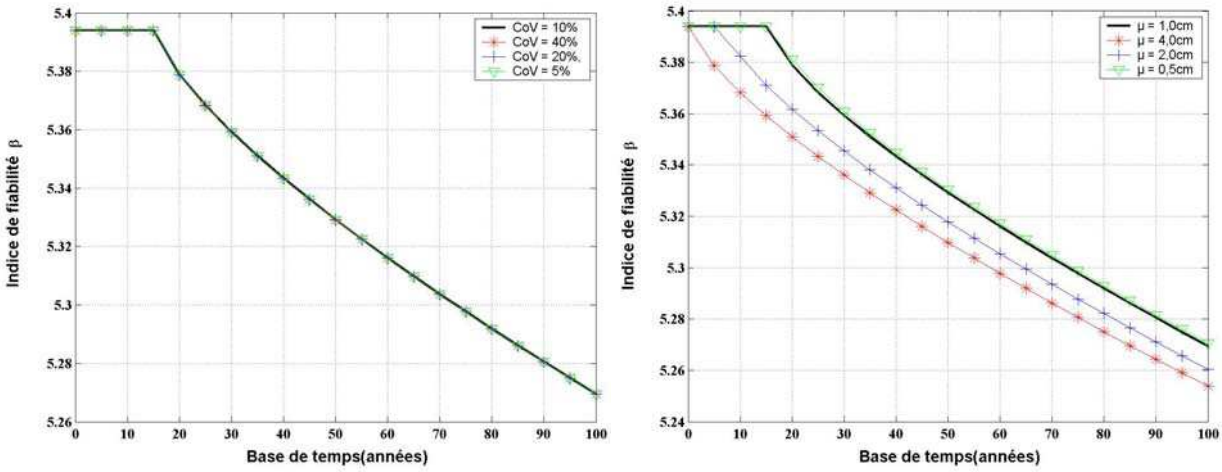


Figure B.12 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la profondeur de carbonatation*

B.5 – PARAMÈTRES DES MODÈLES

Le Tableau B.1 illustre les coefficients de variations et dans certains cas, les moyennes proposées dans l'étude de sensibilité. On rappelle que dans la plupart des paramètres empiriques, les variations de la moyenne ne sont pas vérifiées.

Paramètres liés au modèle de la corrosion par chlorures						
Paramètres	**Coefficients de variation proposés**			**Moyennes proposées**		
	Cas1	**Cas2**	**Cas3**	**Cas1**	**Cas2**	**Cas3**
Puissance de $i_{cor}(1)$	30%	20%	5%	-	-	-
Puissance du temps	40%	20%	5%	-0,29	0	-
Produit des coefficients	30%	20%	5%	-	-	-
Coefficient de corrosion	30%	20%	5%	1	-	-
Erreur du modèle	60%	40%	5%	3	2	0,5
Paramètres liés au modèle de la corrosion par carbonatation						
Coefficient lié à la diffusion de CO_2	40%(normale)	20%(normale)	5%(normale)	-	-	-
	40%(lnormale)	20%(lnormale)	5%(lnormale)	-	-	-
Puissance de la porosité de la pâte	40%	20%	5%	-	-	-
Puissance de l'humidité relative	40%	20%	5%	-	-	-

Tableau B.1 – Propo*sition des paramètres pour les variables aléatoires liées aux modèles*

B.5.1 – Puissance de $i_{cor}(1)$

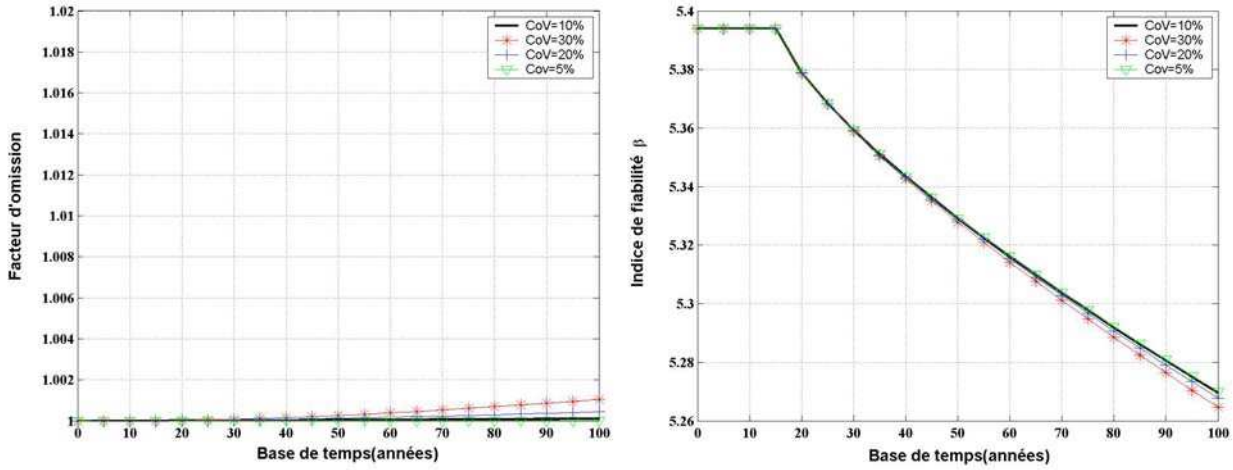


Figure B.13 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type de la puissance de* $i_{cor}(1)$

Cette variable fait référence à la puissance de $i_{cor}(1)$ qui est définie comme le courant de corrosion. Due à sa nature empirique, on a choisi de la probabiliser. La Figure B.13 permet l'analyse du comportement de la variable d'où l'on peut tirer :

- coefficient de variation : l'influence est faible. Au niveau des indices de fiabilité on remarque un certain écart entre les courbes à partir de l'âge de 50 ans. Au niveau des facteurs d'omission une légère croissance des valeurs lorsque l'on augmente la valeur du coefficient de variation peut être notée ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **déterministe**.

B.5.2 – Puissance du temps de la corrosion

Cette variable fait référence à la puissance de $(t-T_i)^A$ définie comme la différence entre un instant donné et le temps d'amorçage de la corrosion. La Figure B.14 permet l'analyse du comportement de la variable :

- coefficient de variation : l'influence est faible. En ce qui concerne les indices de fiabilité un certain écart entre les courbes à partir de l'âge de 55 ans est constaté. Au niveau des facteurs d'omission, l'augmentation de la valeur du coefficient de variation conduit à une légère croissance des valeurs des indices ;
- moyenne : elle exerce une influence non négligeable sur le niveau de sécurité de la section de poutre. La différence entre les indices de fiabilité varie entre 2,3 10^{-3} et 0,2186 ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **déterministe**.

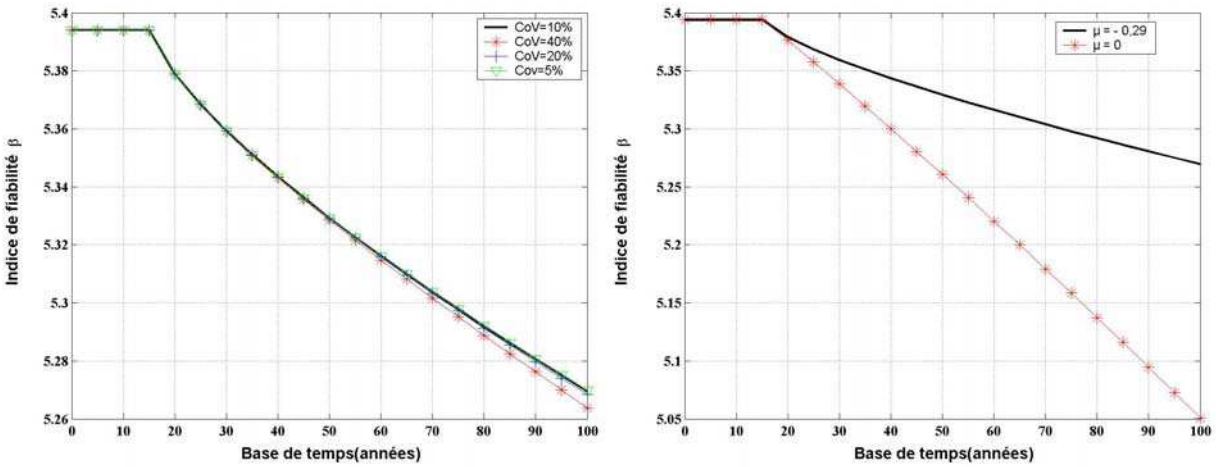


Figure B.14 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de la puissance de* $(t-T_i)^A$

B.5.3 – Produit des coefficients de $i_{cor}(1)$ et $i(t)$

Cette variable fait référence au produit des coefficients de $i_{cor}(1)$ (37,8) et $i(t)$ (0,85). La Figure B.15 permet l'analyse du comportement de la variable d'où l'on peut observer que le coefficient de variation a une influence négligeable. La variable peut être prise comme **déterministe**.

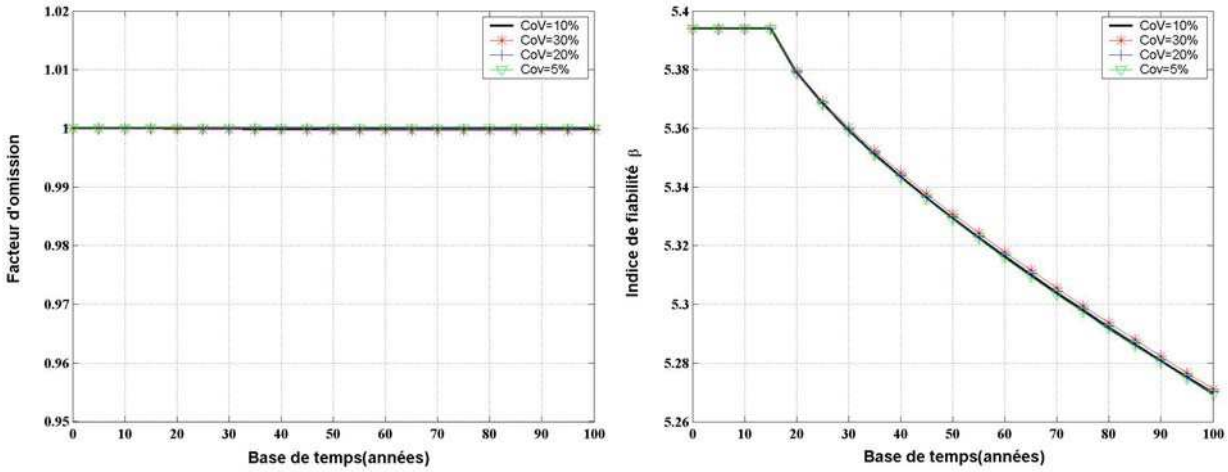


Figure B.15 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type du produit de coefficients de* $i_{cor}(1)$ *et* $i(t)$

B.5.4 – Coefficient de corrosion

Cette variable fait référence au coefficient de corrosion appliqué sur le courant de corrosion. Sa nature empirique mène à le probabiliser. La Figure B.16 permet l'analyse du comportement de la variable :

- coefficient de variation : l'influence est faible. Au niveau des indices de fiabilité on remarque un certain écart entre les courbes à partir de l'âge de 50 ans. Au niveau des facteurs d'omission, l'augmentation de la valeur du coefficient de variation conduit à une légère croissance des valeurs des indices ;
- moyenne : l'influence n'est pas négligeable. La différence entre les indices de fiabilité à partir de l'âge de 15 ans varie entre 7,9 10^{-3} et 0,0632 ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **probabiliste**.

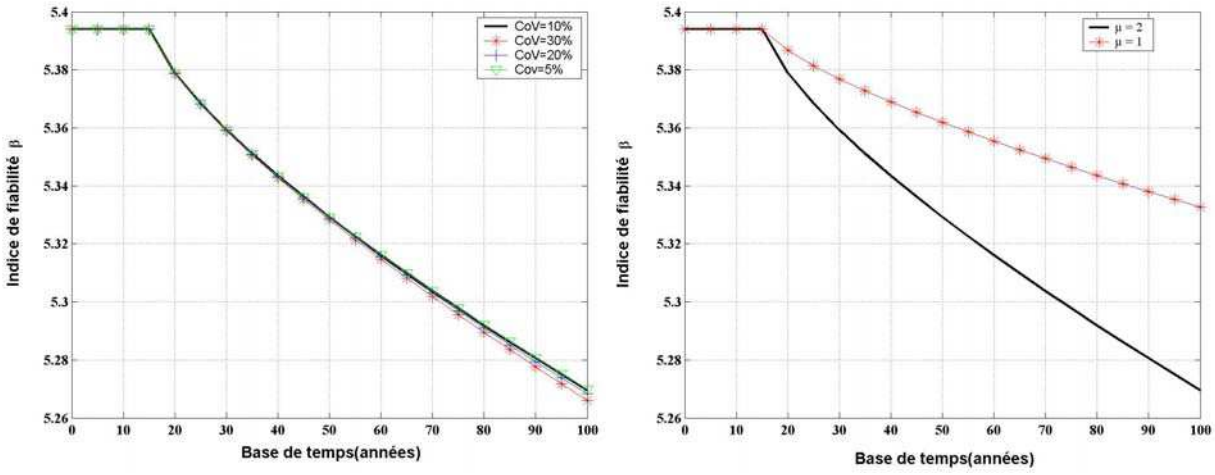


Figure B.16 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne du coefficient de corrosion m*

B.5.5 – Erreur du modèle

La Figure B.17 permet l'analyse du comportement de la variable :

- coefficient de variation : l'influence au niveau des indices de fiabilité montre un certain écart entre les courbes à partir de l'âge de 30 ans. Au niveau des facteurs d'omission leur légère croissance des valeurs peut également être notée ;
- moyenne : l'influence est nette. L'écart entre les valeurs des indices de fiabilité obtenus avec la plus grande et la plus petite moyenne varie entre 0,0439 et 0,3355 ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **probabiliste**.

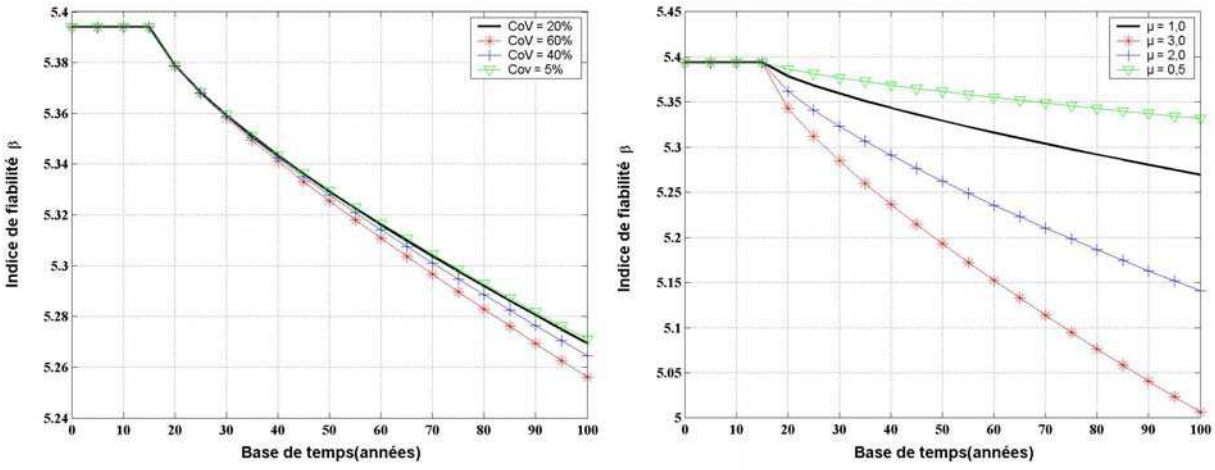


Figure B.17 – *Évolution de l'indice de fiabilité liée à l'écart type et à la moyenne de l'erreur du modèle*

B.5.6 – Coefficient du modèle de diffusion du CO_2

Cette variable est analysée dans deux situations : la première comme une variable normale et comme une variable lognormale. Les écarts type proposés sont répertoriés dans le Tableau B.1. À partir de cela les conclusions suivantes peuvent être en tirées :

- coefficient de variation : lorsque la variable est traitée comme normale ou lognormale avec les coefficients de variation proposés, des problèmes de convergence sont constatés ;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **déterministe**.

Les figures des variations de paramètres de cette variable ne sont pas présentées, car les problèmes de convergence mènent à des courbes très perturbées.

B.5.7 – Puissance de la porosité de la pâte dans le modèle de diffusion de CO_2

Cette variable fait référence à la puissance de la porosité de la pâte dans la partie carbonatée du béton. La Figure B.18 permet l'analyse du comportement de la variable d'où l'on peut observer que la variable peut être retenue comme **déterministe**.

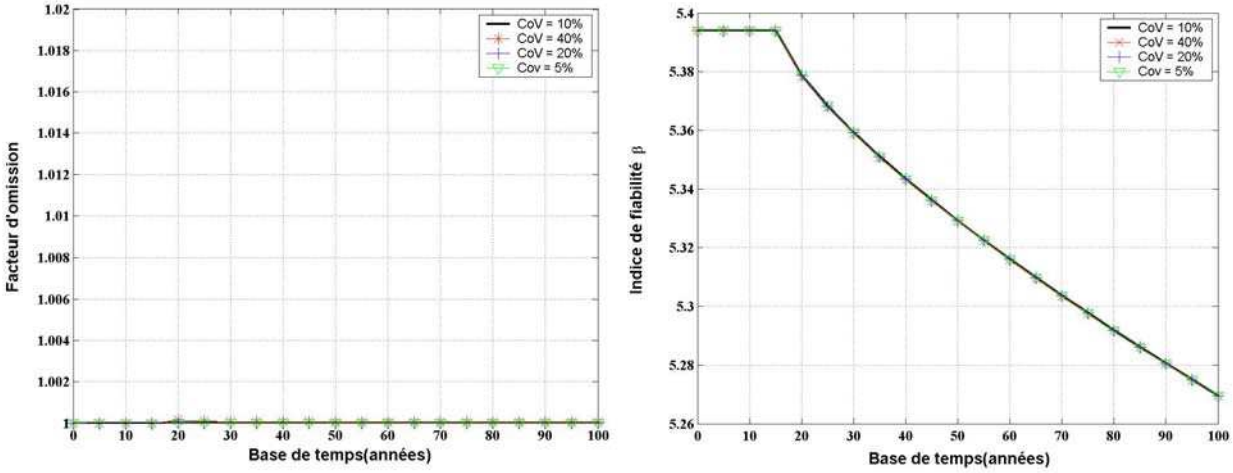


Figure B.18 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type de la puissance de la porosité de la pâte* ε_p

B.5.8 - Puissance de l'humidité relative dans le modèle de diffusion de CO_2

La Figure B.19 permet l'analyse du comportement de la variable d'où l'on peut observer :

- coefficient de variation : l'influence est stable au cours du temps, sauf dans le cas où celui-ci est égal à 40%. Dans ce cas, une petite discontinuité est notée. Cependant, les valeurs absolues des facteurs d'omission sont proches de 1;
- conclusion : la variable peut être retenue comme **déterministe**.

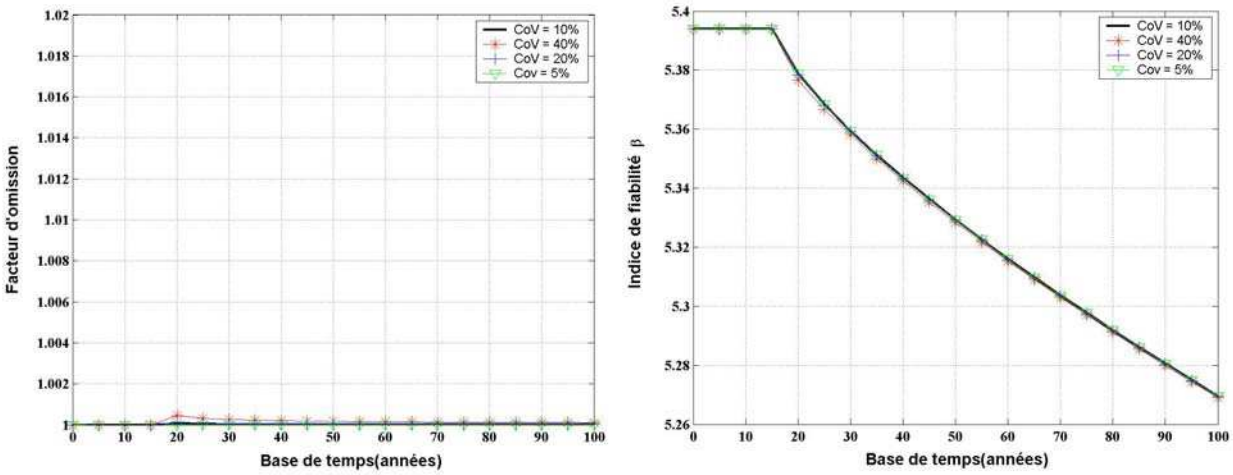


Figure B.19 – *Évolution du facteur d'omission et de l'indice de fiabilité liée à l'écart type de la puissance de l'humidité relative HR*