



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE MECANIQUE

Année 2013

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT

Contribution à l'étude mécano-fiabiliste des câbles de précontrainte
des ouvrages d'art, application au contrôle par émission acoustique

Spécialité : Génie Mécanique
Option : Fiabilité

Par

DJEDDI Lamine

DIRECTEUR DE THESE : Rabia KHELIF

M.C.A

Universié d'Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : Kamel Djeghaba

Prof.

Universié d'Annaba

EXAMINATEUR : Kamel Belmokr

Prof.

Université de Skikda

Nour Eddine Ouelaa

Prof.

Université de Guelma

Hamid Hamadache

M.C.A

Université d'Annaba

Mohamed Hamidouche

Prof.

Université de Sétif

A mes parents adorés

A mes frères Raouf et Adnan

A mes sœurs Samah et Jihen

A ma nièce adorée Lina

A ma belle sœur Lamia

RESUME

Le prix du béton et ses propriétés mécaniques qui couvrent largement les exigences imposées par les cahiers des charges font que le béton soit un matériau très convoité par les entrepreneurs Algériens. Par ce fait, le parc d'ouvrages d'art national s'est diversifié au fil de ces dernières années.

Notre étude a porté sur la dégradation des ouvrages d'art en béton précontraint par les agents agressifs de type chlorures. Après une période d'incubation, où les ions Cl^- progressent sans signes extérieurs apparents dans les pores du béton, la couche qui protège les câbles disparaît lors de l'amorçage de la corrosion, puis, une perte des sections des armatures se produit d'une manière localisée. Enfin, la rupture des câbles se produit menaçant la sécurité de structurelle de l'ouvrage d'art.

La présente étude a regroupé quatre volets de recherche. Le premier volet a porté sur la prise en compte du caractère aléatoire des différents paramètres intervenant dans le processus de corrosion des câbles de précontrainte dans le béton, un modèle probabiliste a été attribué à chaque variable.

Le deuxième volet de notre étude a porté sur la modélisation numérique de la loi de comportement mécanique des câbles de précontrainte. Il s'avère que le comportement mécanique global des câbles de précontrainte sous chargement axial se résume à un allongement et une rotation du câble.

Le troisième volet porte sur l'influence des paramètres les plus pertinents sur le processus de la corrosion, certains paramètres ralentissent l'amorçage de la corrosion, d'autres la favorisent. Une quantification de l'effet de chaque paramètre a été établie grâce à l'étude fiabiliste de la stabilité d'un ouvrage d'art virtuel (en phase de conception). L'environnement sélectionné pour notre étude engendre une dégradation précoce de l'ouvrage d'art par la corrosion des câbles, ce dernier n'atteint pas la durée de vie prévue par les concepteurs.

Le quatrième volet de notre étude consiste à la proposition d'une méthode de contrôle non destructif par émission acoustique des ouvrages d'art précontraints. Cette méthode s'est avérée très sensible aux différents phénomènes qui se produisent lors de la corrosion des

câbles tels que le dégagement de l'hydrogène, la rupture du film passif et la propagation des fissures dans le câble. Une telle méthode peut se montrer très bénéfique au vu du contrôle de la sécurité des ouvrages d'art en béton précontraint.

Mots clés : béton précontraint, modèle mécanique, modèle probabiliste, variables aléatoires, incertitudes, fiabilité des structures, émission acoustique.

ملخص

كلفة الخرسانة وخصائصها الميكانيكية التي تغطي إلى حد كبير متطلبات المواصفات المفروضة، لذلك تعتبر هذه المادة مرغوبة من قبل المقاولين الجزائريين. ونتيجة لذلك، فإن استغلالها كان منوعا بشكل فني خلال السنوات الأخيرة.

ركزت هذه الدراسة على تدهور الهياكل الخرسانية المجهد مسبقا بواسطة العوامل العدائية مثل الكلوريدات، حيث ظهرت بعد فترة حضانة أيونات الكلورين دون علامات خارجية واضحة في مسام طبقة الخرسانة التي تحمي القضبان والتي تختفي تمهيدا للتآكل، ثم فقدان مقاطع أطرها يحدث بطريقة موضعية. وأخيرا فإن حدوث كسر القضبان يهدد سلامة الهياكل الخرسانية.

اشتملت هذه الدراسة على أربعة عناصر للبحث فالجزء الأول ركز على الأخذ بعين الاعتبار طبيعة عشوائية من مختلف المتغيرات المعنية بعملية التآكل بالإجهاد المسبق للقضبان في الخرسانة ليتم تعيين نموذج احتمالي لكل متغير. وركز الجزء الثاني على النمذجة العددية لقانون السلوك الميكانيكي للقضبان ليوضح أن السلوك الميكانيكي العام للقضبان تحت تأثير الأحمال المحورية قد تعرض للاستطالة واللي.

أما الجزء الثالث فقد ركز على تأثير المتغيرات الأكثر ملائمة لعملية التآكل، وبعض المتغيرات تبطئ بدء التآكل بينما البعض الآخر يفعله. تم إنشاء التقدير الكمي لتأثير كل متغير بفضل دراسة موثوقية استقرار الهياكل الخرسانية الافتراضية (خلال مرحلة التصميم). والظروف البيئية المعتمدة لهذه الدراسة ولدت تدهورا مبكرا للهياكل الخرسانية بسبب تآكل القضبان مما يخفض من العمر المتوقع لهذه الهياكل من قبل المصممين.

وأخيرا الجزء الرابع من الدراسة الذي يقترح طريقة اختبار غير متلف بواسطة الانبعاث الصوتي للهياكل المجهد مسبقا. والتي أثبتت أنها حساسة جدا للظواهر المختلفة التي تحدث أثناء تآكل القضبان مثل تحرر الهيدروجين وتمزق الطبقة المنفصلة ونمو التشقق في القضبان. هذا النهج يمكن أن يكون مفيدا جدا بالنظر للسيطرة الآمنة على المنشآت الخرسانية المجهد مسبقا.

كلمات البحث: خرسانة مجهد مسبقا ، نموذج ميكانيكي، نموذج احتمالي، متغيرات عشوائية، ريب، موثوقية الهياكل، انبعاث صوتي.

ABSTRACT

The cost of concrete and its mechanical properties which cover largely the requirements of the specifications of the Algerian contractors. As a result, the national park of art works has been diversified over recent years.

Our study was focused on the degradation of prestressed concrete structures by aggressive agents such as chlorides. After an incubation period, where the Cl^- progress without visible external signs in the pores of the concrete layer that protects the cables disappear when booting the corrosion, then a loss of sections of reinforcement occurs as a localized manner. Finally, the cable breakage occurs threatening the structural safety of the work of art.

This study includes four research themes. The first part was focused on taking into account the random nature of the various parameters involved in the process of corrosion of prestressing tendons in concrete, a probabilistic model was assigned to each variable.

The second part of our study was focused on the numerical modeling of the mechanical behavior law of prestressing strand. It turns out that the overall mechanical behavior of prestressing strand under axial loading amounts to an extension and rotation of the cable.

The third part deals with the influence of the most relevant parameters of the corrosion process, some parameters slow down the corrosion initiation, others favor it. Quantification of the effect of each parameter was established by the reliability-stability study of a virtual art work (in design phase). The selected environment for our study causes premature deterioration of the art work by the corrosion of the strands, it does not reach the expected life of the designers.

The fourth part of our study is the proposal of a new method of nondestructive acoustic emission testing of prestressed structures. This method proved to be very sensitive to different phenomena occurring during the corrosion of cables such as hydrogen evolution,

rupture of the passive film and the crack in the cable. Such an approach can be very beneficial to control the security of prestressed concrete structures.

Keywords: prestressed concrete, mechanical model, probabilistic model, random variables, uncertainties, structural reliability, acoustic emission.

Table des Matières

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre 1

Conception et pathologies des ouvrages d'art

1.1. Introduction.....	03
1.2. Généralités.....	03
1.2.1. Les différentes catégories d'ouvrages d'art existants.....	03
1.2.2. Procédés de fabrication des poutres précontraintes.....	05
1.2.2.1. La précontrainte par pré-tension.....	06
1.2.2.2. La précontrainte par post tension.....	07
1.3. Dégradation des ouvrages d'art en béton précontraint.....	09
1.3.1. Symptômes des différents types de dégradation.....	09
1.3.1.1. Les dégradations mécaniques.....	09
1.3.1.2. Les dégradations physiques.....	09
1.3.1.3. Les dégradations chimiques.....	09
1.4. Corrosion des armatures induite par les chlorures.....	11
1.5. Etude de la corrosion.....	11
1.5.1. Formes de la corrosion.....	13
1.5.2. Mécanismes de corrosion des câbles dans le béton.....	15
1.5.3. Facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ponts.....	18
1.6. Scénario de défaillance des câbles dans le béton.....	19
1.7. Modèles existants de la phase d'inhibition de la corrosion (Incubation).....	19
1.7.1. Modèles de pénétration des ions de chlorures dans le béton.....	20
1.7.1.1. Modèles de Val : (convection+diffusion).....	20
1.7.1.2. Modèles de Vu et al. : (Diffusion).....	21
1.7.2. Concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages.....	22
1.7.3. Le coefficient de diffusion des chlorures.....	23
1.7.3.1. Modèle de Saetta.....	23
1.7.3.2. Modèle de Samson.....	23

1.7.3.3. Modèle de Matsumura.....	24
1.7.3.4. Modèle de Hobbs.....	24
1.7.4. Concentration critique des ions chlorures.....	24
1.7.5. Temps d'initiation de la corrosion.....	24
1.8. Propagation de la corrosion (croissance des piqûres).....	25
1.8.1. Modèle de Val et al.....	26
1.8.2 Modèle de Darmawan et Stewart.....	27
1.8.3. Calcul des surfaces corrodées.....	29
1.8.4. Réduction de la résistance à l'attraction des armatures corrodées.....	31
1.9. Conclusion.....	32

Chapitre 2

Choix des variables aléatoires et des modèles probabilistes

2.1. Introduction.....	33
2.2. Concepts fondamentaux de la de la fiabilité.....	33
2.3. Fonction d'état limite.....	35
2.4. Détermination des variables aléatoire dans le cas des ouvrages d'art menacés par la corrosion.....	39
2.4.1. Variables aléatoires liées aux conditions environnementaux.....	41
2.4.1.1. Température à la surface des ouvrages d'art et humidité relative.....	42
2.4.1.2. Modélisation du réchauffement climatique.....	44
2.4.1.3. Modélisation de la concentration des ions Cl-à la surfaces des ouvrages d'art Cs.....	45
2.4.1.4. Coefficient de diffusion des ions Cl-.....	47
2.4.1.5. Concentration critique des ions Cl- (Ccr).....	48
2.4.2. Variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques et géométriques des matériaux.....	50
2.4.2.1. Propriétés mécaniques et géométriques des câbles.....	51
2.4.2.2. Propriétés mécaniques et géométriques du béton.....	54
2.4.2.3. La résistance à la compression du béton.....	54
2.4.2.4. La résistance à la traction du béton.....	55
2.4.2.5. Le module d'élasticité du béton E_c	56

2.4.2.6. Dimensions des poutres en béton.....	56
2.4.3. Variables aléatoires liées aux chargements de l'ouvrage d'art.....	58
2.5. Conclusion.....	62

Chapitre 3

Modélisation numérique EF 3D du comportement des câbles de précontrainte

3.1. Introduction.....	65
3.2. Modèles existants.....	67
3.2.1. Modèle de Hruska.....	67
3.2.2. Modèle de Mac Connell et Zemek.....	68
3.2.3. Modèle de Machida et Durelli.....	69
3.2.4. Modèle de Costello.....	69
3.2.5. Modèle de Labrosse.....	71
3.3. Modélisation par éléments finis des câbles de précontrainte.....	71
3.3.1. Câble à modéliser.....	72
3.3.2. Prise en compte du contact entre les fils.....	73
3.3.3. Conditions aux limites.....	75
3.3.4. Maillage du câble.....	76
3.3.5. Méthode de résolution adoptée.....	77
3.4. Analyse des résultats de la simulation numérique.....	79
3.4.1. Calcul de la raideur de traction $k_{\varepsilon\varepsilon}$	79
3.4.2. Calcul de la raideur de torsion $k_{\theta\theta}$	81
3.4.3. Calcul du terme de couplage $k_{\varepsilon\theta}$	82
3.4.4. Calcul du terme de couplage $k_{\theta\varepsilon}$	83
3.5. Etude de la précision des modèles analytiques.....	84
3.6. Comparaison entre le modèle EF sous Abaqus et le modèle EF sous autre logiciels.....	90
3.7. Conclusion.....	92

Chapitre 4

Etude fiabiliste

4.1. Introduction.....	93
4.2. Localisation de l’ouvrage d’art.....	93
4.3. Scénario de défaillance du pont étudié.....	97
4.4. Influence des différents paramètres sur la corrosion des câbles de l’ouvrage étudié.....	98
4.4.1. Influence de l’enrobage.....	98
4.4.2. Influence de la concentration des ions Cl ⁻ à la surface de l’ouvrage.....	101
4.4.3. Influence de la qualité du béton sur la corrosion des câbles (en poids).....	102
4.4.4. Influence de la concentration critique des chlorures sur la corrosion des câbles.....	104
4.4.5. Profil des chlorures dans le béton.....	106
4.4.6. Influence de la température.....	108
4.4.7. Evolution de la profondeur de la corrosion p(t).....	109
4.4.8. Influence de la longueur du câble sur la propagation de la corrosion.....	111
4.4.9. Influence de l’enrobage sur la propagation de la corrosion.....	112
4.4.10. Influence du rapport Eau/Ciment sur la propagation de la corrosion.....	113
4.4.11. Influence de la densité du courant de corrosion sur la propagation de la corrosion.....	114
4.5. Calcul de fiabilité.....	117
4.5.1. Fiabilité lors de l’amorçage de la corrosion.....	118
4.5.2. Fiabilité des fils de précontrainte.....	119
4.5.2.1. Calcul de la fiabilité du fil corrodé par une approche purement mécanique	119
4.5.2.2. Calcul de la fiabilité du fil corrodé par une approche globale.....	121
4.5.3. Fiabilité du câble corrodé.....	124
4.6. Conclusion.....	137

Chapitre 5

Contrôle de la corrosion des câbles de précontrainte par la technique d’émission acoustique

5.1. Introduction.....	138
5.2. Bref historique de la technique de l’émission acoustique.....	139
5.3. Chaîne d'acquisition acoustique.....	140

5.4. Caractéristiques des signaux d'émission acoustique.....	141
5.5. Procédures expérimentales.....	143
5.5.1. Câble étudié.....	144
5.5.2. Montage du dispositif expérimental.....	145
5.5.2.1. Vérin hydraulique à piston creux.....	145
5.5.2.2. Pompe manuelle.....	146
5.5.2.3. Bâti.....	146
5.5.2.4. La cellule électrochimique.....	147
5.5.3. Mode opératoire.....	147
5.5.4. Essais réalisés.....	150
5.5.4.1. Essais de type 1.....	150
5.5.4.2. Essais de type 2.....	151
5.5.4.3. Essais de type 3.....	151
5.5.5. Analyse des résultats.....	153
5.5.5.1. Essai 1.....	152
5.5.5.2. Essai 2.....	159
5.5.5.3. Essai 3.....	161
5.6. Conclusion.....	171
Conclusion générale.....	173
Références bibliographiques.....	175

Liste des Figures

Figure 1.1	Catégories d'ouvrages d'art.....	04
Figure 1.2	Limites du béton armé.....	05
Figure 1.3	Procédé de fabrication d'une poutre précontrainte par pré-tension.....	07
Figure 1.4	Fabrication des poutres précontrainte en série (chantier COJAAL El Taref).....	07
Figure 1.5	Procédé de fabrication d'une poutre précontrainte par post-tension.....	08
Figure 1.6	Endommagements par gonflement et fissuration multidirectionnelle à mailles.....	10
Figure 1.7	Diagramme de Pourbaix du fer.....	12
Figure 1.8	Les deux phases de la corrosion.....	13
Figure 1.9	Les principales formes de corrosion groupées par les méthodes de reconnaissance.....	14
Figure 1.10	Principe de la corrosion des câbles dans les poutres précontraintes par pré-tension.....	16
Figure 1.11	La progression de l'infection du béton par les chlorures.....	17
Figure 1.12	Etapas d'initiation de la corrosion des câbles dans le béton.....	20
Figure 1.13	Montage de l'essai de Darmawan et Stewart.....	28
Figure 1.14	Configuration de la piqûre.....	29
Figure 2.1	Représentation de la fonction d'état limite $R=S$	36
Figure 2.2	Représentation des méthodes FORM et SORM.....	38
Figure 2.3	Modèle stochastique de la température.....	43
Figure 2.4	Influence des conditions climatiques et de la qualité du béton sur la concentration critique des ions chlorures.....	49
Figure 2.5	Courbe contrainte-déformation d'un câble de précontrainte.....	51
Figure 2.6	Histogramme de la section droite pour les câbles de diamètre nominal 15,2mm.....	53
Figure 2.7	Modélisation du chargement lié au trafic selon le Code Espagnol [Spanish Code].....	60
Figure 2.8	Modélisation du chargement lié au trafic selon l'Eurocode [Eurocode].....	60
Figure 2.9	Modélisation du chargement lié au trafic selon AASHTO [AASHTO].....	61

Figure 3.1	Chargement axial appliqué aux câbles de précontrainte.....	67
Figure 3.2	Assemblage des fils du câble.....	72
Figure 3.3	Disposition des paires maîtres-esclaves le long de la ligne de contact.....	73
Figure 3.4	Etablissement du contact collant sous Abaqus.....	74
Figure 3.5	Conditions aux limites liées au câble.....	76
Figure 3.6	Maillage du câble.....	77
Figure 3.7	Méthodes de résolution numérique : explicite et implicite.....	78
Figure 3.8	Chargement pour calculer la raideur de traction.....	80
Figure 3.9	Image du câble déformé.....	81
Figure 3.10	Chargement appliqué pour calculer la raideur de torsion.....	82
Figure 3.11	Chargement appliqué pour calculer le terme de couplage $k\theta$	83
Figure 3.12	Chargement appliqué pour calculer le terme de couplage $k\theta\varepsilon$	84
Figure 3.13	Variation de la raideur $k\varepsilon\varepsilon$ en fonction de α	86
Figure 3.14	Ecart entre les modèles analytiques et le modèle EF (calcul de $k\varepsilon\varepsilon$).....	86
Figure 3.15	Variation de la raideur de torsion $k\theta\theta$ en fonction de α	87
Figure 3.16	Variation du terme de couplage $k\varepsilon\theta$ en fonction de α	88
Figure 3.17	Ecart entre les modèles analytiques et le modèle EF (calcul de $k\varepsilon\theta$).....	89
Figure 3.18	Variation du terme de couplage $k\theta\varepsilon$ en fonction de α	89
Figure 3.19	Ecart entre les modèles analytiques et le modèle EF (calcul de $k\theta\varepsilon$).....	90
Figure 3.20	Comparaison du modèle Abaqus au modèle Cosmos pour le calcul de $\overline{k_{\varepsilon\varepsilon}}$.	91
Figure 4.1	Carte géographique d'Algérie.....	95
Figure 4.2	Position de la route côtière d'Annaba.....	96
Figure 4.3	Pont poussé.....	96
Figure 4.4	Position du pont étudié.....	97
Figure 4.5	Enrobage des câbles de précontrainte.....	99
Figure 4.6	Représentation du temps d'initiation de la corrosion en fonction de l'enrobage.....	100
Figure 4.7	Influence de la concentration des ions Cl^- à la surface des ponts sur le temps d'amorçage de la corrosion.....	101
Figure 4.8	Influence du rapport eau/ciment.....	103
Figure 4.9	Influence du rapport eau/ciment et de l'enrobage.....	104
Figure 4.10	Influence de la concentration critique des ions Cl^- au voisinage des câbles sur le temps d'amorçage de la corrosion.....	105

Figure 4.11	Influence de la concentration critique des ions Cl^- et de l'enrobage sur le temps d'amorçage de la corrosion.....	106
Figure 4.12	Profil des chlorures dans l'enrobage en fonction du temps.....	108
Figure 4.13	Influence de la température.....	109
Figure 4.14	Evolution de la profondeur des piqûres.....	110
Figure 4.15	Effet de la longueur des câbles sur la croissance des piqûres.....	111
Figure 4.16	Effet de l'enrobage sur la croissance des piqûres.....	113
Figure 4.17	Effet du rapport eau/ciment sur la croissance des piqûres.....	114
Figure 4.18	Effet de la qualité du béton sur la densité du courant.....	115
Figure 4.19	Effet de l'enrobage sur la densité du courant.....	116
Figure 4.20	Evolution du courant de corrosion en fonction du temps.....	117
Figure 4.21	Indice de fiabilité de l'amorçage de la corrosion.....	118
Figure 4.22	Influence des différents paramètres lors de l'amorçage de la corrosion.....	118
Figure 4.23	Evolution de l'indice de fiabilité du fil avec le temps (approche purement mécanique).....	120
Figure 4.24	Influences des différents paramètres sur la fiabilité du fil (début de la corrosion).....	121
(a)		
Figure 4.24	Influences des différents paramètres sur la fiabilité du fil (fin de la corrosion).....	121
(b)		
Figure 5.24	Evolution de l'indice de fiabilité du fil avec le temps (pris en charge des paramètres climatiques).....	122
Figure 4.26	Influences des différents paramètres sur la fiabilité du fil (prise en compte des variables climatiques).....	123
Figure 4.27	Ouvrage d'art étudié.....	124
Figure 4.28	Enrobages effectifs de chaque fil et les profondeurs de corrosion correspondantes.....	126
Figure 4.29	Temps d'initiation de la corrosion sur chaque fil du câble.....	129
Figure 4.30	Distribution de la profondeur maximale de corrosion sur chaque fil du câble.....	134
(a-o)		
Figure 4.31	Evolution de l'indice de fiabilité du câble durant sa durée de vie de conception.....	135
Figure 4.32	Quantification de l'importance des paramètres à 30 ans.....	136
(a)		

Figure 4.32	Quantification de l'importance des paramètres à 35 ans.....	136
(b)		
Figure 4.32	Quantification de l'importance des paramètres à 50 ans.....	136
(c)		
Figure 5.1	Chaîne d'acquisition des signaux d'émission acoustique.....	141
Figure 5.2	Signal type d'émission acoustique.....	142
Figure 5.3	Câble T15S.....	144
Figure 5.4	Photo du vérin hydraulique.....	145
Figure 5.5	Photo de la pompe manuelle.....	146
Figure 5.6	Photo du bâti.....	147
Figure 5.7	Fixation des capteurs sur le câble.....	148
Figure 5.8	Cellule électrochimique.....	149
Figure 5.9	Montage de l'essai 1.....	151
Figure 5.10	Montage de l'essai 2 et 3.....	152
Figure 5.11	Potentiel libre du câble.....	153
Figure 5.12	Variation du courant électrique lors de l'essai 1.....	154
Figure 5.13	Amplitudes des signaux EA émis lors de l'essai 1.....	154
Figure 5.14	Corrélation entre amplitudes des signaux et courant électrique de l'essai 1...	155
Figure 5.15	Corrélation entre nombre de coups des signaux et courant électrique de l'essai 1.....	156
Figure 5.16	Evolution de l'énergie au cours de l'essai 1.....	156
Figure 5.17	Graphe 3D : temps, durée, temps de montée (essai1).....	157
Figure 5.18	Caractéristiques des signaux enregistrés durant l'essai1.....	158
Figure 5.19	Forme d'onde des signaux et FFT correspondante.....	158
Figure 5.20	Evolution des amplitudes des signaux durant l'essai 2.....	159
Figure 5.21	Variation de l'énergie des salves durant le temps de l'essai 2.....	160
Figure 5.22	Variation du nombre de coup cumulé en fonction du temps de l'essai 2.....	161
Figure 5.23	Evolution des amplitudes des signaux durant le temps de l'essai 3.....	162
Figure 5.24	Localisation des signaux enregistrés durant l'essai 3.....	162
Figure 5.25	Photo des fils rompus.....	163
Figure 5.26	Séparation des signaux de l'essai 3.....	165
Figure 5.27	Représentation du principe de la classification des signaux.....	166
Figure 5.28	Exemple d'une fenêtre de Hamming.....	166

Figure 5.29	Les 3 classes obtenues par la classification.....	168
Figure 5.30	Ordre d'apparition des trois classes de signaux obtenus par la technique de séparation.....	169
Figure 5.31	L'énergie des trois classes en fonction du nombre de coups.....	170

Liste des Tableaux

Tableau 2.1	Concentration en surface (kg/m ³) pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.....	46
Tableau 2.2	Concentration en surface (kg/m ³) pour des ouvrages soumis à des embruns marins.....	46
Tableau 2.3	Concentration des chlorures à la surface en fonction de la distance.....	47
Tableau 2.4	Coefficient de diffusion des chlorures dans le béton pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.....	48
Tableau 2.5	Coefficient de diffusion pour des ouvrages soumis à des embruns.....	48
Tableau 2.6	Modèles probabiliste de la concentration critique en ions Cl ⁻	50
Tableau 2.7	Recommandations du ‘The probabilistic model code’ pour les aciers de précontrainte.....	52
Tableau 2.8	Modèles probabilistes des variables aléatoires relatives au problème étudié	63
Tableau 5.1	Composition chimique des câbles T15S.....	144
Tableau 5.2	Caractéristiques mécaniques des câbles T15S.....	144
Tableau 5.3	Caractéristiques du vérin hydraulique.....	146

Introduction générale

Introduction générale

La maîtrise de la dégradation des ouvrages d'art en béton pose un défi économique et technologique d'une grande importance. En effet, les opérations de contrôle des ouvrages d'art utilisent des moyens techniques souvent complexes et nécessitent une main d'œuvre hautement qualifiée pour analyser les différents rapports issus de ces opérations.

De telles opérations de contrôle sont coûteuses en terme de budget à l'état et donc à l'ensemble de la communauté, surtout lors du contrôle continu des ouvrages d'art. Néanmoins, la surveillance de ces ouvrages est une tâche indispensable à réaliser, afin de préserver la sécurité des usagers.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'estimation de la fiabilité des ouvrages d'art précontraints subissant l'agressivité du milieu extérieur, ce qui provoque la corrosion des câbles de précontraintes. Cette thèse vise à fournir aux gestionnaires d'ouvrages d'art un outil d'estimation de la période critique à partir de laquelle un contrôle rigoureux de l'ouvrage est indispensable pour garantir la stabilité structurale de l'ouvrage. Les dépenses liées à la surveillance seront donc mieux optimisées.

Dans ce travail de recherche, nous nous intéressons à la corrosion des câbles de précontrainte provoquée par les agents chlorures. Ces derniers s'introduisent dans le béton à travers les pores de celui-ci et migrent vers les câbles par diffusion. Une accumulation d'une quantité critique de ces agents provoque l'amorçage de la corrosion sur les câbles de précontrainte. Le temps nécessaire aux chlorures pour atteindre les armatures est appelé le temps d'initiation de la corrosion. Une multitude de paramètres gouvernent le processus d'amorçage et de propagation de la corrosion des câbles, chaque paramètre a été modélisé par plusieurs auteurs, un choix d'un modèle probabiliste applicable au cas Algérien a donc été effectué pour chacun de ces paramètres. Une telle démarche probabiliste permet de définir le scénario de dégradation des ouvrages d'art tels que les ponts, en tenant compte des incertitudes des différents paramètres intervenant dans les processus d'amorçage et de propagation de la corrosion des câbles de précontraintes.

Une modélisation numérique de la loi de comportement des câbles a été effectuée dans ce travail, le modèle développé prend en compte les conditions de contact et les propriétés mécaniques du câble. Le modèle développé a été supposé comme étant le modèle exact, ce qui nous a permis de valider un modèle analytique parmi le large éventail de modèles existants.

Le fonctionnement de l'ouvrage d'art système dépend de son état mécanique, il existe une interdépendance entre les rôles mécanique et fiabiliste des variables de conception, c'est le couplage mécano-fiabiliste, qui se déroule en cinq étapes principales :

1. Le comportement du câble comme étant un objet de la structure a été identifié.
2. les distributions probabilistes des variables de conception ont été élaborées.
3. Les scénarios de défaillance potentiels sont identifiés. Le bon fonctionnement du système est défini par des fonctions de performance (ou états limites) à respecter. La défaillance est atteinte si l'un de ces états limites est atteint.
4. Pour chacun des scénarios de défaillance, on a calculé le niveau de fiabilité.
5. Enfin, la dernière étape s'intéresse à l'évaluation de la probabilité de défaillance globale du système structural.

La dernière partie de notre thèse consiste au développement de la méthode d'émission acoustique comme étant une méthode de contrôle non destructif de la corrosion des câbles de précontrainte. La méthode de classification des signaux appelée les k plus proches voisins a été utilisée pour regrouper le grand flux de signaux enregistrés durant les opérations de contrôle de la corrosion des câbles pour identifier le phénomène responsable de l'émission de chaque groupe de signaux récolté.

Chapitre 1

Conception et pathologies des ouvrages d'art

Chapitre I

Conception et pathologies des ouvrages d'art

1.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de passer en revue les types d'ouvrages d'art existants notamment en Algérie, une attention particulière est portée aux structures précontraintes. Ensuite, nous nous intéressons aux différentes "pathologies" qui peuvent affecter les ouvrages d'art en béton, en exposant leurs symptômes. Enfin, les méthodes de monitoring des ouvrages d'art sont étudiées.

1.2. Généralités

1.2.1. Les différentes catégories d'ouvrages d'art existants

Les ouvrages d'art constituent une partie importante du patrimoine des infrastructures économiques du pays. Les ouvrages d'art rendent possible la liaison routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, viaducs, tunnels...), on peut citer également les structures de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs, digues).

Dans certains cas, les ouvrages d'art constituent un moyen de transition entre plusieurs modes de transport (quais, ouvrages portuaires et aéroportuaires).

La taille imposante de ces ouvrages rend la touche artistique du concepteur et du réalisateur du projet primordiale afin de préserver le côté esthétique des villes voir l'améliorer d'où l'appellation « ouvrage d'art ».

Les ouvrages d'art peuvent être classés en deux catégories : les ouvrages métalliques et les ouvrages en béton, ces derniers peuvent être à leurs tours divisés en deux catégories : les ouvrages en béton armé et les ouvrages en béton précontraint (Figure 1.1). La précontrainte est obtenue soit par pré-tension, soit par post-tension. Il n'est pas rare de trouver des ouvrages mixtes (béton+métal).

Le béton est un matériau bon marché, de plus, la flexibilité architecturale qu'il offre a fait que les concepteurs privilégient sa large utilisation dans la réalisation des ouvrages d'art (Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde). D'une autre part, le béton est doté d'une grande résistance à la compression (de l'ordre de 35 MPa), néanmoins, l'utilisation du béton est réduite aux structures de petite taille et de grande épaisseur afin de remédier à sa faible résistance à la traction (de l'ordre de 2.7 Mpa).

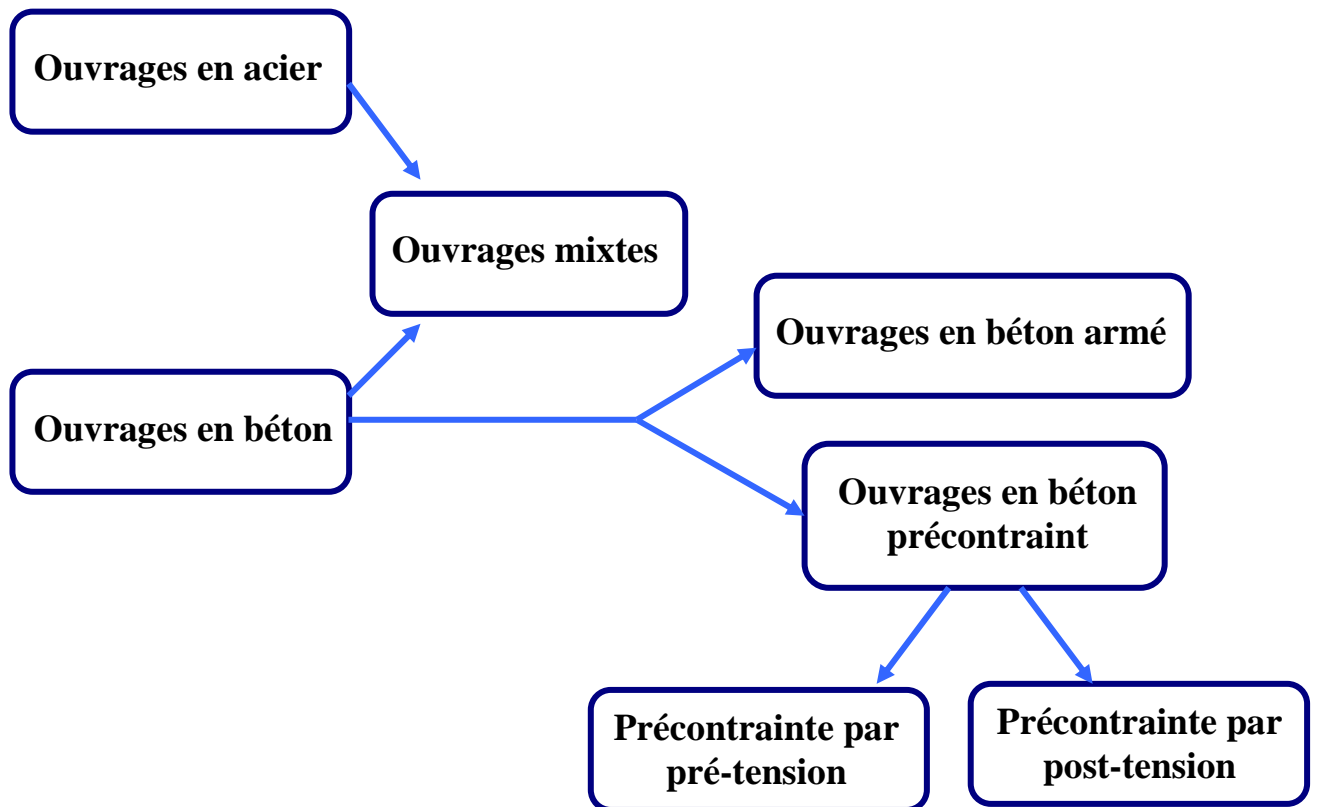


Figure 1.1 : Catégories d'ouvrages d'art.

Afin de lutter contre les propriétés mécaniques handicapantes du béton, François Hennebique a eu l'ingénieuse idée en 1886 d'utiliser des armatures en acier internes au béton (ferraillage) qui ont pour rôle la lutte contre les efforts de traction et de flexion.

L'utilisation du béton pour la construction d'ouvrages de grandes envergures est ainsi devenue possible. Néanmoins, cette catégorie d'ouvrages d'art (en béton armé) ne peut pas supporter tous types de charges appliquées. En effet, les armatures passives sont limitées en flexion. Lors du passage d'un chargement imposant, la poutre constituant l'ouvrage d'art subit une flexion au niveau de sa partie inférieure. Des fissures peuvent apparaître mettant la stabilité de la poutre et de l'ouvrage d'art en péril ainsi que la sécurité des usagés de l'ouvrage (Figure 1.2).

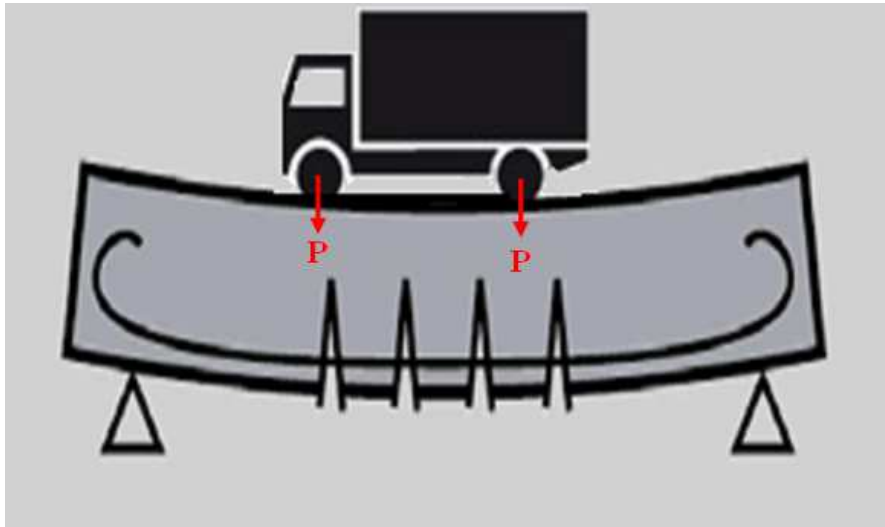


Figure 1.2 : Limites du béton armé.

En 1928, Eugène Freyssinet a utilisé les câbles pour introduire une force de compression dans les poutres en béton éliminant ainsi toutes forces de traction que peut subir la poutre, cette dernière ne subit que des forces de compression. Comme le béton est doté d'une grande résistance à la compression, l'ouvrage est plus sûr à l'usage et sa durée de vie est remarquablement rallongée. Cette catégorie de béton s'appelle "béton précontraint".

Le procédé de fabrication des poutres précontraintes reste complexe, il exige une technicité importante et engendre un coût élevé. Il est généralement privilégié lors de la construction des ouvrages d'art de grandes envergures.

Outre les ouvrages d'art en béton armé ou en béton précontraint, ils existent d'autres catégories d'ouvrages tels que les ponts suspendus et les ponts à haubans.

1.2.2. Procédés de fabrication des poutres précontraintes

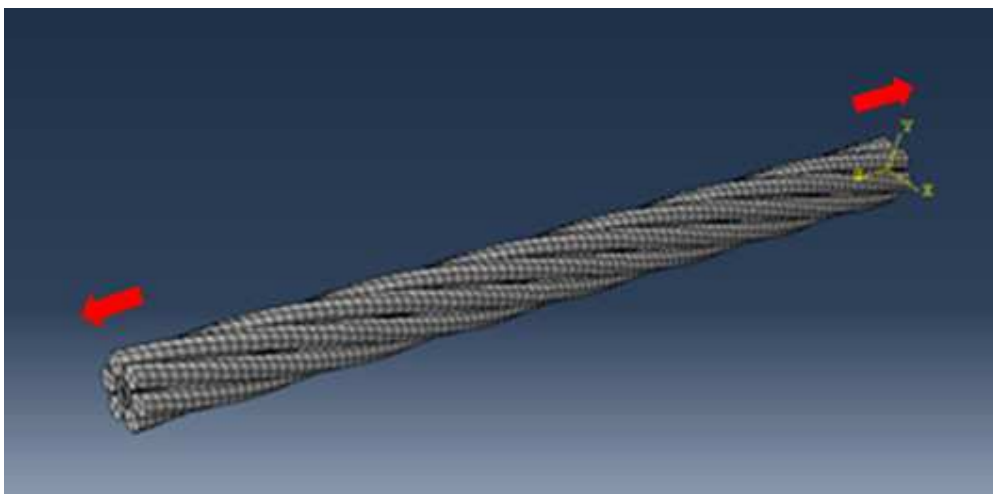
D'une manière générale la précontrainte d'une poutre consiste à appliquer une force à cette dernière en tendant les armatures dites actives (câbles). Le béton qui constitue la poutre se trouve ainsi en compression tandis que les câbles subissent une traction. Lorsque la poutre subit un chargement lié au trafic, la compression initialement imposée au béton lui permet d'annuler l'effet de la traction générée par le chargement.

Deux procédés de fabrication permettent la précontrainte des structures : la précontrainte par pré-tension et la précontrainte par post-tension.

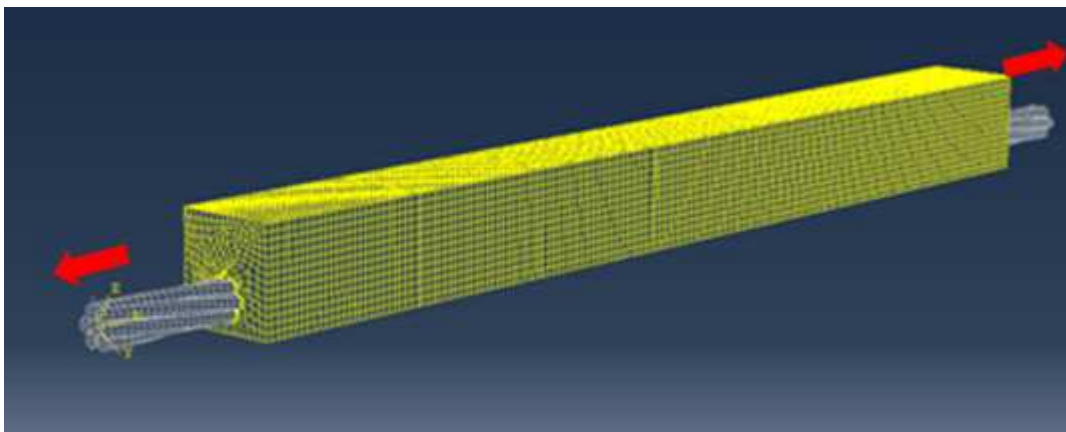
1.2.2.1. La précontrainte par pré-tension

La pré-tension est couramment utilisée pour la construction des ponts de petites et moyennes tailles, elle est également utilisée dans le bâtiment. Les armatures actives (câbles) sont initialement tendus (Figure 1.3a), puis le béton est coulé dans le coffrage. (Figure 1.3b). Une fois le béton durcit, les câbles sont relâchés.

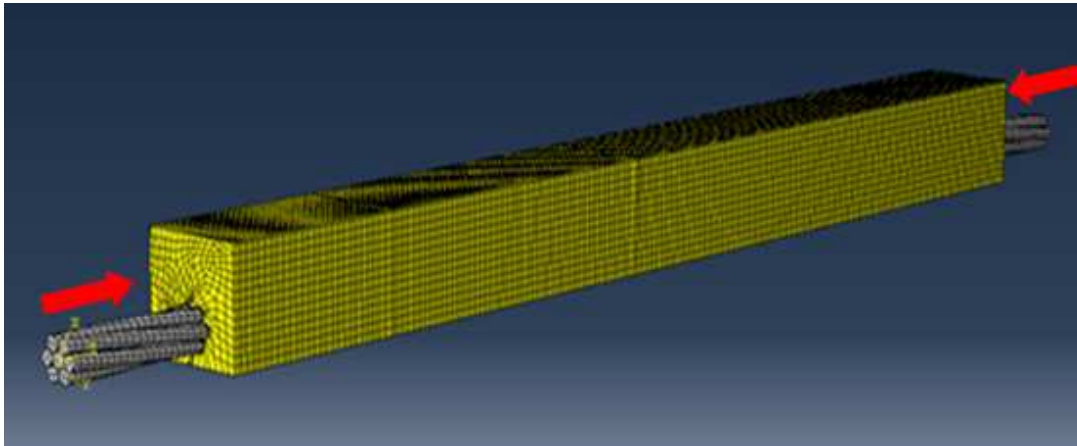
Les câbles tentent alors de revenir à l'état initial mais l'adhérence entre le câble et le béton empêche ce retour, ce qui crée une force de compression à l'intérieur du béton (Figure 1.3c). Les poutres précontraintes par pré-tension sont largement utilisées en Algérie notamment dans le projet autoroute est-ouest (Figure 1.4).



(a)



(b)



(c)

Figure 1.3 : Procédé de fabrication d'une poutre précontrainte par pré-tension.



Figure 1.4 : Fabrication des poutres précontrainte en série (chantier COJAAL El Taref).

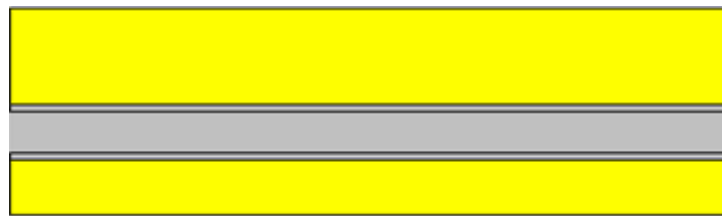
1.2.2.2. La précontrainte par post-tension

Contrairement à la précontrainte par pré-tension, lors de la fabrication des poutres précontraintes par post-tension, d'abord le béton est coulé autour de gaines qui ont pour rôle la protection de câbles contre les agressions de l'environnement (Figure 1.5a).

Une fois le béton durcit, les câbles sont introduits à l'intérieur des gaines (Figure 1.5b), ces câbles seront tendus à l'aide de vérins, en prenant appui sur des zones spécialement ferrillées munies de plaques d'ancrage. Un coulis de ciment ou de cire est injecté à l'intérieur

des gaines pour une meilleure protection des câbles. Enfin, La précontrainte est maintenue à l'aide d'ancrages (Figure 1.5c). Les câbles se trouvent ainsi dans un environnement protecteur contre les agents agressifs de type chlorures, l'acier est passivé grâce au PH basique qu'offre le coulis de ciment. Dans le cas de la précontrainte par post-tension le tracé des câbles de précontrainte à l'intérieur de la structure peut prendre des formes curvilignes, ceci afin d'assurer une meilleure résistance de l'ouvrage lui permettant de lutter contre les efforts appliqués tel que le trafic.

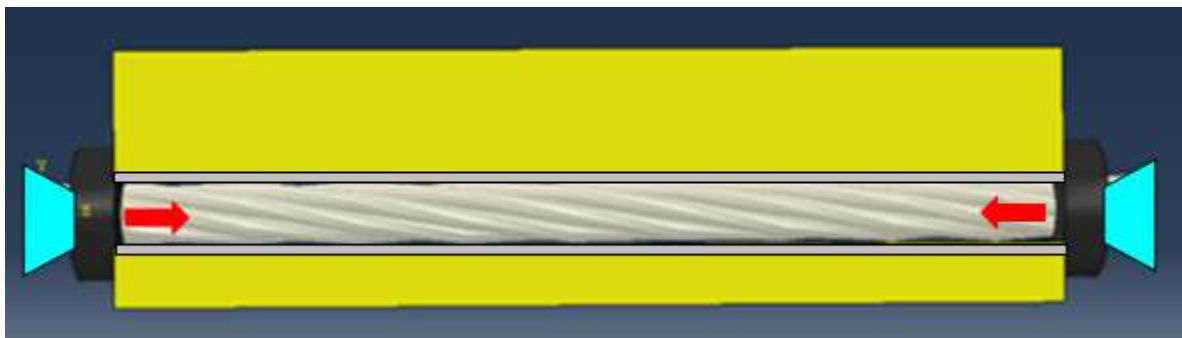
Le progrès technologique a fait qu'ils existent des ouvrages d'art où les gaines utilisées pour la précontrainte par post-tension se trouvent à l'extérieur de l'ouvrage ; c'est la précontrainte externe.



(a)



(b)



(c)

Figure 1.5 : Procédé de fabrication d'une poutre précontrainte par post-tension.

1.3. Dégradation des ouvrages d'art en béton précontraint

1.3.1. Symptômes des différents types de dégradations

Outre les erreurs de conception et les erreurs d'exécution, les ouvrages en béton précontraint, comme tous types d'ouvrages exposés à l'environnement, subissent son agressivité ; les matériaux constituant les ouvrages en béton précontraint se dégradent.

Comme précédemment décrit, les ponts en béton précontraint sont obtenus par deux principaux matériaux ; les aciers passifs et actifs (ferraillage et câbles) afin de lutter contre la traction et la flexion générées par le trafic, et le béton dans le but de supporter les forces de compression.

Chacun de ces deux matériaux subit une dégradation séparément de l'autre. Néanmoins, la dégradation d'un matériau a une influence directe sur "l'état de santé" de l'autre matériau [1].

Les dégradations que peuvent subir les ponts en béton précontraint peuvent subir trois types de dégradations ; mécaniques, physiques et chimiques.

1.3.1.1. Les dégradations mécaniques

Ce type de dégradations est généralement engendré par le grand écart de température entre le jour et la nuit, aux cycles de gel/dégel, aux chocs de type accidentels ou à la surcharge liée au trafic routier ou ferroviaire.

Ce type de dégradations engendre une fissuration de l'ouvrage d'art au niveau du béton. Ce type de dégradations n'a pas une influence directe sur la sécurité de l'ouvrage mais peut accélérer d'autres types de dégradations notamment la dégradation chimique.

1.3.1.2. Les dégradations physiques

Ce type de dégradations est causé par le phénomène de retrait du béton. En effet, au cours de sa durée de vie, le béton se rétracte à court et à long terme, causant une relaxation des aciers et une fissuration du béton ainsi qu'une altération physique de ce dernier.

1.3.1.3. Les dégradations chimiques

Les dégradations d'origine chimique des ouvrages d'art touchent le béton au même titre que les aciers.

Les dégradations chimiques touchant le béton provoquent essentiellement un gonflement de ce dernier puis une fissuration multidirectionnelle à maille (Figure 1.6). Ces dégradations sont causées par les réactions alcali-réactions et les réactions sulfatiques.

L'alcali-réaction est une réaction chimique qui se produit entre les minéraux qui constituent les granulats (gravier) et la solution interstitielle du béton doté d'un PH basique [2].

Cette réaction ne se produit généralement que dans les zones géographiques à forte humidité (dépassant les 80%).



Figure 1.6 : Endommagements par fissuration multidirectionnelle à mailles [2].

La réaction sulfatique est causée par la formation d'une substance nommée "Ettringite" (3CaO ; Al_2O_3 ; 3CaSO_4 ; $32\text{H}_2\text{O}$) [3]. La fabrication de cette substance est favorisée par la présence des sulfates dans l'eau de gâchage. L'accroissement de la taille de l'Ettringite crée des contraintes à l'intérieur du béton causant sa fissuration [4].

Bien que ces deux réactions provoquent des dégradations pouvant être spectaculaires dans certains cas, les dégâts causés par ces réactions rentrent dans le domaine de l'admissible. La corrosion des armatures à l'heure actuelle reste la dégradation la plus dangereuse et la plus préoccupante puisqu'elle a un lien direct avec la sécurité des ouvrages d'art.

La corrosion des armatures dans les ouvrages d'art en béton précontraint engendre une dégradation prématurée de ces ouvrages, elle est causée par l'agressivité de l'environnement

et reste la cause de dégradation la plus répandue malgré la bonne protection des armatures contre la corrosion.

La corrosion des armatures touche essentiellement les ouvrages exposés aux ions chlorures issus de l'environnement marin ou aux sels utilisés pour le déverglaçage des routes.

1.4. Corrosion des armatures induite par les chlorures

La protection des câbles de précontrainte commence dès la conception de l'ouvrage d'art en prévoyant des gaines de protection et l'injection de coulis de ciment dans le cas d'ouvrages précontraints par post-tension et par une dense couche de béton (enrobage) pour les ouvrages précontraints par pré-tension.

Malgré toutes ces mesures prises par les ingénieurs afin de préserver les renforts contre la corrosion, l'agressivité de l'environnement où les ouvrages d'art sont construits, fait que la majorité des ouvrages d'art n'échappent pas à cette corrosion engendrant des coûts de réparations très élevés, autrement la sécurité des usagés et la stabilité de l'ouvrage seront menacées.

D'ailleurs, 15% des ponts surveillés aux états unis sont considérés comme déficients, essentiellement pour des raisons de corrosion. Les pertes causées par la corrosion des armatures suite à l'utilisation des sels de déverglaçage sont estimées à 150 milliards de dollars en Amérique du nord [5].

Dans ce qui suit, on s'intéresse plus particulièrement à la corrosion des câbles de précontrainte induites par les chlorures. En effet, les chlorures génèrent une corrosion localisée des câbles, rajoutés au fait que les câbles soient tendus à des valeurs gigantesque, un accident dramatique peut se produire avant que la durée de vie prévue par les concepteurs ne soit atteinte.

Une modélisation physique de ce mécanisme est nécessaire afin de comprendre le rôle de chaque paramètre intervenant dans ce mécanisme.

1.5. Etude de la corrosion

La corrosion d'un métal est l'oxydation de cet élément à l'état d'ions métalliques : il s'agit d'une réaction d'oxydo-réduction. L'oxydation des aciers a lieu généralement dans des atmosphères humides et on l'appelle corrosion humide.

Lors de la fabrication des câbles de précontrainte, ces derniers sont stockés dans des hangars. Une fois sur chantier, les câbles sont stockés sous forme de rouleaux à l'air libre. Les câbles subissent donc une corrosion généralement uniforme.

D'une autre part, lors de la fabrication des poutres de précontrainte les câbles rentrent en contact direct avec l'eau de gâchage ce qui va accélérer d'avantage la corrosion des câbles. Néanmoins, le PH élevé de la solution interstitielle (de l'ordre de 12) permet la formation de produits de corrosion de type $\text{Fe}(\text{OH})_2$ et $\text{Fe}(\text{OH})_3$. Les câbles se trouvent ainsi en état de passivation (Figure 1.7).

Les produits de corrosion forment une fine couche communément appelée la rouille qui protège l'acier, la corrosion est stoppée au stade où elle se trouve.

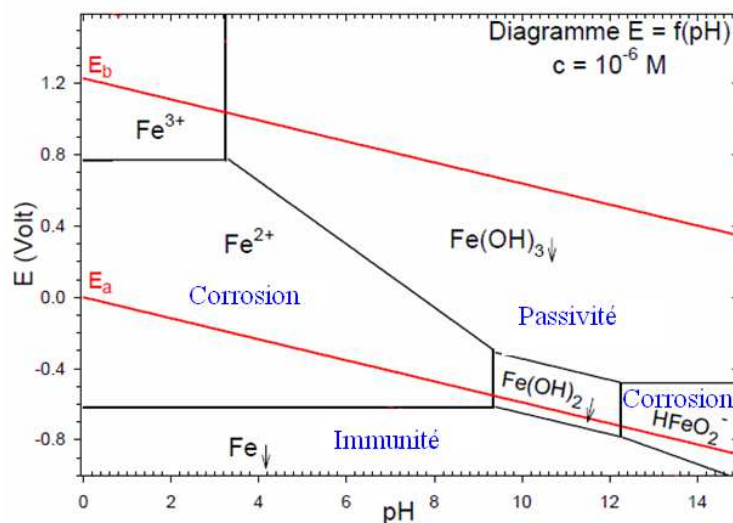


Figure 1.7 : Diagramme de Pourbaix du fer.

Une telle protection disparaît si la teneur en chlorure dépasse un certain seuil. Si la concentration des ions chlorures Cl^- issus de l'atmosphère marine ou l'utilisation des sels de déverglaçage atteint une valeur critique le PH interstitiel devient acide au voisinage du câble, la couche protectrice disparaît et la corrosion peut se propager.

La période nécessaire à la migration des ions chlorures pour atteindre les câbles s'appelle la phase d'initiation ou d'incubation. Durant cette phase les renforts ne sont pas touchés par la corrosion, il n'y a aucun signe de l'infection du béton par les chlorures (Figure 1.8).

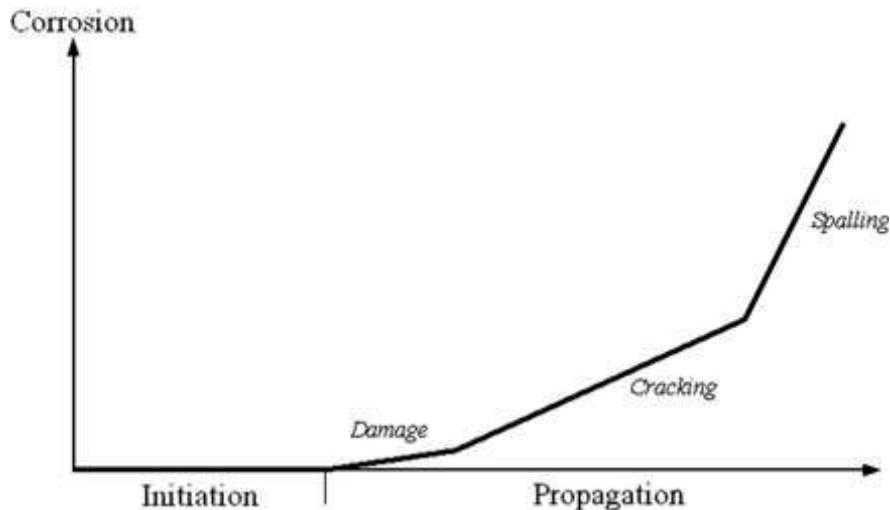


Figure 1.8: Les deux phases de la corrosion [6].

Une fois la concentration des ions Cl^- atteint un seuil critique, les câbles rentrent dans la phase de propagation de la corrosion.

Dans le but d'étudier les deux phases de la corrosion des câbles dans le béton (initiation et propagation), il serait intéressant de modéliser la pénétration des agents agressifs (Cl^-) dans le béton, le seuil critique de ces ions ainsi que la perte d'épaisseur due à la dissolution de l'acier.

L'étude des paramètres influençant les phases d'incubation et propagation de la corrosion ainsi que la forme de corrosion induite par les chlorures constitue une étape primordiale du calcul mécano-fiabiliste des câbles de précontrainte sujets à la corrosion dans un environnement marin.

1.5.1. Formes de la corrosion

La détermination de la forme de corrosion d'un métal s'effectue en analysant la zone de perte d'épaisseur générée par l'oxydation de ce métal (Figure 1.9).

Les méthodes d'inspection visuelle permettent de distinguer les matériaux subissant une corrosion uniforme [7], par piqûres [8], par crevice [9], la corrosion galvanique [10], la fatigue-corrosion [11]...etc.

Les méthodes d'inspection spéciales et microscopiques permettent la distinction d'autres types de corrosion telles que corrosion érosion, corrosion sous contrainte, corrosion fatigues etc...

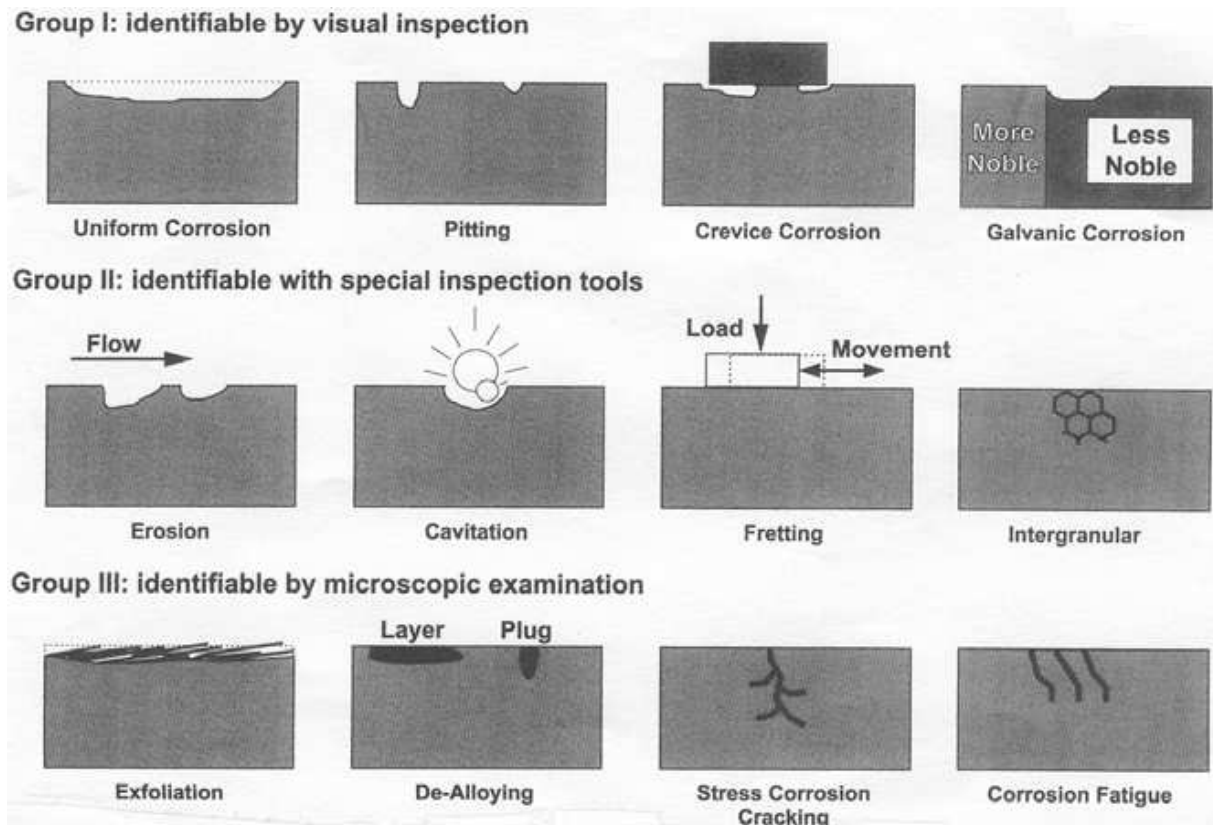


Figure 1.9 : Les principales formes de corrosion groupées par les méthodes de reconnaissance. [12]

En général les types de corrosion peuvent être classés dans trois groupes :

➤ **Corrosion uniforme**

La perte de l'épaisseur du métal résultante de la dissolution du métal est presque identique sur l'ensemble de la surface du métal. Ce type de corrosion se produit lorsque la zone de réaction anodique est loin de la zone de réaction cathodique à condition que le matériau corrodé soit homogène et qu'il ne présente pas une tendance significative de passivation.

➤ **Corrosion localisée**

La perte d'épaisseur se produit à des endroits précis et croît progressivement. Le type de corrosion localisée le plus connu est la corrosion par piqûres. Elle touche principalement les métaux passivables, elle est favorisée par la présence des chlorures.

➤ **Corrosion sous contrainte**

Ce type de corrosion touche principalement les métaux sujets à un environnement agressif et à un chargement simultanément. Il est particulièrement dangereux puisque des fissures sont susceptibles d'apparaître et la rupture se fait brutale. Si le chargement que subit le métal corrodé est cyclique, on peut parler de fatigue corrosion.

1.5.2. Mécanismes de corrosion des câbles dans le béton

La corrosion métallique est un phénomène qui existe depuis que les hommes ont réussi à obtenir des métaux qui ne se trouvaient pas à l'état pur dans la nature. La corrosion est le phénomène électrochimique suivant lequel les métaux subissent de la part de leur environnement, quel qu'il soit, une réaction destructive dont la conséquence est de les faire retourner vers leur forme d'origine, de minerais [13].

Une éventuelle oxydation des câbles par exposition à l'air libre durant la période entre la fabrication et l'utilisation des câbles permet la formation d'une fine couche de produits de corrosion (rouille). Cette oxydation est totalement arrêtée grâce au PH élevé qu'offre la solution interstitielle à proximité des câbles.

Cette solution est saturée d'hydroxyde de calcium ($Ca(OH)_2$) produit par l'hydratation du ciment [14]. La couche de rouille réagit avec la solution interstitielle formant la ferrite de calcium hydraté ($4CaO FeO_3 13H_2O$) responsable de la passivation de la surface du câble de part son étanchéité.

Cette passivation peut être brisée si elle est attaquée par les ions chlorures. Les ouvrages d'art situés dans un environnement marin ou subissant un traitement de déverglaçage sont particulièrement exposés à cette menace. En effet, les ions chlorures peuvent pénétrer dans le béton à travers l'enrobage suivant des processus complexes qu'on va détailler plus loin.

A proximité des câbles, les ions chlorures modifient le PH de la solution interstitielle, le PH de cette solution tombe à 8 si la concentration critique des ions chlorures est atteinte. Les câbles sont donc dépassivés, des réactions simultanées anodiques et cathodiques se produisent (Figure 1.10). La corrosion se produit dans la partie du câble chargée négativement (anode) ; le fer perd des électrons et forme des ions ferreux (équation 1.1).

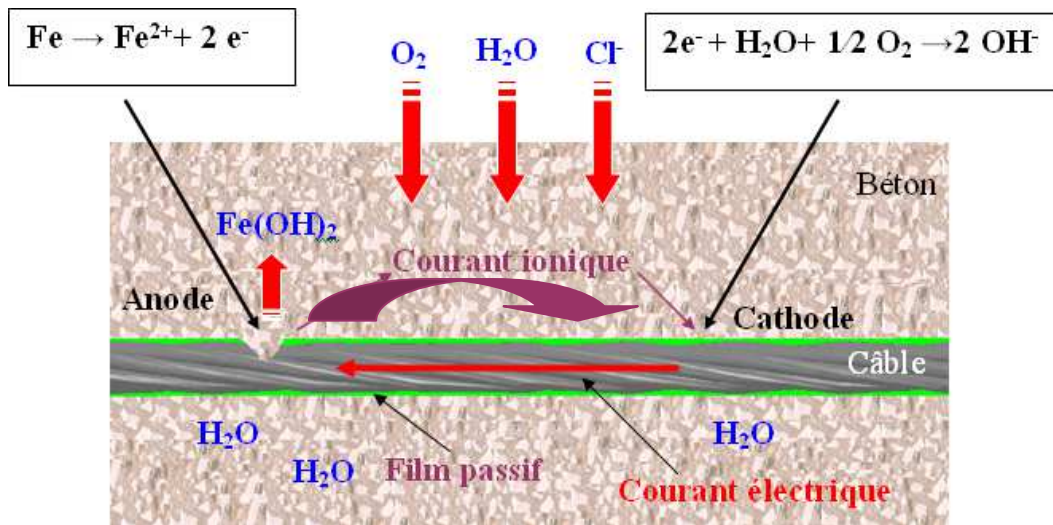
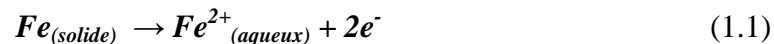


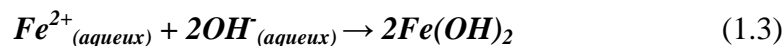
Figure 1.10 : Principe de la corrosion des câbles dans les poutres précontraintes par pré-tension.

Ces électrons sont utilisés en présence de l'oxygène par la réaction de réduction dans la zone dite cathode (équation 1.2) , pas de perte d'épaisseur ne se produit dans cette zone.

Les réactions d'oxydation du fer et de réduction se produisent simultanément et un courant électrique est établi entre l'anode et la cathode :



Dans la plupart des cas, les ions ferreux ($Fe^{2+}_{(aqueux)}$) issus de la réaction d'oxydation se combinent avec les ions hydroxydes ($OH^{-}_{(aqueux)}$) issus de la réaction de réduction (équation 3)



L'hydroxyde $Fe(OH)_2$ continue à s'oxyder et forme de la rouille anhydre (Fe_2O_3) ou de la rouille hydratée ($Fe(OH)_3$) [15].

La présence de chlorures au voisinage des câbles à teneur égale ou supérieur à une teneur critique dépassive la surface des câbles à des endroits sélectifs (les zones dépassivées sont des nouvelles anodes), alors que les zones qui sont restées intactes jouent un rôle de cathodes (équation 1.4 et 1.5).



En présence d'oxygène :



Comme on a pu le constater, les ions chlorures ne rentrent pas directement dans les réactions d'oxydoréductions, mais jouent un rôle déclencheur de la corrosion en faisant baisser le PH de la solution interstitielle.

L'introduction des chlorures dans le béton se fait d'une manière progressive jusqu'à l'atteinte des câbles et la dépassivation de la couche d'oxyde qui le protège (Figure 1.11).

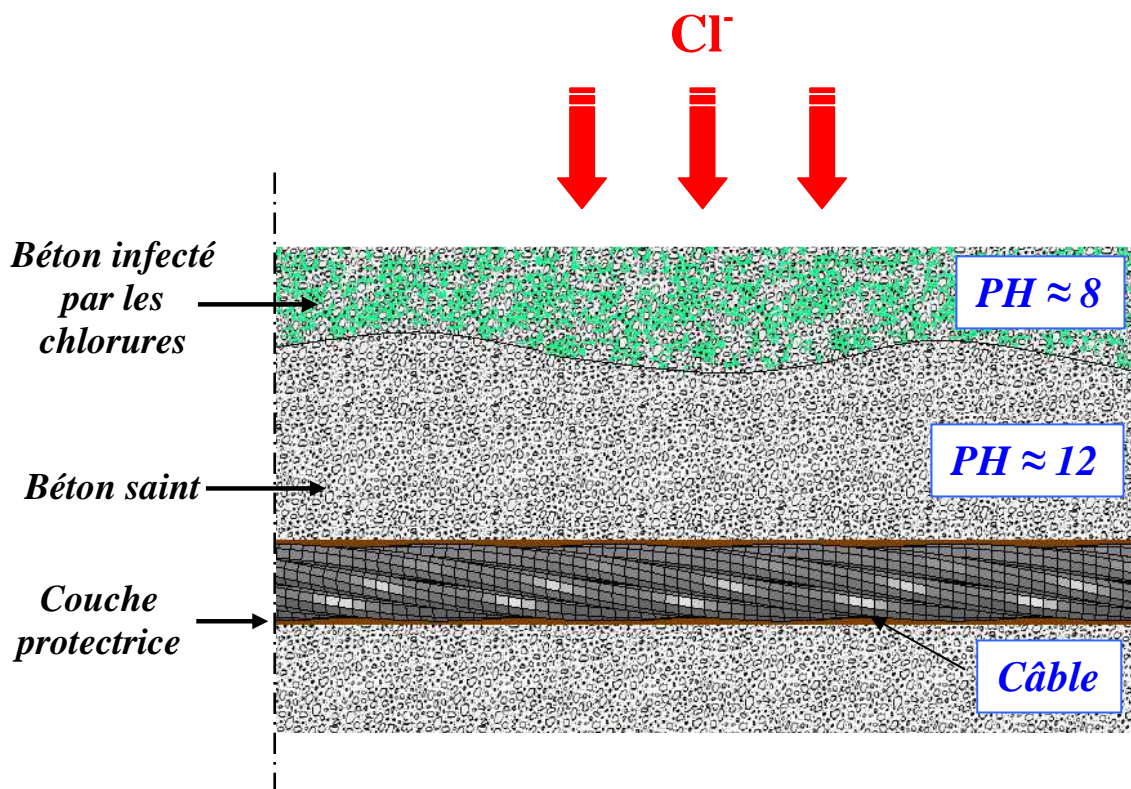


Figure 1.11 : La progression de l'infection du béton par les chlorures.

1.5.3. Facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ponts

La corrosion des câbles dans les poutres de précontrainte est un processus très complexe à décrire, d'une part, les câbles ne se trouvent pas à l'air libre et se trouvent dans un environnement protecteur à PH élevé passivant ces câbles.

D'une autre part, l'absence d'études antécédentes ayant pris pour objet la corrosion des câbles dans le béton.

Pour étudier les facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ouvrages d'art on s'est inspirés des études menées sur la corrosion des armatures passives (ferraillages) dans le béton armé [15] notamment dans la phase d'initiation de la corrosion.

En effet, le béton est un matériau commun entre le béton précontraint et le béton armé. Bien qu'il soit comprimé dans le cas des poutres précontraintes, il permet quand même le passage des agents agressifs tels que les chlorures à travers ces pores. Les temps pris par ces agents agressifs à atteindre les armatures est le même pour les poutres en béton armé et les poutres en béton précontraint.

Les principaux facteurs influençant la corrosion des câbles dans les ponts sont :

*** *Humidité relative***

La corrosion des câbles dans le béton se présente par l'altération chimique de ces câbles par l'environnement. Cette altération est groupée sous le terme de corrosion aqueuse. Un électrolyte (solution) est nécessaire pour que cette corrosion ait lieu.

Après la fabrication des poutres précontraintes, le béton sèche, mais une quantité d'eau de gâchage reste coincée à proximité des câbles. Cette solution n'est pas néfaste en soit puisque son PH est de l'ordre de 12.

La présence d'agents agressifs tels que les chlorures peut enclencher le processus de corrosion. En effet, La pénétration de ces agents est généralement favorisée par l'humidité relative. Cette dernière permet de transporter ces agents à travers les interstices jusqu'aux câbles et saturer le béton davantage de liquide accélérant ainsi la corrosion.

*** *Enrobage de béton***

Le rôle du béton dans les ouvrages d'art est la lutte contre les efforts de compression. La couche de béton enrobant les câbles constitue une barrière contre les agents agressifs et offre un PH basique protégeant les câbles. Un enrobage épais retarde en principe l'amorçage de la corrosion au niveau des câbles.

*** *Concentration des chlorures***

Une concentration en chlorures atteignant une valeur critique entraîne une rupture de la couche protectrice entourant l'acier [16]. Les sources des chlorures sont différentes ; elles

peuvent être présentes lors de la fabrication des poutres précontraintes dans l'eau de gâchage comme elles peuvent migrer vers les câbles si l'ouvrage d'art se trouve à proximité d'un environnement marin.

*** Oxygène**

L'oxygène joue un rôle accélérateur de la réaction de réduction de l'eau. Par ce fait, la concentration des ions OH^- augmente la dissolution du métal est facilitée. Une atmosphère riche en oxygène favoriserait donc la corrosion des câbles.

1.6. Scénario de défaillance des câbles dans le béton

Dans ce qui suit, on s'intéresse particulièrement au mode de dégradation des câbles dans le béton exposé à un environnement infecté par les ions chlorures Cl^- . Cette dégradation est la cause majeure de dégradation des ouvrages d'art dans le monde [17].

Il est évident que la corrosion des câbles dans le béton suit deux étapes [18]; une phase d'initiation de la corrosion et une phase de propagation de cette corrosion.

1.7. Modèles existants de la phase d'initiation de la corrosion (incubation)

Tous les modèles existants dans la littérature ne traitent que la corrosion des ferraillages dans le béton armé. A notre connaissance, aucune étude n'a été menée sur l'amorçage de la corrosion dans le béton précontraint.

Nous avons décidés de nous inspirer des études établies sur les poutres en béton armé en particulier dans sa phase d'initiation, puisque le matériau reste dans les deux cas le même (le béton).

Les ouvrages d'art dans les villes côtières sont particulièrement exposés aux ions chlorures issues du brouillard salin provenant de la mer. Le reste des ouvrages n'est pas exclu de cette menace puisque la pluie peut être porteuse de ces ions essentiellement à proximité des zones industrielles. L'utilisation des sels de déverglaçage engendre également une dégradation des ouvrages d'art par la corrosion des armatures

Les ions Cl^- infectent le béton faisant baisser son pH de 12 à 8. Une accumulation d'une quantité critique de ces ions autour des câbles endommage la couche protectrice naturellement formée autour des câbles. Cette dernière disparaît et la corrosion se propage dans les câbles (Figure 1.12).

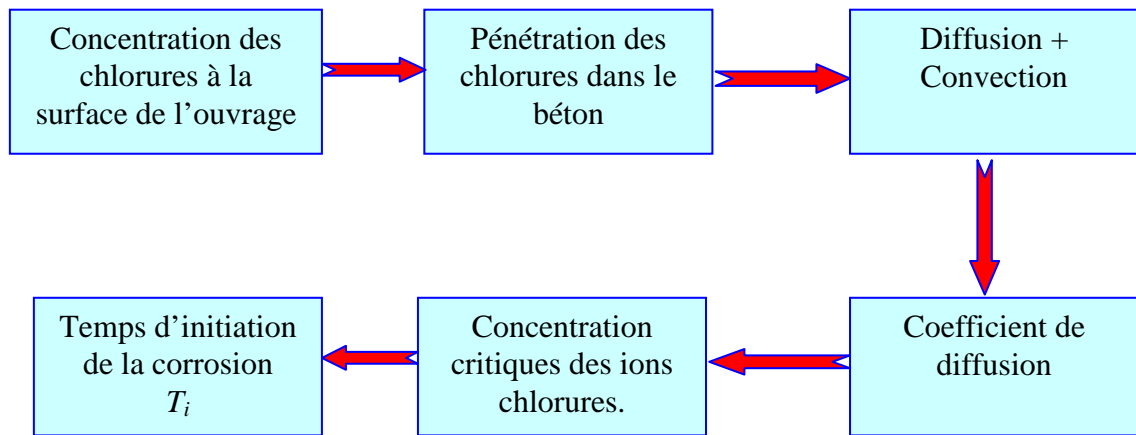


Figure 1.12 : étapes d'initiation de la corrosion des câbles dans le béton.

La connaissance du mode de transport de ces ions et de la concentration critique à laquelle la couche protectrice se rompt est primordiale, ces paramètres permettent la prédiction avec certitude du temps que vont prendre ces ions à arriver au voisinage des câbles ainsi que le temps d'initiation de la corrosion.

Bien évidemment ce temps est fonction des facteurs climatiques telles que la température, l'humidité et de la géométrie des ouvrages (enrobage) et des caractéristiques du béton.

1.7.1. Modèles de pénétration des ions de chlorures dans le béton

Tous les ouvrages d'art présentent une concentration de chlorures à leurs surfaces externes. Une quantité de ces ions pénètrent dans le béton à travers les pores de ce dernier. Une partie d'auteurs décrivent le mode de transport de ces ions par un processus de diffusion et de convection, une autre partie d'auteurs affirment qu'on peut supposer que la diffusion est suffisante à décrire le mouvement de ces ions à travers le béton. La résolution de la deuxième loi de Fick est donc capable de décrire le mode de transport de ces ions.

1.7.1.1. Modèles de Val : (convection + diffusion)

En 2008, VAL et al. [19] ont présenté un modèle décrivant le mécanisme de pénétration des ions chlorures dans le béton.

Le béton est supposé sec à la surface externe et humide au voisinage des armatures. Cette supposition est réaliste puisqu'une partie d'eau de gâchage reste coincée autour des armatures tandis qu'à la surface de l'ouvrage cette eau sèche en s'évaporant [19] :

$$\frac{\partial C_{tc}}{\partial t} = D_c w_e \left[\frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right] + D_h w_e \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] \quad (1.6)$$

La variation de la concentration totale des ions chlorures C_{tc} (kg/m^3) est gérée par la diffusion et la convection.

D_c : étant le coefficient de diffusion, w_e est la teneur en eau.

C_{fc} : est la teneur en ions chlorures libres et h est l'humidité relative dans le béton.

Une partie des ions chlorures réagit avec le calcium de la solution interstitielle du béton, ces ions sont appelés des ions liés. La concentration totale des ions chlorures est donc calculée à partir de l'équation :

$$C_{tc} = C_{bc} + w_e C_{fc} \quad (1.7)$$

C_{bc} : est la teneur des ions chlorures liés (kg/m^3).

L'équation (6) devient :

$$\frac{\partial C_{tc}}{\partial t} = D_c^* \left[\frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial y^2} \right] + D_h^* \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(C_{fc} \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right] \quad (1.8)$$

$$D_c^* = \frac{D_c}{1 + \frac{1}{w_e} \left(\frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \right)}$$

est le coefficient de diffusion apparent des chlorures.

$$D_h^* = \frac{D_h}{1 + \frac{1}{w_e} \left(\frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \right)}$$

est le coefficient de diffusion apparent de l'humidité.

Les coefficients de diffusions des chlorures et de l'humidité peuvent être obtenus des études expérimentales.

1.7.1.2. Modèles de Vu et al. : (Diffusion) [20]

Dans ce modèle, le béton est supposé saturé d'eau, le transport des ions chlorures dans le béton est gouverné par un processus de diffusion pure.

La concentration des ions Cl^- est calculée en résolvant la deuxième loi de Fick :

$$\frac{dC}{dt} = D_c \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (1.9)$$

La solution de cette équation est : [20]

$$C(x,t) = C_s + (C_0 - C_s) \cdot \text{erf} \left(\frac{x}{2 \cdot \sqrt{D_c t}} \right) \quad (1.10)$$

$C(x,t)$: est la concentration des ions Cl^- à l'instant t et à une distance x de la surface de l'ouvrage.

C_s : est la concentration des ions chlorures à la surface de l'ouvrage.

C_0 : est la concentration initiale des chlorures dans le béton (cette concentration peut être élevée si l'eau de mer a été utilisée pour le gâchage du béton).

D_c : est le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton.

La concentration initiale des ions chlorures C_0 est prise égale à zéro dans notre cas. La concentration à la surface des ions chlorures est effectuée à l'aide de dispositifs expérimentaux.

La détermination du profil des chlorures dans l'enrobage se base donc fortement sur le calcul du coefficient de diffusion des Cl^- .

Ce modèle a été retenu pour notre étude. Ce choix est justifié par le fait que les ouvrages d'art menacés par les chlorures sont situés près de la côte, et sont donc partiellement saturés d'eau.

Un choix judicieux d'un modèle de diffusion des chlorures permet un calcul précis du profil des ions chlorures dans le béton. Les valeurs de la concentration des Cl^- à la surface des ouvrages et au voisinage des armatures sont également des paramètres essentiels au calcul précis de la durée de vie prévisible de ces ouvrages.

1.7.2. Concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages.

Comme il a été mentionné précédemment, les chlorures proviennent de l'environnement marin, de l'usage des sels de déverglaçage ou de la pluie. Tout ouvrage présente une quantité de chlorures à sa surface.

Néanmoins, la concentration de ces chlorures n'est pas constante puisque une partie de ces chlorure diffuse dans le béton et une autre quantité se dépose à nouveau sur la surface (suite au déverglaçage ou à une saison pluvieuse).

1.7.3. Le coefficient de diffusion des chlorures

Plusieurs modèles du coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton existent dans la littérature. En effet, ce coefficient dépend de plusieurs facteurs tels que la température, l'humidité et les caractéristiques du béton. Chaque modèle prend en compte un certain nombre de facteurs qui influent sur ce coefficient. Nous pouvons présenter quelques-uns :

1.7.3.1. Modèle de Saetta [21]

Ce modèle suppose que le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton D_c (m^2/s), dépend de l'humidité relative HR .

Le coefficient de diffusion est donc une fonction de ce paramètre :

$$D_c = \frac{D_{100\%}}{1 + \left(\frac{1 - HR}{1 - HR_c} \right)^4} \quad (1.11)$$

Avec :

$D_{100\%}$: est le facteur de diffusion des ions chlorures à 100% d'humidité relative.

HR_c : est l'humidité relative critique pour laquelle $D_c = \frac{1}{2} D_{100\%}$.

1.7.3.2. Modèle de Samson [22]

Ce modèle prend en compte l'effet de la température sur la diffusion des ions Cl^- dans les matériaux poreux. En effet, la diffusion s'effectue indépendamment des caractéristiques du matériau et de l'humidité :

$$D_c = D_{c,ref} \cdot \exp \left[0,028 \cdot (T - T_{ref}) \right] \quad (1.12)$$

Avec :

$D_{c,ref}$: coefficient de diffusion à la température de référence.

T_{ref} : température de référence = 23°C.

T : température.

1.7.3. Modèle de Matsumura [23]

Matsumura et al. Affirment également que le coefficient de diffusion des ions chlorures dans le béton est fonction de la température de l'environnement. Cependant, cette température prend des valeurs très élevées pour des applications industrielles. Une énergie d'activation de la diffusion U_c est nécessaire

$$D_c = A_f \cdot \exp\left(\frac{-U_c}{R.T}\right) \quad (1.13)$$

Avec :

R : constante des gaz parfait.

T : température (kelvin).

1.7.3.4. Modèle de Hobbs [24]

Ce modèle prend en compte les caractéristiques du béton (rapport eau ciment E/C). Il a été développé spécialement dans le but de modéliser le coefficient de diffusion dans le béton exposé à un environnement salin.

$$D_c = 0,04 \cdot (1166^{E/C}) \cdot 10^{-12} \quad (1.14)$$

Ce modèle a été retenu pour notre étude car à notre sens, le rapport eau/ciment est à son tour fonction de la température et humidité. Ce modèle est donc un modèle plus global.

1.7.4. Concentration critique des ions chlorures

La concentration critique des ions chlorures C_{cr} est la concentration au voisinage des armatures à laquelle la corrosion s'amorce. La couche protectrice se détériore partiellement mettant le métal en contact direct avec le milieu corrosif.

Théoriquement cette concentration critique est atteinte lorsque le rapport entre la concentration des Cl^- et la concentration des ions OH^- est égal à 0,6 [25].

La mesure de la concentration des ions chlorures est difficile à effectuer surtout au voisinage des armatures. Pour cela, nous nous contenterons des données expérimentales existantes dans la littérature.

1.7.5. Temps d'initiation de la corrosion

C'est le temps nécessaire aux ions Cl^- pour traverser l'enrobage et arriver aux armatures. La concentration des Cl^- au voisinage des armatures étant égale à C_{cr} , le temps

d'initiation à la corrosion est obtenu en résolvant l'équation (1.10) en supposant le coefficient de diffusion constant dans le temps.

$$T_{ini} = \frac{e^2}{4.D_c} \left[erf^{-1} \left(1 - \frac{C_{cr}}{C_s} \right) \right]^2 \quad (1.15)$$

1.8. Propagation de la corrosion (croissance des piqûres)

La propagation de la corrosion suit l'étape d'incubation. La couche de rouille protégeant la surface des câbles devient perméable à certain endroits aux ions chlorures. Les zones où la couche de passivité s'est rompue jouent un rôle d'anodes ; l'acier du câble se dissout, une libération d'ions ferreux et d'électrons se produit. Les câbles perdent de leurs épaisseurs à ces endroits.

Cette corrosion est bien connue sous le nom de corrosion par piqûres. Les ions ferreux libérés des zones anodiques se disposent sur les régions où la couche protectrice est intacte, c'est les zones cathodiques [26]. L'accumulation des produits de corrosion au niveau des zones cathodique crée une des contraintes de compression à l'interface câbles béton. Rajoutées aux contraintes de compression initialement imposées au béton, la résistance à la compression du béton peut facilement être dépassée. Des fissurations du béton se produit à ces endroits.

La corrosion des câbles dans les poutres précontrainte par pré-tension induit donc deux types de dommages :

*** Dommages des câbles**

Une perte d'épaisseur des armatures plus au moins rapide selon l'agressivité du milieu. La perte d'épaisseur ne se produit pas de manière homogène sur la surface de l'acier mais de façon très localisée (sous forme de piqûres). Ce type de dommage est particulièrement menaçant vis-à-vis la stabilité de l'ouvrage notamment si l'état limite ultime est dépassé.

*** Dommages du béton**

Bien qu'elle ne touche que les armatures passives et actives, la corrosion de ces organes a une influence directe sur la "bonne santé" du béton. L'accumulation des produits de corrosion au voisinage des armatures provoque un éclatement du béton d'enrobage.

Ce type de dégradation peut mener l'ouvrage d'art à son état limite de service, mais en aucun cas ce type de dommage ne peut entraîner l'effondrement des ouvrages.

Dans le cadre de cette étude on ne tiendra compte que des dégradations des câbles de précontrainte par corrosion induite par les chlorures pour les raisons suivantes :

- On aspire à ce que cette étude soit bénéfique à notre pays. En effet l'Algérie dispose de 1400 Km de côte.
- L'Algérie connaît un grand essor en matière de construction d'ouvrages d'art ces dernières années.
- Les sels de déverglaçage sont largement déversés dans les routes algériennes, en particulier dans la zone des hauts plateaux. Cette région est connue pour son hiver rigoureux avec de fortes précipitations de neige.
- La corrosion par piqûres constitue un réel danger menaçant la stabilité des ouvrages d'art et la sécurité des usagers en comparaison aux menaces causées par la fissuration du béton.

Dans le but d'évaluer le degré de menace causé par la piqûration des armatures, il est indispensable de mesurer la profondeur exacte des piqûres. Hors, cette profondeur est très difficile à effectuer voire impossible de part la taille des piqûres qui peut varier de quelques microns à quelques millimètres. Toutes les piqûres n'ont pas la même taille et ne sont pas disposées uniformément sur les armatures.

Des modèles existent dans la littérature permettant de calculer avec précision la profondeur des piqûres dans les armatures du béton.

1.8.1. Modèle de Val et al. [27]

Val et al. (1997) Ont proposé un modèle qui permet le calcul de la profondeur maximale des piqûres présentes sur les armatures du béton en fonction du temps :

$$P(t) = 0,0116.i_{corr}.F_P.t \quad (1.16)$$

$P(t)$: profondeur maximale de la piqûre.

i_{corr} : densité du courant de corrosion.

F_p : est le facteur de corrosion par piqûres

F_p est définie par :

$$F_p = \frac{P_{max}}{P_{moy}} \quad (1.17)$$

Avec :

P_{max} : est la profondeur maximale de la piqûre.

P_{moy} : profondeur de corrosion uniforme.

Le facteur de corrosion par piqûres peut prendre différentes valeurs selon le degré d'exposition de l'ouvrage à l'environnement agressif.

Dans certains cas la densité du courant de corrosion n'est pas constante ; l'équation (1.16) devient :

$$P(t) = \int 0,0116 j_{corr} \cdot F_p \cdot dt \quad (1.18)$$

1.8.2. Modèle de Darmawan et Stewart. [17]

Afin d'obtenir des données expérimentales durant la corrosion par piqûres des câbles de précontrainte, Darmawan et Stewart ont réalisé le montage illustré par la Figure 1.13 ; quatre poutres en béton enrobant 36 câbles de précontrainte ont été mises en contact avec une solution contaminée par les chlorures.

Un courant électrique de densité 150–420 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ a été imposé aux câbles afin d'accélérer le processus de corrosion. La mesure des profondeurs des piqûres s'est effectuée à l'aide d'un micromètre très précis.

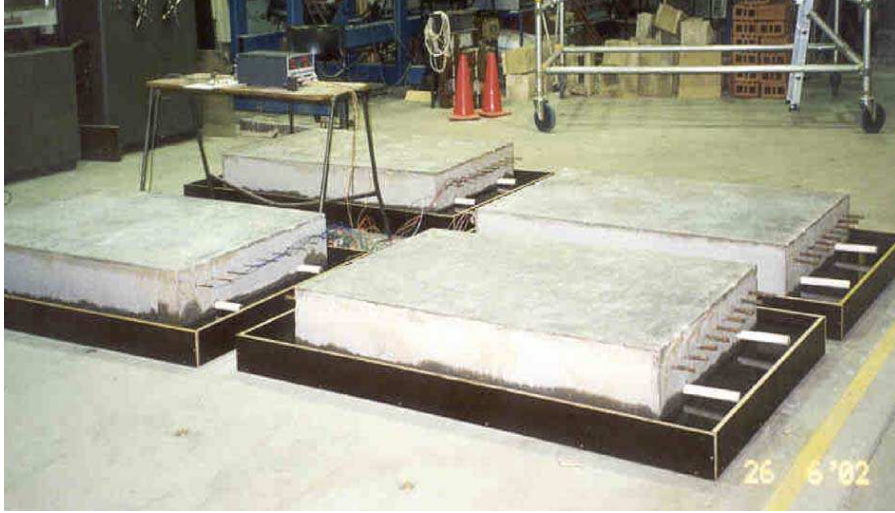


Figure 1.13 : Montage de l'essai de Darmawan et Stewart.

Il s'est avéré que la loi de Gumbel est la meilleure loi permettant la représentation de la distribution de la profondeur maximale des piqûres.

La distribution de la piqûre maximale a (mm) à tout moment T (an) avec un taux de corrosion $i_{corr}(I)$ en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ au début de la propagation de la corrosion et L (mm) longueur du câble est :

$$f_a(T, i_{corr}, L) = \frac{\alpha}{\lambda^{0,54}} e^{-\alpha \left(\frac{a}{\lambda^{0,54}} - \mu \right)} e^{-e^{-\alpha \left(\frac{a}{\lambda^{0,54}} - \mu \right)}} \quad \text{pour } T > T_i \quad (1.19)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{\left[D_0^2 - \left(D_0 - 0,0232 \cdot i_{corr}(1) \left\{ 1 + \frac{k}{\theta+1} \left[(T - T_i)^{\theta+1} - 1 \right] \right\} \right)^2 \right]}{\left[D_0^2 - \left(D_0 - 0,0232 \cdot i_{corr}(1) \left\{ 1 + \frac{k}{\theta+1} \left[T_0^{\theta+1} - 1 \right] \right\} \right)^2 \right]} \quad (1.20)$$

$$T_0 = \exp \left[\frac{1}{(\theta+1)} \ln \left(\frac{(\theta+1)(i_{corr-\text{exp}} T_{0-\text{exp}}) + (k - \theta - 1)(i_{corr}(1))}{k \cdot i_{corr}(1)} \right) \right] \quad (1.21)$$

$$\mu = \mu_{0-\text{exp}} + \frac{1}{\alpha_{0-\text{exp}}} \ln \left(\frac{L}{L_{0-\text{exp}}} \right) \quad \alpha = \alpha_{0-\text{exp}} \quad (1.22)$$

$$i_{corr}(T - T_i) = i_{corr}(1) \times k (T - T_i)^\theta \quad T - T_i \geq 1 \text{ an} \quad (1.23)$$

T_i : est le temps d'initiation de la corrosion

μ_{0-exp} et α_{0-exp} sont les paramètres de la distribution de Gumbel obtenus de l'analyse statistique des profondeurs des piqûres obtenues durant l'essai de corrosion accélérée.

Loi distribution de Gumbel a été découverte par Emile Julius Gumbel, cette loi est une bonne approximation de la loi du maximum d'un échantillon de variables aléatoires indépendantes. L'utilisation de cette loi dans le but de décrire la distribution de la profondeur maximale est un choix judicieux.

Pour ces raisons le modèle de Darmawan et Stewart a été retenu pour notre étude.

1.8.3. Calcul des surfaces corrodées

Le modèle développé par Val et al. [27] permet le calcul de la surface consommée par la corrosion par piqûres dans le temps $A_p(t)$.

Une coupe transversale est réalisée sur une armature corrodée de diamètre initial (D_0) (Figure 1.14).

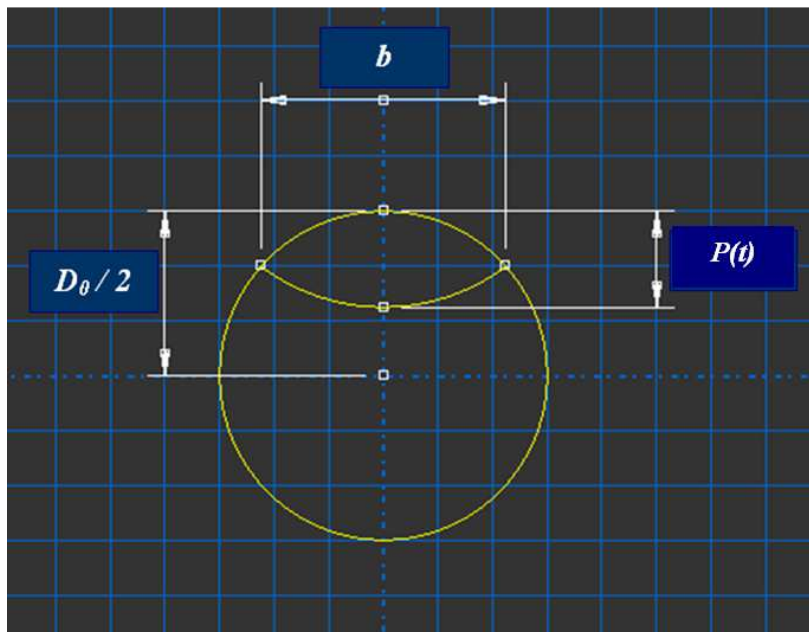


Figure 1.14 : Configuration de la piqûre.

La surface perdue par la corrosion dans le temps peut être écrite sous la forme :

$$A_p(t) = \begin{cases} A_1 + A_2 & \text{si } p(t) \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ \pi \frac{D_0^2}{4} - A_1 + A_2 & \text{sinon } \frac{D_0}{\sqrt{2}} < p(t) \leq D_0 \\ \pi \frac{D_0^2}{4} & \text{sinon } p(t) \geq D_0 \end{cases} \quad (1.24)$$

Avec :

$$A_1 = 0,5 \left[\theta_1 \cdot \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - b \cdot \left| \frac{D_0}{2} - \frac{(P(t))^2}{D_0} \right| \right] \quad (1.25)$$

$$A_2 = 0,5 \left[\theta_2 \cdot (P(t))^2 - b \cdot \frac{(P(t))^2}{D_0} \right] \quad (1.26)$$

$$b = 2 \cdot P(t) \sqrt{1 - \left(\frac{P(t)}{D_0} \right)^2} \quad (1.27)$$

$$\theta_1 = 2 \cdot \arcsin \left(\frac{b}{D_0} \right); \quad \theta_2 = 2 \cdot \arcsin \left(\frac{b}{2 \cdot p(t)} \right) \quad (1.28)$$

La surface de l'armature résiduelle est donc :

$$A_a(t) = \frac{\pi \cdot D_0^2}{4} - A_p(t) \quad (1.29)$$

1.8.4. Réduction de la résistance à l'attraction des armatures corrodées

La perte de l'épaisseur des armatures provoque une réduction de la résistance des aciers selon Stewart et al. [28]. Ce phénomène peut dans certains cas est très dangereux. En effet, les ouvrages d'art sont conçus pour supporter des charges dites admissibles sans que les armatures subissent des ruptures.

Dans le cas des ouvrages atteints de corrosion ces charges admissibles en théorie, provoquent des dommages irréversibles pouvant aller jusqu'à l'effondrement de l'ouvrage.

Il est donc important de tenir en compte la réduction de la résistance des armatures corrodées.

Le modèle décrit par Stewart et al. Exprime la résistance des armatures corrodées $f_{py}(t)$ en fonction de la résistance des armatures saines f_{py0} :

$$f_{py}(t) = \left(1 - \alpha_y \frac{A_p(t)}{A_a} \right) \cdot f_{py0} \quad (1.30)$$

α_y : est un coefficient de valeur moyenne à prendre de préférence égal à 0,005.

1.9. Conclusion

Dans ce chapitre, une étude des types de poutres précontraintes existants a été présentée. Notre choix s'est porté sur l'étude de la dégradation par corrosion des câbles dans les poutres précontraintes par pré-tension. Ces poutres sont utilisées par milliers en Algérie dans la construction d'ouvrages d'art tels que les ponts, en particulier au niveau de l'autoroute Est –Ouest et les échangeurs dans les grandes villes.

La corrosion des câbles induite par les chlorures atteint les ouvrages d'art des villes côtières. Après une période d'initiation où les ions chlorures migrent vers les armatures principalement par diffusion, des piqûres très localisées se forment sur les armatures entraînant une réduction notable des sections des câbles.

Cette corrosion a pour effet la diminution de la capacité des câbles à supporter les charges imposées par le trafic, ce qui met la stabilité de ces structures et la sécurité des usagers en péril.

Chapitre 2

Choix des variables aléatoires et des modèles probabilistes

Chapitre 2

Choix des variables aléatoires et des modèles probabilistes

2.1. Introduction

L'objectif de cette thèse est de décrire le comportement d'une structure précontrainte sujette à la corrosion par piqûres durant sa durée de vie. Hors, la prévoyance du comportement d'une structure nécessite la détermination de paramètres jugés pertinents dans notre étude et de poser un nombre de suppositions dans le but de simplifier le problème.

La connaissance exacte des valeurs que prendront les différents paramètres est impossible du fait de leurs caractères aléatoires. Ceci laisse une marge d'incertitude dans le comportement des structures à ne pas négliger.

Afin de mener à bien cette étude, les paramètres les plus influents sont considérés comme des variables aléatoires à modéliser.

Le calcul fiabiliste lors de la dégradation des ouvrages d'art exposés aux ions chlorures doit tenir compte des incertitudes afin de prédire avec précision une durée de vie de ces ouvrages.

La source d'incertitudes peut être liée au caractère aléatoire des paramètres intervenant dans le processus de corrosion ou aux modèles approximatifs décrivant les différents phénomènes qui se produisent lors de l'évolution de la corrosion des armatures.

Une étude a été menée sur les différents processus de dégradation des ouvrages précontraints par "piqûration" dans le chapitre 1.

Le but de ce chapitre est de :

- Présenter les méthodologies d'analyse de fiabilité.
- Déterminer les sources d'incertitudes.
- Décrire les modèles probabilistes des variables aléatoires.

2.2. Concepts fondamentaux de fiabilité

Comme il vient d'être expliqué, l'obtention de valeurs prévisibles lors de la mesure des différents paramètres intervenants dans la stabilité des poutres précontraintes relève de l'impossible. En effet, un décalage existe entre les valeurs mesurées et les valeurs prévues.

Cette méconnaissance des résultats peut être qualifiée d'incertitude. L'existence d'incertitudes n'est pas une fatalité, il suffit de les prendre en considération via des lois statistiques en considérant les paramètres mesurés comme des variables aléatoires.

La fiabilité est la science qui associe la vision probabiliste aux risques encourus par les systèmes et les structures industriels ; La fiabilité est un indicateur probabiliste de la sécurité.

Le grand essor qu'a connu la fiabilité ces dernières années est dû au développement accéléré de l'industrie nucléaire et aérospatiale. Laisser une part au hasard aussi petite qu'elle soit est inadmissible dans les domaines aérospatial et nucléaire.

De nos jours, le développement de la fiabilité a profité à une multitude de disciplines telles que le génie civil, le génie mécanique, électronique...etc.

La recommandation fiabiliste la plus connue impose l'utilisation de coefficients dits de sécurité. Ces coefficients ont pour rôle de surestimer les charges appliquées aux structures ou de sous estimer la résistance des installations.

L'évaluation de la fiabilité des structures et des installations industrielles peut être effectuée à n'importe quelle phase du projet ; conception, réalisation et exploitation. Le but essentiel de l'analyse fiabiliste est d'évaluer la probabilité de défaillance en fonction des incertitudes des variables aléatoires.

D'après Procaccia et Morilhat [29], l'évaluation de la fiabilité des structures consiste à estimer un risque de défaillance à partir de la potabilisation d'un modèle physique de dégradation.

Trois grands domaines d'incertitude peuvent être distingués dans le calcul de fiabilité : les incertitudes physiques, les incertitudes liés aux estimations statistiques et les incertitudes liées au modèle physique de dégradation :

- ***Les incertitudes physiques***

Les incertitudes physiques dépendent d'une part des propriétés intrinsèques aux matériaux et des caractéristiques géométriques qui définissent la résistance d'une structure, et d'autre part, des changements dépendants des processus stochastiques.

- ***Les incertitudes statistiques***

Les incertitudes statistiques concernent la caractérisation des variables aléatoires. Elles dépendent de la variabilité observée sur un échantillon. Cette variabilité permet d'établir une distribution de la probabilité censée représenter l'ensemble de la population dans laquelle a été prélevé l'échantillon testé, et d'évaluer les valeurs numériques des paramètres de cette distribution.

- ***L'incertitude sur le modèle de dégradation***

Cette incertitude dépend du degré de simplification imposé au modèle mécanique afin de représenter les phénomènes physiques afin de résoudre les difficultés mathématiques générées par l'association d'une multitude de variables aléatoires, elles mêmes déterminées avec un certain degré d'incertitude.

Les incertitudes précédemment citées interviennent directement sur l'évaluation du chargement extrême et sur l'estimation de la résistance de la structure. C'est en effet à partir de la comparaison des valeurs du chargement et de la résistance de la structure que l'on peut définir le risque de défaillance ou la marge de sécurité.

2.3. Fonction d'état limite

Les structures sont continuellement soumises à des chargements, ces derniers ont une influence directe sur la stabilité de ces structures. Sous l'effet de ces chargements, l'état physique de ces structures peut se dégrader progressivement ou subitement.

D'une manière générale, un nombre fini de modes de dégradation des structures est pris en compte. Pour chaque mode dominant de dégradation, i , on considère, par simplification, qu'il existe deux états possibles :

- L'état de défaillance selon le mode i , F_i .
- L'état de sécurité S_i . cet état est défini par un domaine de sécurité.

Ces deux états sont séparés par une surface de transition appelée l'état limite (Figure 2.1).

La fonction d'état limite pour le mode i est définie comme suit :

$$g_i = G_i(d, X, t) \quad (2.1)$$

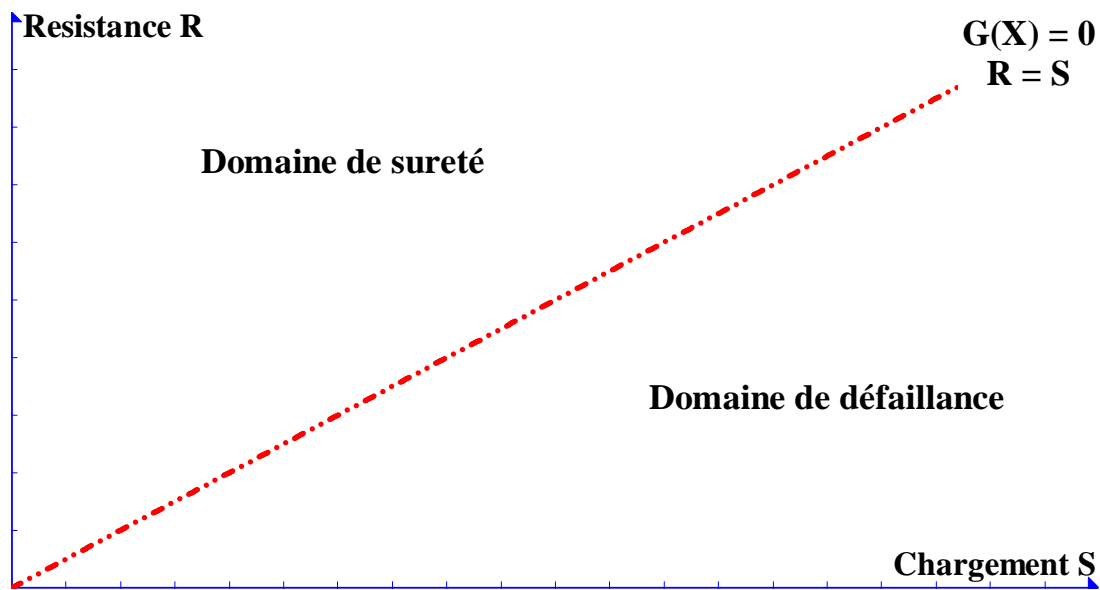


Figure 2.1 : Représentation de la fonction d'état limite $R=S$.

Cette fonction d'état limite dépend des paramètres de conception d , des variables aléatoires $(X = X_1, X_2, \dots, X_n)$ caractérisant les chargements S_i et la résistance mécanique de la structure R_i et du temps t .

La première étape de l'évaluation de la fiabilité d'une structure réside dans l'établissement de la relation qui relie les variables caractéristiques X_i intervenant dans le problème afin d'obtenir une fonction d'état limite :

$$Z = G(X) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.2)$$

La fonction $G(X) = 0$ définit la frontière de l'état limite. Elle est fonction des variables aléatoires. La fiabilité de la structure P_R est la probabilité pour que la réalisation du point x , elle représente l'état de la structure à un moment donné, se situe dans la zone sûre.

La probabilité de défaillance peut être définie comme suit :

$$P_f = 1 - P_R \quad (2.3)$$

La fonction $G(x) < 0$ représente la fonction de défaillance de la structure.

D'une manière générale, R et S sont des variables aléatoires définies par des fonctions de répartition F_R et F_S et une densité de probabilité f_R et f_S .

La probabilité de défaillance est définie en prenant en compte toutes les valeurs possibles des variables R et S et en considérant celles pour lesquelles $S > R$

Soit :

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.4)$$

Avec :

D : est le domaine d'intégration des variables ($G(R,S) < 0$).

f_{RS} : est la densité de probabilité conjointe de R et S.

L'évaluation de cette intégrale multiple est extrêmement compliquée en fonction de la corrélation des variables et de la complexité des calculs.

Le calcul de la probabilité de défaillance devient possible à l'aide de méthodes d'approximation telles que les méthodes FORM, SORM et la simulation de Monte Carlo.

- **Méthode d'analyse de la fiabilité de premier ordre FORM**

La méthode d'analyse de la fiabilité de premier ordre utilise une approximation analytique de la probabilité de défaillance. Cette méthode est basée sur le concept du point de défaillance le plus probable, la fonction de performance est considérée approximativement comme une fonction linéaire (Figure 2.2).

La probabilité de défaillance peut être définie comme suit :

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.5)$$

Avec :

Φ : est la fonction de probabilité gaussienne cumulée

β : est l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind.

- **Méthode d'analyse de la fiabilité de second ordre SORM**

La méthode d'analyse de la fiabilité de second ordre est une approximation analytique quadratique de la fonction de performance autour du point de conception x_i^* (Figure 2.2) :

$$G(x_i) = G(x_i^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) \frac{\partial G}{\partial x_i} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (x_i - x_i^*) (x_j - x_j^*) \frac{\partial^2 G}{\partial x_i \partial x_j} + \dots \quad (2.6)$$

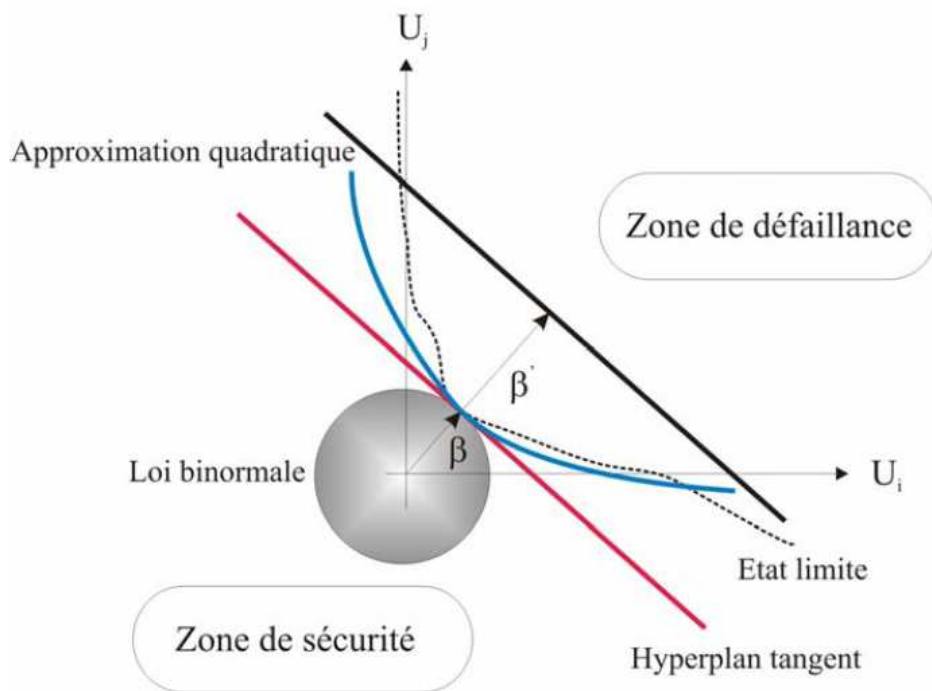


Figure 2.2 : Représentation des méthodes FORM et SORM [30].

- **Méthode de simulation de Monte Carlo**

Selon Mohammadkhani-shali [30], Les méthodes de simulation de Monte Carlo visent à construire une estimation de la probabilité de défaillance. Des tirages aléatoires sont effectués et l'évaluation de la réponse de la structure est effectuée pour chaque jeu de données.

Il existe plusieurs variantes de ces méthodes, visant à optimiser les stratégies de tirs dans le but de réduire le coût de calcul lié essentiellement au nombre d'appels du code de calcul aux éléments finis.

2.4. Détermination des variables aléatoire dans le cas des ouvrages d'art menacés par la corrosion

Les variables aléatoires sont des grandeurs mathématiques issues d'une expérience aléatoire.

Les variables aléatoires peuvent être discrètes ou continues ; Une variable aléatoire est dite discrète si elle ne prend que des valeurs discontinues. En générale, toutes les variables qui résultent d'un dénombrement sont de type discret.

Une variable aléatoire est dite continue si elle peut prendre toutes les valeurs. Souvent, toutes les variables qui résultent d'une mesure sont de type continu.

Les variables aléatoires peuvent prendre un ensemble de valeurs. L'expression mathématique de la probabilité est appelé loi de probabilité de la variable aléatoire.

Dans le cas de variables aléatoire, la loi de probabilité est déterminée par des probabilités des évènements.

Lorsque les variables aléatoires sont continues, la loi de probabilité associe une probabilité à chaque ensemble de valeurs définies dans un intervalle donné.

Si on considère que cet intervalle tend vers 0, la valeur prise par la variable aléatoire tend alors vers une fonction appelée densité de probabilité.

Tous les paramètres étudiés dans le chapitre 1 peuvent être considérés comme des *variables aléatoires continues*.

Parmi ces paramètres on peut citer : l'humidité, la température, l'enrobage, la concentration des chlorures, le coefficient de diffusion dans le béton, les dimensions du câble et de la poutre, Module de Young du câble... etc.

Les valeurs de ces paramètres sont obtenues en effectuant des mesures. Les appareils utilisés pour mesurer ces paramètres sont plus ou moins précis.

Une série de mesures d'un seul paramètre peut fournir une plage de valeurs relativement éloignées. L'utilisation d'une seule valeur parmi le large éventail de valeurs mesurées pour la prédiction de la durée de vie des ouvrages fournies des résultats erronés. Dans ce cas, la durée de vie est soit sous-estimée soit surestimée.

Rajouté au fait que les appareils de mesure ne fournissent pas des lectures exactes des valeurs mesurées, les procédés de fabrication sont à leurs tours des sources d'incertitudes. Par exemple, les propriétés géométriques et mécaniques d'une structure ne sont pas constantes le long de cette structure. En d'autre terme, il n'existe pas de structures parfaites.

La prise en compte de la variabilité de ces paramètres constitue le point de départ d'une étude réaliste.

Toutes les études fiabilistes qui ont été menées sur la corrosion des armatures dans le béton [31,32] ont effectué un choix de modèles pour les variables aléatoires parmi les lois existantes dans la littérature. En effet, des dizaines de lois existent dans la littérature pour un seul paramètre.

Un choix judicieux prenant en compte la similitude des conditions avec le problème étudié est primordial pour l'obtention de résultats significatifs.

Les variables aléatoires relatives à notre étude peuvent être classées en quatre catégories [31] :

- Variables aléatoires liées aux conditions environnementaux
- Variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques et géométriques des matériaux
- Variables aléatoires liées aux chargements de l'ouvrage d'art

The European union Brite EuRam III [33] publie périodiquement des documents sur la quantification statistique des variables aléatoires relatives aux structures en béton. Ces études constituent une banque de lois de probabilité pour les chercheurs dans ce domaine.

El Hassan [34], a réalisé une synthèse bibliographique des travaux effectués dans ce domaine. Sa synthèse est en partie utilisée comme base pour ce que nous allons présenter ci-dessous, à laquelle nous ajoutons des références supplémentaires ; la synthèse est valide pour les variables aléatoires de type géométrie et environnement mais pour les propriétés mécaniques des matériaux il faut présenter d'autres modèles probabilistes des propriétés mécaniques des câbles valables pour l'étude de fiabilité des ouvrages précontraints.

Avant de présenter les différents modèles de variables aléatoires, nous rappelons le contexte de notre étude :

Nous étudions la dégradation d'une poutre précontrainte par pré-tension, la corrosion des armatures (câble) est induite par les ions chlorures. Ces ions proviennent d'un environnement marin (embrun marin) ou des sels de déverglaçage.

Les ions chlorures s'introduisent dans le béton par diffusion et dépassent les aciers lorsque leur concentration atteint une concentration critique.

La poutre précontrainte subit des charges liées au poids propre, au trafic...etc.

Dans ce qui suit nous présentons les principaux modèles existants pour les différents paramètres intervenant lors de la corrosion des poutres précontraintes, et nous faisons un choix d'un modèle que nous justifierons pour chaque paramètre.

2.4.1. Variables aléatoires liées aux conditions environnementaux

Le but de la modélisation des variables aléatoires relatives à l'environnement est de prédire l'action de l'environnement sur les ouvrages durant leur durée de vie.

L'environnement a une influence directe sur les ouvrages d'art. Ces derniers subissent les agressions imposées par l'environnement comme la température et l'humidité, la présence des ions chlorures à la surface et la diffusivité de ces ions dans le béton.

Les ouvrages d'art peuvent subir aussi l'action des fluctuations climatiques comme les rafales de vent, les tempêtes et les fortes canicules.

L'action de ces paramètres a un effet détériorant. Cet effet reste relativement lent et silencieux contrairement à l'effet des tremblements de terre et des volcans...etc.

Néanmoins, l'effet des paramètres climatiques reste aussi dangereux que celui des tremblements de terre puisque la dégradation des ouvrages d'art peut conduire à la destruction des ouvrages d'art.

La modélisation de ces paramètres est primordiale pour notre étude. Une telle modélisation permet l'étude de l'influence de chaque paramètre sur le processus de corrosion d'un coté, et de prédire les valeurs de ces paramètres durant la durée de vie des ouvrages d'un autre coté.

La connaissance approximative des valeurs que peuvent prendre ces paramètres après la construction des ouvrages d'art permet de décrire avec précision les limites de ces ouvrages ainsi que le mode et la vitesse de dégradation.

Selon DuraCrete [33], le climat à venir est estimé à partir du climat des années précédentes ; on assume que le climat des 30 prochaines années est le même que le climat qui a régné pendant les 30 années précédentes.

Cette définition est applicable à plusieurs paramètres comme la température et l'humidité.

La valeur moyenne annuelle de ces paramètres est estimée par la relation :

$$\bar{m}(an) = \frac{\sum \bar{m}(mois)}{\# moi} \quad (2.7)$$

Avec :

$\# moi$: est le nombre de mois pour la présente année.

$\bar{m}(mois)$: est la valeur de la moyenne mensuelle du paramètre. Elle est calculée par :

$$\bar{m}(mois) = \frac{\sum \bar{m}}{\# jour} \quad (2.8)$$

Avec :

\bar{m} : est la moyenne du paramètre durant un jour représentatif du climat.

$\# jour$: est le nombre de jours représentatifs pendant le mois présent.

2.4.1.1. Température à la surface des ouvrages d'art et humidité relative

La température à la surface des ouvrages est un paramètre représentatif de la température ambiante.

Ce paramètre est très difficile à modéliser de part sa grande dispersion ; en une seule journée l'écart de température peut atteindre aisément les 30°.

D'un autre côté, la température varie d'une journée à une autre, d'un mois à un autre et d'une année à une autre d'où la complexité de modéliser ce paramètre.

Plusieurs modèles existent dans la littérature. Ces modèles sont plus ou moins précis.

L'adoption d'un modèle de température performant est très importante puisque la température a une influence directe sur la corrosion. En effet, la température élevée augmente la diffusivité des ions chlorures (équations 1.12 et 1.13). La grande diffusivité des ces ions détériore le bouclier qui protège les aciers (câbles).

Ghannem et Spanos [35] a discrétisé l'expansion de Kahunen-Loève. Cette expansion est analogue aux série de Fourier, elle représente le caractère stochastique des paramètres comme une combinaison de fonctions orthogonales dans un intervalle fermé $[-l, l]$ en utilisant cet algorithme, la température peut être modélisée comme une fonction sinusoidale (Figure 2.3) :

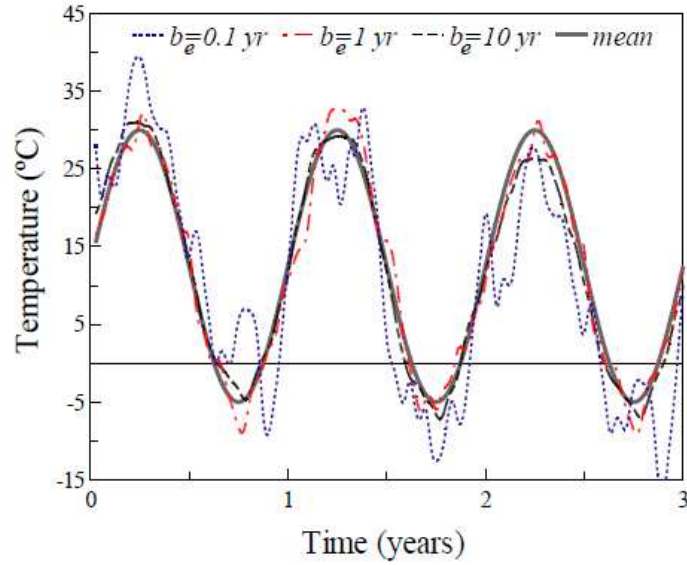


Figure 2.3 : Modèle stochastique de la température

La moyenne de la température peut être calculée avec la relation :

$$\bar{T} = \frac{T_{\max} + T_{\min}}{2} + \frac{T_{\max} - T_{\min}}{2} \sin(2\pi t) \quad (2.9)$$

T_{\max} T_{\min} sont les températures maximale et minimale. t est le temps en années.

L'équation (2.3) est également valable pour modéliser l'humidité.

Duracrete [33] a observé les changements de la température de la ville de Göteborg entre 1961 et 1990. Il en résulte que la distribution de la température est normale.

Les paramètres statistiques de la distribution annuelle et mensuelle de la température en (°C) sont donnés comme suit :

$$T_{\text{annuelle}} \sim N(7.1, 0.5).$$

$$T_{\text{mensuelle}} (\text{Janvier}) \sim N(-1.6, 1.0). \quad (2.10)$$

$$T_{\text{mensuelle}} (\text{Juillet}) \sim N(16.2, 0.7).$$

Ainsi, pour modéliser la température dans une ville donnée, il faut considérer que la température suit une loi normale doté d'une température moyenne et d'un écart-type σ .

Malgré la simplicité de ce modèle, nous décidons de ne pas l'adopter car ces dernières années le climat mondial connaît un fort réchauffement traduit par l'augmentation de la température moyenne des océans et l'augmentation de la chaleur terrestre.

Le réchauffement climatique induit une augmentation ou une diminution de la température et de l'humidité selon les villes étudiées.

Le modèle de la température adopté est donné par l'équation (2.9) pour calculer la moyenne de température, les fluctuations peuvent être calculées avec des moyens statistiques en se référant aux températures des deux dernières années.

Comme la température, une modélisation précise de l'humidité relative permet de fournir une bonne approximation du temps d'initiation de la corrosion.

Il est indispensable d'intégrer un modèle réaliste décrivant l'humidité dans l'air. En effet, l'humidité de l'environnement favorise la pénétration des agents agressifs dans le béton par diffusion et contribue à la saturation par l'eau du béton.

Les équations 2.7, 2.9 sont des modèles valables aussi pour décrire l'évolution de l'humidité dans l'air.

Le modèle retenu décrivant l'humidité relative mensuelle est décrit par El Hassan [34], il est établi en suivant les recommandations de DuraCrete [33].

$$HR \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = HR_{moy} ; \sigma = \sigma_{moy} \quad (2.11)$$

2.4.1.2. Modélisation du réchauffement climatique

Selon CIPC[36], il est possible d'anticiper la mesure du réchauffement climatique pour les années à venir en mesurant l'évolution des changements de température moyenne et de l'humidité.

Il a été constaté que onze des douzes années au cours de la période 1995-2006 figurent parmi les années les plus chaudes depuis 1850 date du début des relevés météorologiques. Par ailleurs, la tendance du réchauffement linéaire au cours des 50 dernières années (0,13 ° C par décennie) à comparé aux mesures au cours des 100 dernières années (0.076 ° C).

Basée sur ces mesures et sur les différentes politiques contre le réchauffement climatique le CIPC a annoncé une hausse de la température moyenne de 1 à 6,4 ° C au cours des 100 prochaines années.

La température augmente linéairement et peut être modélisée par :

$$\bar{T} = T_0 + \left(\frac{T_{ta} - T_0}{T_a} \right) . t \quad (2.12)$$

T_0 et T_{ta} sont respectivement la moyenne annuelle de la température à $t = 0$ et à $t = t_a$.

Ce modèle fournit également une bonne approximation de l'humidité relative de l'air.

2.4.1.3. Modélisation de la concentration des ions Cl⁻ à la surfaces des ouvrages d'art C_s

En général, tous les ouvrages d'art sont exposés aux ions Cl⁻, ces ions proviennent de l'eau de pluie contaminée, des embruns marins ou des sels de déverglaçage.

Il a été noté que les ions chlorures ont un effet très néfaste sur la dureté des ouvrages d'art. Ils induisent une corrosion localisée des armatures pouvant provoquer la destruction des ouvrages.

Une quantification statistique de la quantité des ions chlorures à la surface des ouvrages d'art est nécessaire afin d'établir une estimation de la durée de vie de ces ouvrages.

D'après DuraCrete [33] les valeurs de la concentration à la surface des ouvrages (C_s) sont considérées comme distribuées selon une *loi log normale* avec une moyenne de 0.24 kg/m³ et un coefficient de variation de 0.16.

Cette plage de valeurs n'a pas été retenue pour notre étude car ce modèle ne tient pas compte ni de la proximité de l'ouvrage par rapport à la mer ni de l'utilisation des sels de déverglaçage.

Une synthèse bibliographique a été réalisée par Dupart [32] (Tableau 2.1). Cette synthèse montre les différentes valeurs que peut prendre la concentration des chlorures à la surface des ouvrages en se basant sur des études menées sur des ouvrages ayant subi des opérations de déverglaçages (Tableau 2.1) et des ouvrages situés près de la mer (Tableau 2.2).

Tableau 2.1 : Concentration en surface (kg/m³) pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.

C_s (kg/m³)	Moyenne	Coefficient de variation	Distribution	Source
1,2 à 8,2	3.5	0.5	LN	[37]
0,25 à 15	6.5	0.7	LN	[38]
0,15 à 5,25	2.51	0.68	Gamma	[39]
0,32 à 6,75	2.01	2.72	/	[40]

Il est à noter que les chercheurs qui ont étudié la concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages d'art n'ont pas établie de distributions pour ce paramètre (Tableau 2.2).

Tableau 2.2 : Concentration en surface (kg/m³) pour des ouvrages soumis à des embruns marins.

C_s (kg/m³)	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
1.67 à 17	9.75	0.51	[41]
0.37 à 8.3	2,16	0.83	[42]
0.43 à 4.1	1.52	0.63	[43]

La concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages est un facteur déterminant dans le processus de la corrosion des armatures.

Cette concentration est un facteur déclenchant de la corrosion. L'équation (1.15) montre l'influence de la concentration à la surface sur le temps d'initiation de la corrosion des armatures dans le béton.

Les ouvrages exposés aux sels doivent attirer une attention particulière de part leur fragilité face aux menaces induites par les chlorures.

Une quantification précise de la concentration de ces ions permet le calcul exact du temps de début de la corrosion et offre l'opportunité d'avoir une bonne estimation de la durée de vie de l'ouvrage étudié.

Les valeurs de la concentration des chlorures répertoriées dans le Tableau (2.1) fournissent une bonne approximation de ce paramètre dans le cas des ouvrages soumis aux sels de déverglaçage. En revanche, le Tableau (2.2) permet d'avoir une idée globale sur les valeurs de cette concentration pour le cas des ouvrages soumis aux embruns marins.

Le degré d'exposition des ouvrages des villes côtières aux sels est différent ; la distance séparant l'ouvrage de la mer a une influence directe sur la concentration des Cl^- sur la surface de ces ouvrages.

Mac Gee [45] a réalisé une étude sur une série de ponts en Australie et a pu décrire les valeurs de la concentration des ions chlorures à la surface de ces ponts en fonction de la distance qui sépare l'ouvrage de la mer (Tableau 2.3).

Tableau 2.3 : Concentration des chlorures à la surface en fonction de la distance [45].

Distance par rapport à la mer X(km)	Distribution	Moyenne (kg/m^3)	Covariance
$X > 2.84$	LN	0.35	0.5
$0.1 < x < 2.84$	LN	1.15	0.5
$X < 0.1$	LN	2.95	0.5
$X < 0.01$	LN	7.35	0.7

Les valeurs qu'offre le Tableau 2.3 peuvent être adoptées pour un calcul fiable des ouvrages d'art des villes côtières Algériennes.

2.4.1.4. Coefficient de diffusion des ions Cl^-

Dans sa synthèse, [33] a établie une liste des valeurs que peut prendre le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton.

Ces valeurs varient selon l'exposition de l'ouvrage aux sels de déverglaçage ou aux embruns marins (Tableau 2.4 et 2.5).

Tableau 2.4 : Coefficient de diffusion des chlorures dans le béton pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.

D_c ($\cdot 10^{-12} m^2/s$)	Moyenne	Coefficient de variation	Distribution	Source
0.6 à 7.5	2	0.75	LN	[37]
0,03 à 0.65	0.15	0.7	LN	[38]
0,16 à 1,64	0.85	0.51	Gamma	[39]
0,2 à 3.87	0.68	0.87	/	[40]

Dans le cas d'ouvrages soumis à des embruns :

Tableau 2.5 : Coefficient de diffusion pour des ouvrages soumis à des embruns.

D_c ($\cdot 10^{-12} m^2/s$)	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
0.41 à 1.71	0.98	0.57	[41]
1.1 à 6.81	4.75	0.38	[43]

Les valeurs du coefficient de diffusion données par les Tableaux 2.4 et 2.5 ne tiennent pas compte de la variabilité de ce paramètre avec les facteurs climatiques. Hors, l'équation (1.12) montre que la température a une influence directe sur le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton.

Nous avons donc décidé d'adopter un autre modèle plus réaliste :

L'étude la plus récente qui porte sur la modélisation probabiliste est celle de Val et al.

En considérant que les conditions de références en température et humidité sont établies le coefficient de diffusion de référence est :

$$D_{c, \text{ref}} \sim \text{LN}(\mu, \text{COV.}) ; \mu = 6 \cdot 10^{-12} ; \text{COV.} = 0,2 \quad (2.13)$$

2.4.1.5. Concentration critique des ions Cl^- (C_{cr})

La concentration critique des chlorures est la teneur des ions Cl^- à laquelle se produit une dépassement des surfaces de l'acier et le commencement de la dissolution ionique.

Cette concentration est influencée par les facteurs environnementaux tels que la température et l'humidité. La Figure 2.4 montre que les ouvrages exposés à des environnements secs ou très humides dispose de la concentration critiques des ions chlorures la plus élevée.

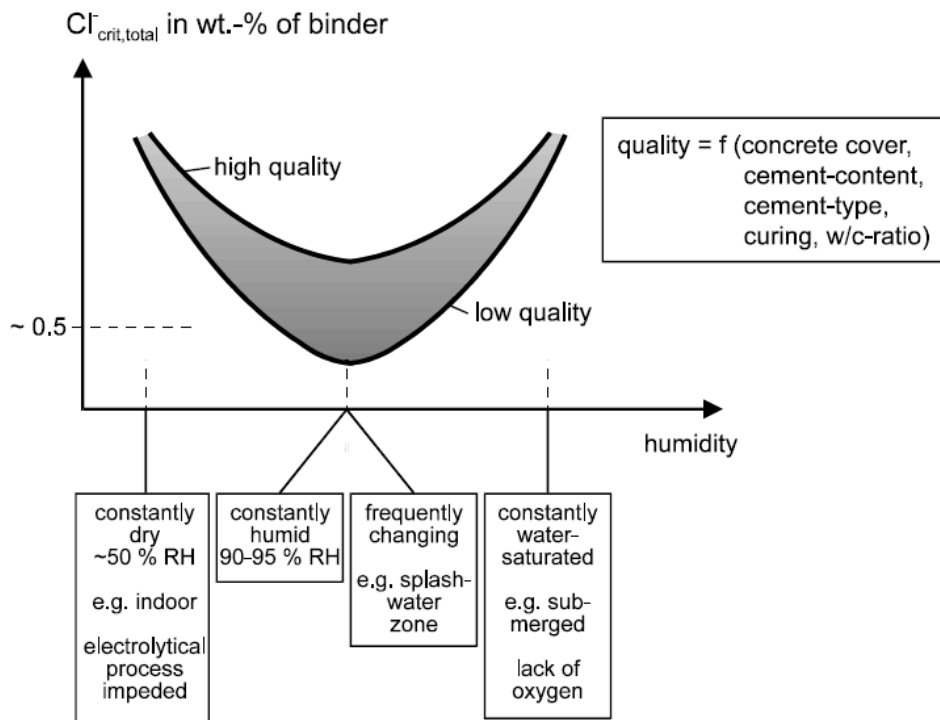


Figure 2.4 : Influence des conditions climatiques et de la qualité du béton sur la concentration critique des ions chlorures [33].

Les ions Cl^- qui diffusent dans le béton s'accumulent aux voisinages des aciers jusqu'à ce qu'ils atteignent une concentration critique qui détruit la barrière protégeant les armatures. Cette diffusion est favorisée par l'humidité, la température et le coefficient de diffusion.

La qualité du béton (rapport E/C : eau/ciment) influe également sur cette concentration critique (Figure 2.4). En effet, un béton médiocre (faible E/C) dispose d'une faible concentration critique de chlorures. Une petite quantité de ces ions suffit pour dépasser les armatures.

DuraCrete [33] recommande une valeur de 0.48 % de la masse de ciment sans mentionner les conditions auxquelles l'ouvrage est soumis.

La synthèse établie par Dupart [32] répertorie les différentes valeurs que peut prendre cette concentration critique (Tableau 2.6).

Tableau 2.6 : Modèles probabilistes de la concentration critique en ions Cl⁻.

Moyenne (kg/m ³)	Coefficient de variation	Distribution	Source
1.38	0.2	N	[45]
3.5	0.6	LN	[46]
0.9	0.19	U(0.6-1.2)	[47]
1	0.1	LN	[48]
0.62	0.1	LN	[49]

Le choix d'une valeur de concentration critique en chlorures ne peut se faire sans connaître la distance séparant l'ouvrage de la côte.

2.4.2. Variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques et géométriques des matériaux

La détermination avec certitudes des propriétés mécaniques et géométriques des matériaux pose un problème majeur. En effet, le béton précontraint est fabriqué à partir de plusieurs constituants (béton, barres et câbles). Les propriétés mécaniques et géométriques de chaque constituant constituent des sources d'incertitudes (module de Young, résistance, limite élastique, dimensions...etc.).

Une surestimation des propriétés mécaniques des matériaux précédemment cités engendre une double, voir triple surestimation des propriétés mécaniques de la structure.

Une quantification précise des propriétés mécaniques et géométriques des matériaux tenant comptes des incertitudes est nécessaire pour prédire les capacités et les limites des structures précontraintes.

A notre connaissance, aucune étude n'a été menée sur la quantification des incertitudes dans les structures précontraintes. Néanmoins, plusieurs études séparées ont été menées sur tous les matériaux qui constituent les poutres précontraintes.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les principaux modèles probabilistes des propriétés mécaniques et géométriques des câbles de précontrainte et du béton. Chaque propriété mécanique ou géométrique est considérée comme variable aléatoire.

2.4.2.1. Propriétés mécaniques et géométriques des câbles

La Figure 2.5 montre une courbe contrainte-déformation typique des câbles de précontraintes. Les propriétés mécaniques sont indiquées.

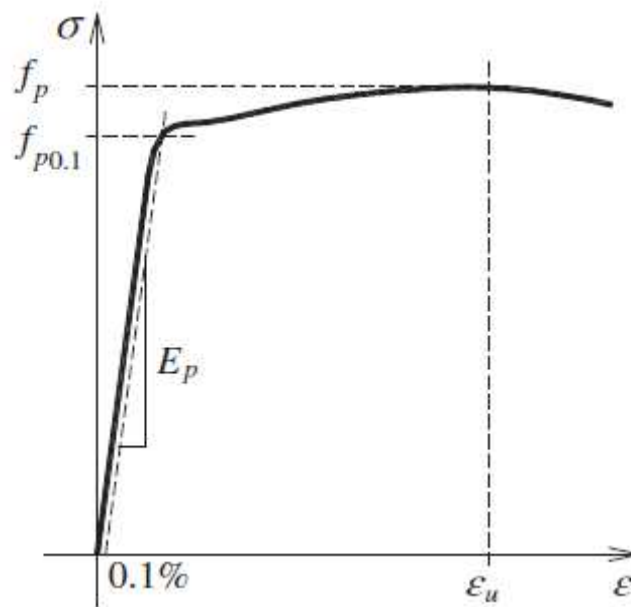


Figure 2.5 : Courbe contrainte-déformation d'un câble de précontrainte [50].

Avec :

f_p : Résistance en traction de l'acier de précontrainte.

E_p : Module de Young du câble.

$f_{p0,1}$: Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte.

ϵ_u : Déformation de l'acier de précontrainte sous charge maximale

A noter également, la classe de résistance des câbles de précontrainte. En général, les câbles utilisés en Algérie sont de la classe Y1860. La valeur 1860 représente la résistance nominale à la traction du câble f_{pk} ($f_{pk}=1860 \text{ Mpa}$).

The probabilistic model code [51] a réalisé une étude de la variabilité des caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte.

Les recommandations faites par *The probabilistic model code* sont reportés dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Recommandations du The probabilistic model code pour les aciers de précontrainte [51].

Variable	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de déviation	Distribution
f_p	$1.04f_{pk}$ ou $f_{pk} + 66 \text{ MPa}$	- 40 MPa	0.025 -	N
E_p	Fils 200 GPa Câbles 195 GPa Barres 200GPa	- - -	0.2	N
ε_u	0.05	0.0035	-	N

Bien que cette étude soit complète, deux expressions de f_p sont fournies sans pour autant mentionner le domaine de validité de chaque expression. De plus, la valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte n'a pas été modélisée.

Une recherche de modèle probabiliste alternatif plus précis est donc nécessaire pour la prise en compte des incertitudes liées aux propriétés géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte.

Luciano Jacinto et al. [50] ont établie des modèles probabilistes des propriétés mécaniques des câbles de précontraintes. Leur étude a porté sur des câbles produits par 6 usines situées en Espagne, Portugal, Thaïlande et en Italie durant 9 ans de production (entre 2001 et 2009).

Cette étude expérimentale a étudié la variabilité des propriétés mécaniques et géométriques de 131 câbles de classe Y1860.

Les modèles obtenus par cette étude sont comme suit :

- Résistance en traction des câbles :

$$f_p \sim N(\mu, \sigma); \mu = f_{pk} + 1,645 \cdot 40 \text{ (MPa)} ; \sigma = 40 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

- Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% pour les câbles

$$f_{p0,1} \sim N(\mu, \sigma); \mu = 0,90 \cdot f_{pk} ; \sigma = 50 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

- Déformation de l'acier de précontrainte sous charge maximale

$$\varepsilon_u \sim N(\mu, \sigma); \mu = 5\% ; \sigma = 0.4\% \quad (2.16)$$

- Module d'élasticité des câbles

$$E_p \sim N(\mu, \sigma); \mu = 195 \text{ GPa} ; \sigma = 5 \text{ GPa} \quad (2.17)$$

La Figure 2.6 montre la loi de probabilité de la section droite des câbles T15.2

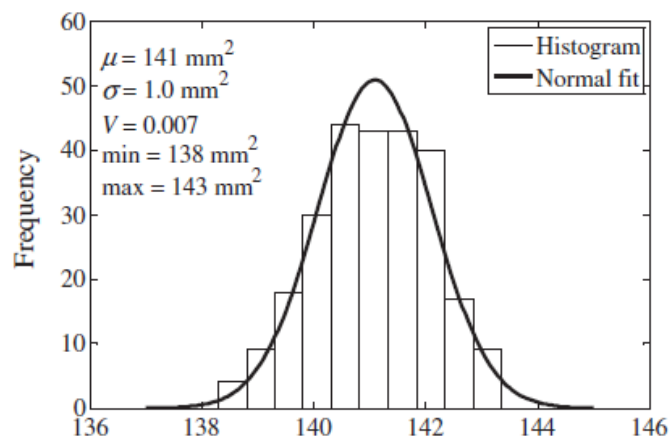


Figure 2.6 : Histogramme de la section droite pour les câbles de diamètre nominal 15,2mm [50].

Il parvient que l'aire de la section droite A_p des câbles T15.2 peut être modélisée comme suit :

$$A_p \sim (\mu, \sigma); \mu = 141 \text{ mm}^2 ; \sigma = 1 \text{ mm}^2 \quad (2.18)$$

Les câbles T15.2 sont très peu utilisés en Algérie contrairement aux câbles T15.7. Un modèle probabiliste de la section droite des câbles de précontrainte de type T15.7 ne figure pas dans la littérature. Nous nous contentons donc des recommandations du *probabilistic model code* [51] qui affirment que la section droite des câbles doit être modélisée comme une variable déterministe.

2.4.2.2. Propriétés mécaniques et géométriques du béton

Tout comme pour les aciers, les propriétés mécaniques du béton varient aléatoirement dans l'espace. La résistance du béton en un point de la structure est différente de la résistance d'un autre point de la même structure ou d'une autre structure. Les propriétés mécaniques varient également dans le temps dans le cas des structures en béton.

Les principales propriétés mécaniques du béton sont la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité

2.4.2.3.. La résistance à la compression du béton

L'utilisation du béton comme matériau de construction revient à son aptitude à lutter contre les grands efforts de compression. La résistance à la compression du béton est donc une caractéristique mécanique de grande importance.

La variabilité de cette caractéristique mécanique ne doit pas excéder certain seuil sous peine de fragiliser la structure.

La résistance à la compression du béton est désignée comme préconisé par la norme NF EN 206-1 par des classes de résistance (C) liées à la résistance caractéristique d'un cylindre en béton $f_{ck,cyl}$ ou d'un cube en béton $f_{ck,cube}$ à 28 jours. La lettre "C" désigne "concrete" ou béton.

JCSS [51] propose un modèle probabiliste de la résistance à la compression du béton relativement complexe :

La résistance à la compression en un point i d'une structure donnée j est fonction de la résistance à la compression standard du béton f_{c0} .

$$f_{c,ij} = \alpha(t, \tau) (f_{c0,ij})^\lambda Y_{l,j} \quad (2.19)$$

Avec :

$$f_{c0,ij} = \exp\left(\left(U_{i,j}\Sigma_j + M_j\right)\right) \quad (2.20)$$

Et :

$f_{c0,ij}$: Variable distribuée selon une loi log-normale avec les paramètres Σ_j et M_j .

M_j : Moyenne logarithmique.

Σ_j : Ecart-type logarithmique.

Y_{1j} : Variable log-normale représentatives des variations supplémentaires dues à la mise en place du béton, au durcissement et murissement du béton.

U_{ij} : Variable distribuée selon une loi normale représentative de la variabilité dans la même structure.

λ : Variable log-normale avec une moyenne de 0.96 et un coefficient de variation de 0.005.

Ce modèle est d'une grande complexité, de plus, très peu d'études ont traité les paramètres statistiques de ce modèle.

Le modèle probabiliste qui décrit la variabilité de la résistance du béton à la compression adopté pour notre étude est celui de Dupart [32] équation (2.21)

$$f_c(\text{compression}) \sim \text{LN} \left(\frac{f_c(\text{compression})}{1 - \text{cov.}(f_c(\text{compression}))} ; \begin{matrix} 0.2 & \text{pour un béton médiocre} \\ 0.15 & \text{pour un béton ordinaire} \\ 0.1 & \text{pour un béton amélioré} \end{matrix} \right)$$

2.4.2.4. La résistance à la traction du béton

Bien que la résistance à la traction du béton soit faible (de l'ordre de 2.5 MPa), elle joue un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages. Cette résistance lutte contre les efforts de traction et de flexion que subit l'ouvrage et fait face également aux séismes.

DuraCrete [33] recommande l'utilisation de la relation suivante pour le calcul de la résistance du béton à la traction f_{ct} (concrete tensile strength) :

$$f_{ct} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad (2.22)$$

Ce modèle ne propose pas de lois de distribution de cette grandeur, pour cela, il n'a pas été retenu.

Le modèle probabiliste retenu modélisant la résistance du béton à la traction est celui recommandé par JCSS et Dupart équation (2.23):

$$f_{ct} \sim LN(\mu, C.V.); \mu = 0.17 f_{ck}^{0.7}; C.V. = \begin{cases} 0.205 & \text{pour le béton médiocre} \\ 0.183 & \text{pour le béton ordinaire} \\ 0.165 & \text{pour le béton amélioré} \end{cases}$$

2.4.2.5. La module d'élasticité du béton E_c

Le modèle probabiliste du module de Young du béton retenu pour notre étude a été développé par Vu et al. [20].

Cette variable aléatoire peut être modélisée comme suit :

$$E_c \sim N(\mu, cov.); \mu = 4600 (f_{ck})^{1/2}; C.V. = 0.12 \quad (2.24)$$

2.4.2.6. Dimensions des poutres en béton

Les dimensions des structures en béton armé ou en béton précontraint sont des sources potentielles d'incertitudes.

En aucun cas, la largeur ou la hauteur d'une poutre est constante le long de la poutre. Ces paramètres (hauteur et largeur des poutres) sont utilisés pour le calcul de la résistance des poutres. L'adoption d'un modèle réaliste décrivant ces paramètres est donc primordiale pour la prise en compte des incertitudes.

Les dimensions d'une poutre peuvent être classées en deux catégories :

- Dimensions extérieurs

Les dimensions extérieures d'une poutre sont la largeur, la hauteur et la longueur.

- Dimensions intérieurs

Parmi les dimensions intérieures des poutres on s'intéresse particulièrement à l'enrobage.

La plupart des études qui traitent la variabilité des dimensions des poutres s'appuient sur les recommandations de DuraCrete [33].

Cette étude considère qu'une dimension X est dotée d'une déviation Y de la dimension nominale X_{nom} .

$$Y = X - X_{nom} \quad (2.25)$$

La déviation Y est dotée d'une moyenne μ_y et d'un écart type σ_y .

Lorsque X représente une dimension extérieure μ_y et σ_y prennent les valeurs suivantes :

$$\mu_y = 0.003 \cdot X_{nom} \quad (2.26)$$

$$\sigma_y = 0.006 \cdot X_{nom} + 4 \text{ mm} \quad (2.27)$$

Lorsque X représente une dimension intérieure telle que l'enrobage μ_y et σ_y prennent les valeurs suivantes :

$$5 \text{ mm} \leq \mu_y \leq 15 \text{ mm} \quad (2.28)$$

$$5 \text{ mm} \leq \sigma_y \leq 15 \text{ mm} \quad (2.29)$$

Nous pouvons constater que les recommandations établies par DuraCrete ne fournissent pas de distributions pour la déviation des dimensions. Pour cette raison, nous avons décidé de retenir le modèle adopté par Stewart et al. [17] et Dupart [32] :

- Hauteur d'une poutre h :

$$h \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = h_{nom} + 0.8 \text{ mm} ; \sigma = 3.6 \text{ mm} \quad (2.30)$$

- Largeur d'une poutre l :

$$l \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = l_{nom} \text{ mm} ; \sigma = 5 \text{ mm} \quad (2.31)$$

- Enrobage e :

$$e \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = e_{nom} \text{ mm}; \sigma = 7.9 \text{ mm} \quad (2.32)$$

Il est à noter qu'aucune étude ne présente un modèle probabiliste de la longueur des poutres.

2.4.3. Variables aléatoires liées aux chargements de l'ouvrage d'art

Les principaux chargements que subissent les ouvrages d'art tels que les ponts sont le poids propre des composantes de l'ouvrage et les charges imposées par le trafic routier.

Les ponts subissent l'action occasionnelle ou accidentelle d'autres phénomènes tels que les accidents de la route, les séismes et les rafales de vent dans les saisons hivernales.

Seule l'action du poids propre des ouvrages d'art et l'action du trafic routier sont prises en compte dans notre étude.

Les charges imposées par le poids propre de la structure sont également appelées charges permanentes (Dead load).

Dans le cas des poutres précontraintes utilisées dans les ponts, les charges permanentes peuvent être regroupées dans trois catégories :

- Poids des éléments préfabriqués D_1 :

Les éléments préfabriqués dans les ouvrages sont généralement les poutres précontraintes.

- Poids des éléments coulés en place D_2 :

Après la déposition des éléments préfabriqués dans les ponts, une couche en béton armé (tablier) est coulée sur la partie supérieure des poutres précontrainte.

- Poids de l'asphalte D_3 :

Afin de rendre l'ouvrage praticable par les véhicules et assurer la liaison possible entre les deux extrémités du pont, une couche d'asphalte est nécessaire.

Les trois chargements permanents précédemment cités sont des sources d'incertitudes et sont donc considérés comme des variables aléatoires.

Les modèles probabilistes retenus pour notre étude ont été utilisés par Stewart et Darmawan [17] :

$$D_1 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 1.03D_1 ; COV. = 0.08 \quad (2.33)$$

$$D_2 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 1.05 D_2 ; COV. = 0.10 \quad (2.34)$$

$$D_3 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 80mm. ; COV. = 0.30 \quad (2.35)$$

Les charges imposées par le trafic sont causées par le passage de voiture, et camions et de piétons sur l'ouvrage.

Il est évident que le calcul de la résistance et de la fiabilité des ponts tient compte des charges maximales imposées par les camions. En effet, si les charges imposées par les camions ne constituent pas une menace à la stabilité de l'ouvrage alors, les charges imposées par les voitures et les piétons sont parfaitement admissibles.

Dans notre étude, nous ne tiendrons pas en considération les effets générés par plusieurs véhicules et la position des camions sur le pont. Le camion est supposé situé à mi-envergure de la poutre.

Les charges imposées par les camions aux ouvrages ont été modélisées par plusieurs auteurs. Dans ce qui suit, nous allons présenter les principaux codes établis par des organismes officiels qui traitent la modélisation des charges imposées par les camions :

- **Code Espagnol [52]**

Les camions modélisés par le Code Espagnol disposent de trois essieux, chaque essieu applique une force de 200 kN (Figure 2.7). Les distances entre les essieux sont présentées sur la (Figure 2.7).

Les efforts générés par le chargement dynamique ne sont pas pris en compte dans ce modèle.

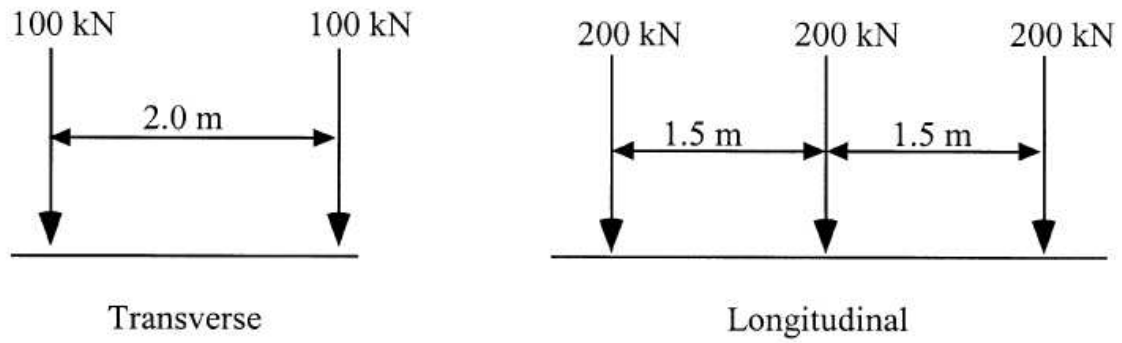


Figure 2.7. Modélisation du chargement lié au trafic selon le Code Espagnol [Spanish Code].

- *Eurocode [53]*

Le chargement imposé par le trafic modélisé par Eurocode est présenté dans la Figure 2.8. Dans ce modèle le chargement est composé d'une partie statique (forces concentrées) et d'une partie dynamique (force uniformément répartie).

Avec : $Q= 300\text{kN}$ pour l'essieu 1, 200kN pour l'essieu 2 et 100 kN pour l'essieu 3,
 $q=2.5\text{kN/m}^2$

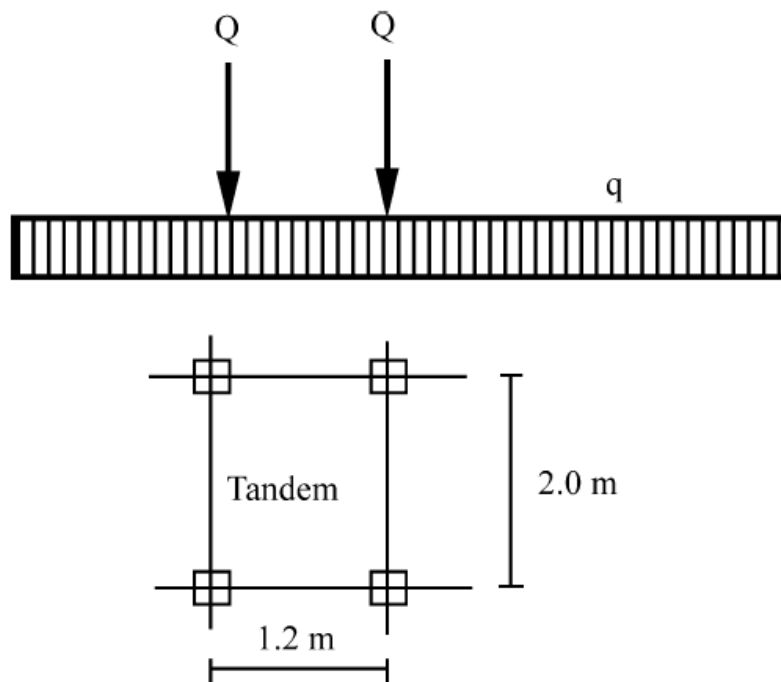


Figure 2.8 : Modélisation du chargement lié au trafic selon l’Eurocode [Eurocode].

- **AASHTO** [54]

Le modèle proposée par cette association Américaine modélise les efforts imposés par les camions comme présenté par la (Figure 2.7).

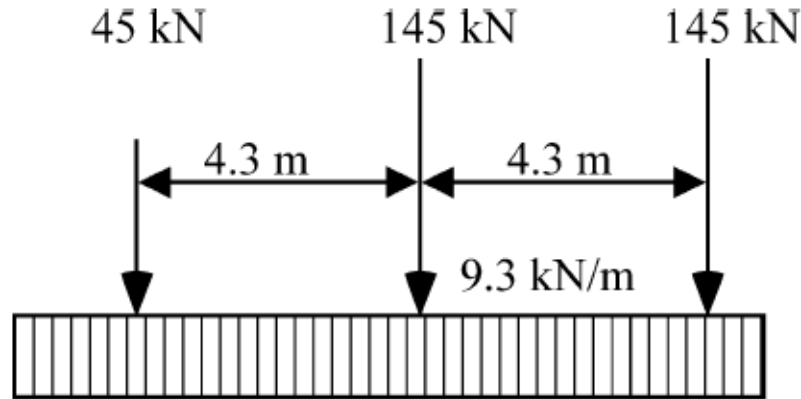


Figure 2.9 : Modélisation du chargement lié au trafic selon AASHTO [54].

Le modèle retenu pour notre étude est celui préconisé par AASHTO néanmoins une quantification de la variabilité des forces concentrées et uniformément réparties est nécessaire afin de prendre en compte le caractère aléatoire de ce chargement.

Dans notre étude, nous allons considérer un chargement lié au trafic imposé par un camion de dimensions présentées par la Figure 2.9. Le poids du camion est ~ 240 kN selon les recommandations de Darmawan [17].

$$\text{Poids d'un camion} \sim N(\mu, cov.) ; \mu = 240 \text{ kN} ; cov. = 0.40 \quad (2.36)$$

Le chargement dynamique est considéré comme un paramètre déterministe ($q = 9.3 \text{ kN/m}$)

Un résumé des variables aléatoires influentes lors de la dégradation des poutres en béton précontraint est rapporté dans le Tableau 2.8 ainsi que le modèle probabiliste retenu pour chaque variable aléatoire.

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes focalisés sur un type particulier de dégradation des ouvrages d'art ; la corrosion des câbles de précontrainte favorisée par les ions chlorures.

Les différentes variables aléatoires ont été identifiées et étudiées. Dans le souci de cohérence, nous avons fait le choix des modèles probabilistes des variables aléatoires applicables aux ouvrages d'art des villes côtières Algériennes. Le chargement de l'ouvrage d'art a été établi selon les recommandations de la norme Américaine AASHTO.

Tableau 2.8 : Modèles probabilistes des variables aléatoires relatives au problème étudié

	<i>Variable aléatoire</i>	<i>Désignation</i>	<i>Loi de probabilité</i>	<i>Moyenne</i>	<i>Ecart type/ COV.</i>	<i>Source</i>
Environnement	<i>Température</i>	T	N	$T_{moy} \text{ } ^\circ\text{C}$	σ_T	[33]
	<i>Humidité relative</i>	HR	N	$HR_{moy} \%$	σ_{HR}	[33]
	<i>Concentration en surface de CI</i>	C_s	LN	2.95	0,5	[41]
	<i>Coefficient de diffusion</i>	D_c	LN	6.10E-12	0,2	[19]
	<i>Concentration critiques des CI</i>	C_{cr}	LN	0.91	0,1	[49]
Propriétés mécaniques et géométriques Des matériaux	<i>Résistance des câbles</i>	f_p	N	$f_{pk}+1,645.40 \text{ MPa}$	40 MPa	[50]
	<i>limite d'élasticité conventionnelle des câbles à 0,1%</i>	$f_{p0,1}$	N	$0,90f_{pk} \text{ MPa}$	50 MPa	[50]
	<i>Déform. Du câble sous charge max.</i>	ε_u	N	5%	0.4%	[50]
	<i>Module d'élasticité des cables</i>	E_p	N	195 GPa	5 GPa	[50]
	<i>Aire de la section droite des câbles</i>	A_p	<i>Déterministe</i>	150mm ²	-	/
	<i>Résistance du béton en compression</i>	f_c	LN	$f_c/(1-cov.f_c) \text{ Mpa}$	0,2-0,15-1	[33]
	<i>Résistance du béton en traction</i>	f_{ct}	LN	$0.17f_c^{0.7} \text{ MPa}$	0,207- 0,165	[33]
	<i>Module d'élasticité du béton</i>	E_c	N	$4600(f_{ck})^{0.5} \text{ MPa}$	0,12	[19]
	<i>Hauteur de la poutre</i>	h	N	$h_{nom} \text{ mm}$	3,6 mm	[17]
	<i>Largeur de la poutre</i>	l	N	$l_{nom} \text{ mm}$	5 mm	[17]

	<i>Enrobage</i>	<i>e</i>	<i>N</i>	<i>e_{nom} mm</i>	<i>7,9 mm</i>	[17]
<i>Chargement</i>	<i>Poids de la poutre précontrainte</i>	<i>D₁</i>	<i>N</i>	<i>1,03.D1 mm</i>	<i>0,08</i>	[55, 56]
	<i>Poids du tablier</i>	<i>D₂</i>	<i>N</i>	<i>1,05.D2 mm</i>	<i>0,1</i>	[55, 56]
	<i>Poids de l'asphalte</i>	<i>D₃</i>	<i>N</i>	<i>80 mm</i>	<i>0,30</i>	[55, 56]
	<i>Poids du camion</i>	<i>Q</i>	<i>N</i>	<i>240Kn</i>	<i>0,40</i>	[55, 56]

Chapitre 3

Modélisation numérique EF 3D du comportement des câbles de précontrainte

Chapitre 3

Modélisation numérique EF 3D du comportement des câbles de précontrainte

3.1. Introduction

Les câbles de précontrainte sont des éléments torsadés constitués de 7 fils. La modélisation du comportement des câbles nécessite la prise en compte du comportement de chaque constituant ainsi que l'interaction entre les constituants (généralement le frottement entre les fils).

Plusieurs lois de comportement des câbles existent dans la littérature. Le choix de la loi la plus performante ne peut se faire sans comparaison des résultats qu'offrent ces modèles aux résultats expérimentaux. Néanmoins, le dispositif expérimental permettant de mesurer la réponse des câbles sous chargement axial est non disponible en Algérie. Afin de remédier à ce manque de matériel, et pouvoir déterminer un modèle précis dans le but de l'utiliser pour la prédiction du comportement des câbles, un développement d'un modèle EF 3D est nécessaire.

Les modèles EF sont connus par la grande précision qu'ils offrent. Une modélisation numérique constitue donc une bonne alternative aux essais expérimentaux. Une modélisation numérique n'est pas simple à mettre en place, en particulier la modélisation 3D, elle est très coûteuse en temps de calcul.

Une connaissance parfaite des modèles analytiques est primordiale afin de pouvoir développer un modèle EF et pouvoir comparer les résultats numériques et analytiques.

Dans ce chapitre, les principaux modèles existants dans la littérature sont passés en revue, puis, une modélisation numérique du comportement mécanique des câbles est développée sous AbaqusTM. Enfin, une comparaison des résultats numériques et analytiques est réalisée afin de valider le modèle analytique le plus précis. Ce modèle sera adopté pour l'étude mécano-fiabiliste.

Toutes les études présentes dans la littérature estiment que les câbles subissent un chargement axial. En effet, les câbles sont prévus pour cet effet ; lutter contre les chargements axiaux (efforts de traction et/ou moment de rotation).

La réponse globale du câble à une force de traction F_z ou à un moment de torsion M_z est de la forme :

$$\begin{Bmatrix} F_z \\ M_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{\varepsilon\varepsilon} & k_{\varepsilon\theta} \\ k_{\theta\varepsilon} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{z,z} \\ \theta_{z,z} \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

Avec :

$u_{z,z}$: l'allongement axiale du câble.

$\theta_{z,z}$: rotation du câble autour de son axe longitudinal z .

Les raideurs en traction $k_{\varepsilon\varepsilon}$, en torsion $k_{\theta\theta}$ et les termes de couplages $k_{\varepsilon\theta}$ et $k_{\theta\varepsilon}$ sont les éléments de la matrice raideur.

Les câbles de précontraintes sont constitués de 6 fils hélicoïdaux enroulés autour d'un fil central aussi appelé âme centrale Figure (3.1). Les constituants des câbles de précontrainte sont en acier.

En général les fils hélicoïdaux sont dotés d'un rayon R_w (wire) différent de celui du fil central R_c (core)

Avec :

$$R_h = R_c + R_w \quad (3.2)$$

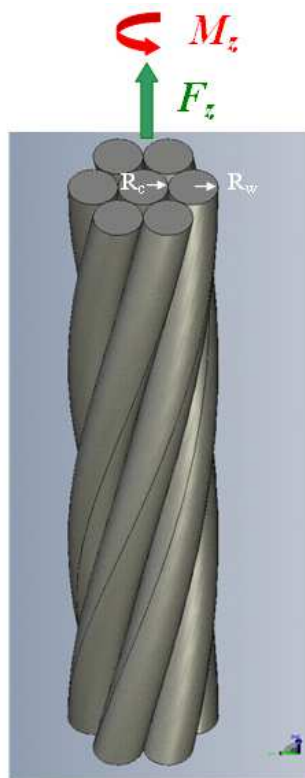


Figure 3.1 : Chargement axial appliqué aux câbles de précontrainte.

Une grande partie des modèles existants dans la littérature sont écrits sous la forme de l'équation (3.1). Ces modèles sont obtenus à partir des équations d'équilibre de Kirchhoff-love [57]. En effet, les fils constituant les câbles sont considérés comme des poutres hélicoïdales et sont dotées de raideur de traction, de torsion et de flexion.

La différence entre les modèles analytiques existants réside dans la prise en compte, ou pas, du :

- Frottement entre les fils.
- Rétrécissement de la section des fils par effet de poisson.
- De la raideur en flexion des fils.
- De la symétrie de la matrice raideur.

3.2.2. Modèles existants

3.2.1. Modèle de Hruska

Dans son modèle, Hruska [58] ne tient pas compte de la torsion résultante du chargement axial des câbles. Les constituants du câble subissent uniquement une traction

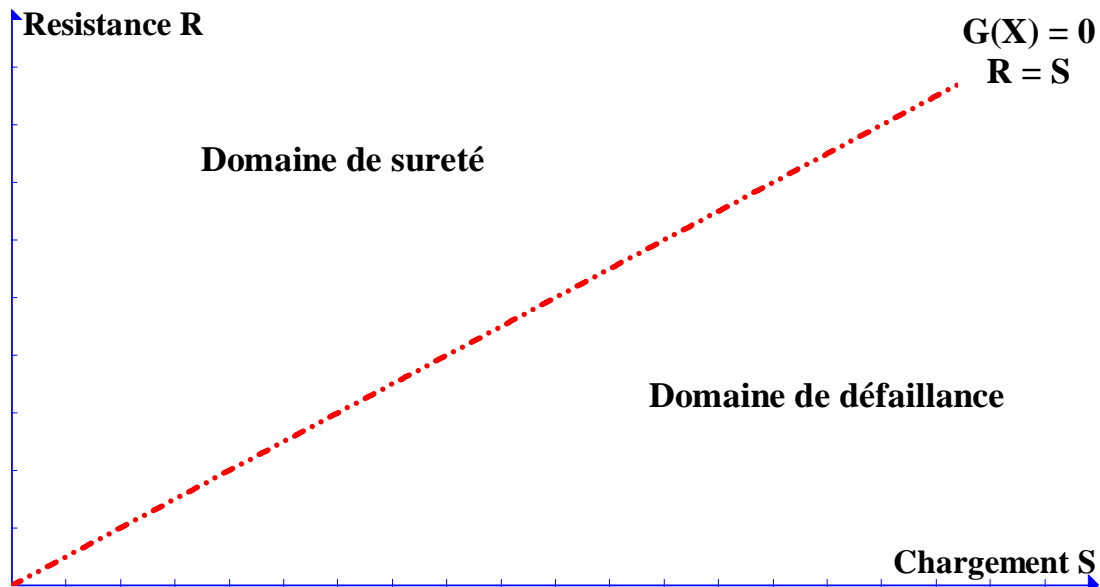


Figure 2.1 : Représentation de la fonction d'état limite $R=S$.

Cette fonction d'état limite dépend des paramètres de conception d , des variables aléatoires $(X = X_1, X_2, \dots, X_n)$ caractérisants les chargement subits S_i et la résistance mécanique de la structure R_i et du temps t .

La première étape de l'évaluation de la fiabilité d'une structure réside dans l'établissement de la relation qui relie les variables caractéristiques X_i intervenants dans le problème afin d'obtenir une fonction d'état limite :

$$Z = G(X) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.2)$$

La fonction $G(X) = 0$ définit la frontière de l'état limite. Elle est fonction des variables aléatoires. La fiabilité de la structure P_R est la probabilité pour que la réalisation du point x , elle représente l'état de la structure à un moment donné, se situe dans la zone sûre.

La probabilité de défaillance peut être définie comme suit :

$$P_f = 1 - P_R \quad (2.3)$$

La fonction $G(x) < 0$ représente la fonction de défaillance de la structure.

$$\begin{Bmatrix} F_z \\ M_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{\varepsilon\varepsilon} & k_{\varepsilon\theta} \\ k_{\theta\varepsilon} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{z,z} \\ \theta_{z,z} \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

Avec :

$u_{z,z}$: l'allongement axiale du câble.

$\theta_{z,z}$: rotation du câble autour de son axe longitudinal z .

Les raideurs en traction $k_{\varepsilon\varepsilon}$, en torsion $k_{\theta\theta}$ et les termes de couplages $k_{\varepsilon\theta}$ et $k_{\theta\varepsilon}$ sont les éléments de la matrice raideur.

Les câbles de précontraintes sont constitués de 6 fils hélicoïdaux enroulés autour d'un fil central aussi appelé âme centrale Figure (3.1). Les constituants des câbles de précontrainte sont en acier.

En général les fils hélicoïdaux sont dotés d'un rayon R_w (wire) différent de celui du fil central R_c (core)

Avec :

$$R_h = R_c + R_w \quad (3.2)$$

D'une manière générale, R et S sont des variables aléatoires définies par des fonctions de répartitions F_R et F_S et une densité de probabilité f_R et f_S .

La probabilité de défaillance est définie en prenant en compte toutes les valeurs possibles des variables R et S et en considérant celles pour lesquelles $S > R$

Soit :

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.4)$$

Avec :

D : est le domaine d'intégration des variables ($G(R,S) < 0$).

f_{RS} : est la densité de probabilité conjointe de R et S.

L'évaluation de cette intégrale multiple est extrêmement compliquée en fonction de la corrélation des variables et de la complexité des calculs.

Le calcul de la probabilité de défaillance devient possible à l'aide de méthodes d'approximation telles que les méthodes FORM, SORM et la simulation de Monte Carlo.

- **Méthode d'analyse de la fiabilité de premier ordre FORM**

La méthode d'analyse de la fiabilité de premier ordre utilise une approximation analytique de la probabilité de défaillance. Cette méthode est basée sur le concept du point de défaillance le plus probable, la fonction de performance est considérée approximativement comme une fonction linéaire (Figure 2.2).

La probabilité de défaillance peut être définie comme suit :

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.5)$$

Avec :

Φ : est la fonction de probabilité gaussienne cumulée

β : est l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind.

- **Méthode d'analyse de la fiabilité de second ordre SORM**

La méthode d'analyse de la fiabilité de second ordre est une approximation analytique quadratique de la fonction de performance autour du point de conception x_i^* (Figure 2.2) :

$$G(x_i) = G(x_i^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) \frac{\partial G}{\partial x_i} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (x_i - x_i^*) (x_j - x_j^*) \frac{\partial^2 G}{\partial x_i \partial x_j} + \dots \quad (2.6)$$

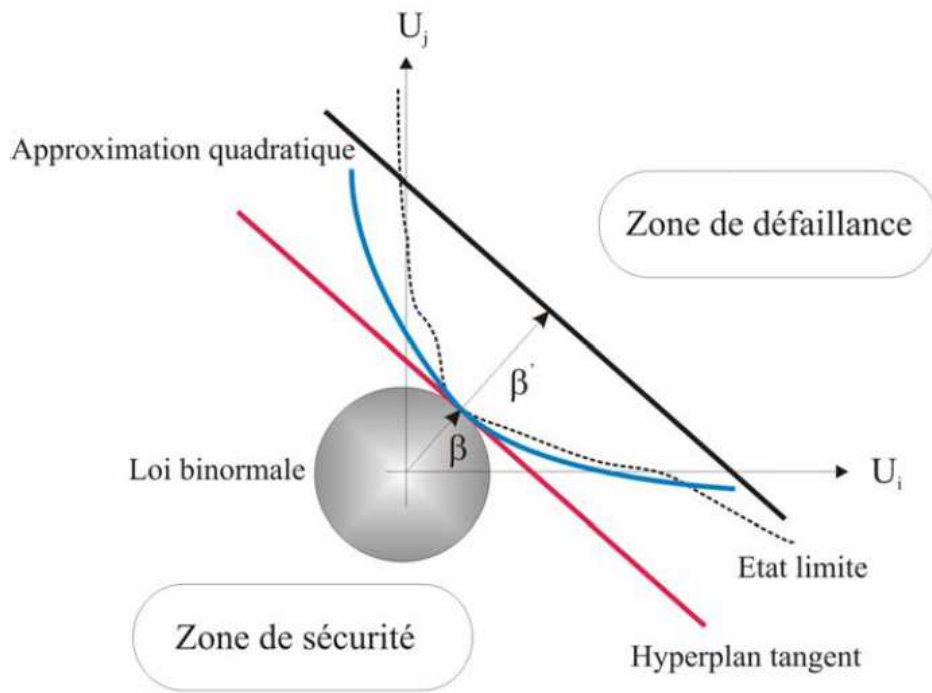


Figure 2.2 : Représentation des méthodes FORM et SORM [30].

- **Méthode de simulation de Monte Carlo**

Selon Mohammadkhani-shali [30], Les méthodes de simulation de Monte Carlo visent à construire une estimation de la probabilité de défaillance. Des tirages aléatoires sont effectués et l'évaluation de la réponse de la structure est effectuée pour chaque jeu de données.

Il existe plusieurs variantes de ces méthodes, visant à optimiser les stratégies de tirs dans le but de réduire le coût de calcul lié essentiellement au nombre d'appels du code de calcul aux éléments finis.

2.4. Détermination des variables aléatoire dans le cas des ouvrages d'art menacés par la corrosion

Les variables aléatoires sont des grandeurs mathématiques issues d'une expérience aléatoire.

Les variables aléatoires peuvent être discrètes ou continues ; Une variable aléatoire est dite discrète si elle ne prend que des valeurs discontinues. En générale, toutes les variables qui résultent d'un dénombrement sont de type discret.

Une variable aléatoire est dite continue si elle peut prendre toutes les valeurs. Souvent, toutes les variables qui résultent d'une mesure sont de type continu.

Les variables aléatoires peuvent prendre un ensemble de valeurs. L'expression mathématique de la probabilité est appelé loi de probabilité de la variable aléatoire.

Dans le cas de variables aléatoire, la loi de probabilité est déterminée par des probabilités des évènements.

Lorsque les variables aléatoires sont continues, la loi de probabilité associe une probabilité à chaque ensemble de valeurs définies dans un intervalle donné.

Si on considère que cet intervalle tend vers 0, la valeur prise par la variable aléatoire tend alors vers une fonction appelée densité de probabilité.

Tous les paramètres étudiés dans le chapitre 1 peuvent être considérés comme des *variables aléatoires continues*.

Parmi ces paramètres on peut citer : l'humidité, la température, l'enrobage, la concentration des chlorures, le coefficient de diffusion dans le béton, les dimensions du câble et de la poutre, Module de Young du câble...etc.

Les valeurs de ces paramètres sont obtenues en effectuant des mesures. Les appareils utilisés pour mesurer ces paramètres sont plus ou moins précis.

Une série de mesures d'un seul paramètre peut fournir une plage de valeurs relativement éloignées. L'utilisation d'une seule valeur parmi le large éventail de valeurs mesurées pour la prédiction de la durée de vie des ouvrages fournies des résultats erronés. Dans ce cas, la durée de vie est soit sous-estimée soit surestimée.

Rajouté au fait que les appareils de mesure ne fournissent pas des lectures exactes des valeurs mesurées, les procédés de fabrication sont à leurs tours des sources d'incertitudes. Par exemple, les propriétés géométriques et mécaniques d'une structure ne sont pas constantes le long de cette structure. En d'autre terme, il n'existe pas de structures parfaites.

La prise en comptes de la variabilité de ces paramètres constitue le point de départ d'une étude réaliste.

Toutes les études fiabilistes qui ont été menées sur la corrosion des armatures dans le béton [31,32] ont effectué un choix de modèles pour les variables aléatoires parmi les lois existantes dans la littérature. En effet, des dizaines de lois existent dans la littérature pour un seul paramètre.

Un choix judicieux prenant en compte la similitude des conditions avec le problème étudié est primordial pour l'obtention de résultats significatifs.

Les variables aléatoires relatives à notre étude peuvent être classées en quatre catégories [31] :

- Variables aléatoires liées aux conditions environnementaux
- Variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques et géométriques des matériaux
- Variables aléatoires liées aux chargements de l'ouvrage d'art

The European union Brite EuRam III [33] publie périodiquement des documents sur la quantification statistiques des variables aléatoires relatives aux structures en béton. Ces études constituent une banque de lois de probabilité pour les chercheurs dans ce domaine.

El Hassan [34], a réalisé une synthèse bibliographique des travaux effectués dans ce domaine. Sa synthèse est en partie utilisée comme base pour ce que nous allons présenter ci-dessous, à laquelle nous ajoutons des références supplémentaires ; la synthèse est valide pour les variables aléatoires de type géométrie et environnement mais pour les propriétés mécaniques des matériaux il faut présenter d'autre modèles probabilistes des propriétés mécaniques des câbles valables pour l'étude de fiabilité des ouvrages précontraints.

Avant de présenter les différents modèles de variables aléatoire, nous rappelons le contexte de notre étude :

Nous étudions la dégradation d'une poutre précontrainte par pré-tension, la corrosion des armatures (câble) est induite par les ions chlorures. Ces ions proviennent d'un environnement marin (embrun marin) ou des sels de déverglaçage.

Les ions chlorures s'introduisent dans le béton par diffusion et dépassivent les aciers lorsque leur concentration atteint une concentration critique.

La poutre précontrainte subit des charges liées au poids propre, au trafic...etc.

Dans ce qui suit nous présentons les principaux modèles existants pour les différents paramètres intervenant lors de la corrosion des poutres précontraintes, et nous faisons un choix d'un modèle que nous justifierons pour chaque paramètre.

2.4.2. Variables aléatoires liées aux conditions environnementaux

Le but de la modélisation des variables aléatoires relatives à l'environnement est de prédire l'action de l'environnement sur les ouvrages durant leur durée de vie.

L'environnement a une influence directe sur les ouvrages d'art. Ces derniers subissent les agressions imposées par l'environnement comme la température et l'humidité, la présence des ions chlorures à la surface et la diffusivité de ces ions dans le béton.

Les ouvrages d'art peuvent subir aussi l'action des fluctuations climatiques comme les rafales de vent, les tempêtes et les fortes canicules.

L'action de ces paramètres a un effet détériorant. Cet effet reste relativement lent et silencieux contrairement à l'effet des tremblements de terre et des volcans...etc.

Néanmoins, l'effet des paramètres climatiques reste aussi dangereux que celui des tremblements de terre puisque la dégradation des ouvrages d'art peut conduire à la destruction des ouvrages d'art.

La modélisation de ces paramètres est primordiale pour notre étude. Une telle modélisation permet l'étude de l'influence de chaque paramètre sur le processus de corrosion d'un coté, et de prédire les valeurs de ces paramètres durant la durée de vie des ouvrages d'un autre coté.

La connaissance approximative des valeurs que peuvent prendre ces paramètres après la construction des ouvrages d'art permet de décrire avec précision les limites de ces ouvrages ainsi que le mode et la vitesse de dégradation.

Selon DuraCrete [33], le climat à venir est estimé à partir du climat des années précédentes ; on assume que le climat des 30 prochaines années est le même que le climat qui a régné pendant les 30 années précédentes.

Cette définition est applicable à plusieurs paramètres comme la température et l'humidité.

La valeur moyenne annuelle de ces paramètres est estimée par la relation :

$$\overline{m(an)} = \frac{\sum \overline{m(mois)}}{\#moi} \quad (2.7)$$

Avec :

$\#moi$: est le nombre de mois pour la présente année.

$\overline{m(mois)}$: est la valeur de la moyenne mensuelle du paramètre. Elle est calculée par :

$$\overline{m}(\text{mois}) = \frac{\sum \overline{m}}{\# \text{ jour}} \quad (2.8)$$

Avec :

\overline{m} : est la moyenne du paramètre durant un jour représentatif du climat.

$\# \text{ jour}$: est le nombre de jours représentatifs pendant le mois présent.

2.4.1.1. Température à la surface des ouvrages d'art et humidité relative

La température à la surface des ouvrages est un paramètre représentatif de la température ambiante.

Ce paramètre est très difficile à modéliser de part sa grande dispersion ; en une seule journée l'écart de température peut atteindre aisément les 30°.

D'un autre coté, la température varie d'une journée à une autre, d'un mois à un autre et d'une année à une autre d'où la complexité de modéliser ce paramètre.

Plusieurs modèles existent dans la littérature. Ces modèles sont plus ou moins précis.

L'adoption d'un modèle de température performant est très importante puisque la température a une influence directe sur la corrosion. En effet, la température élevée augmente la diffusivité des ions chlorures (équations 1.12 et 1.13). La grande diffusivité des ces ions détériore le bouclier qui protège les aciers (câbles).

Ghannem et Spanos [35] a discrétisé l'expansion de Kahunen-Loève. Cette expansion est analogue aux série de Fourier, elle représente le caractère stochastique des paramètres comme une combinaison de fonctions orthogonales dans un intervalle fermé $[-l, l]$ en utilisant cet algorithme, la température peut être modélisée comme une fonction sinusoïdale (Figure 2.3) :

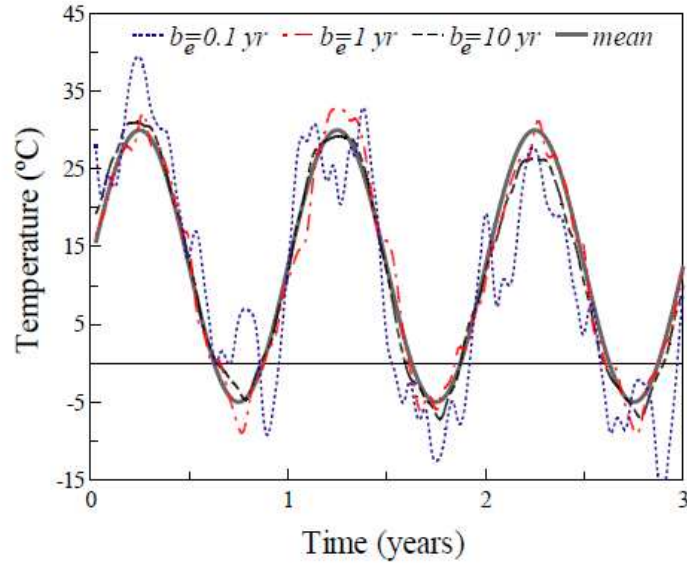


Figure 2.3 : Modèle stochastique de la température

La moyenne de la température peut être calculée avec la relation :

$$\bar{T} = \frac{T_{\max} + T_{\min}}{2} + \frac{T_{\max} - T_{\min}}{2} \sin(2\pi t) \quad (2.9)$$

T_{\max} T_{\min} sont les températures maximale et minimale. t est le temps en années.

L'équation (2.3) est également valable pour modéliser l'humidité.

Duracrete [33] a observé les changements de la température de la ville de Göteborg entre 1961 et 1990. Il en résulte que la distribution de la température est normale.

Les paramètres statistiques de la distribution annuelle et mensuelle de la température en (°C) sont donnés comme suit :

$$T_{\text{annuelle}} \sim N(7.1, 0.5).$$

$$T_{\text{mensuelle}} (\text{Janvier}) \sim N(-1.6, 1.0). \quad (2.10)$$

$$T_{\text{mensuelle}} (\text{Juillet}) \sim N(16.2, 0.7).$$

Ainsi, pour modéliser la température dans une ville donnée, il faut considérer que la température suit une loi normale dotée d'une température moyenne et d'un écart-type σ .

Malgré la simplicité de ce modèle, nous décidons de ne pas l'adopter car ces dernières années le climat mondial connaît un fort réchauffement traduit par l'augmentation de la température moyenne des océans et l'augmentation de la chaleur terrestre.

Le réchauffement climatique induit une augmentation ou une diminution de la température et de l'humidité selon les villes étudiées.

Le modèle de la température adopté est donné par l'équation (2.9) pour calculer la moyenne de température, les fluctuations peuvent être calculées avec des moyens statistiques en se référant aux températures des deux dernières années.

Comme la température, une modélisation précise de l'humidité relative permet de fournir une bonne approximation du temps d'initiation de la corrosion.

Il est indispensable d'intégrer un modèle réaliste décrivant l'humidité dans l'air. En effet, l'humidité de l'environnement favorise la pénétration des agents agressifs dans le béton par diffusion et contribue à la saturation par l'eau du béton.

Les équations 2.7, 2.9 sont des modèles valables aussi pour décrire l'évolution de l'humidité dans l'air.

Le modèle retenu décrivant l'humidité relative mensuelle est décrit par El Hassan [34], il est établi en suivant les recommandations de DuraCrete [33].

$$HR \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = HR_{moy} ; \sigma = \sigma_{moy} \quad (2.11)$$

2.4.1.2. Modélisation du réchauffement climatique

Selon CIPC[36], il est possible d'anticiper la mesure du réchauffement climatique pour les années à venir en mesurant l'évolution des changements de température moyenne et de l'humidité.

Il a été constaté que onze des douze années au cours de la période 1995-2006 figurent parmi les années les plus chaudes depuis 1850 date du début des relevés météorologiques. Par ailleurs, la tendance du réchauffement linéaire au cours des 50 dernières années (0,13 ° C par décennie) à comparé aux mesures au cours des 100 dernières années (0.076 ° C).

Basée sur ces mesures et sur les différentes politiques contre le réchauffement climatique le CIPC a annoncé une hausse de la température moyenne de 1 à 6,4 ° C au cours des 100 prochaines années.

La température augmente linéairement et peut être modélisée par :

$$\bar{T} = T_0 + \left(\frac{T_{ta} - T_0}{T_a} \right) . t \quad (2.12)$$

T_0 et T_{ta} sont respectivement la moyenne annuelle de la température à $t = 0$ et à $t = t_a$.

Ce modèle fournit également une bonne approximation de l'humidité relative de l'air.

2.4.1.3. Modélisation de la concentration des ions Cl⁻ à la surfaces des ouvrages d'art C_s

En général, tous les ouvrages d'art sont exposés aux ions Cl⁻, ces ions proviennent de l'eau de pluie contaminée, des embruns marins ou des sels de déverglaçage.

Il a été noté que les ions chlorures ont un effet très néfaste sur la dureté des ouvrages d'art. Ils induisent une corrosion localisée des armatures pouvant provoquer la destruction des ouvrages.

Une quantification statistique de la quantité des ions chlorures à la surface des ouvrages d'art est nécessaire afin d'établir une estimation de la durée de vie de ces ouvrages.

D'après DuraCrete [33] les valeurs de la concentration à la surface des ouvrages (C_s) sont considérées comme distribuées selon une *loi log normale* avec une moyenne de 0.24 kg/m³ et un coefficient de variation de 0.16.

Cette plage de valeurs n'a pas été retenue pour notre étude car ce modèle ne tient pas compte ni de la proximité de l'ouvrage par rapport à la mer ni de l'utilisation des sels de déverglaçage.

Une synthèse bibliographique a été réalisée par Dupart [32] (Tableau 2.1). Cette synthèse montre les différentes valeurs que peut prendre la concentration des chlorures à la surface des ouvrages en se basant sur des études menées sur des ouvrages ayant subit des opérations de déverglaçages (Tableau 2.1) et des ouvrages situés près de la mer (Tableau 2.2).

Tableau 2.1 : Concentration en surface (kg/m³) pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.

C_s (kg/m³)	Moyenne	Coefficient de variation	Distribution	Source
1,2 à 8,2	3.5	0.5	LN	[37]
0,25 à 15	6.5	0.7	LN	[38]
0,15 à 5,25	2.51	0.68	Gamma	[39]
0,32 à 6,75	2.01	2.72	/	[40]

Il est à noter que les chercheurs qui ont étudié la concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages d'art n'ont pas établie de distributions pour ce paramètre (Tableau 2.2).

Tableau 2.2 : Concentration en surface (kg/m³) pour des ouvrages soumis à des embruns marins.

C_s (kg/m³)	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
1.67 à 17	9.75	0.51	[41]
0.37 à 8.3	2,16	0.83	[42]
0.43 à 4.1	1.52	0.63	[43]

La concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages est un facteur déterminant dans le processus de la corrosion des armatures.

Cette concentration est un facteur déclenchant de la corrosion. L'équation (1.15) montre l'influence de la concentration à la surface sur le temps d'initiation de la corrosion des armatures dans le béton.

Les ouvrages exposés aux sels doivent attirer une attention particulière de part leur fragilité face aux menaces induites par les chlorures.

Une quantification précise de la concentration de ces ions permet le calcul exact du temps de début de la corrosion et offre l'opportunité d'avoir une bonne estimation de la durée de vie de l'ouvrage étudié.

Les valeurs de la concentration des chlorures répertoriées dans le Tableau (2.1) fournissent une bonne approximation de ce paramètre dans le cas des ouvrages soumis aux sels de déverglaçage. En revanche, le Tableau (2.2) permet d'avoir une idée globale sur les valeurs de cette concentration pour le cas des ouvrages soumis aux embruns marins.

Le degré d'exposition des ouvrages des villes côtières aux sels est différent ; la distance séparant l'ouvrage de la mer a une influence directe sur la concentration des Cl^- sur la surface de ces ouvrages.

Mac Gee [45] a réalisé une étude sur une série de ponts en Australie et a pu décrire les valeurs de la concentration des ions chlorures à la surface de ces ponts en fonction de la distance qui sépare l'ouvrage de la mer (Tableau 2.3).

Tableau 2.3 : Concentration des chlorures à la surface en fonction de la distance [45].

Distance par rapport à la mer X(km)	Distribution	Moyenne (kg/m^3)	Covariance
$X > 2.84$	LN	0.35	0.5
$0.1 < x < 2.84$	LN	1.15	0.5
$X < 0.1$	LN	2.95	0.5
$X < 0.01$	LN	7.35	0.7

Les valeurs qu'offre le Tableau 2.3 peuvent être adoptées pour un calcul fiable des ouvrages d'art des villes côtières Algériennes.

2.4.1.4. Coefficient de diffusion des ions Cl^-

Dans sa synthèse, [33] a établie une liste des valeurs que peut prendre le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton.

Ces valeurs varient selon l'exposition de l'ouvrage aux sels de déverglaçage ou aux embruns marins (Tableau 2.4 et 2.5).

Tableau 2.4 : Coefficient de diffusion des chlorures dans le béton pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.

D_c ($\cdot 10^{-12} m^2/s$)	Moyenne	Coefficient de variation	Distribution	Source
0.6 à 7.5	2	0.75	LN	[37]
0,03 à 0.65	0.15	0.7	LN	[38]
0,16 à 1,64	0.85	0.51	Gamma	[39]
0,2 à 3.87	0.68	0.87	/	[40]

Dans le cas d'ouvrages soumis à des embruns :

Tableau 2.5 : Coefficient de diffusion pour des ouvrages soumis à des embruns.

D_c ($\cdot 10^{-12} m^2/s$)	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
0.41 à 1.71	0.98	0.57	[41]
1.1 à 6.81	4.75	0.38	[43]

Les valeurs du coefficient de diffusion données par les Tableaux 2.4 et 2.5 ne tiennent pas compte de la variabilité de ce paramètre avec les facteurs climatiques. Hors, l'équation (1.12) montre que la température a une influence directe sur le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton.

Nous avons donc décidé d'adopter un autre modèle plus réaliste :

L'étude la plus récente qui porte sur la modélisation probabiliste est celle de Val et al.

En considérant que les conditions de références en température et humidité sont établies le coefficient de diffusion de référence est :

$$D_{c, \text{ref}} \sim \text{LN}(\mu, \text{COV.}) ; \mu = 6 \cdot 10^{-12} ; \text{COV.} = 0,2 \quad (2.13)$$

2.4.1.5. Concentration critique des ions Cl^- (C_{cr})

La concentration critique des chlorures est la teneur des ions Cl^- à laquelle se produit une dépassement des surfaces de l'acier et le commencement de la dissolution ionique.

Cette concentration est influencée par les facteurs environnementaux tels que la température et l'humidité. La Figure 2.4 montre que les ouvrages exposés à des environnements secs ou très humides dispose de la concentration critiques des ions chlorures la plus élevée.

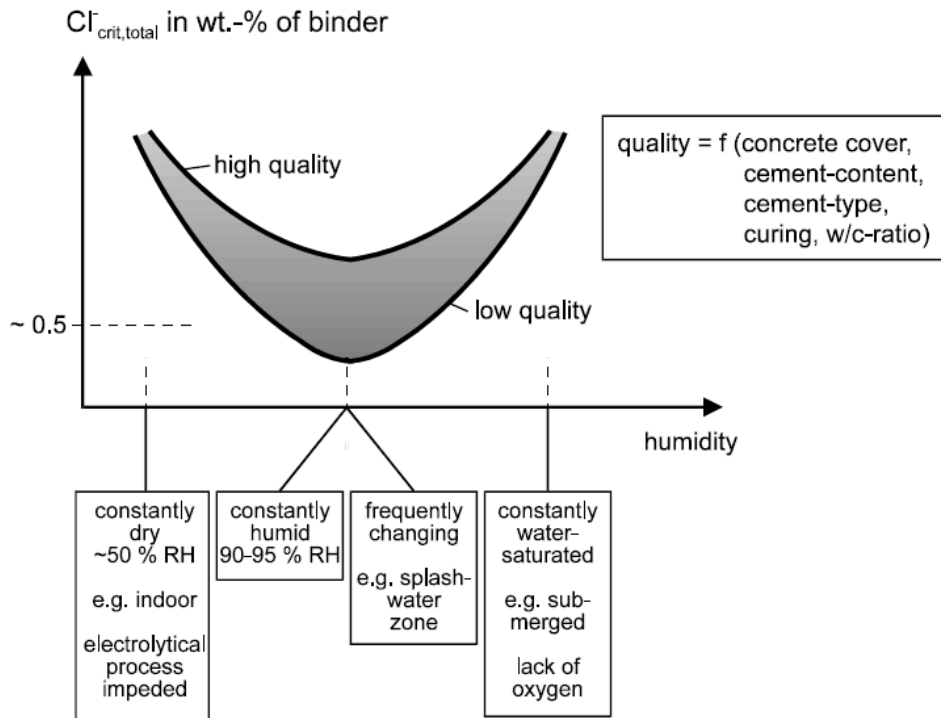


Figure 2.4 : Influence des conditions climatiques et de la qualité du béton sur la concentration critique des ions chlorures [33].

Les ions Cl^- qui diffusent dans le béton s'accumulent aux voisinages des aciers jusqu'à ce qu'ils atteignent une concentration critique qui détruit la barrière protégeant les armatures. Cette diffusion est favorisée par l'humidité, la température et le coefficient de diffusion.

La qualité du béton (rapport E/C : eau/ciment) influe également sur cette concentration critique (Figure 2.4). En effet, un béton médiocre (faible E/C) dispose d'une faible concentration critique de chlorures. Une petite quantité de ces ions suffit pour dépasser les armatures.

DuraCrete [33] recommande une valeur de 0.48 % de la masse de ciment sans mentionner les conditions auxquelles l'ouvrage est soumis.

La synthèse établie par Dupart [32] répertorie les différentes valeurs que peut prendre cette concentration critique (Tableau 2.6).

Tableau 2.6 : Modèles probabilistes de la concentration critique en ions Cl⁻.

Moyenne (kg/m ³)	Coefficient de variation	Distribution	Source
1.38	0.2	N	[45]
3.5	0.6	LN	[46]
0.9	0.19	U(0.6-1.2)	[47]
1	0.1	LN	[48]
0.62	0.1	LN	[49]

Le choix d'une valeur de concentration critique en chlorures ne peut se faire sans connaître la distance séparant l'ouvrage de la côte.

2.4.2. Variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques et géométriques des matériaux

La détermination avec certitudes des propriétés mécaniques et géométriques des matériaux pose un problème majeur. En effet, le béton précontraint est fabriqué à partir de plusieurs constituants (béton, barres et câbles). Les propriétés mécaniques et géométriques de chaque constituant constituent des sources d'incertitudes (module de Young, résistance, limite élastique, dimensions...etc.).

Une surestimation des propriétés mécaniques des matériaux précédemment cités engendre une double, voir triple surestimation des propriétés mécaniques de la structure.

Une quantification précise des propriétés mécaniques et géométriques des matériaux tenant comptes des incertitudes est nécessaire pour prédire les capacités et les limites des structures précontraintes.

A notre connaissance, aucune étude n'a été menée sur la quantification des incertitudes dans les structures précontraintes. Néanmoins, plusieurs études séparées ont été menées sur tous les matériaux qui constituent les poutres précontraintes.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les principaux modèles probabilistes des propriétés mécaniques et géométriques des câbles de précontrainte et du béton. Chaque propriété mécanique ou géométrique est considérée comme variable aléatoire.

2.4.2.1. Propriétés mécaniques et géométriques des câbles

La Figure 2.5 montre une courbe contrainte-déformation typique des câbles de précontraintes. Les propriétés mécaniques sont indiquées.

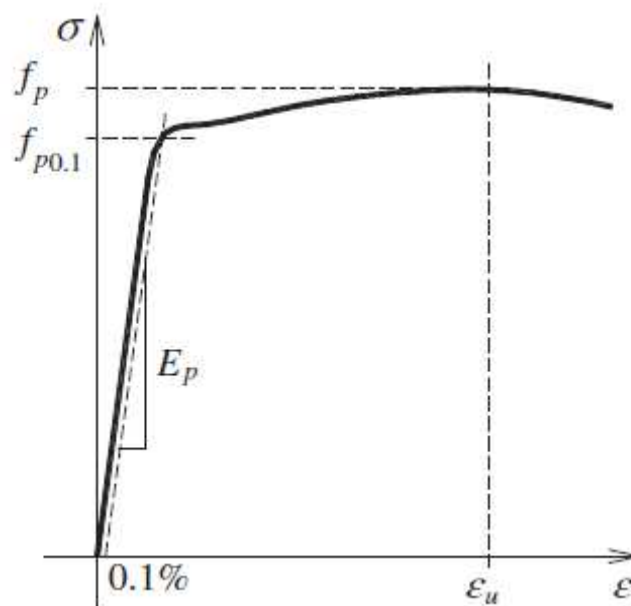


Figure 2.5 : Courbe contrainte-déformation d'un câble de précontrainte [50].

Avec :

f_p : Résistance en traction de l'acier de précontrainte.

E_p : Module de Young du câble.

$f_{p0.1}$: Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte.

ϵ_u : Déformation de l'acier de précontrainte sous charge maximale

A noter également, la classe de résistance des câbles de précontrainte. En général, les câbles utilisés en Algérie sont de la classe Y1860. La valeur 1860 représente la résistance nominale à la traction du câble f_{pk} ($f_{pk}=1860 \text{ Mpa}$).

The probabilistic model code [51] a réalisé une étude de la variabilité des caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte.

Les recommandations faites par *The probabilistic model code* sont reportés dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Recommandations du The probabilistic model code pour les aciers de précontrainte [51].

Variable	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de déviation	Distribution
f_p	$1.04f_{pk}$ ou $f_{pk}+66$ MPa	- 40 MPa	0.025 -	N
E_p	Fils 200 GPa Câbles 195 GPa Barres 200GPa	- - -	0.2	N
ε_u	0.05	0.0035	-	N

Bien que cette étude soit complète, deux expressions de f_p sont fournies sans pour autant mentionner le domaine de validité de chaque expression. De plus, la valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte n'a pas été modélisée.

Une recherche de modèle probabiliste alternatif plus précis est donc nécessaire pour la prise en compte des incertitudes liées aux propriétés géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte.

Luciano Jacinto et al. [50] ont établie des modèles probabilistes des propriétés mécaniques des câbles de précontraintes. Leur étude a porté sur des câbles produits par 6 usines situées en Espagne, Portugal, Thaïlande et en Italie durant 9 ans de production (entre 2001 et 2009).

Cette étude expérimentale a étudié la variabilité des propriétés mécaniques et géométriques de 131 câbles de classe Y1860.

Les modèles obtenus par cette étude sont comme suit :

- Résistance en traction des câbles :

$$f_p \sim N(\mu, \sigma); \mu = f_{pk} + 1,645 \cdot 40 \text{ (MPa)} ; \sigma = 40 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

- Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% pour les câbles

$$f_{p0,1} \sim N(\mu, \sigma); \mu = 0,90 \cdot f_{pk} ; \sigma = 50 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

- Déformation de l'acier de précontrainte sous charge maximale

$$\varepsilon_u \sim N(\mu, \sigma); \mu = 5\% ; \sigma = 0.4\% \quad (2.16)$$

- Module d'élasticité des câbles

$$E_p \sim N(\mu, \sigma); \mu = 195 \text{ GPa} ; \sigma = 5 \text{ GPa} \quad (2.17)$$

La Figure 2.6 montre la loi de probabilité de la section droite des câbles T15.2

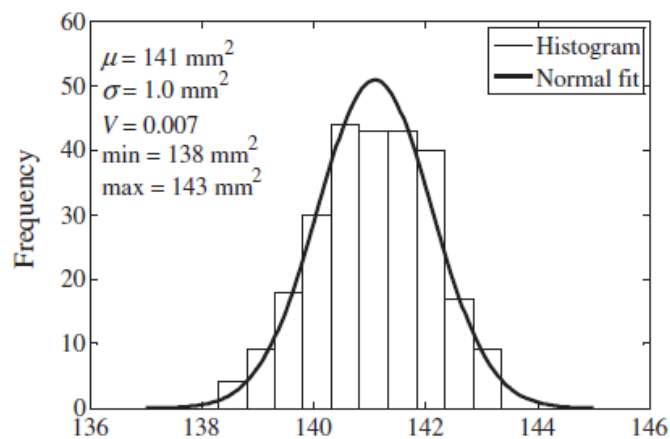


Figure 2.6 : Histogramme de la section droite pour les câbles de diamètre nominal 15,2mm [50].

Il parvient que l'aire de la section droite A_p des câbles T15.2 peut être modélisée comme suit :

$$A_p \sim (\mu, \sigma); \mu = 141 \text{ mm}^2 ; \sigma = 1 \text{ mm}^2 \quad (2.18)$$

Les câbles T15.2 sont très peu utilisés en Algérie contrairement aux câbles T15.7. Un modèle probabiliste de la section droite des câbles de précontrainte de type T15.7 ne figure pas dans la littérature. Nous nous contentons donc des recommandations du *probabilistic model code* [51] qui affirment que la section droite des câbles doit être modélisée comme une variable déterministe.

2.4.2.2. Propriétés mécaniques et géométriques du béton

Tout comme pour les aciers, les propriétés mécaniques du béton varient aléatoirement dans l'espace. La résistance du béton en un point de la structure est différente de la résistance d'un autre point de la même structure ou d'une autre structure. Les propriétés mécaniques varient également dans le temps dans le cas des structures en béton.

Les principales propriétés mécaniques du béton sont la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité

2.4.2.3.. La résistance à la compression du béton

L'utilisation du béton comme matériau de construction revient à son aptitude à lutter contre les grands efforts de compression. La résistance à la compression du béton est donc une caractéristique mécanique de grande importance.

La variabilité de cette caractéristique mécanique ne doit pas excéder certain seuil sous peine de fragiliser la structure.

La résistance à la compression du béton est désignée comme préconisé par la norme NF EN 206-1 par des classes de résistance (C) liées à la résistance caractéristique d'un cylindre en béton $f_{ck,cyl}$ ou d'un cube en béton $f_{ck,cube}$ à 28 jours. La lettre "C" désigne "concrete" ou béton.

JCSS [51] propose un modèle probabiliste de la résistance à la compression du béton relativement complexe :

La résistance à la compression en un point i d'une structure donnée j est fonction de la résistance à la compression standard du béton f_{c0} .

$$f_{c,ij} = \alpha(t, \tau) (f_{c0,ij})^\lambda Y_{l,j} \quad (2.19)$$

Avec :

$$f_{c0,ij} = \exp\left(\left(U_{i,j}\Sigma_j + M_j\right)\right) \quad (2.20)$$

Et :

$f_{c0,ij}$: Variable distribuée selon une loi log-normale avec les paramètres Σ_j et M_j .

M_j : Moyenne logarithmique.

Σ_j : Ecart-type logarithmique.

Y_{1j} : Variable log-normale représentatives des variations supplémentaires dues à la mise en place du béton, au durcissement et murissement du béton.

U_{ij} : Variable distribuée selon une loi normale représentative de la variabilité dans la même structure.

λ : Variable log-normale avec une moyenne de 0.96 et un coefficient de variation de 0.005.

Ce modèle est d'une grande complexité, de plus, très peu d'études ont traité les paramètres statistiques de ce modèle.

Le modèle probabiliste qui décrit la variabilité de la résistance du béton à la compression adopté pour notre étude est celui de Dupart [32] équation (2.21)

$$f_c(\text{compression}) \sim \text{LN} \left(\frac{f_c(\text{compression})}{1 - \text{cov.}(f_c(\text{compression}))} ; \begin{matrix} 0.2 & \text{pour un béton médiocre} \\ 0.15 & \text{pour un béton ordinaire} \\ 0.1 & \text{pour un béton amélioré} \end{matrix} \right)$$

2.4.2.4. La résistance à la traction du béton

Bien que la résistance à la traction du béton soit faible (de l'ordre de 2.5 MPa), elle joue un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages. Cette résistance lutte contre les efforts de traction et de flexion que subit l'ouvrage et fait face également aux séismes.

DuraCrete [33] recommande l'utilisation de la relation suivante pour le calcul de la résistance du béton à la traction f_{ct} (concrete tensile strength) :

$$f_{ct} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad (2.22)$$

Ce modèle ne propose pas de lois de distribution de cette grandeur, pour cela, il n'a pas été retenu.

Le modèle probabiliste retenu modélisant la résistance du béton à la traction est celui recommandé par JCSS et Dupart équation (2.23):

$$f_{ct} \sim LN(\mu, C.V.); \mu = 0.17 f_{ck}^{0.7}; C.V. = \begin{cases} 0.205 & \text{pour le béton médiocre} \\ 0.183 & \text{pour le béton ordinaire} \\ 0.165 & \text{pour le béton amélioré} \end{cases}$$

2.4.2.5. La module d'élasticité du béton E_c

Le modèle probabiliste du module de Young du béton retenu pour notre étude a été développé par Vu et al. [20].

Cette variable aléatoire peut être modélisée comme suit :

$$E_c \sim N(\mu, cov.); \mu = 4600 (f_{ck})^{1/2}; C.V. = 0.12 \quad (2.24)$$

2.4.2.6. Dimensions des poutres en béton

Les dimensions des structures en béton armé ou en béton précontraint sont des sources potentielles d'incertitudes.

En aucun cas, la largeur ou la hauteur d'une poutre est constante le long de la poutre. Ces paramètres (hauteur et largeur des poutres) sont utilisés pour le calcul de la résistance des poutres. L'adoption d'un modèle réaliste décrivant ces paramètres est donc primordiale pour la prise en compte des incertitudes.

Les dimensions d'une poutre peuvent être classées en deux catégories :

- Dimensions extérieurs

Les dimensions extérieures d'une poutre sont la largeur, la hauteur et la longueur.

- Dimensions intérieurs

Parmi les dimensions intérieures des poutres on s'intéresse particulièrement à l'enrobage.

La plupart des études qui traitent la variabilité des dimensions des poutres s'appuient sur les recommandations de DuraCrete [33].

Cette étude considère qu'une dimension X est dotée d'une déviation Y de la dimension nominale X_{nom} .

$$Y = X - X_{nom} \quad (2.25)$$

La déviation Y est dotée d'une moyenne μ_y et d'un écart type σ_y .

Lorsque X représente une dimension extérieure μ_y et σ_y prennent les valeurs suivantes :

$$\mu_y = 0.003 \cdot X_{nom} \quad (2.26)$$

$$\sigma_y = 0.006 \cdot X_{nom} + 4 \text{ mm} \quad (2.27)$$

Lorsque X représente une dimension intérieure telle que l'enrobage μ_y et σ_y prennent les valeurs suivantes :

$$5 \text{ mm} \leq \mu_y \leq 15 \text{ mm} \quad (2.28)$$

$$5 \text{ mm} \leq \sigma_y \leq 15 \text{ mm} \quad (2.29)$$

Nous pouvons constater que les recommandations établies par DuraCrete ne fournissent pas de distributions pour la déviation des dimensions. Pour cette raison, nous avons décidé de retenir le modèle adopté par Stewart et al. [17] et Dupart [32] :

- Hauteur d'une poutre h :

$$h \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = h_{nom} + 0.8 \text{ mm} ; \sigma = 3.6 \text{ mm} \quad (2.30)$$

- Largeur d'une poutre l :

$$l \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = l_{nom} \text{ mm} ; \sigma = 5 \text{ mm} \quad (2.31)$$

- Enrobage e :

$$e \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = e_{nom} \text{ mm}; \sigma = 7.9 \text{ mm} \quad (2.32)$$

Il est à noter qu'aucune étude ne présente un modèle probabiliste de la longueur des poutres.

2.4.3. Variables aléatoires liées aux chargements de l'ouvrage d'art

Les principaux chargements que subissent les ouvrages d'art tels que les ponts sont le poids propre des composantes de l'ouvrage et les charges imposées par le trafic routier.

Les ponts subissent l'action occasionnelle ou accidentelle d'autres phénomènes tels que les accidents de la route, les séismes et les rafales de vent dans les saisons hivernales.

Seule l'action du poids propre des ouvrages d'art et l'action du trafic routier sont prises en compte dans notre étude.

Les charges imposées par le poids propre de la structure sont également appelées charges permanentes (Dead load).

Dans le cas des poutres précontraintes utilisées dans les ponts, les charges permanentes peuvent être regroupées dans trois catégories :

- Poids des éléments préfabriqués D_1 :

Les éléments préfabriqués dans les ouvrages sont généralement les poutres précontraintes.

- Poids des éléments coulés en place D_2 :

Après la déposition des éléments préfabriqués dans les ponts, une couche en béton armé (tablier) est coulée sur la partie supérieure des poutres précontrainte.

- Poids de l'asphalte D_3 :

Afin de rendre l'ouvrage praticable par les véhicules et assurer la liaison possible entre les deux extrémités du pont, une couche d'asphalte est nécessaire.

Les trois chargements permanents précédemment cités sont des sources d'incertitudes et sont donc considérés comme des variables aléatoires.

Les modèles probabilistes retenus pour notre étude ont été utilisés par Stewart et Darmawan [17] :

$$D_1 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 1.03D_1 ; COV. = 0.08 \quad (2.33)$$

$$D_2 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 1.05 D_2 ; COV. = 0.10 \quad (2.34)$$

$$D_3 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 80mm. ; COV. = 0.30 \quad (2.35)$$

Les charges imposées par le trafic sont causées par le passage de voiture, et camions et de piétons sur l'ouvrage.

Il est évident que le calcul de la résistance et de la fiabilité des ponts tient compte des charges maximales imposées par les camions. En effet, si les charges imposées par les camions ne constituent pas une menace à la stabilité de l'ouvrage alors, les charges imposées par les voitures et les piétons sont parfaitement admissibles.

Dans notre étude, nous ne tiendrons pas en considération les effets générés par plusieurs véhicules et la position des camions sur le pont. Le camion est supposé situé à mi-envergure de la poutre.

Les charges imposées par les camions aux ouvrages ont été modélisées par plusieurs auteurs. Dans ce qui suit, nous allons présenter les principaux codes établis par des organismes officiels qui traitent la modélisation des charges imposées par les camions :

- **Code Espagnol [52]**

Les camions modélisés par le Code Espagnol disposent de trois essieux, chaque essieu applique une force de 200 kN (Figure 2.7). Les distances entre les essieux sont présentées sur la (Figure 2.7).

Les efforts générés par le chargement dynamique ne sont pas pris en compte dans ce modèle.

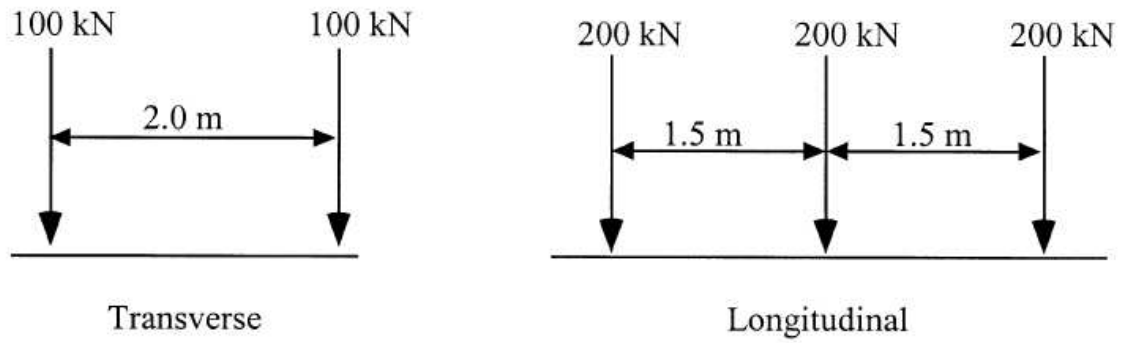


Figure 2.7. Modélisation du chargement lié au trafic selon le Code Espagnol [Spanish Code].

- *Eurocode* [53]

Le chargement imposé par le trafic modélisé par Eurocode est présenté dans la Figure 2.8. Dans ce modèle le chargement est composé d'une partie statique (forces concentrées) et d'une partie dynamique (force uniformément répartie).

Avec : $Q= 300\text{kN}$ pour l'essieu 1, 200kN pour l'essieu 2 et 100 kN pour l'essieu 3,
 $q=2.5\text{kN/m}^2$

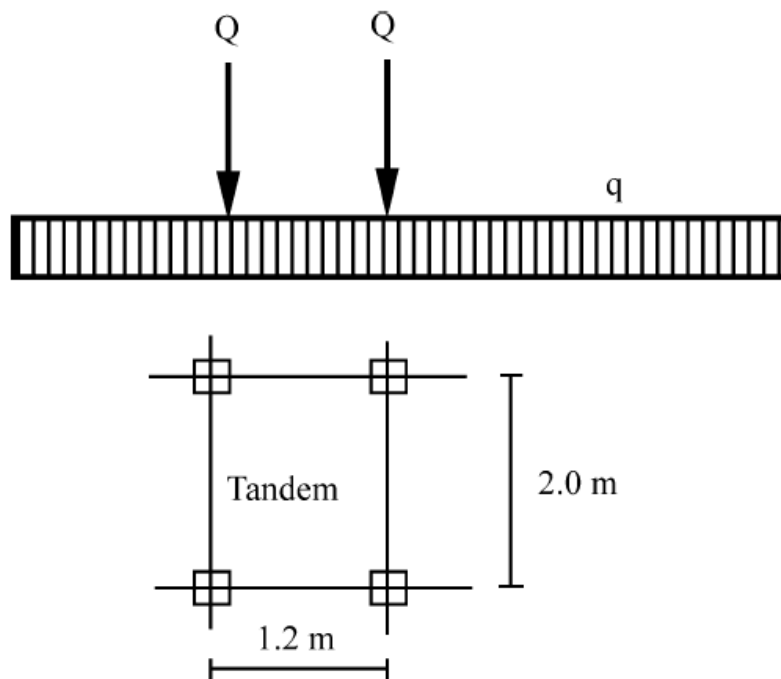


Figure 2.8 : Modélisation du chargement lié au trafic selon l’Eurocode [Eurocode].

- **AASHTO** [54]

Le modèle proposée par cette association Américaine modélise les efforts imposés par les camions comme présenté par la (Figure 2.7).

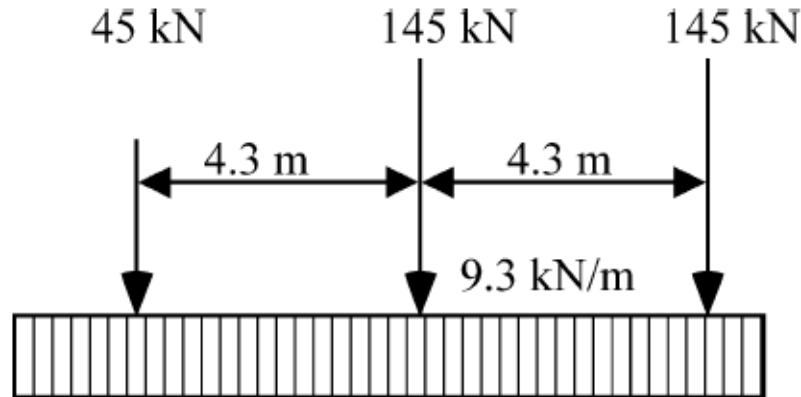


Figure 2.9 : Modélisation du chargement lié au trafic selon AASHTO [54].

Le modèle retenu pour notre étude est celui préconisé par AASHTO néanmoins une quantification de la variabilité des forces concentrées et uniformément réparties est nécessaire afin de prendre en compte le caractère aléatoire de ce chargement.

Dans notre étude, nous allons considérer un chargement lié au trafic imposé par un camion de dimensions présentées par la Figure 2.9. Le poids du camion est ~ 240 kN selon les recommandations de Darmawan [17].

$$\text{Poids d'un camion} \sim N(\mu, cov.) ; \mu = 240 \text{ kN} ; cov. = 0.40 \quad (2.36)$$

Le chargement dynamique est considéré comme un paramètre déterministe ($q = 9.3 \text{ kN/m}$)

Un résumé des variables aléatoires influentes lors de la dégradation des poutres en béton précontraint est rapporté dans le Tableau 2.8 ainsi que le modèle probabiliste retenu pour chaque variable aléatoire.

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes focalisés sur un type particulier de dégradation des ouvrages d'art ; la corrosion des câbles de précontrainte favorisée par les ions chlorures.

Les différentes variables aléatoires ont été identifiées et étudiées. Dans le souci de cohérence, nous avons fait le choix des modèles probabilistes des variables aléatoires applicables aux ouvrages d'art des villes côtières Algériennes. Le chargement de l'ouvrage d'art a été établi selon les recommandations de la norme Américaine AASHTO.

Chapitre 4

Etude fiabiliste

Chapitre 4

Etude fiabiliste

4.1. Introduction

Après avoir déterminé la loi de comportement des câbles de précontrainte dans le chapitre 3 et l'étude de la variabilité des différents paramètres intervenant dans le processus de corrosion des armatures actives enrobées de béton dans la chapitre 2, il serait très intéressant d'étudier l'influence de chaque paramètre sur la fiabilité de l'ensemble de la structure (poutre précontrainte par pré-tension).

Dans ce chapitre, un choix de la position géographique de l'ouvrage d'art à concevoir a été effectué. Cette position permet le calcul du temps d'initiation de la corrosion et l'estimation de la durée de vie des câbles au sein des poutres précontraintes.

Différents états limites ont été pris en compte afin de déterminer l'indice de fiabilité selon Hasofer-Lind et de déterminer la probabilité de défaillance durant les deux étapes de la corrosion ; l'initiation et la propagation.

Un état limite pour la stabilité de la poutre est pris en compte afin d'étudier l'influence des différents paramètres sur la sécurité de l'ouvrage d'art.

4.2. Localisation de l'ouvrage d'art

L'objectif de cette thèse est d'évaluer la fiabilité des câbles en acier destinés à la précontrainte des poutres en béton.

L'évaluation de cette fiabilité est possible en considérant les câbles comme des composantes faisant partie d'une structure donnée (poutre précontrainte). En d'autre terme, les fiabilités des câbles et du béton peuvent être estimées séparément en considérant les poutres précontraintes comme étant des systèmes mécaniques.

Une telle étude ne serait utile que si l'interaction entre le béton et les câbles est prise en considération ainsi que l'interaction entre l'environnement et l'ouvrage d'art. Cette étude s'inscrit donc dans le domaine de calcul de la fiabilité des structures.

Pour ce faire, nous avons le choix entre l'étude de la fiabilité d'un ouvrage d'art existant et l'étude de la fiabilité d'un ouvrage d'art en phase de conception.

Plusieurs difficultés d'ordre administratif nous ont empêchés d'étudier la fiabilité d'un pont existant. En effet, la plus part des ouvrages d'arts sont conçus par des bureaux d'étude

privés ou étrangers ce qui rend l'accès aux données liées à la géométrie ou aux propriétés mécaniques de ces ouvrages une tâche difficile, voir impossible à accomplir.

Nous avons fait le choix donc d'envisager la conception d'un pont et d'étudier la fiabilité de ce dernier sous l'effet des menaces induites par les chlorures. Ce choix est doublement bénéfique ; la fiabilité de l'ouvrage d'art est estimée d'une part, d'une autre part, des précautions de prévention peuvent être prises avant la réalisation de l'ouvrage afin d'améliorer sa fiabilité.

La conception des ouvrages d'art tels que les ponts est souvent réalisée par les ingénieurs et les architectes en considérant les différents paramètres étudiés dans le chapitre 1 comme étant déterministes. Un simple coefficient de sécurité est pris en compte afin de garantir la stabilité.

Notre démarche constitue donc une approche différente du calcul de la stabilité et de la durabilité des ouvrages d'art.

Les poutres sélectionnées pour mener à bien notre étude sont des poutres standardisées par des organismes officiels au même titre que le chargement appliqué.

L'ouvrage étudié est un pont précontraint par pré-tension situé dans la ville d'Annaba.

Cette ville, anciennement Bône et Hippone dans l'Antiquité est une ville de l'est Algérien (figure 4.1). Annaba est la quatrième ville d'Algérie en nombre d'habitants après la capitale Alger, Oran et Constantine, située à 100 km à l'Ouest de la frontière Tunisienne. Annaba est également une métropole littorale dont la population dépasse 600 000 habitants.

La ville s'élève au fond d'une baie ouverte à l'est sur le golfe d'Annaba. Elle est entourée à l'ouest par la chaîne montagneuse de l'Edough.

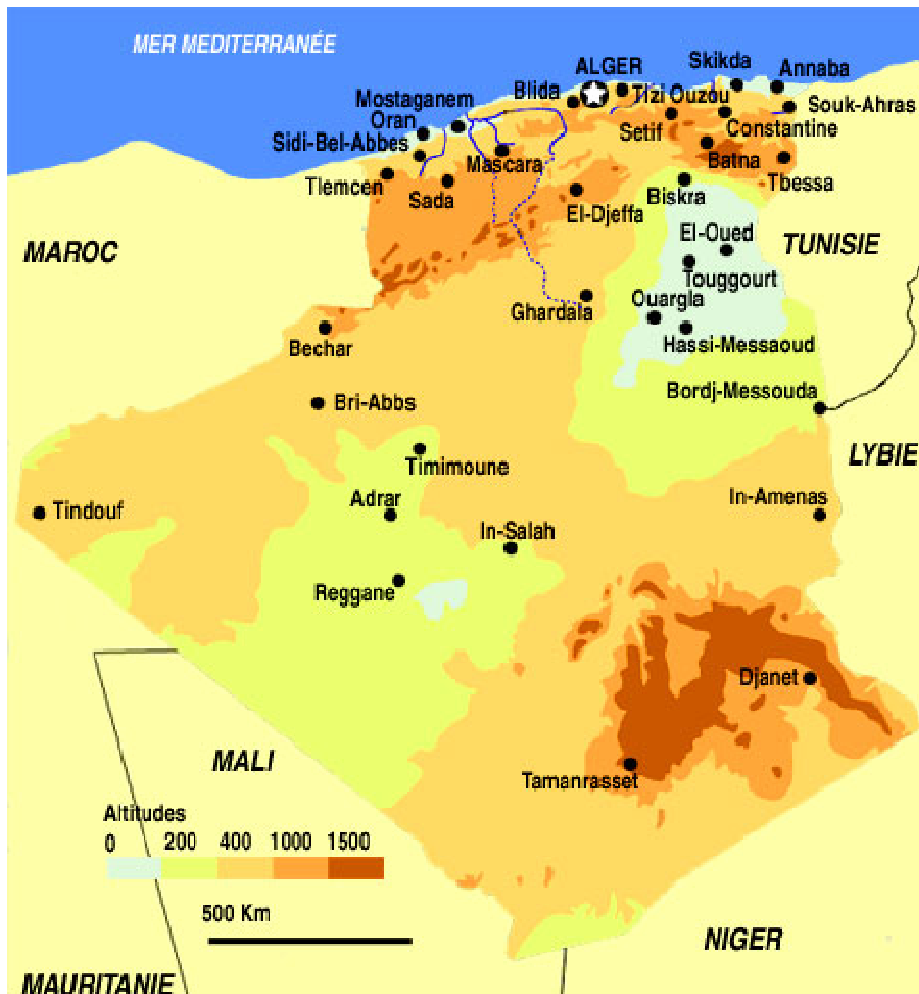


Figure 4.1 : Carte géographique d'Algérie.

La ville s'est considérablement développée depuis l'implantation de l'usine métallurgique d'El Hadjar (à une dizaine de kilomètres au sud) ce qui a motivé l'élargissement de l'agglomération autour de la ville. De ce fait, le réseau routier d'Annaba est devenu de plus en plus dense et doté d'une multitude de ponts afin de surmonter les obstacles naturels et de desserrer l'étau sur Annaba qui étouffe sous le poids du trafic routier. Ces ponts contribuent à rendre la circulation routière plus fluide.

L'ensemble des ouvrages d'art de la ville d'Annaba est menacé par la corrosion des armatures causée par la proximité de ces ouvrages de la mer.

Les ponts d'Annaba les plus touchés par la corrosion sont ceux qui sont situés à moins de 500 m de la côte.

La route Inter-Wilaya reliant la wilaya d'Annaba à la wilaya d'El-Taref (port d'Annaba à la commune du Chatt) fait partie de ce réseau, cette dernière longe le littoral bônois (Figure 4.2).

Les ponts situés sur cette route servent essentiellement à traverser les rivières et à éviter les grandes pentes provoquées par la nature géographique de la ville d'Annaba.

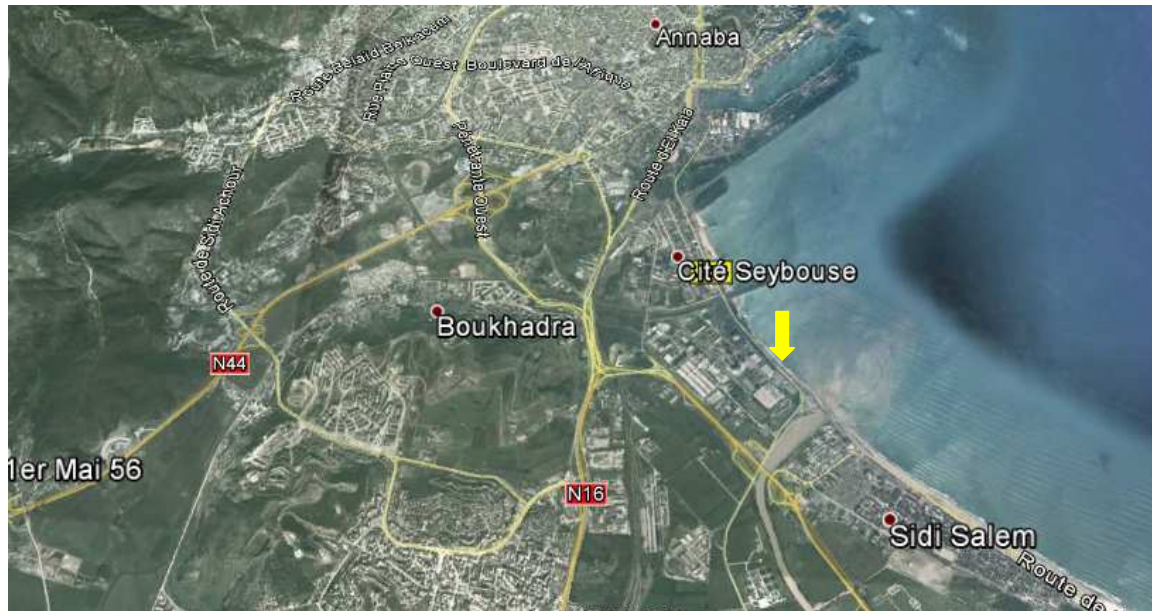


Figure 4.2 : Position de la route côtière d'Annaba.

Les ponts situés sur cette route sont particulièrement touchés par la corrosion et requièrent toute l'attention nécessaire pour éviter tout incident.

Le plus grand pont de cette route est le “pont Poussé”, ce dernier rentre directement en contact avec la mer notamment durant les saisons pluviales (Figure 4.3)



Figure 4.3 : Pont poussé.

La fonction principale du pont Poussé est de traverser Oued-Seybous.

Ce pont n'est pas intéressant pour notre étude pour deux raisons :

- Ce pont n'est pas construit avec la technique de pré-tension.
- La petite distance séparant l'ouvrage de la mer et la saturation du béton par l'eau de mer engendre une corrosion très accélérée des armatures.

Le pont à concevoir est situé entre le pont Poussé et la route nationale N44 désignés par les numéros 1 et 2 sur la Figure 4.4 respectivement. Au moins 100m séparent ce pont de la mer.



Figure 4.4. Position du pont étudié.

4.3. Scénario de défaillance du pont étudié

Le pont étudié est situé à proximité de la mer, il subit donc les embruns marins et les brouillards salins. L'utilisation des sels de déverglage sur ce pont est peu probable mais pas impossible. En effet ces deux dernières années la ville d'Annaba a connu une forte précipitation de neige essentiellement sur la région de l'Edough.

Cette étude ne prend en compte que l'effet des ions Cl^- issus de la mer sur l'ouvrage d'art étudié, l'effet du déverglaçage est supposé nul.

Après une période d'initiation de la corrosion (à déterminer), les câbles de précontraintes sont touchés par la corrosion qui se propage en fonction des conditions environnementales.

La corrosion causée par les chlorures provoque une diminution très localisée des sections des fils torsadés. Malgré la perte de la section du câble, l'ouvrage peut résister aux différents chargements appliqués jusqu'à ce que les piqûres formées par la corrosion atteignent une profondeur critique provoquant l'endommagement voir la ruine du pont.

Le temps nécessaire aux ions Cl^- pour migrer de la surface de l'ouvrage étudié au voisinage des armatures actives et la détérioration du bouclier qui protège ces derniers est appelé le temps d'initiation de la corrosion.

Ce temps est un paramètre clé de notre étude, non seulement il indique le commencement de la corrosion mais il permet aussi d'éviter les opérations de contrôle de l'ouvrage inutiles.

4.4. Influence des différents paramètres sur la corrosion des câbles de l'ouvrage étudié

Le but de cette partie de notre étude est de constater l'influence des paramètres étudiés dans le chapitre 2 sur la corrosion des armatures (initiation et propagation). Une telle étude permet la distinction des paramètres qui favorisent l'amorçage ou la propagation de la corrosion ainsi que les paramètres qui ralentissent la corrosion des câbles.

4.4.1. Influence de l'enrobage

Nous avons pensé à étudier l'effet de l'enrobage en premier lieu car ce dernier isole les câbles du milieu extérieur et il serait intéressant de qualifier l'effet de l'enrobage sur la corrosion des armatures.

On définit l'enrobage comme étant l'épaisseur du béton qui entoure les câbles hors, cette épaisseur n'est pas constante au sein de la poutre comme le montre la Figure 4.5 ; généralement les câbles de précontraintes sont disposés dans la partie inférieure de la poutre c'est la partie qui subit une traction lors du chargement de la poutre.

Dans la direction verticale, le câble est entouré de béton d'épaisseurs différentes. Par convention, l'enrobage du béton (e) est l'épaisseur la plus faible du béton entourant les câbles.

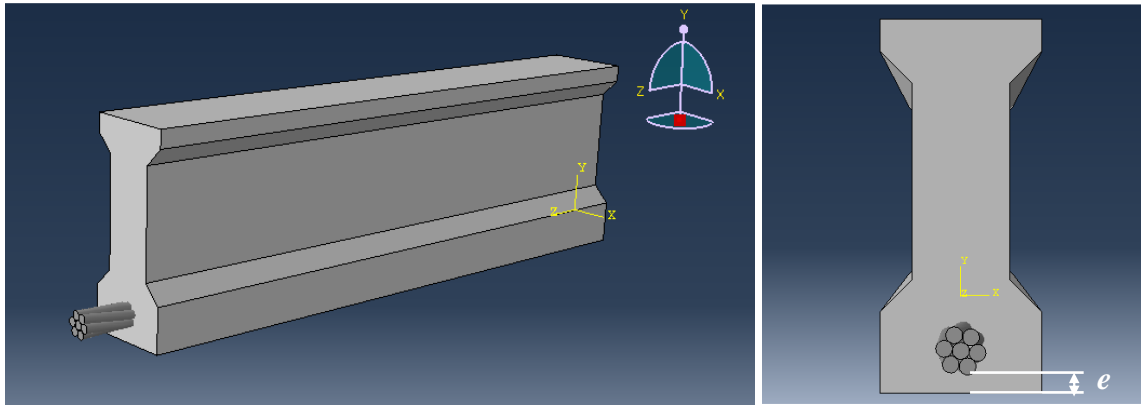


Figure 4.5 : Enrobage des câbles de précontrainte.

Dans le cas général, l'enrobage des poutres standardisées est égal à 50 mm. L'étude de l'effet de l'enrobage sur la corrosion des câbles de précontrainte permet de calculer le temps d'initiation de la corrosion pour 50 mm d'enrobage d'une part, et de constater l'effet de la diminution ou de l'augmentation de l'enrobage sur le début de la corrosion d'une autre part.

Le temps d'initiation de la corrosion peut être calculé en résolvant l'équation de diffusion (communément appelée la deuxième loi de Fick) (Equation 1.9) :

$$\frac{dC}{dt} = D_c \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

La solution de cette équation peut être calculée par intégration numérique ou en adoptant la solution de [20] (Equation 1.10) :

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

Cette solution indique la concentration des ions Cl^- dans le béton à la profondeur x et au moment t .

Lorsque la concentration des chlorures est atteinte ($C = C_{cr}$) la profondeur x est l'enrobage du béton et le temps t est le temps d'initiation de la corrosion T_{ini} ; ce temps peut être calculer en résolvant l'Equation 1.10 et en remplaçant $C(x,t)$ par C_{cr} et x par e .

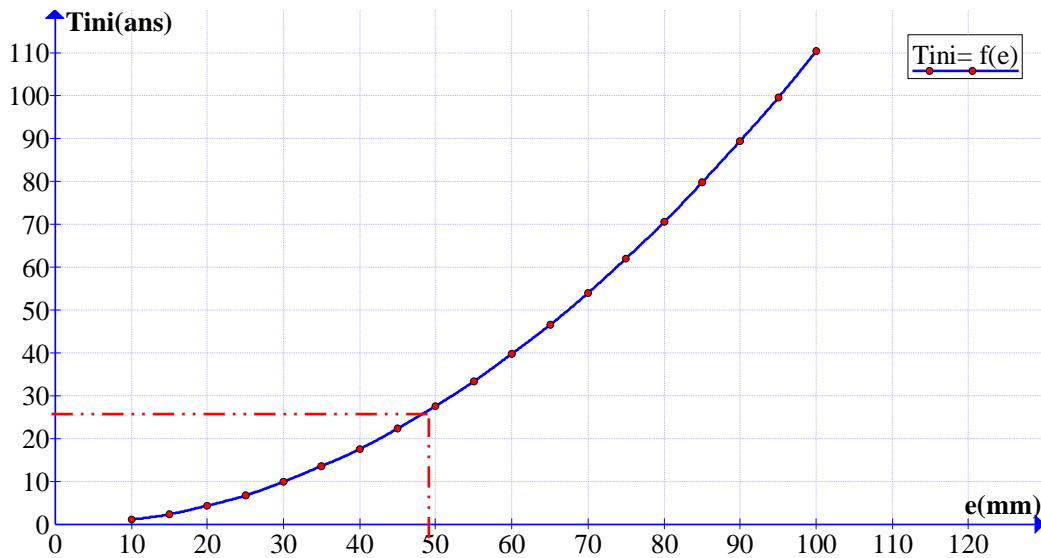


Figure 4.6 : Représentation du temps d'initiation de la corrosion en fonction de l'enrobage.

Le calcul du temps d'initiation à la corrosion a été effectué en prenant les valeurs moyennes de la concentration à la surface de l'ouvrage, de la concentration critique au voisinage des câbles et de l'enrobage.

La Figure 4.6 montre l'influence de l'enrobage sur le temps d'initiation de la corrosion. En effet, un enrobage de 10mm empêche les ions chlorures d'arriver au voisinage des câbles durant une période de 1.03 ans alors que dans le cas d'un enrobage de 100mm, les ions Cl^- mettent 110 ans à arriver aux câbles.

On distingue clairement sur cette figure que l'enrobage a un effet handicapant sur la capacité des ions chlorures à diffuser dans le béton.

Il est à noter que pour les conditions environnementales qu'on a choisies (C_{cr} et C_s), les câbles d'un pont fabriqué par des poutres précontraintes par prétention dotées d'un enrobage de 50mm ne sont pas touchés par la corrosion pendant 27,589 ans depuis la

construction de l'ouvrage. Inutile donc d'engager des opérations de surveillance couteuses durant cette période.

Bien évidemment, les valeurs du temps d'initiation à la corrosion indiquées dans la figure ci-dessus sont des valeurs moyennes, les concepteurs doivent tenir compte de la variabilité de ce paramètre.

Le temps d'initiation à la corrosion ne dépend pas que de l'enrobage, il dépend aussi de plusieurs paramètres tels que la température, l'humidité, la concentration critique ...etc.

4.4.2. Influence de la concentration des ions Cl^- à la surface de l'ouvrage

Les ions Cl^- accumulés sur la surface des ouvrages d'art ont pour origines l'environnement marin chargé de ces ions ou les sels de déverglaçage.

La concentration la plus élevée de ces ions Cl^- à la surface des ouvrages est constatée sur les ouvrages ayant subi des opérations de déverglaçage, ces ouvrages subissent une forte corrosion qu'on ne va pas prendre en considération dans notre étude

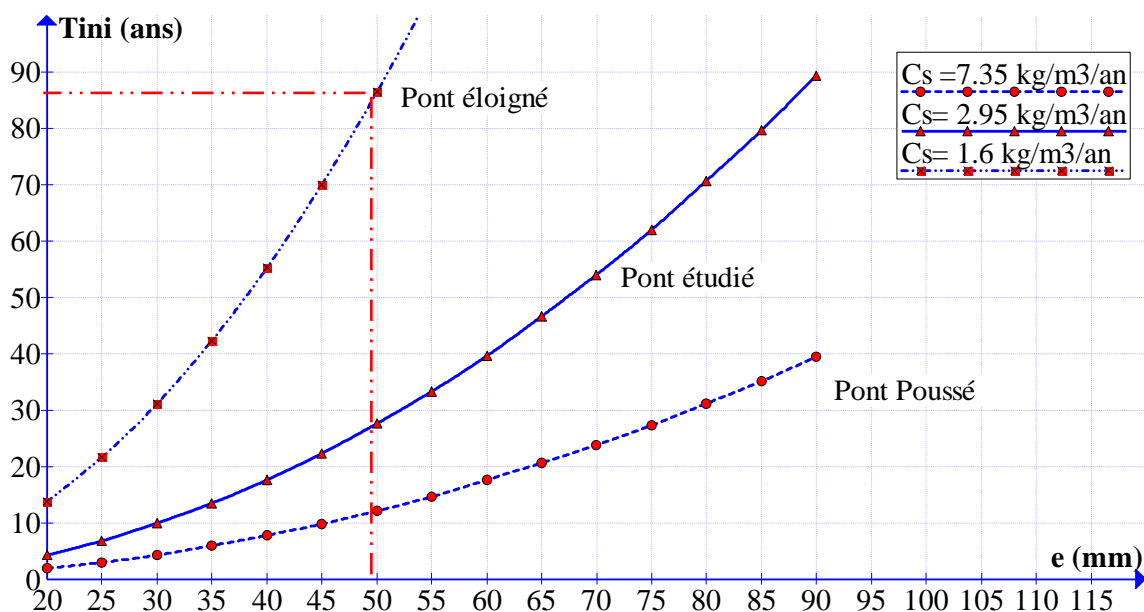


Figure 4.7 : Influence de la concentration des ions Cl^- à la surface des ponts sur le temps d'amorçage de la corrosion.

La figure 4.7 montre la variation de la moyenne du temps d'initiation de la corrosion à différents enrobages en variant les valeurs moyennes de la concentration des chlorures à la surface de l'ouvrage.

Le pont poussé précédemment indiqué dans la Figure 4.4 rentre en contact direct avec la mer et subit de cycles d'humidification et de séchage par l'eau de mer. La valeur moyenne de C_s dans ce cas peut être prise égale à $7.35 \text{ kg/m}^3/\text{an}$ selon Mac Gee [44]. Une telle concentration à la surface de l'ouvrage provoque un amorçage très rapide de la corrosion des armatures. Pour un enrobage moyen de 50mm, 12 années sont suffisantes pour initier la corrosion. Dans ce cas on peut parler de corrosion prématurée des armatures actives.

La concentration des Cl^- à la surface d'un pont éloigné de la mer a été prise moyennement égale à $1.6 \text{ kg/m}^3/\text{an}$. La Figure 4.7 montre que cette faible concentration engendre un temps d'initiation de la corrosion relativement grand. Sachant que la durée de vie de conception d'une poutre précontrainte est estimée à 100 ans, un temps d'initiation de la corrosion de 90 ans pour un enrobage est parfaitement admissible et rassurant vis-à-vis la sécurité de l'ensemble de l'ouvrage.

Le pont objet de notre étude dispose d'une concentration des Cl^- à sa surface égale à $2.95 \text{ kg/m}^3/\text{an}$. Cette concentration provoque l'amorçage de la corrosion des câbles pendant un temps d'initiation moyen comparé à celui du pont Poussé et du pont éloigné.

La concentration des chlorures à la surface des ouvrages d'art est donc un paramètre déterminant d'évaluation du temps d'amorçage de la corrosion. Ce paramètre doit être mesuré périodiquement afin d'avoir une prédiction de la durée d'amorçage de la corrosion surtout que certaines études affirment que ce paramètre peut atteindre des valeurs moyennes de $15 \text{ kg/m}^3/\text{an}$.

Les ouvrages qui présentent une grande concentration de chlorures à leurs surfaces doivent attirer toute l'attention nécessaire afin d'éviter des dégradations prématurées des câbles par la corrosion.

4.4.3. Influence de la qualité du béton sur la corrosion des câbles (en poids)

La qualité du béton peut être estimée à travers plusieurs paramètres comme la résistance et la stabilité. Un des paramètres permettant de décrire la qualité du béton est le rapport eau-ciment E/C, ce paramètre est indicateur de la densité du béton obtenue par le mélange de l'eau, du ciment, du sable et des granulats.

La Figure 4.8 montre l'influence des valeurs moyennes du rapport sur le temps d'initiation de la corrosion. Le plus petit rapport E/C (0.3) engendre un ralentissement notable de l'amorçage de la corrosion hors un béton durci établi par un tel rapport eau/ciment ne présenterais pas de bonnes propriétés du béton ; le mélange ne serait pas homogène.

On constate également que le béton qui présente un grand rapport eau/ciment permet un amorçage très rapide de la corrosion des armatures. Un tel béton est perméable à l'eau et aux agents agressifs. La diffusion de ces espèces dans le béton ne nécessite pas un temps important pour atteindre les armatures.

L'utilisation d'un mortier compacté doté d'un faible rapport eau/ciment (dans la limite du possible) est donc fortement recommandée. Plus le béton est fort, plus il tiendra dans le temps. Le mortier doit être dense pour être imperméable à l'eau et pour bien protéger l'armature des espèces agressives.

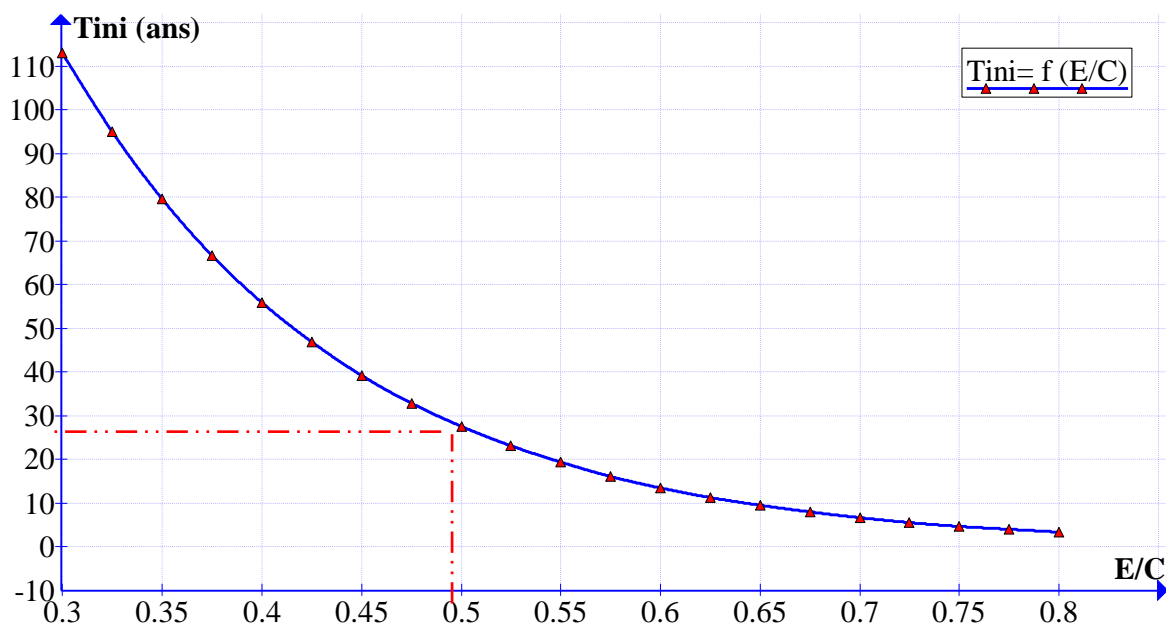


Figure 4.8 : Influence du rapport eau/ciment.

Le béton utilisé pour la construction du pont étudié est doté d'un rapport moyen eau/ciment de 0.5.

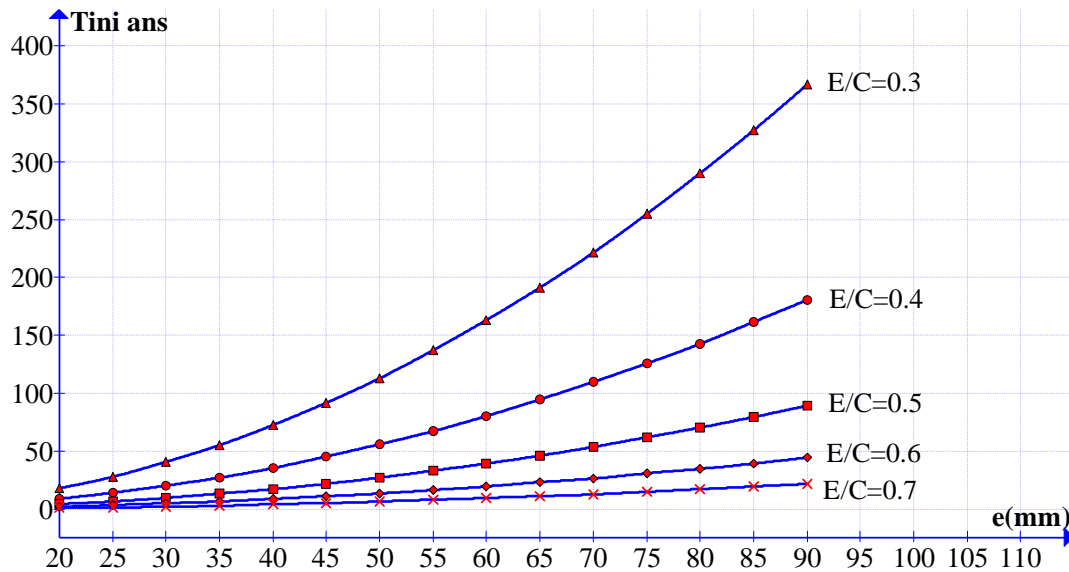


Figure 4.9 : Influence du rapport eau/ciment et de l'enrobage.

La Figure 4.9 montre le double effet de l'enrobage et de la qualité du béton sur le temps d'initiation de la corrosion. On distingue clairement que l'augmentation de l'enrobage à 90mm et la diminution de E/C à 0.3 engendre un temps d'initiation de la corrosion de l'ordre de 350 ans.

Bien que ces valeurs sont théoriques, elles fournissent une bonne indication pour les concepteurs des ouvrages d'art précontraints de la nécessité de l'usage d'un béton compact et de prévoir un enrobage suffisamment grand dans les limites du possible.

4.4.4. Influence de la concentration critique des chlorures sur la corrosion des câbles

La concentration critique des ions chlorures (C_{cr}) est la concentration à laquelle la couche passive qui protège les câbles se rompe.

La présence des ions Cl^- au voisinage des câbles n'induit pas une corrosion automatique de ces derniers. Une accumulation des chlorures jusqu'à l'atteinte de la concentration critique au voisinage du câble est donc nécessaire pour que la corrosion s'amorce.

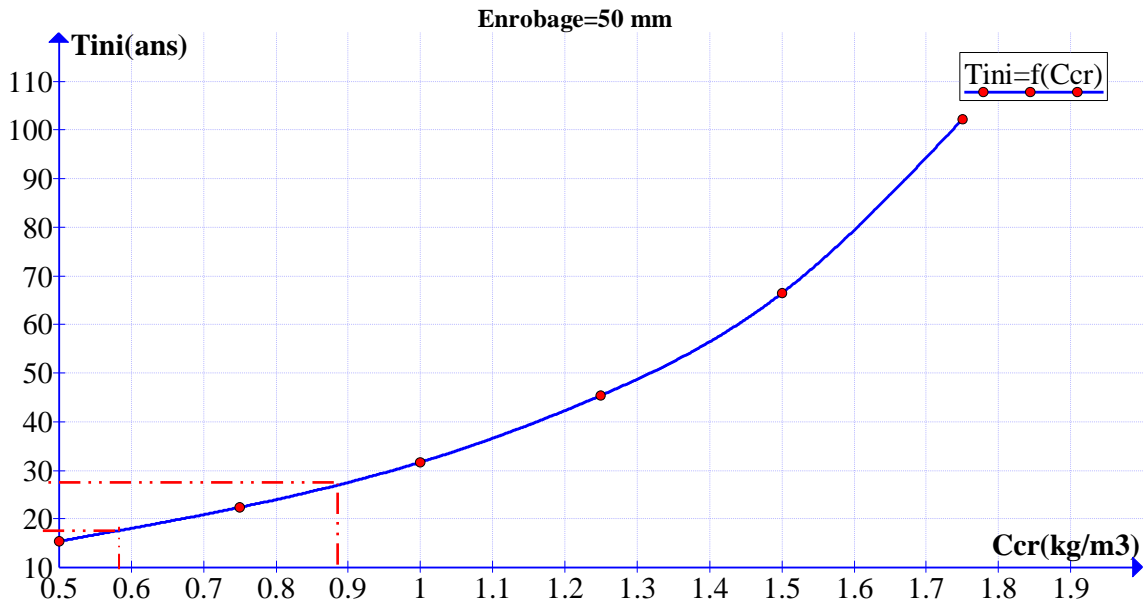


Figure 4.10 : Influence de la concentration critique des ions Cl^- au voisinage des câbles sur le temps d'amorçage de la corrosion.

La figure 4.10 montre l'influence de la concentration critique des ions chlorures au voisinage des armatures sur le temps d'initiation de la corrosion. Il apparaît clairement que la concentration critique a une influence majeure sur l'amorçage de la corrosion. Cette concentration a été déterminée théoriquement et a fait l'objet d'une multitude de travaux qui ont porté sur la mesure de cette concentration lors de l'amorçage de la corrosion. D'après ces travaux, lorsque le rapport entre concentration des chlorures et les ions $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-] = 0.6$ la corrosion s'amorce.

Par ailleurs, C_{cr} constitue une concentration seuil, au dessus de laquelle la corrosion s'amorce et se propage continuellement.

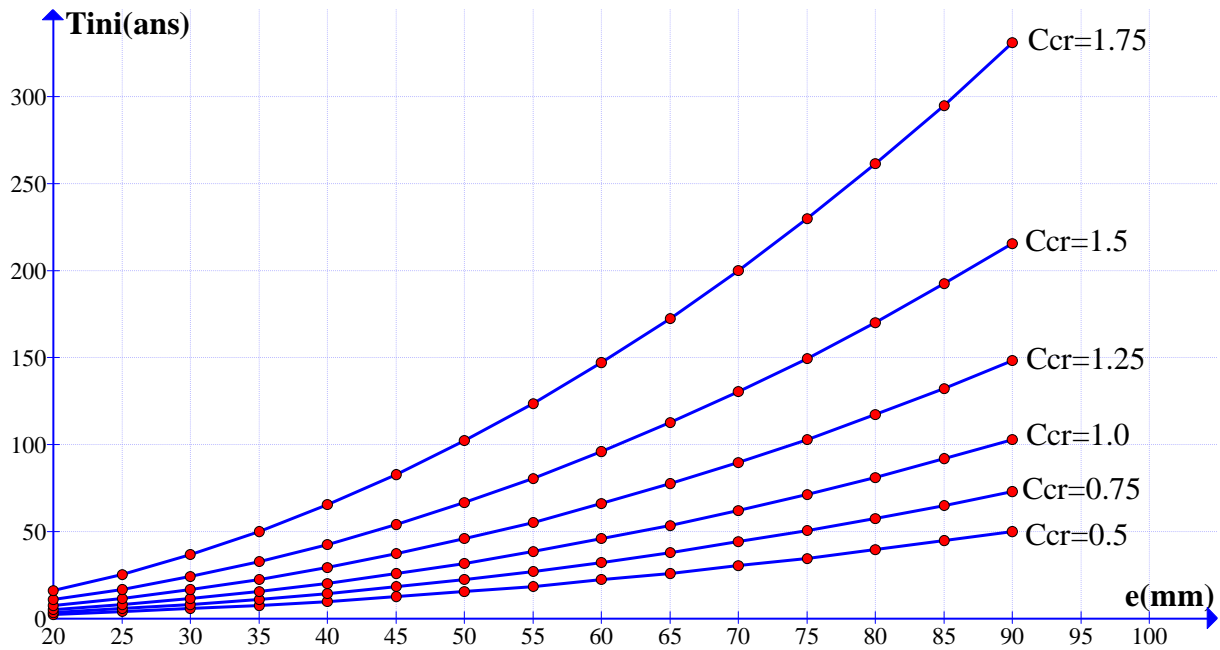


Figure 4.11 : Influence de la concentration critique des ions Cl^- et de l'enrobage sur le temps d'amorçage de la corrosion.

La figure 4.11 représente le temps écoulé avant l'amorçage de la corrosion pour différentes valeurs de la corrosion. La concentration critique des chlorures n'est pas un paramètre contrôlable contrairement à l'enrobage.

Si les armatures dans le béton disposent d'une faible concentration critique des chlorures, l'amorçage de la corrosion sur ces armatures est rapide. Pour rallonger le temps d'initiation de la corrosion, il faut donc augmenter l'enrobage.

4.4.5. Profil des chlorures dans le béton

La diffusion des ions Cl^- est la cause de dégradation du pont qui a fait l'objet de notre étude. Il est primordial de décrire avec précision la concentration des espèces agressives (chlorures) au niveau de chaque point de l'enrobage durant toute la durée de vie prévue par les concepteurs.

Généralement la concentration de ces espèces est connue au voisinage des ouvrages ainsi que la concentration au voisinage des câbles induisant l'amorçage de la corrosion mais, les concentrations de ces espèces entre la surface de l'ouvrage et le câble sont inconnues.

La détermination du profil des chlorures $C(x,t)$ à n'importe quelle profondeur x et à tout moment t peut être effectuée en résolvant l'équation 1.10

Avec :

$erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right)$: Est la fonction d'erreur gaussienne du terme $\left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}}\right)$.

La concentration initiale des chlorures dans le béton C_0 est supposée nulle dans notre cas.

La fonction erreur est une fonction entière définie par :

$$erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt \quad (4.1)$$

Elle a un grand intérêt lors du calcul de la probabilité qu'une variable normale centrée X prenne une valeur dans l'intervalle $[-z, z]$:

$$erf\left(\frac{z}{\sqrt{2}}\right) = P(X \in [-z, z]) \quad (4.2)$$

La fonction de répartition de X , (fonction de répartition de la loi normale), usuellement notée Φ , est liée à la fonction d'erreur par la relation :

$$\Phi(z) = \int_{-\infty}^z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt = \frac{1}{2} \left(1 + erf\left(\frac{z}{\sqrt{2}}\right) \right) = P(X \leq z) \quad (4.3)$$

La solution de l'équation (1.10) a été obtenue par la fixation du temps à $t=1$ an, 2 ans, 5 ans...etc. et de calculer l'intégrale donnée par l'équation (4.3) pour chaque profondeur x .

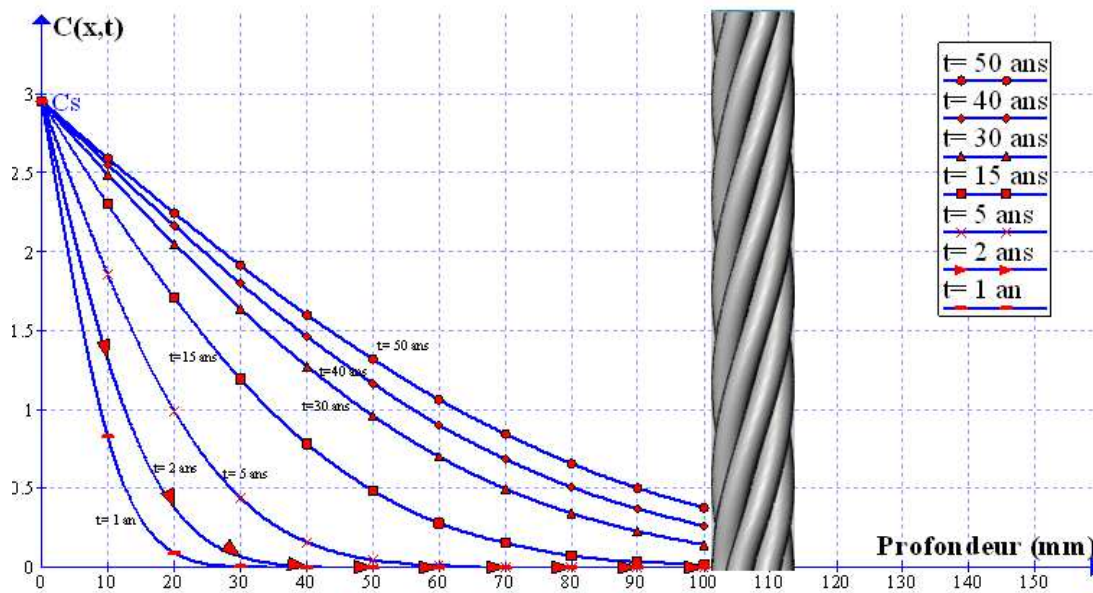


Figure 4.12 : Profil des chlorures dans l'enrobage en fonction du temps.

La figure 4.12 montre l'évolution de la concentration des ions chlorures à différentes profondeurs de l'enrobage au cours du temps. On peut constater que durant les premières années de service de l'ouvrage, la concentration est faible dans le béton. Au cours du temps, les ions Cl^- s'accumulent dans le béton provoquant sa saturation.

Cette figure montre aussi l'importance de l'enrobage dans la protection des câbles ; initialement la corrosion de ces espèces à la surface de l'ouvrage d'art est égale à C_s , au fur et à mesure que la profondeur de l'enrobage croît, la concentration des chlorures diminue. La concentration de ces espèces en un point x de l'enrobage n'est pas constante dans le temps, une augmentation au cours du temps peut être constatée sur la figure 4.12. Cette dernière est due à la diffusion continue des chlorures dans le béton jusqu'à l'atteinte de l'équilibre des concentrations entre la surface et l'intégralité du béton.

4.4.6. Influence de la température

La figure 4.13 montre l'effet de la température sur la corrosion des câbles dans le béton.

Il est connu que la température favorise le processus de la corrosion, pour cette raison, nous avons jugé qu'il été judicieux de quantifier le temps que prend la corrosion pour s'initier à différentes températures.

Pour une poutre précontrainte d'enrobage 100 mm, le temps moyen d'initiation de la corrosion est 15 ans pour une température moyenne de 15 °C et de 8ans pour une température moyenne de 37 °C. Cela veut dire qu'un écart de température de 22 °C diminue le temps d'amorçage de la corrosion de près de 50%.

La température a donc un effet non négligeable, elle accélère la corrosion, diminue le temps d'initiation de la corrosion et augmente la diffusivité des ions chlorures.

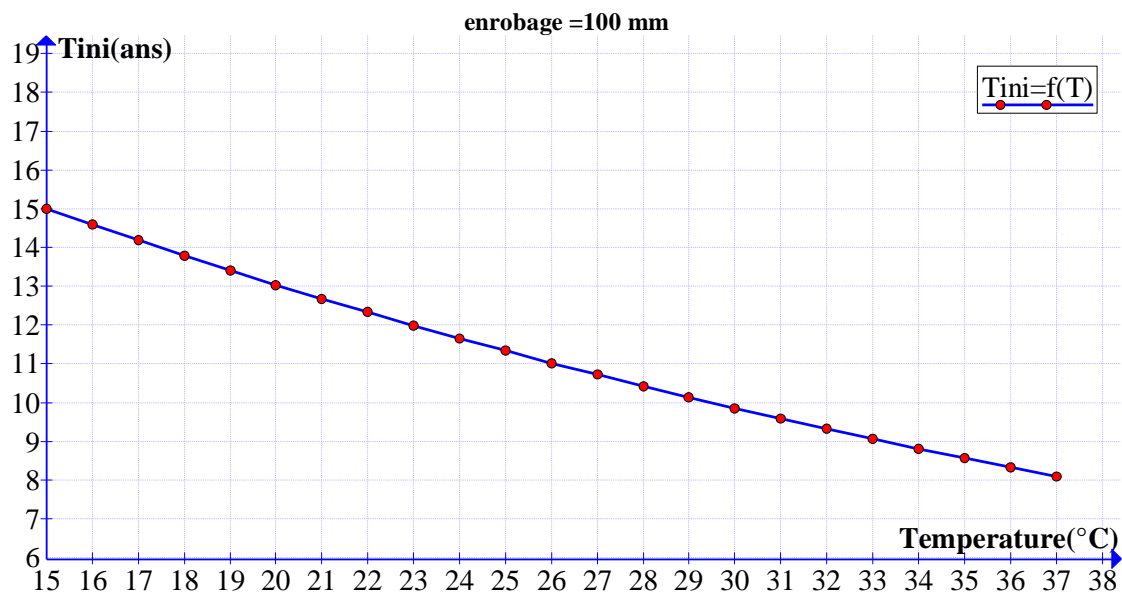


Figure 4.13 : Influence de la température.

4.4.7. Evolution de la profondeur de la corrosion p(t)

Tous les paramètres précédemment étudiés influent en grande partie sur le processus de la corrosion dans sa phase d'initiation (amorçage). La deuxième phase de la corrosion c'est la propagation des piqûres ; la profondeur des piqûres croient avec le temps. La croissance des piqûres est gouvernée par la dissolution de l'acier dans les zones anodiques des câbles.

Nous avons vu dans le chapitre 1 que la profondeur maximale des piqûres peut être modélisée par une loi de Gumbel (équation 1.19). La figure 4.14 montre la distribution de la profondeur maximale des piqûres sur un câble de précontrainte de 1m de longueur. Après une période d'initiation de la corrosion au niveau de la poutre étudiée de 27.59 ans, la corrosion creuse d'une manière très localisée la surface externe des câbles et la corrosion se propage dans les fils.

La largeur des piqûres est supposée constante dans notre étude et le fil central est supposé protégé de la corrosion par les fils périphériques.

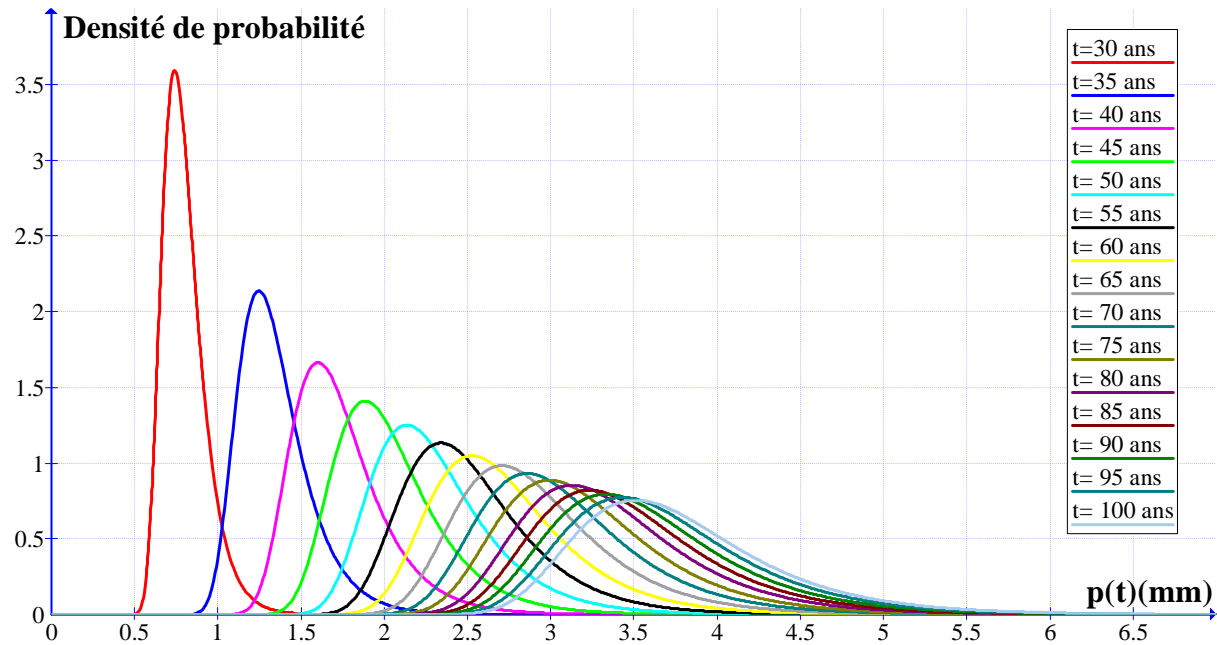


Figure 4.14 : Evolution de la profondeur des piqûres.

L'évolution de la profondeur de la corrosion représentée dans la figure 4.14 est calculée à partir du temps d'amorçage de la corrosion (≈ 30 ans) jusqu'à la fin de la durée de vie de conception ($t=100$ ans) de la poutre précontrainte étudiée.

La profondeur moyenne de la piqûre maximale croît durant cette période de 0.8 mm à 3.5mm. Ces valeurs sont théoriques, en effet, les câbles sont tendus avec une force de 80% f_{pk} . Les fils peuvent céder sous l'effet de cette force de traction même à des profondeurs de corrosion relativement faibles.

Il est à noter également que la distribution des fortes profondeurs de corrosion dispose d'une grande dispersion et d'une faible probabilité en comparaison avec la distribution des profondeurs de corrosion au début de la propagation.

Dans ce qui suit, les différents paramètres ayant une influence sur la croissance des piqûres sont étudiés afin de quantifier d'une manière précise la l'évolution de la taille des piqûres (profondeur de la corrosion) dans le temps.

4.4.7. Influence de la longueur du câble sur la propagation de la corrosion

Les résultats précédemment présentés démontrent l'influence des différents paramètres tels que l'enrobage, C_s , C_{cr} ...etc. sur la corrosion dans sa phase d'initiation. L'influence de ces paramètres était plus ou moins attendus. La sélection des paramètres influents a été effectuée par un raisonnement logique ; l'enrobage constitue une barrière contre les agents agressifs donc, l'augmentation de l'enrobage ralentira l'amorçage de la corrosion. Une forte concentration des chlorures à la surface des ouvrages permet la diffusion d'une grande quantité de ces ions et un amorçage précoce de la corrosion.

Dans le cas de la propagation de la corrosion la détermination des paramètres influents n'est pas une tâche facile. A part un courant de corrosion élevé qui permettrait une dissolution plus rapide de l'acier, la littérature ne présente pas l'influence d'autres paramètres sur la corrosion dans sa phase de propagation.

Nous avons donc varié les valeurs de différents paramètres afin de déterminer les paramètres influents sur la propagation de la corrosion des câbles et de quantifier cette influence.

Parmi les paramètres étudiés ayant une influence sur la croissance des piqûres nous pouvons citer la longueur.

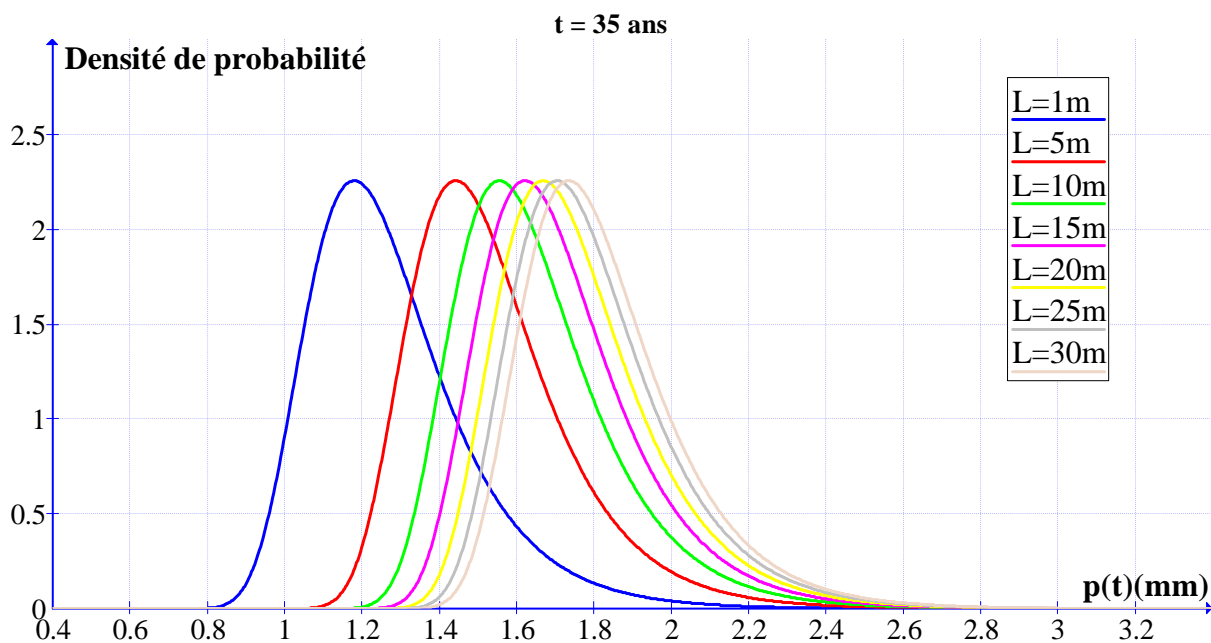


Figure 4.15 : Effet de la longueur des câbles sur la croissance des piqûres.

La figure 4.15 illustre l'effet de la longueur du câble sur la croissance des piqûres. Les profondeurs maximales des piqûres formées sur 7 câbles de longueurs différentes, sujets à la corrosion dans les mêmes conditions du pont étudié ont été examinées. La figure montre que la profondeur maximale des piqûres diffère d'un câble à l'autre. Les câbles dotés de faibles longueurs présentent les piqûres les plus petites et vis versa.

Bien que ce résultat soit inattendu, une explication scientifique peut justifier ce phénomène ; les piqûres les plus profondes ont plus de "chance" de se former sur les câbles les plus longs de part le grand nombre de piqûres présents sur ces câbles et inversement, les câbles de faibles longueurs ne présentent pas un grand nombre de piqûres en surface, ces derniers n'ont pas une grande "chance" d'avoir des profondeurs maximales.

La figure 1.15 montre aussi que la différence de la moyenne des profondeurs maximales de piqûres entre un câble d'un mètre et un câble de 5 mètres est de l'ordre de 0.3 mm. Cet écart diminue progressivement en augmentant la longueur pour atteindre 0.08 mm entre un câble de 25 m et un câble de 30 m.

La longueur des câbles a donc un effet non négligeable sur la phase de propagation de la corrosion (effet favorisant). La profondeur maximale de corrosion qu'on doit implémenter dans le modèle fiabiliste doit correspondre à la longueur du câble utilisé dans la poutre étudiée.

L'étude que nous avons menée n'a pas démontré un effet quantifiable du diamètre du câble sur la propagation de la corrosion.

4.4.8. Influence de l'enrobage sur la propagation de la corrosion

L'influence de l'enrobage a été mise en évidence dans la phase d'amorçage de la corrosion. L'étude que nous avons menée montre que l'effet de l'enrobage ne s'arrête pas à la phase d'initiation de la corrosion.

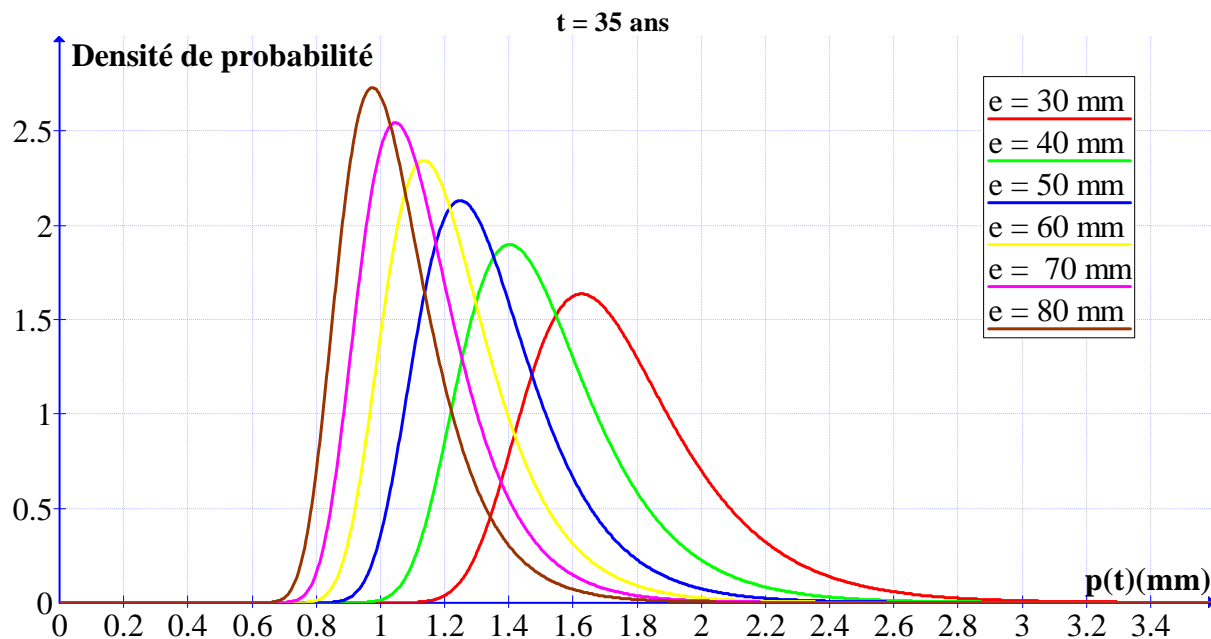


Figure 4.16 : Effet de l'enrobage sur la croissance des piqûres.

La figure 4.16 présente la distribution de la profondeur maximale des piqûres sur différents câbles avec différents enrobages dans les mêmes conditions du pont étudié, le temps d'initiation de la corrosion est supposé identique pour tous les câbles.

Cette figure montre que les câbles les moins entourés de béton présentent les profondeurs de corrosion les plus élevées. L'évolution de la profondeur de corrosion est donc plus rapide lorsque l'enrobage est faible.

Ce résultat doit attirer notre attention sur l'effet doublement bénéfique de l'enrobage à ralentir la corrosion dans ces deux phases l'amorçage et la propagation.

4.4.9. Influence du rapport Eau/Ciment sur la propagation de la corrosion

Le rapport Eau/Ciment (E/C) est sans doute un paramètre déterminant dans la phase d'initiation de la corrosion. Un béton établi avec un excès d'eau permet plus facilement le passage des agents agressifs par diffusion au voisinage des câbles.

Dans la phase de propagation de la corrosion le rapport Eau /Ciment joue un rôle insoupçonné au début de notre étude.

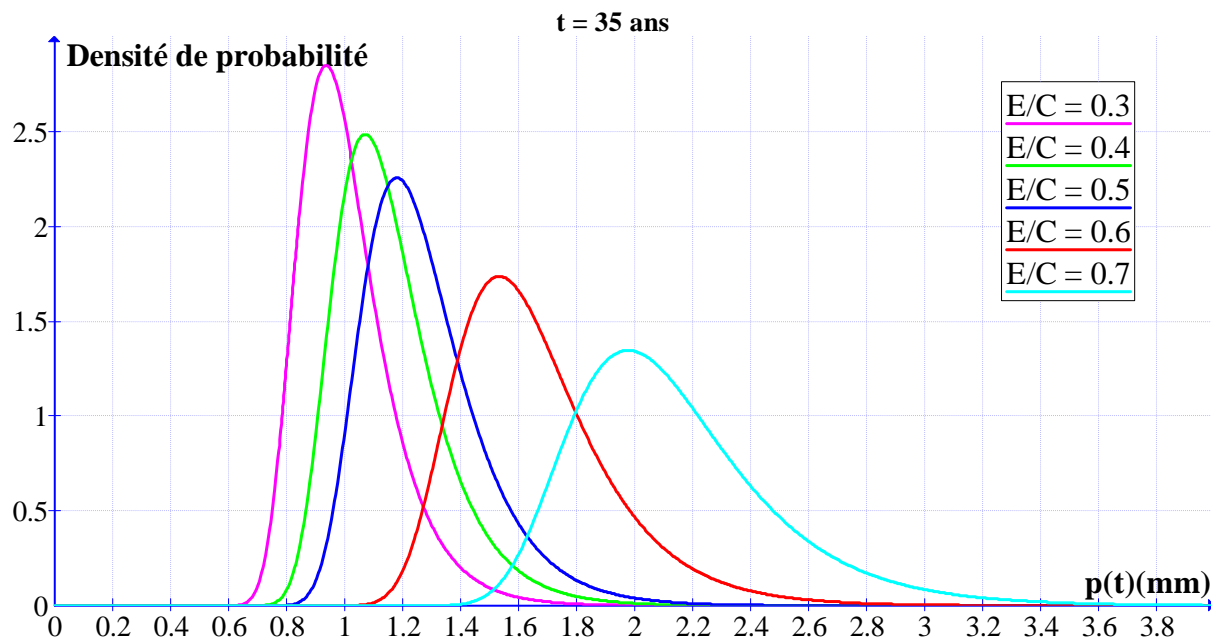


Figure 4.17 : Effet du rapport eau/ciment sur la croissance des piqûres.

La figure 4.17 illustre la distribution de la profondeur maximale des piqûres sur différents câbles entourés de béton de différentes qualités dans les mêmes conditions du pont étudié, le temps de propagation de la corrosion est supposé identique pour tous les câbles.

Cette figure montre que les câbles entourés de béton de qualité médiocre (E/C) élevé présentent les piqûres les plus profondes. La médiocrité du béton joue donc un rôle accélérateur de la corrosion dans les phases d'amorçage de propagation et inversement ; un béton de bonne qualité ralentirait l'apparition et la propagation de la corrosion.

L'explication scientifique de ce phénomène peut être fournie lors de l'étude de l'effet du courant de corrosion sur la propagation des piqûres.

4.4.10. Influence de la densité du courant de corrosion sur la propagation de la corrosion

Lorsque les espèces agressives atteignent les aciers et détruisent la couche protectrice de l'acier, la corrosion s'amorce sur les câbles, la dissolution du métal se produit au niveau des zones anodiques et la réduction de l'eau se produit au niveau des zones cathodiques.

L'échange d'électrons entre les zones anodiques et les zones cathodique génère un courant électrique dit de corrosion. Ce courant peut être caractérisé par une densité (intensité du courant/surface).

Darmawan [Darmawan 17] décrit cette densité de courant dans la phase d'amorçage (initiation) comme une fonction de la qualité du béton et de l'enrobage :

$$i_{corr}(ini) = 27(1 - E/C)^{1/e} \quad (4.4)$$

La densité du courant évolue dans le temps avec la relation :

$$i_{corr}(T - T_i) = i_{corr}(ini) \cdot k (T - T_i)^\theta \quad T - T_i \geq 1 \quad (4.5)$$

T_i : Temps d'initiation de la corrosion.

K et $\theta = 1$ et 0 respectivement pour un taux de corrosion constant et 0.85 et -0.29 respectivement dans le cas d'un taux de corrosion décroissant.

La densité du courant d'initiation est un paramètre déterminant dans le processus de corrosion, un courant fort engendre une perte rapide de l'épaisseur des armatures.

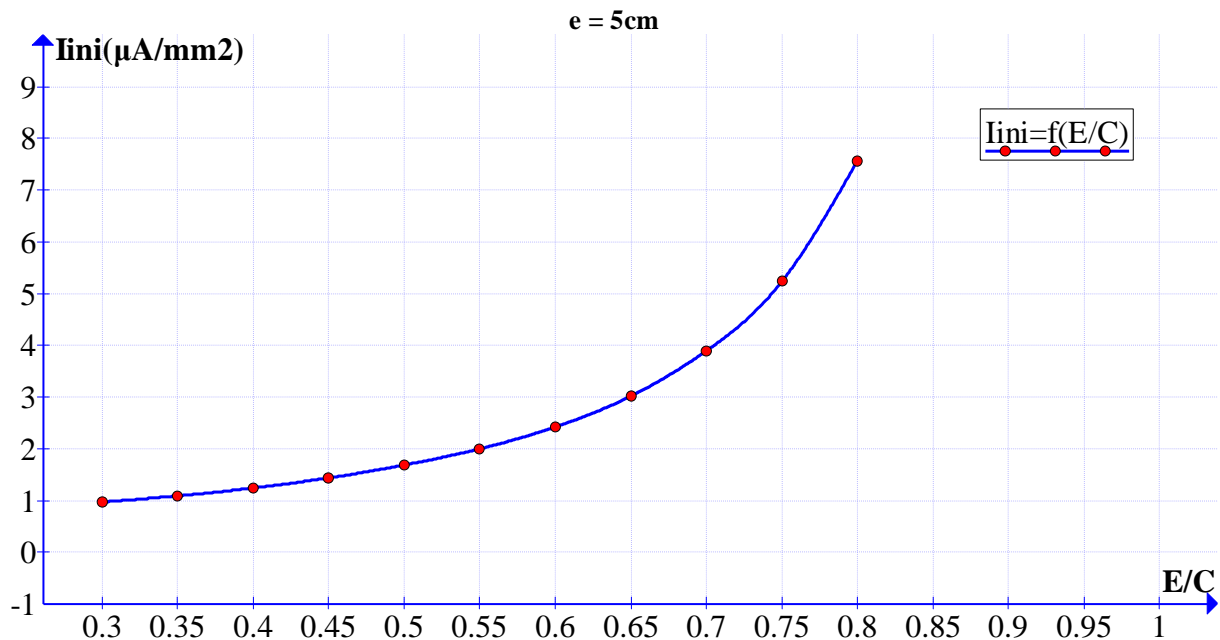


Figure 4.18 : Effet de la qualité du béton sur la densité du courant.

La figure 4.18 illustre la variation de la densité du courant à l'amorçage de la corrosion en fonction du rapport eau/ciment. Un béton de qualité médiocre engendre un courant de corrosion faible comparé au courant de corrosion sur un câble entouré de béton de bonne qualité. Cet effet explique le fait que la profondeur de corrosion serait plus faible pour un béton de mauvaise qualité qu'une profondeur de corrosion sur un câble enrobé d'un béton de qualité meilleure (figure 4.17).

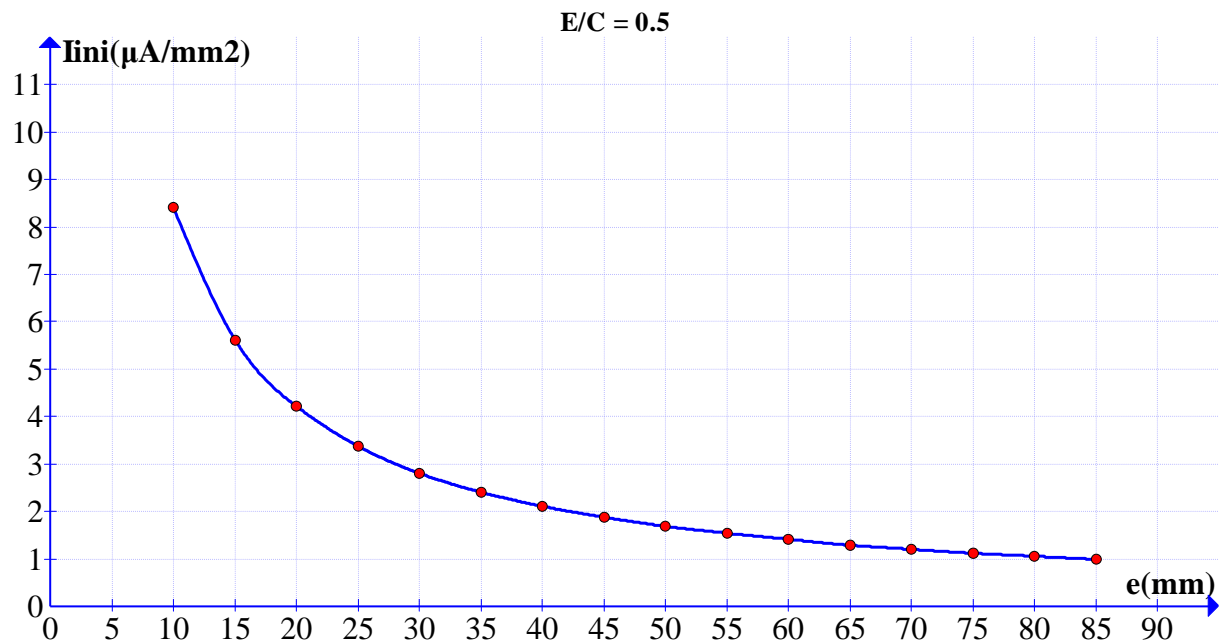


Figure 4.19 : Effet de l'enrobage sur la densité du courant.

La densité du courant de corrosion à l'amorçage de la corrosion est affectée par l'enrobage en béton (Figure 4.19). La corrosion s'amorce avec une forte densité de courant sur un câble doté d'un faible enrobage et inversement, la corrosion s'amorce avec une faible densité de courant sur un câble doté d'un enrobage élevé.

Une forte densité de courant engendre à son tour une forte augmentation de la profondeur de la corrosion avec le temps. Cet effet explique en grande partie le résultat donné par la figure 4.16.

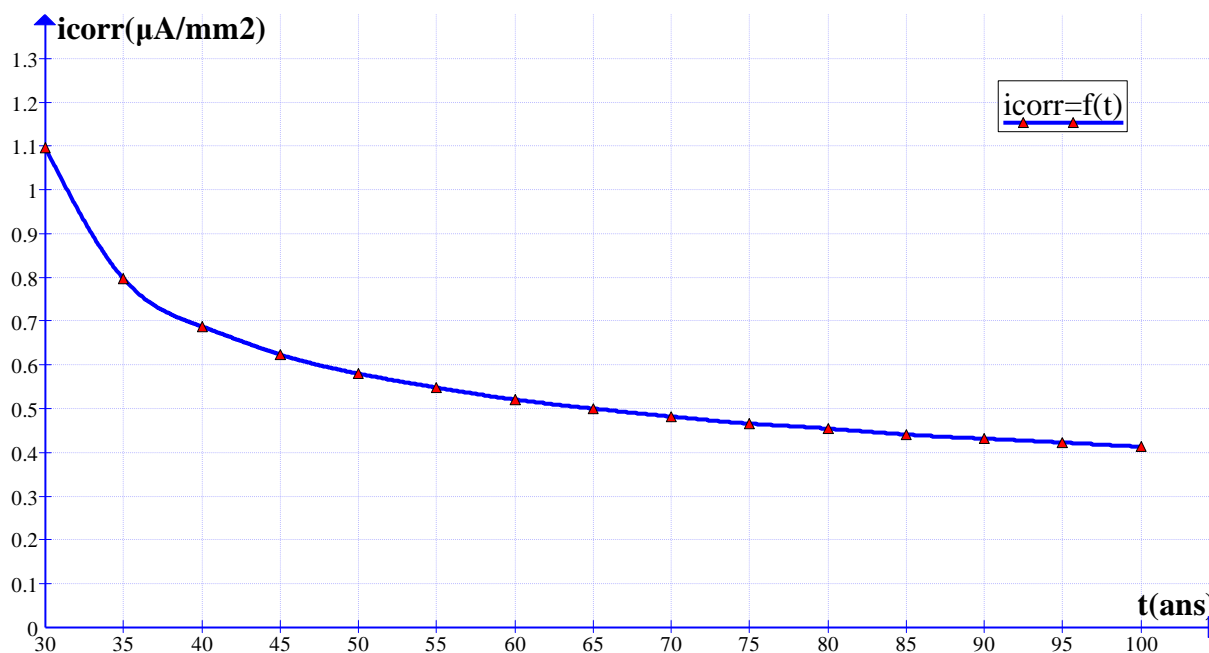


Figure 4.20 : Evolution du courant de corrosion en fonction du temps.

La figure 4.20 montre l'évolution du courant de corrosion en fonction du temps. On constate que le courant décroît en fonction du temps, cela peut être dû à la repassivation du métal. Dans le cas étudié, le pont est proche de la mer, le taux de corrosion peut être considéré comme constant dans le temps.

4.5. Calcul de fiabilité

La corrosion des câbles dans le béton est un processus très complexe, un grand nombre de paramètres influent sur ce processus. Les étapes de la corrosion, la géométrie des câbles et l'hétérogénéité des poutres précontraintes accentuent cette complexité d'avantage.

Nous avons étudié précédemment l'influence de différents paramètres tels que l'enrobage, E/C, Ccr...etc. sur le processus de la corrosion sans pour autant pouvoir quantifier cette influence, en plus cette étude a été menée avec les valeurs moyennes de ces paramètres.

Afin de prendre en compte la variabilité et l'incertitude de ces paramètres et de quantifier exactement l'effet de chaque paramètre nous avons effectué une étude fiabiliste des poutres du pont étudié.

Pour mener à bien cette étude, plusieurs états limites ont été considérés, l'évolution de la fiabilité de la structure, ou d'une partie de cette structure peut ainsi être évaluée durant les deux phases de la corrosion ; l'initiation et la propagation. Les calculs ont été réalisés sous le logiciel PHIMECA®.

4.5.1. Fiabilité lors de l'amorçage de la corrosion

La fiabilité lors de l'amorçage de la corrosion sur les câbles a été estimée à l'aide d'un état limite exprimé en fonction du temps d'initiation de la corrosion.

L'état limite est atteint lorsque le temps d'initiation de la corrosion est égal à 27 ans. En d'autre terme, la 'résistance' de l'ouvrage face à l'initiation de la corrosion est de 27 ans et la 'solicitation' imposée par l'environnement est le temps d'initiation de la corrosion T_{ini} .

$$G = 27 - T_{ini} \quad (4.6)$$

L'indice de fiabilité obtenu est $\beta = 2.66$ (figure)

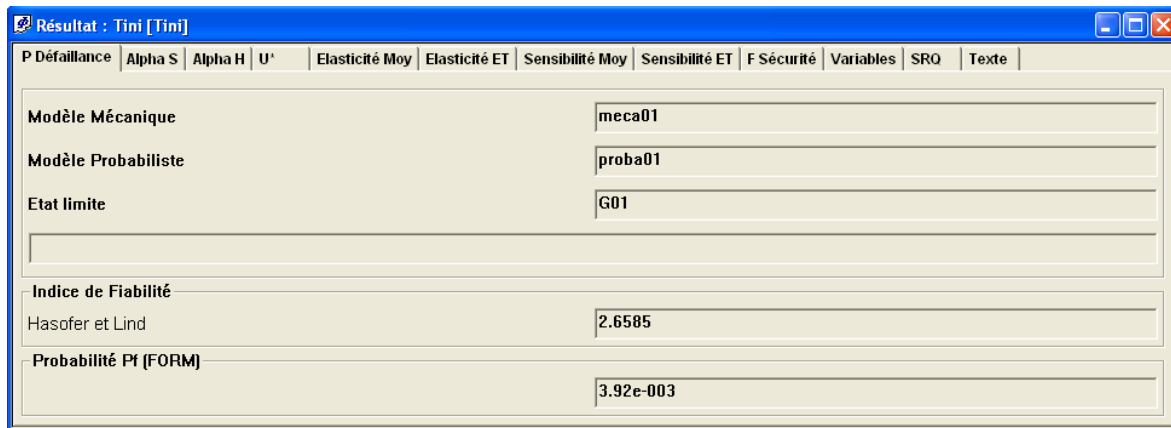


Figure 4.21 : Indice de fiabilité de l'amorçage de la corrosion.

Un tel indice de fiabilité correspond à une probabilité de défaillance de $3.42E-3$. on peut affirmer avec une quasi certitude que la corrosion ne s'amorce pas sur les câbles avant 27 ans d'existence de l'ouvrage.

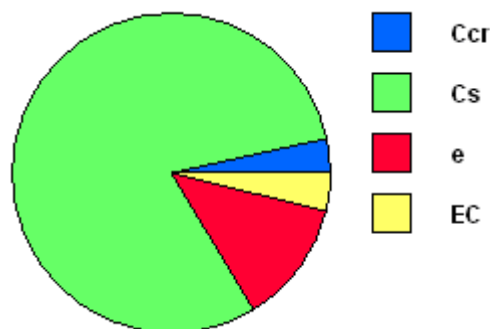


Figure 4.22 : Influence des différents paramètres lors de l'amorçage de la corrosion.

La figure 4.22 montre l'influence des différents paramètres étudiés dans le chapitre 2 dans la phase de propagation de la corrosion. Le paramètre le plus influent est la concentration des ions Cl^- à la surface de l'ouvrage d'art. pour améliorer la fiabilité, il faut modifier certains de ces paramètres, seuls l'enrobage e et le rapport eau ciment E/C sont contrôlables, les autres paramètres étant des paramètres climatiques.

L'augmentation de l'enrobage de 50 mm à 100 mm nous fournit un indice de fiabilité $\beta = 3.586$ et une probabilité de défaillance de $1.68E-4$.

4.5.2. Fiabilité des fils de précontraintes

Les poutres précontraintes sont constituées de câbles, de béton et de ferrailage. Les câbles de précontrainte sont constitués à leurs tours de plusieurs fils. Nous avons pensé qu'il était utile d'étudier la fiabilité des fils corrodés. Cette fiabilité forme un indicateur à ne pas négliger de la fiabilité du câble et de la structure entière.

*** Fiabilité du fil corrodé**

L'évolution de la fiabilité du fil de précontrainte a été étudiée de deux méthodes. Une méthode purement mécanique ; seules les géométries des fils et de la poutre ainsi que les propriétés mécaniques du fil ont été prises en compte. L'autre méthode consiste à considérer, en plus des propriétés géométriques et mécaniques, les propriétés environnementales ($C_{cr}, C_s, D_c \dots$ etc.).

4.5.2.a. Calcul de la fiabilité du fil corrodé par une approche purement mécanique

Durant cette étude, le fil est considéré comme une composante du câble, lui-même considéré comme une composante de la poutre précontrainte. La défaillance du fil se produit lorsque la sollicitation exercée sur le fil dépasse sa résistance. Les pertes de section et de la résistance du fil décrites dans les équations 1.29 et 1.30 ont été prises en compte.

Dans ce qui suit, le fil subit une contrainte de 1000 Mpa. La résistance du fil est 88% de f_{pk} ($f_{py} = 0.88f_{pk}$) avec le coefficient de variation décrit dans le chapitre 2. dans les conditions géométriques, mécaniques et climatiques décrites dans le chapitre 2, le temps d'amorçage de la corrosion ≈ 27.5 ans en moyenne.

L'indice de fiabilité de Hasofer-Lind a donc été déterminé ainsi que la probabilité de défaillance durant toute la durée de vie de conception (100 ans).

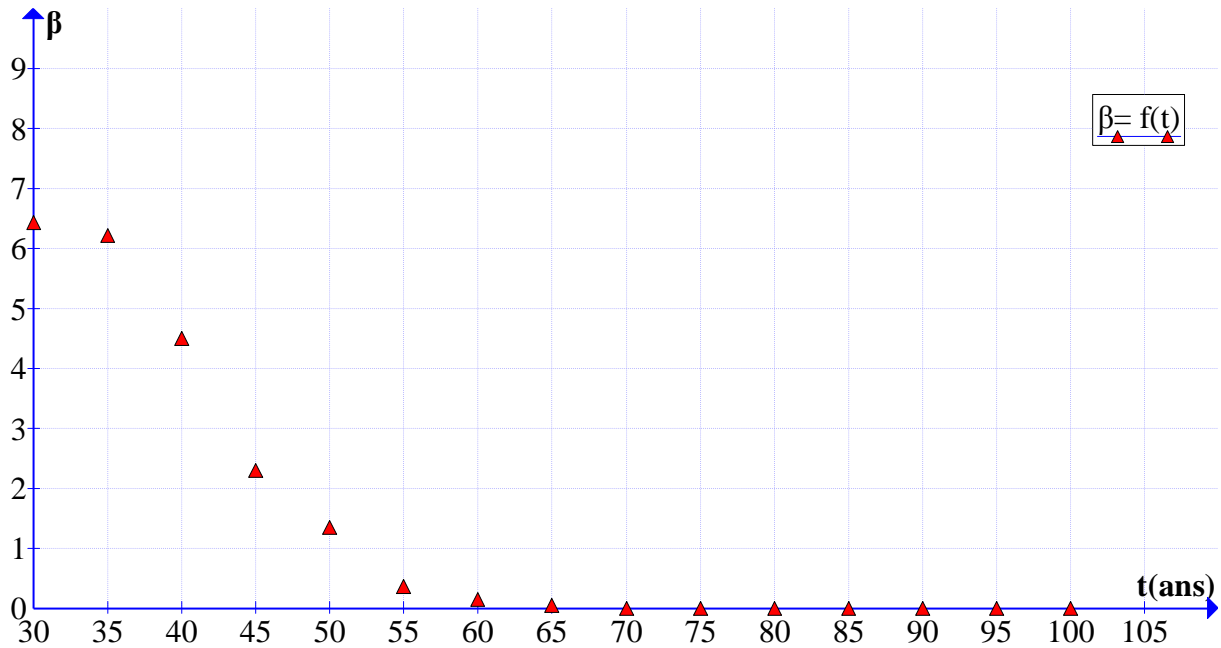


Figure 4.23. Evolution de l'indice de fiabilité du fil avec le temps (approche purement mécanique).

Avant l'amorçage de la corrosion, le fil qui constitue le câble présente un indice de fiabilité élevé, la résistance du fil est largement supérieure à la sollicitation imposée. Après l'amorçage de la corrosion, la section du fil diminue sous l'effet de la croissance de la profondeur de corrosion. La résistance du fil décroît donc et atteint la sollicitation imposée. L'indice de fiabilité s'est annulé à $t = 70$ ans et la probabilité de défaillance a atteint 1 (Figure 4.23).

Les figures 4.24 (a) et (b) présentent l'influence des différents paramètres sur la fiabilité du fil au début et à la fin de la propagation de la corrosion dans le fil respectivement.

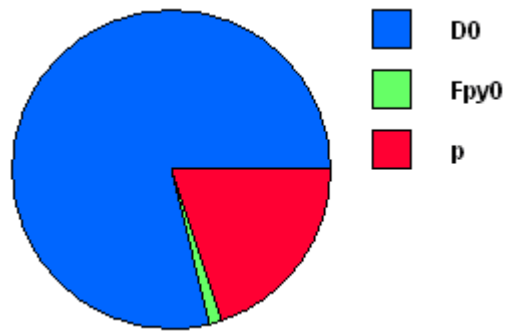


Figure 4.24 (a) : Influences des différents paramètres sur la fiabilité du fil (début de la corrosion).

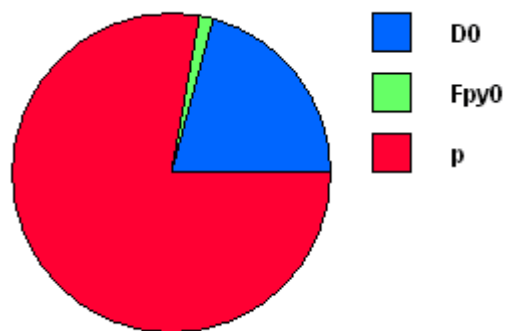


Figure 4.24 (b) : Influences des différents paramètres sur la fiabilité du fil (fin de la corrosion).

Au début de la propagation de la corrosion, la profondeur de la corrosion p n'a pas encore atteint des valeurs élevées, le diamètre initial du fil D_0 joue le rôle le plus important (80%) pour que le fil résiste au chargement imposé. La profondeur de corrosion p joue un rôle (qui est négatif d'ailleurs) non négligeable (19%) (Figure 4.24 a).

Lorsque la profondeur de la corrosion atteint des valeurs critiques, p devient le paramètre dominant comparé aux autres paramètres (Figure 4.24 b).

4.5.2.b. Calcul de la fiabilité du fil corrodé par une approche globale

La fiabilité du fil calculée dans le paragraphe 4.2.1.1 évolue la fiabilité du fil corrodé en tenant compte que des paramètres mécaniques sans prendre en compte la variabilité des paramètres climatiques décrite dans le chapitre 2.

Dans cette partie de l'étude, la profondeur de corrosion décrite par l'équation 1.19 est exprimée en fonction des paramètres climatiques après avoir calculé la fonction de répartition de p . L'introduction de ces paramètres dans la fonction limite devient donc possible. Le calcul a été effectué avec les méthodes FORM et SORM afin d'évaluer la différence entre les résultats fournis par ces deux méthodes.

La figure 4.25 montre l'évolution de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind avec le temps. Ce dernier décroît avec la croissance de la profondeur maximale des piqûres avec le temps. Les résultats obtenus concordent avec les résultats illustrés dans la figure 4.23. Le petit décalage qui existe entre le modèle purement mécanique et le modèle qui tient compte des paramètres climatiques revient à l'erreur engendrée par l'intégration de la densité de probabilité de la profondeur de la piqûre et surtout à la prise en compte de l'effet des paramètres climatiques.

Dans ce cas la profondeur maximale des piqûres devient une variable dépendante d'autres variables, son effet ne peut être étudié.

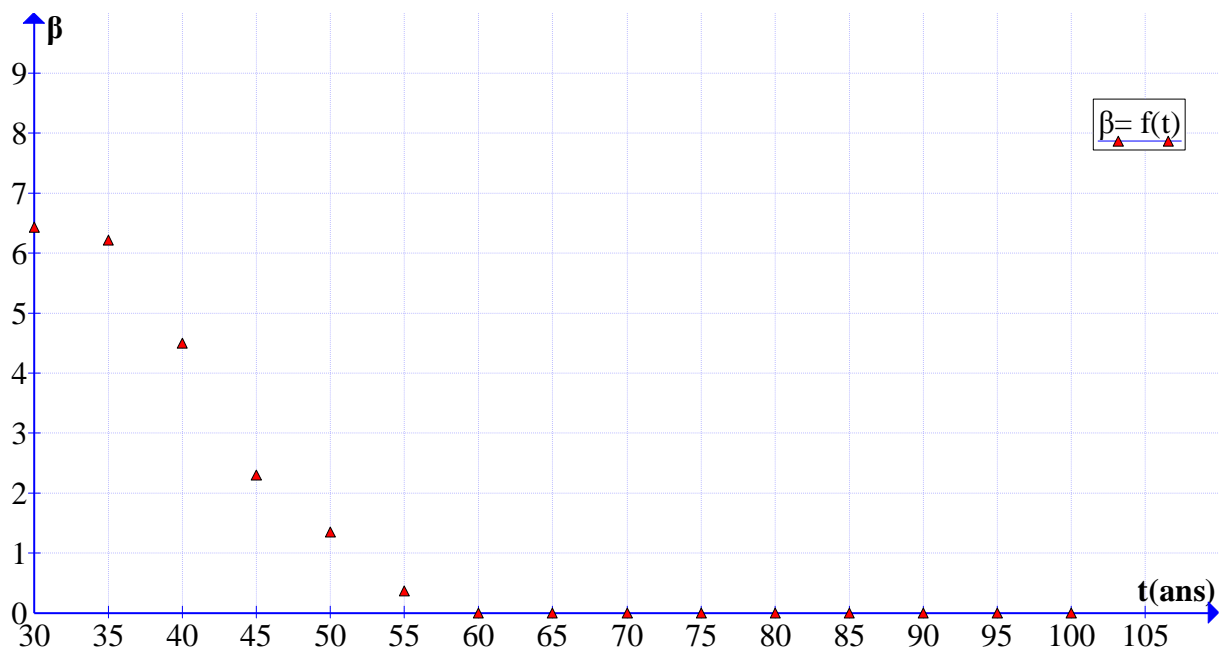


Figure 4.25. Evolution de l'indice de fiabilité du fil avec le temps.(prise en charge des paramètres climatiques)

L'effet des paramètres sur la fiabilité d'une structure ou d'un composant exprime le 'poids' que joue chaque paramètre dans le processus de la résistance de cette structure face à la sollicitation exercée.

Nous avons déjà étudié l'effet des différents paramètres qui agissent sur le processus de la corrosion séparément, certains paramètres tels que la concentration critique des chlorures C_{cr} bas, une concentration élevée des chlorures à la surface C_s un faible enrobage...etc. favoriseraient la corrosion, mais une quantification de cet effet était impossible. L'intérêt de l'étude fiabiliste réside dans la fourniture d'un indice qui permet d'évaluer la probabilité de défaillance et de déterminer l'influence de tous les paramètres intervenant dans la résistance et la sollicitation.

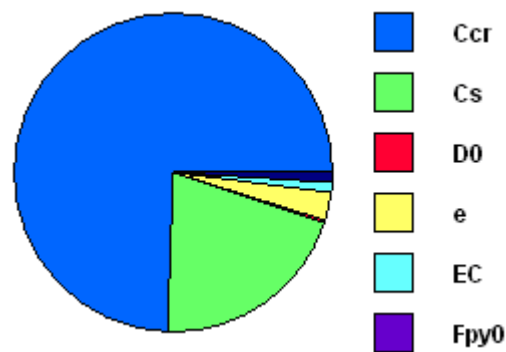


Figure 4.26 : Influences des différents paramètres sur la fiabilité du fil (prise en compte des variables climatiques).

La figure 4.26 montre l'importance des différents paramètres intervenant dans la stabilité d'un fil de précontrainte depuis sa mise en place dans le pont étudié jusqu'à sa rupture.

On distingue clairement que le paramètre déterminant est la concentration critique des Cl^- , la concentration des chlorures à la surface C_s et l'enrobage sont classés à la deuxième et la troisième place respectivement.

C_s et C_{cr} ne sont pas des paramètres contrôlables, ils sont des caractéristiques de l'environnement, si on désire améliorer la fiabilité du fil on peut modifier d'autres paramètres tels que le diamètre D_0 , l'enrobage e , rapport eau/ciment EC ...etc. à condition qu'ils soient mentionnés dans la figure 4.26.

4.5.3. Fiabilité du câble corrodé

Le calcul de la fiabilité des câbles de précontrainte dans un environnement corrosif constitue l'objectif principal de notre thèse. Pour ce faire, le câble est considéré comme une structure composée de 7 fils, la rupture d'un des fils (défaillance) n'entraîne pas la rupture du câble.

D'autres hypothèses ont été établies pour mener à bien cette étude ; seuls les fils périphériques peuvent être se corroder, le fil central étant protégé par les fils extérieurs ne peut en aucun cas être corrodé, les câbles sont disposés dans des poutres précontraintes (enrobage de 50 mm), elles mêmes, disposées dans un pont (figure 4.27).

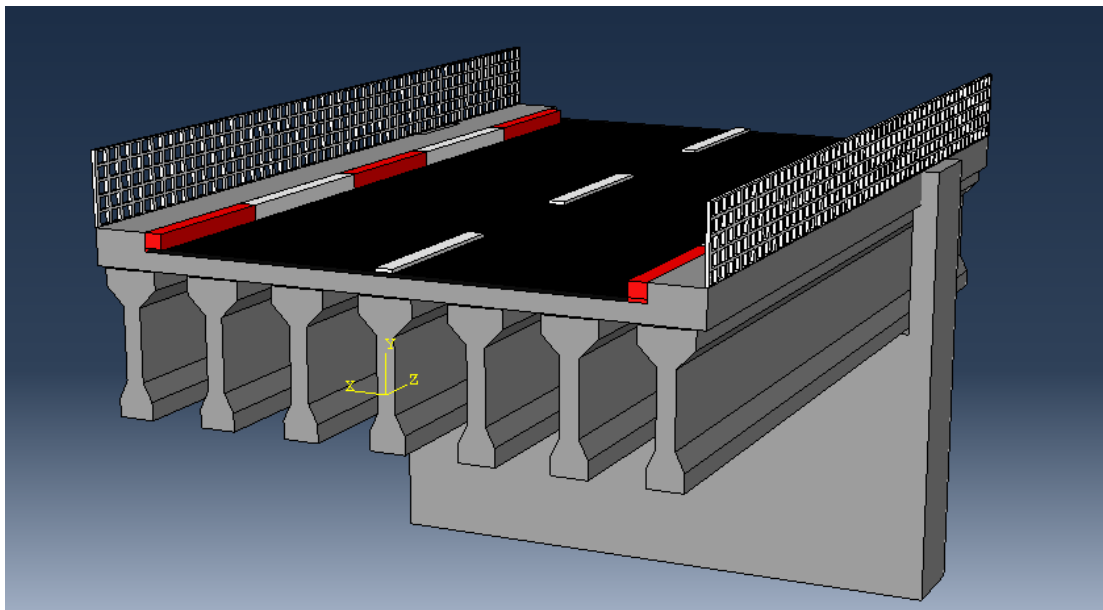


Figure 4.27: ouvrage d'art étudié.

Le câble est considéré comme un système mécanique constitué des 7 composantes (fils) disposées de façon parallèle :

Les câbles résistent aux sollicitations imposées même après la rupture d'un ou plusieurs fils périphériques, une redistribution des contraintes sur les autres fils se produit à chaque rupture d'un fil périphérique. La défaillance du câble se produit lorsqu'il aura perdu ses six fils périphériques. La contrainte est supposée égale à 1000 Mpa dans chaque fil.

La résistance du câble peut être calculée par la relation :

$$R_{\text{câble}} = R_7 + \max\{6R_1, 5R_2, \dots, 2R_5, R_6\}, \text{ avec : } R_1 < R_2 < \dots < R_6 \quad (4.7)$$

R_1, R_2, \dots, R_6 sont les résistances des fils périphériques.

R_7 est la résistance du fil central (non touché par la corrosion).

La résistance d'un fil i est exprimée par la relation :

$$R_i = f_{py} \cdot (A_0 - A_p) \quad (4.8)$$

Avec :

f_{py} : est la résistance caractéristique à la traction.

A_0 : est l'aire de la section droite du fil.

A_p : est la surface perdue par piquûration du fil.

La complexité pour calculer la fiabilité d'un tel système réside dans le fait que la surface perdue par la corrosion n'est pas constante dans le temps ainsi que la résistance des fils tandis que la sollicitation maximale étudiée est constante.

La fiabilité du câble a été calculée en prenant en compte que ce dernier fait partie non dissociable d'une poutre précontrainte par pré-tension, elle-même fait partie d'un ouvrage d'art (pont) subissant l'effet de l'environnement extérieur.

L'autre part de complexité de cette étude réside dans le fait que chaque fil se corrode indépendamment des 5 autres fils. De plus, les enrobages des fils périphériques sont différents les un des autres.

Chaque fil périphérique dispose de sa propre profondeur de corrosion ainsi que son propre enrobage. La figure (4.28) affecte à chaque fil un numéro et montre l'enrobage effectif de chaque fil ainsi que la profondeur de corrosion correspondante à chaque fil.

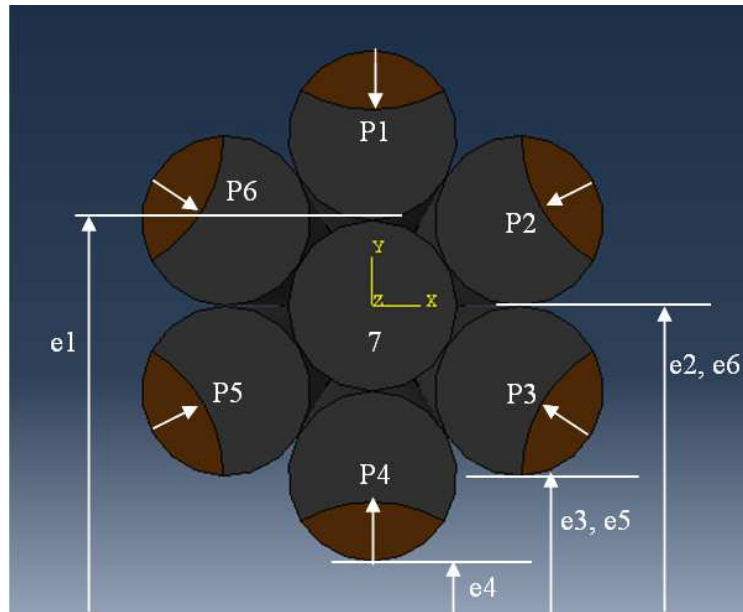


Figure 4.28 : Enrobages effectifs de chaque fil et les profondeurs de corrosion correspondantes.

Il est évident que les fils 3 et 5 disposent du même enrobage, le temps d'initiation de la corrosion sur le fil 3 est donc identique à celui du fil 5. Les piquûres disposent de la même profondeur pour les fils 3 et 5. Cette constatation est valable pour les fils 2 et 6.

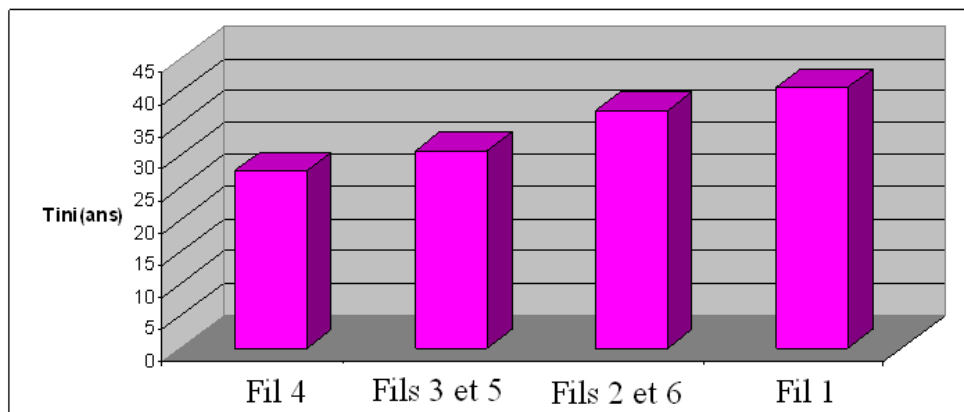


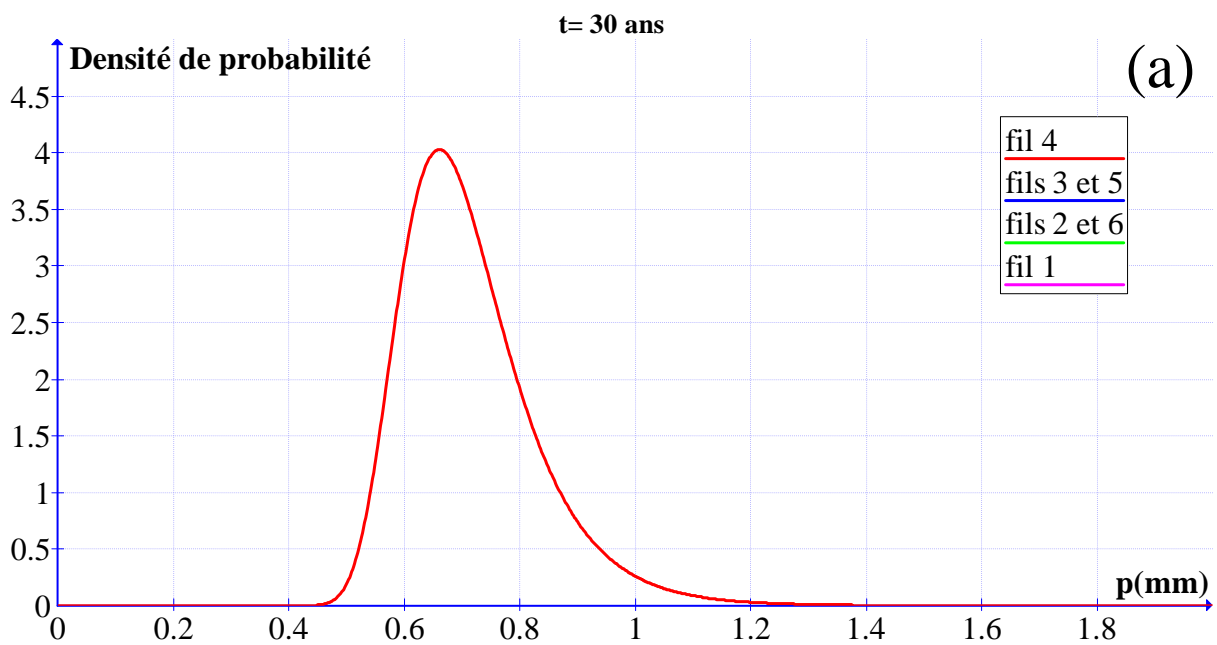
Figure 4.29 : Temps d'initiation de la corrosion sur chaque fil du câble.

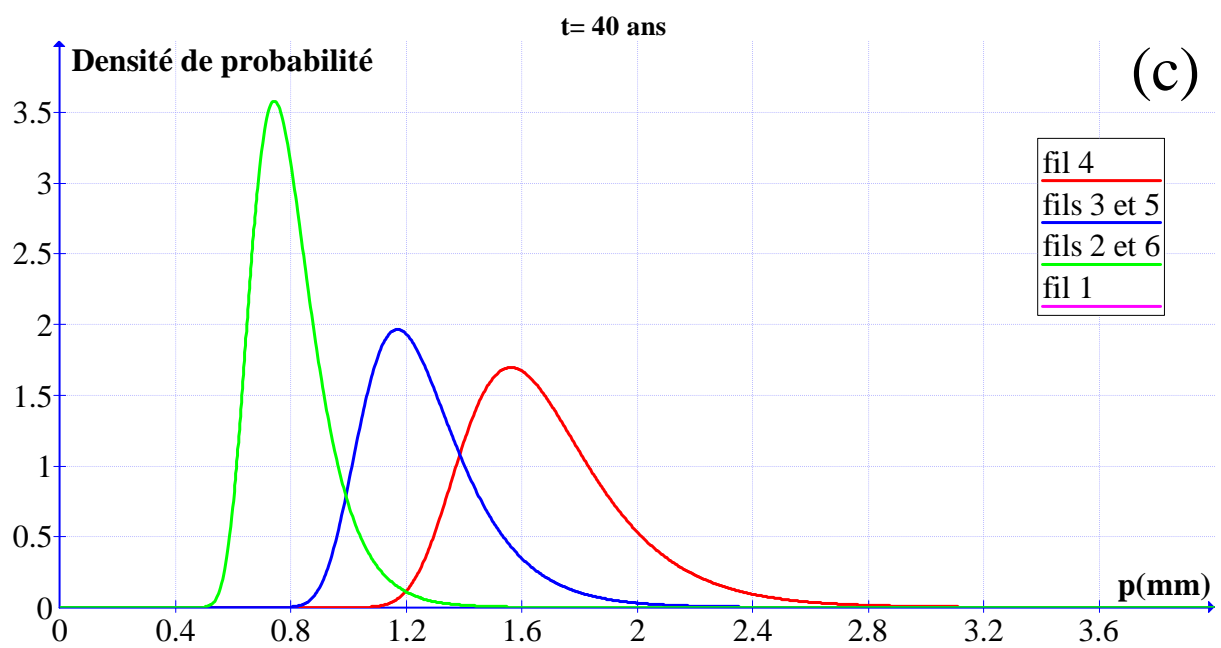
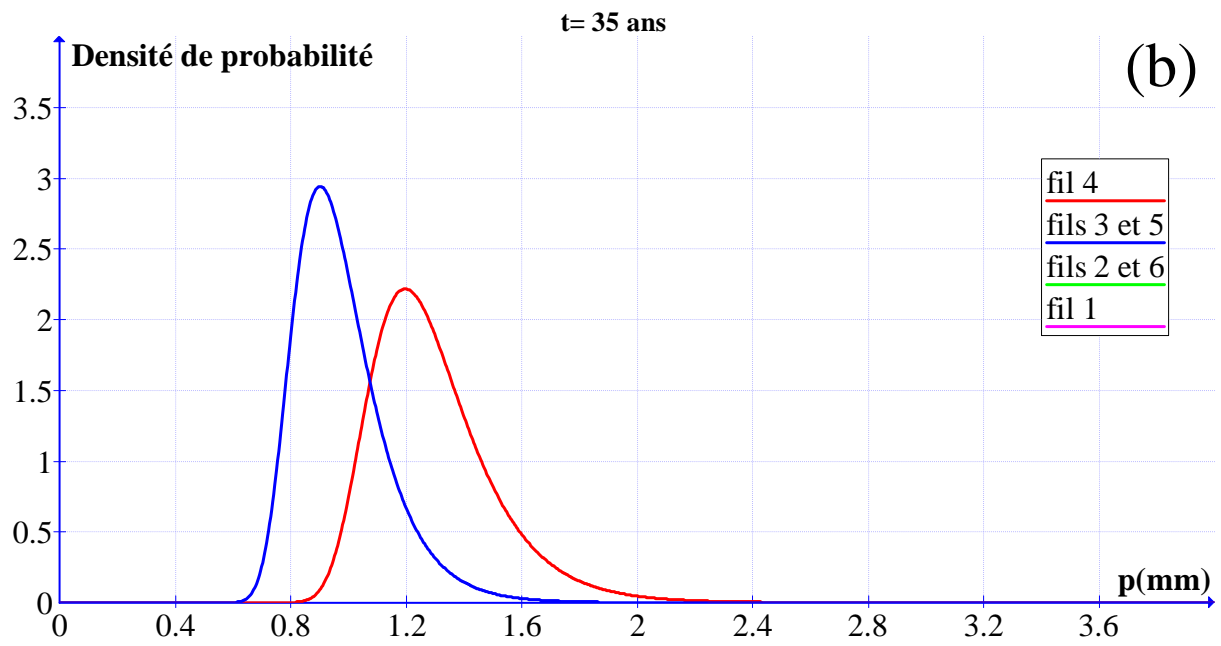
La figure 4.29 montre le temps nécessaire à la corrosion pour s'amorcer sur les différents fils qui constituent le câble. Il est évident que le fil numéro 4 dispose du plus faible enrobage, il a été atteint par la corrosion avant les autres fils.

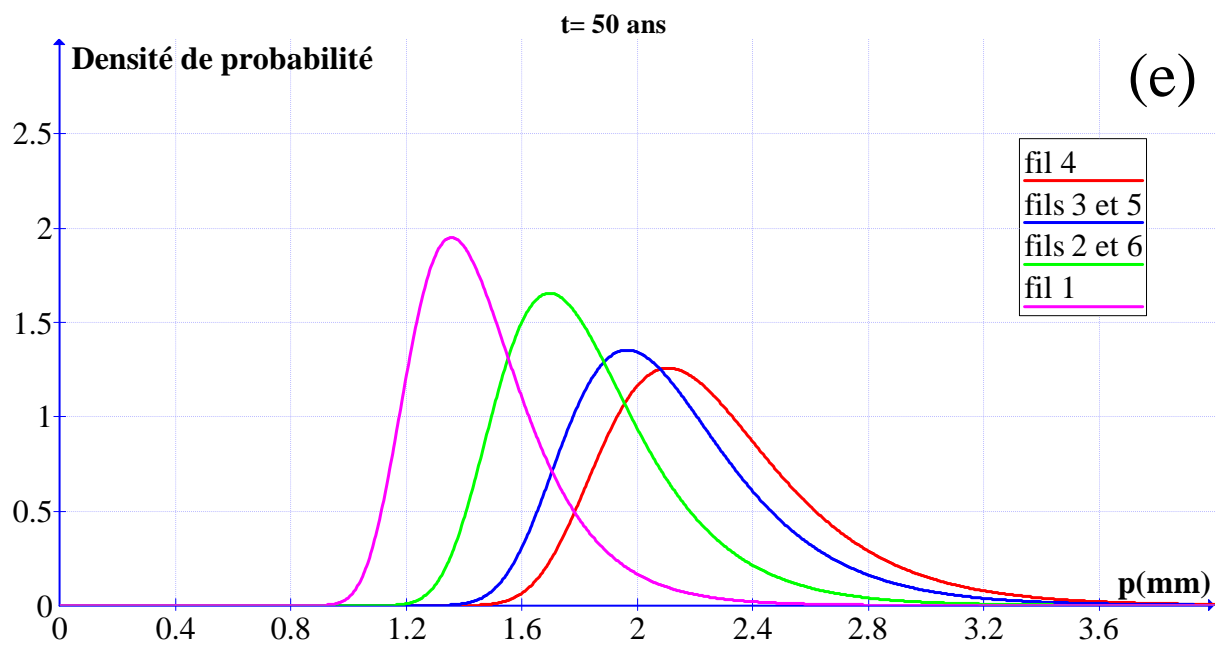
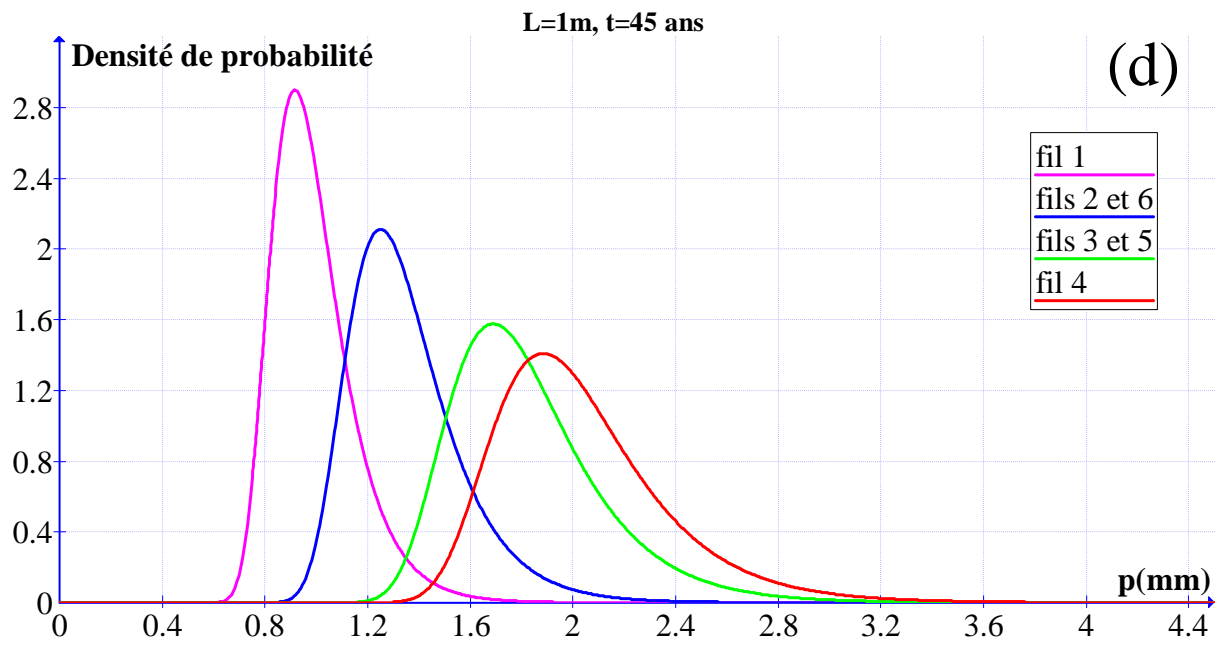
L'état limite sélectionné pour le calcul de la probabilité de défaillance du câble ainsi que l'indice de fiabilité est exprimé en fonction de la résistance du câble et de la sollicitation :

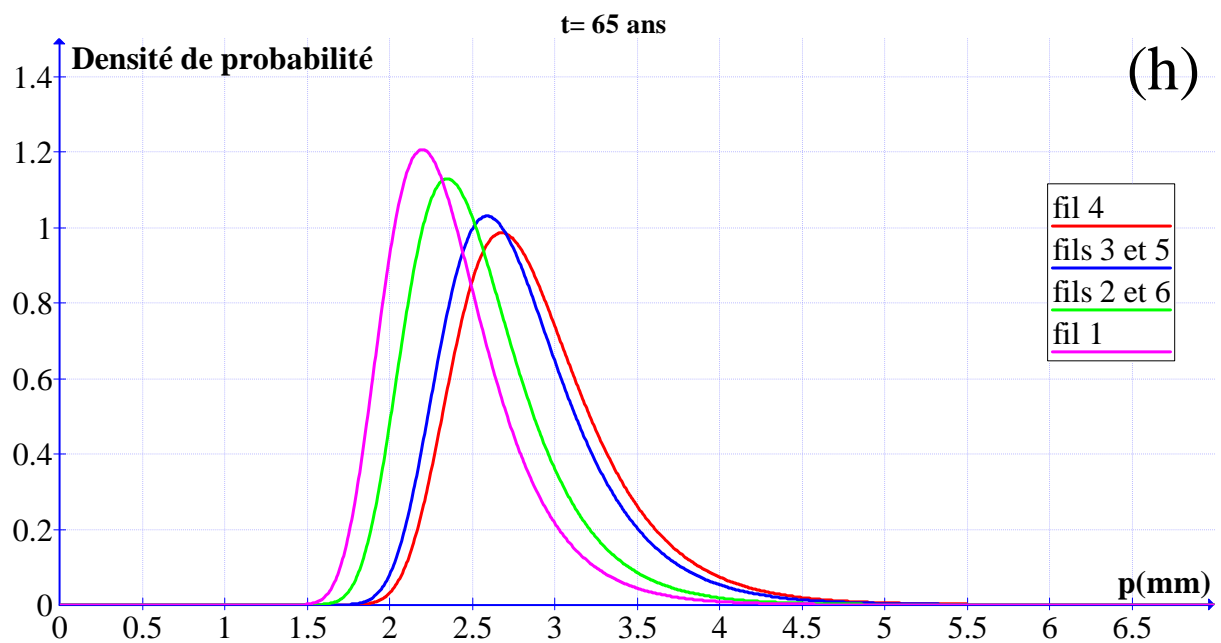
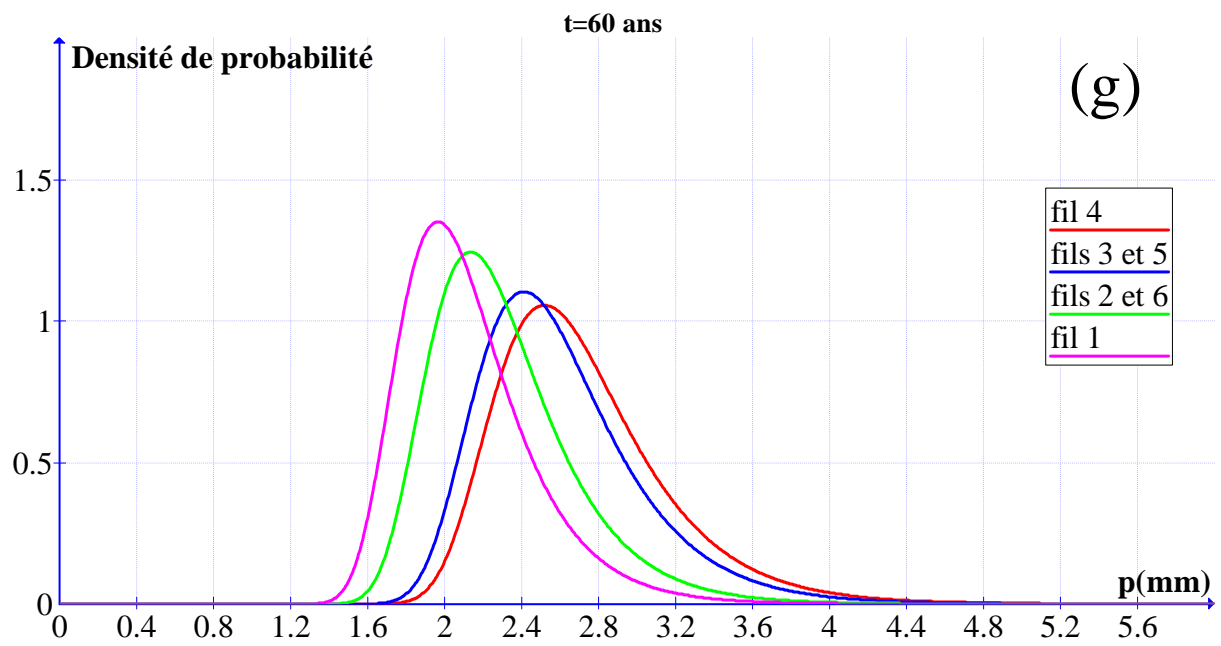
$$G = R_{\text{câble}} - S_{\text{câble}} \quad (4.9)$$

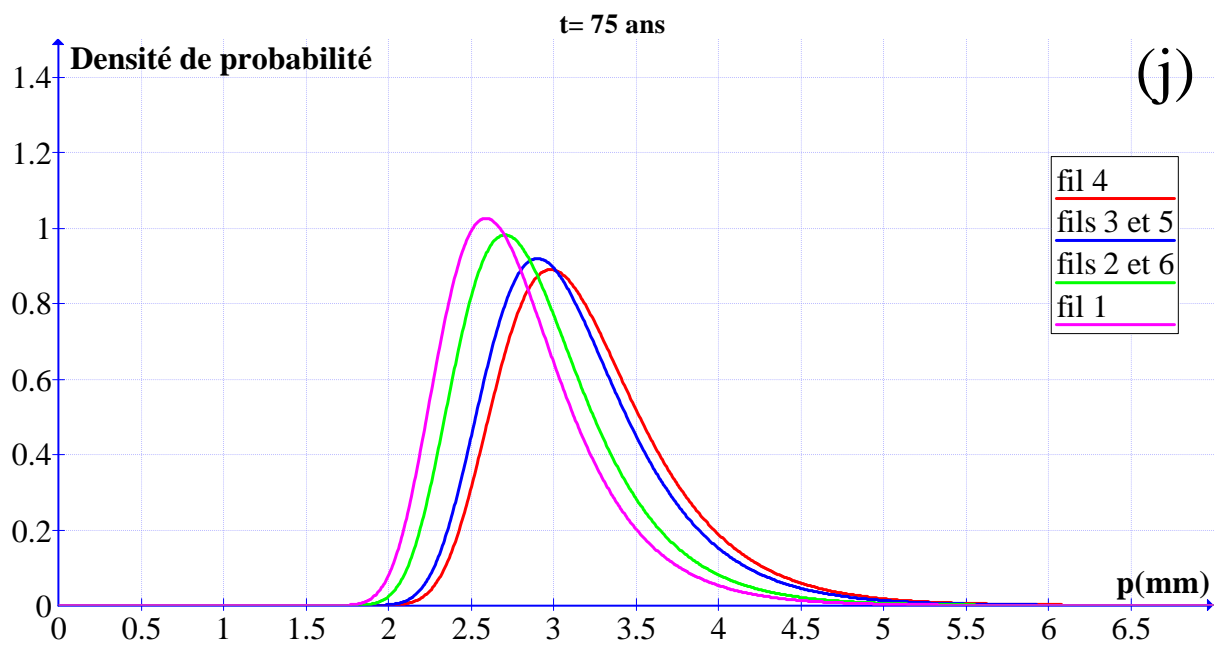
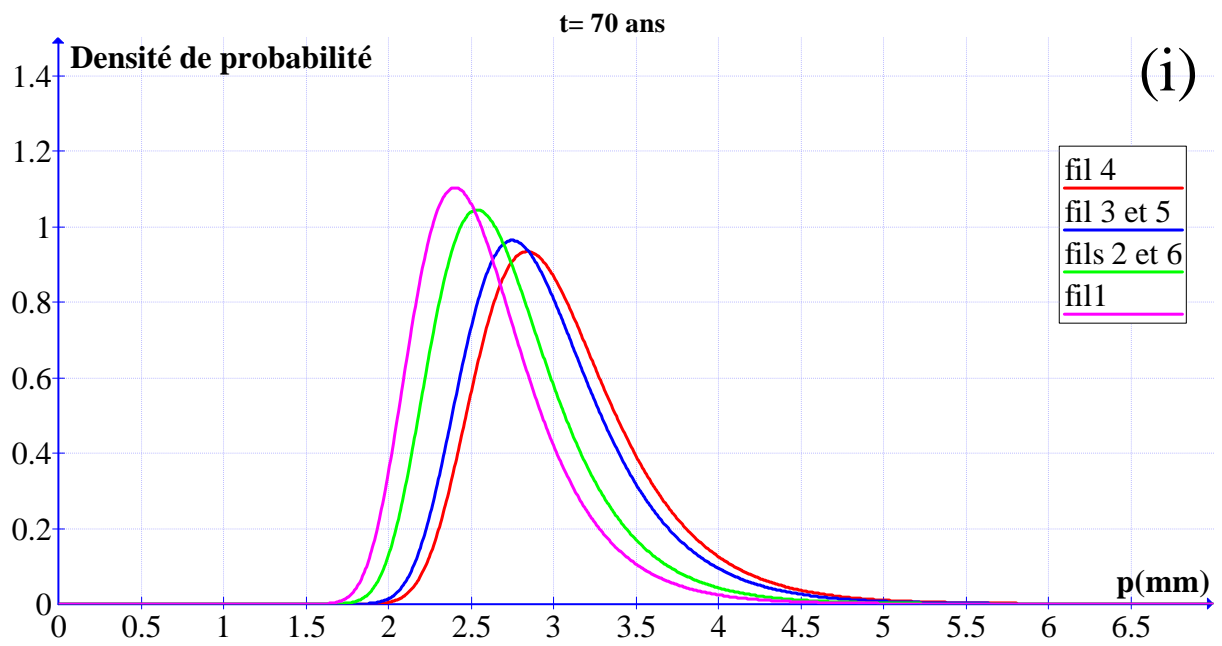
Il est primordial de déterminer la profondeur maximale de corrosion sur chaque fil tout au long de la durée de vie de conception de l'ouvrage d'art afin de quantifier la résistance du câble.

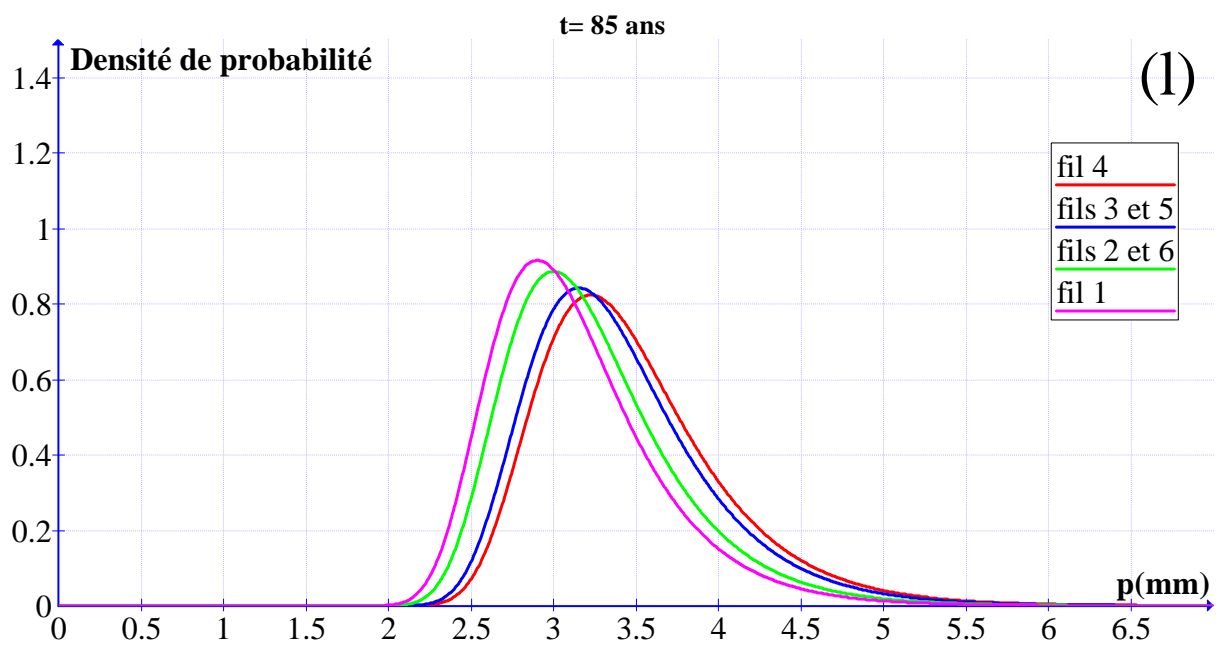
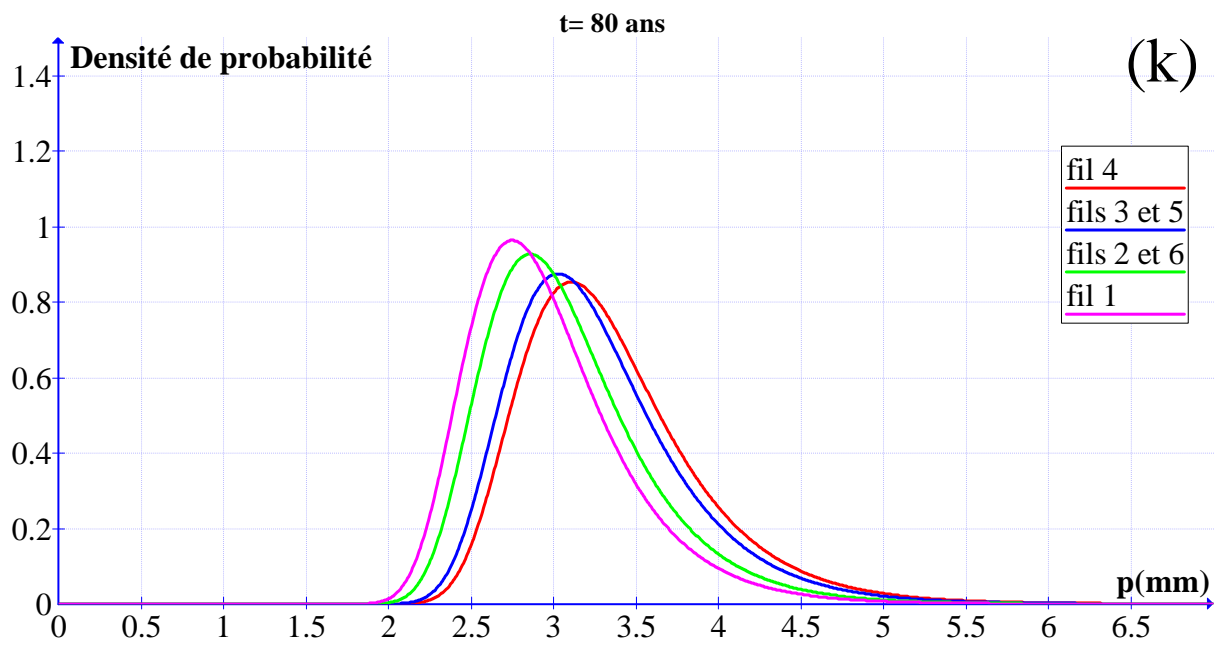


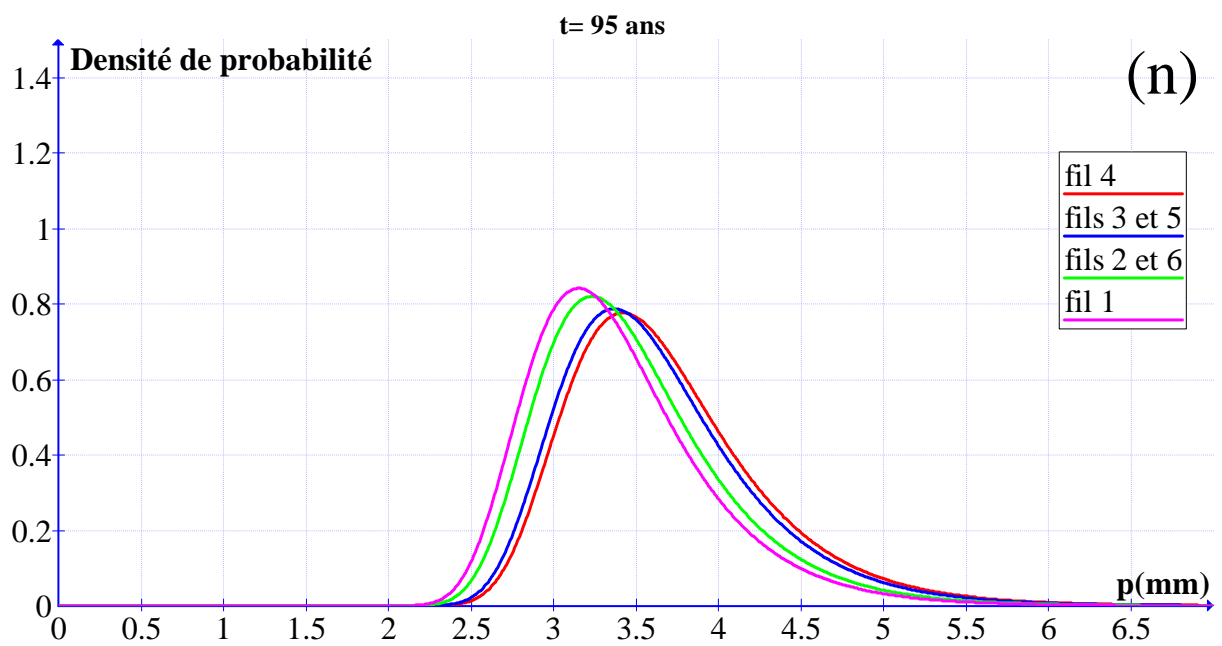
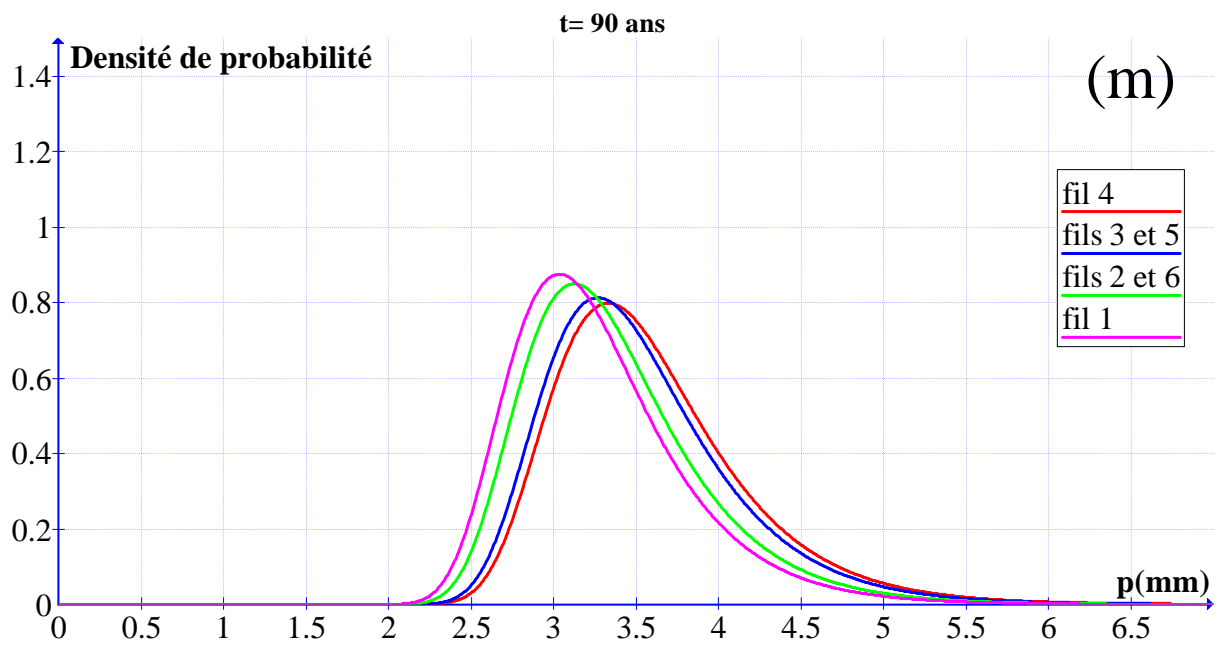












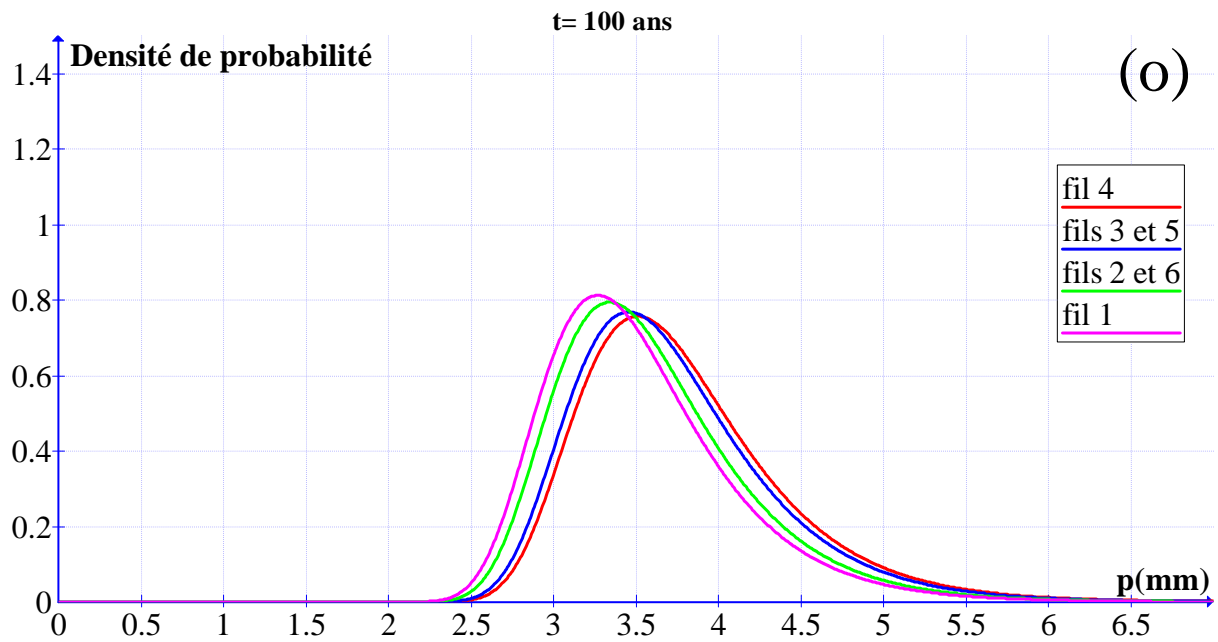


Figure 4.30 (a-o) : Distribution de la profondeur maximale de corrosion sur chaque fil du câble (a) à 30 ans, (b) à 35 ans, (c) à 40 ans, (d) à 45 ans (e), à 50 ans, (f) à 55 ans, (g) à 60 ans, (h) à 65 ans (i) à, 70 ans ,(j) à 75 ans, (k) à 80 ans, (l) à 85 ans, (m) à 90 ans, (n) à 95 ans, (o) à 100 ans d’existence de l’ouvrage d’art.

Le calcul de l’indice de fiabilité du câble n’était pas une tâche simple à réaliser, surtout durant les premières années de service du pont étudié. Cette difficulté revient au fait que la résistance du câble est nettement supérieur à la sollicitation imposée, le programme diverge dans des cas pareils. Pour surmonter cette difficulté, il a fallu optimiser les critères de convergence du programme, le nombre d’itérations et le pas de calcul.

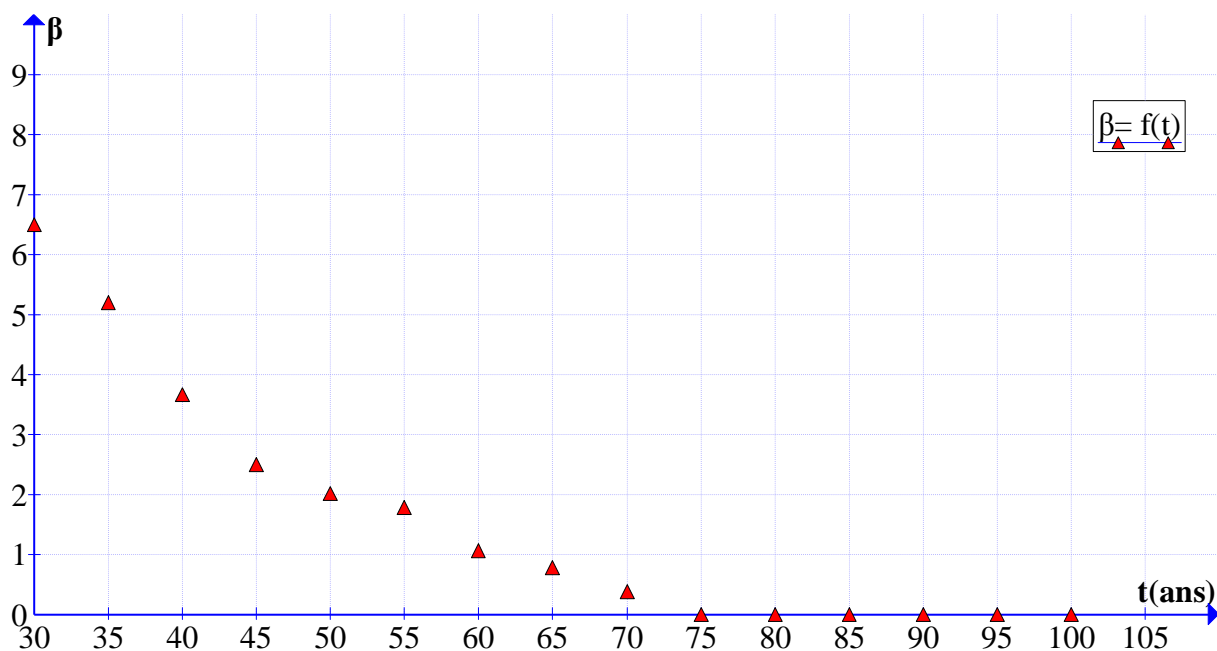


Figure 4.31 : Evolution de l'indice de fiabilité du câble durant sa durée de vie de conception.

La figure 4.31 montre l'évolution de l'indice de fiabilité du câble durant sa durée de vie prédictive. Au stade de l'amorçage de la corrosion, le câble n'a pas encore perdu de sa section nominale, il présente une grand indice de fiabilité β et une très faible probabilité de défaillance. L'indice de fiabilité a été calculé tout les 5 ans depuis l'initiation de la corrosion. Au fur et à mesure que le câble perd de sa section nominale, l'indice de fiabilité régresse jusqu'à s'annuler à 75 ans et n'atteint donc pas les 100 ans de service prévus par les concepteurs.

L'importance de chaque paramètre a été étudiée durant toute la durée de vie prévisionnelle de l'ouvrage d'art (Figure 4.32).

Durant la phase d'amorçage de la corrosion, les diamètres des fils périphérique et le diamètre du fil central jouent le rôle principal dans la résistance du câble, 4% est le 'poids' de la profondeur de la corrosion (Figure 4.32 (a)).

Au fur et à mesure que la corrosion se propage, les fils périphériques sont atteints par la corrosion et perdent de leurs diamètres sous l'action de la corrosion. L'effet du diamètre des fils décroît donc dans le temps. Bien que le fil central ne soit pas atteint par la corrosion, son influence sur la résistance du câble diminue face à l'effet dominateur de la profondeur de corrosion qui a d'ailleurs un effet néfaste sur la résistance du câble et de l'ouvrage d'art en général (Figure 4.32 (b) et (c)).

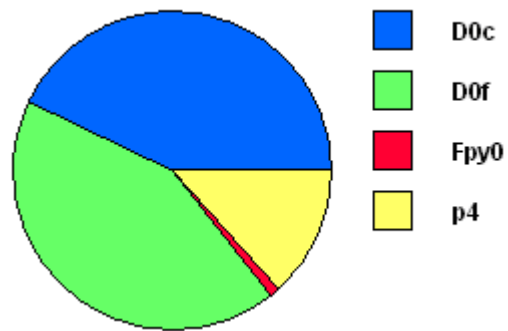


Figure 4.32.(a) : Quantification de l'importance des paramètres à 30 ans.



Figure 4.32.(b) : Quantification de l'importance des paramètres à 35 ans.

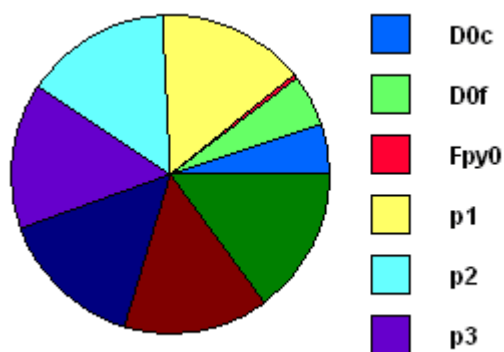


Figure 4.32.(c) : Quantification de l'importance des paramètres à 50 ans.

4.6. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une étude paramétrique dans le but de mettre en évidence l'influence des différents paramètres sur le processus de corrosion des câbles dans le pont étudié durant sa phase d'amorçage et de propagation. Cette étude nous a fournie un aperçu sur l'effet de chaque paramètre sur le processus de la corrosion, certains paramètres favorisent la corrosion et contrairement, d'autres paramètres freinent la corrosion. Aucune quantification de l'importance de chaque paramètre n'a été possible avec cette étude.

Dans une deuxième étape, plusieurs études fiabilistes ont été réalisées en tenant compte d'une multitude d'états limites, ces études ont permis d'évaluer la fiabilité de la structure étudiée durant 100 ans couvrant les périodes d'initiation et de propagation de la corrosion, ce qui a mis en évidence l'importance quantitative de chaque paramètre intervenant dans le processus de la corrosion des câbles de précontrainte dans le béton.

Chapitre 5

**Contrôle de la corrosion des câbles
de précontrainte par la technique
d'émission acoustique**

Chapitre 5

Contrôle de la corrosion des câbles de précontrainte par la technique d'émission acoustique

5.1. Introduction

Les résultats présentés dans le chapitre 4 montrent l'effet destructeur de la corrosion sur la durabilité des ouvrages d'art tels que les ponts. Cette dernière peut réduire la durée de vie d'un pont de 40% du temps de bon fonctionnement prévu par les concepteurs.

Bien que la corrosion des armatures constitue la cause principale de dégradation des ouvrages d'art ; aucune mesure particulière n'est prise par les architectes et les concepteurs d'ouvrages d'art afin de prendre en compte l'effet néfaste de la corrosion.

Dans tous les cas, les ouvrages d'art existants doivent faire l'objet d'inspections périodiques afin de mieux gérer leurs vieillissements. Ces inspections doivent être plus fréquentes lorsque les ouvrages s'approchent de la période d'atteinte de leurs durées limites de service. De telles inspections engendrent un coup supplémentaire rajouté au coup global de la gestion et de la maintenance des ouvrages existants dans le souci de préserver la sécurité des usagers de ces ouvrages d'art.

L'état des câbles est souvent difficile à évaluer que ce soit pour les câbles enrobés de béton ou pour les câbles non adhérents. L'état de la première catégorie des câbles est difficile à évaluer à cause de la grande épaisseur du béton entourant les câbles, rendant toute technique d'évaluation une lourde tâche à faire, toute destruction du béton d'enrobage dans le but d'évaluer l'état des câbles fragilise la structure d'avantage. L'évaluation de l'état des câbles de précontrainte non adhérents (poutre précontraintes par post-tension) pose un défi technique, ces câbles sont introduits dans des gaines en acier injecté de ciment, les gaines sont entourées d'une couche épaisse de béton rendant l'accès à ces câbles impossible.

Malgré l'accès difficile voire impossible aux câbles de précontraintes, il est important de vérifier l'état des armatures du béton précontraint pour garantir la sûreté des ouvrages d'art. Il existe deux classes de méthodes de vérification de ces ouvrages : les méthodes intrusives et les méthodes non destructives.

La première classe est à éviter, car il faut casser le béton pour avoir accès aux câbles, l'utilisation excessive des méthodes destructives provoque un affaiblissement général de la structure.

Les méthodes d'inspection non destructives sont donc préférables, aucune dégradation de la structure n'est nécessaire afin d'évaluer l'états des câbles. Un large éventail de méthodes non destructives existe tels que le contrôle par ultrason, par rayons X, émission acoustique...etc.

L'objectif de ce chapitre est de développer une méthode d'application de la technique d'émission acoustique (EA) pour le suivi du phénomène de la corrosion sous contrainte des câbles de précontrainte (aciers tréfilés à haute limite élastique). Dans cette optique, on doit réaliser des essais sous contrainte en mettant en tension un câble avec une force égale à 80 % de sa charge à la rupture et de mettre ce dernier en contact avec un milieu corrosif. Une chaîne d'émission acoustique permet de suivre les phénomènes de corrosion (par piqûres, fragilisation par hydrogène ou autres formes de corrosion localisée) qui ont lieu pendant l'essai. On a effectué un nombre d'essais in situ pour déterminer la précision, la sensibilité et la fiabilité de cette technique.

La mise en tension de câbles soumis à des environnements entraînant leur corrosion de façon accélérée est contrôlée par des mesures électrochimiques en parallèle, permet l'étude de l'influence des défauts sur la forme des signaux recueillis et la calibration de la technique, l'ajustement de l'instrumentation en E.A. et le choix éventuel de nouveaux capteurs,

Les difficultés à lever sont liées à la lenteur du phénomène, à la faible énergie des événements attendus, aux effets de la propagation et à la reconnaissance des signaux dans le bruit général.

Le phénomène d'émission acoustique (EA) résulte de la propagation d'une onde élastique transitoire, générée par un dégagement rapide d'énergie dans le matériau, dû au changement du champ local de contraintes. Ces ondes élastiques se propagent dans une large gamme de fréquences, qui s'étend des fréquences audibles, jusqu'à la gamme de fréquences en MHz.

Le processus de corrosion présente donc une proposition attractive pour la détection et la caractérisation par la technique d'EA.

5.2. Bref historique de la technique de l'émission acoustique

L'émission acoustique (EA) est définie selon la norme ASTM, comme "l'ensemble des phénomènes dans lesquels des ondes élastiques transitoires sont générées par des dissipations d'énergie provenant de sources localisées à l'intérieur d'un matériau, où les ondes transitoires élastiques ainsi générées" [64].

L'EA désigne également la science étudiant et utilisant ces phénomènes. L'ensemble des fréquences des ondes concernées s'étend dans le domaine ultrasonore, entre quelques kHz et quelques MHz.

2.1. Introduction

L'objectif de cette thèse est de décrire le comportement d'une structure précontrainte sujette à la corrosion par piqûres durant sa durée de vie. Hors, la prévoyance du comportement d'une structure nécessite la détermination de paramètres jugés pertinents dans notre étude et de poser un nombre de suppositions dans le but de simplifier le problème.

La connaissance exacte des valeurs que prendront les différents paramètres est impossible du fait de leurs caractères aléatoires. Ceci laisse une marge d'incertitude dans le comportement des structures à ne pas négliger.

Afin de mener à bien cette étude, les paramètres les plus influents sont considérés comme des variables aléatoires à modéliser.

Le calcul fiabiliste lors de la dégradation des ouvrages d'art exposés aux ions chlorures doit tenir compte des incertitudes afin de prédire avec précision une durée de vie de ces ouvrages.

La source d'incertitudes peut être liée au caractère aléatoire des paramètres intervenant dans le processus de corrosion ou aux modèles approximatifs décrivant les différents phénomènes qui se produisent lors de l'évolution de la corrosion des armatures.

Une étude a été menée sur les différents processus de dégradation des ouvrages précontraints par "piqûration" dans le chapitre 1.

Le but de ce chapitre est de :

- Présenter les méthodologies d'analyse de fiabilité.
- Déterminer les sources d'incertitudes.
- Décrire les modèles probabilistes des variables aléatoires.

2.2. Concepts fondamentaux de fiabilité

Comme il vient d'être expliqué, l'obtention de valeurs prévisibles lors de la mesure des différents paramètres intervenants dans la stabilité des poutres précontraintes relève de l'impossible. En effet, un décalage existe entre les valeurs mesurées et les valeurs prévues.

Cette méconnaissance des résultats peut être qualifiée d'incertitude. L'existence d'incertitudes n'est pas une fatalité, il suffit de les prendre en considération via des lois statistiques en considérant les paramètres mesurés comme des variables aléatoires.

La fiabilité est la science qui associe la vision probabiliste aux risques encourus par les systèmes et les structures industriels ; La fiabilité est un indicateur probabiliste de la sécurité.

Le grand essor qu'a connu la fiabilité ces dernières années est dû au développement accéléré de l'industrie nucléaire et aérospatiale. Laisser une part au hasard aussi petite qu'elle soit est inadmissible dans les domaines aérospatial et nucléaire.

De nos jours, le développement de la fiabilité a profité à une multitude de disciplines telles que le génie civil, le génie mécanique, électronique...etc.

La recommandation fiabiliste la plus connue impose l'utilisation de coefficients dits de sécurité. Ces coefficients ont pour rôle de surestimer les charges appliquées aux structures ou de sous estimer la résistance des installations.

L'évaluation de la fiabilité des structures et des installations industrielles peut être effectuée à n'importe quelle phase du projet ; conception, réalisation et exploitation. Le but essentiel de l'analyse fiabiliste est d'évaluer la probabilité de défaillance en fonction des incertitudes des variables aléatoires.

D'après Procaccia et Morilhat [29], l'évaluation de la fiabilité des structures consiste à estimer un risque de défaillance à partir de la potabilisation d'un modèle physique de dégradation.

Trois grands domaines d'incertitude peuvent être distingués dans le calcul de fiabilité : les incertitudes physiques, les incertitudes liés aux estimations statistiques et les incertitudes liées au modèle physique de dégradation :

- *Les incertitudes physiques*

Les incertitudes physiques dépendent d'une part des propriétés intrinsèques aux matériaux et des caractéristiques géométriques qui définissent la résistance d'une structure, et d'autre part, des changements dépendants des processus stochastiques.

- ***Les incertitudes statistiques***

Les incertitudes statistiques concernent la caractérisation des variables aléatoires. Elles dépendent de la variabilité observée sur un échantillon. Cette variabilité permet d'établir une distribution de la probabilité censée représenter l'ensemble de la population dans laquelle a été prélevé l'échantillon testé, et d'évaluer les valeurs numériques des paramètres de cette distribution.

- ***L'incertitude sur le modèle de dégradation***

Cette incertitude dépend du degré de simplification imposé au modèle mécanique afin de représenter les phénomènes physiques afin de résoudre les difficultés mathématiques générées par l'association d'une multitude de variables aléatoires, elles mêmes déterminées avec un certain degré d'incertitude.

Les incertitudes précédemment citées interviennent directement sur l'évaluation du chargement extrême et sur l'estimation de la résistance de la structure. C'est en effet à partir de la comparaison des valeurs du chargement et de la résistance de la structure que l'on peut définir le risque de défaillance ou la marge de sécurité.

2.4. Fonction d'état limite

Les structures sont continuellement soumises à des chargements, ces derniers ont une influence directe sur la stabilité de ces structures. Sous l'effet de ces chargements, l'état physique de ces structures peut se dégrader progressivement ou subitement.

D'une manière générale, un nombre fini de modes de dégradation des structures est pris en compte. Pour chaque mode dominant de dégradation, i , on considère, par simplification, qu'il existe deux états possibles :

- L'état de défaillance selon le mode i , F_i .
- L'état de sécurité S_i . cet état est défini par un domaine de sécurité.

Ces deux états sont séparés par une surface de transition appelée l'état limite (Figure 2.1).

La fonction d'état limite pour le mode i est définie comme suit :

$$g_i = G_i(d, X, t) \quad (2.1)$$

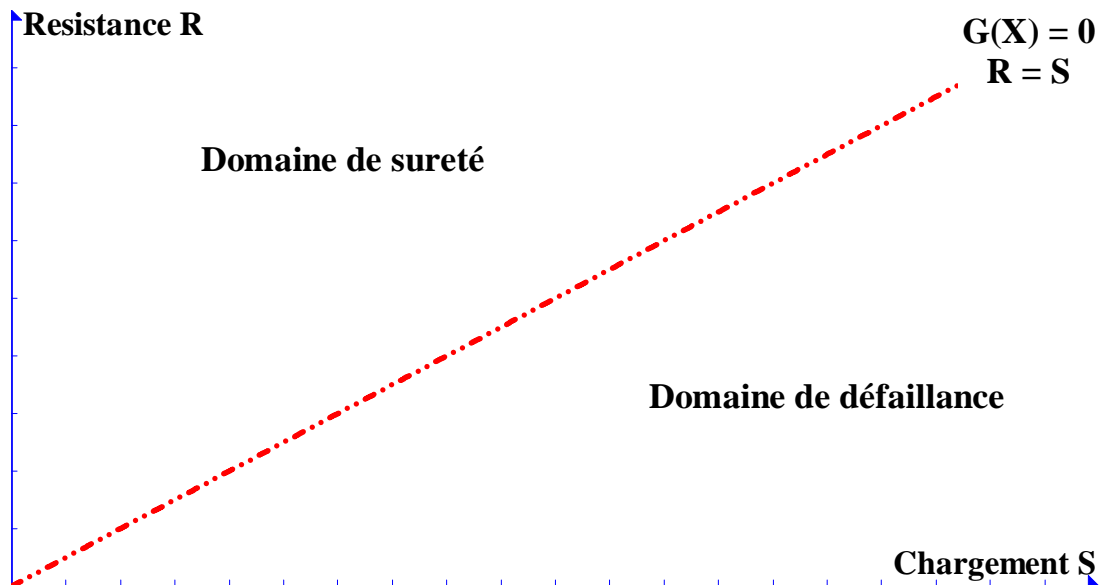


Figure 2.1 : Représentation de la fonction d'état limite $R=S$.

Cette fonction d'état limite dépend des paramètres de conception d , des variables aléatoires ($X = X_1, X_2, \dots, X_n$) caractérisants les chargement subits S_i et la résistance mécanique de la structure R_i et du temps t .

La première étape de l'évaluation de la fiabilité d'une structure réside dans l'établissement de la relation qui relie les variables caractéristiques X_i intervenants dans le problème afin d'obtenir une fonction d'état limite :

$$Z = G(X) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.2)$$

La fonction $G(X) = 0$ définit la frontière de l'état limite. Elle est fonction des variables aléatoires. La fiabilité de la structure P_R est la probabilité pour que la réalisation du point x , elle représente l'état de la structure à un moment donné, se situe dans la zone sûre.

La probabilité de défaillance peut être définie comme suit :

$$P_f = 1 - P_R \quad (2.3)$$

La fonction $G(x) < 0$ représente la fonction de défaillance de la structure.

D'une manière générale, R et S sont des variables aléatoires définies par des fonctions de répartition F_R et F_S et une densité de probabilité f_R et f_S .

La probabilité de défaillance est définie en prenant en compte toutes les valeurs possibles des variables R et S et en considérant celles pour lesquelles $S > R$

Soit :

$$p_f = P(R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.4)$$

Avec :

D : est le domaine d'intégration des variables ($G(R, S) < 0$).

f_{RS} : est la densité de probabilité conjointe de R et S.

L'évaluation de cette intégrale multiple est extrêmement compliquée en fonction de la corrélation des variables et de la complexité des calculs.

Le calcul de la probabilité de défaillance devient possible à l'aide de méthodes d'approximation telles que les méthodes FORM, SORM et la simulation de Monte Carlo.

- **Méthode d'analyse de la fiabilité de premier ordre FORM**

La méthode d'analyse de la fiabilité de premier ordre utilise une approximation analytique de la probabilité de défaillance. Cette méthode est basée sur le concept du point de défaillance le plus probable, la fonction de performance est considérée approximativement comme une fonction linéaire (Figure 2.2).

La probabilité de défaillance peut être définie comme suit :

$$p_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.5)$$

Avec :

Φ : est la fonction de probabilité gaussienne cumulée

β : est l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind.

- **Méthode d'analyse de la fiabilité de second ordre SORM**

La méthode d'analyse de la fiabilité de second ordre est une approximation analytique quadratique de la fonction de performance autour du point de conception x_i^* (Figure 2.2) :

$$G(x_i) = G(x_i^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) \frac{\partial G}{\partial x_i} + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (x_i - x_i^*) (x_j - x_j^*) \frac{\partial^2 G}{\partial x_i \partial x_j} + \dots \quad (2.6)$$

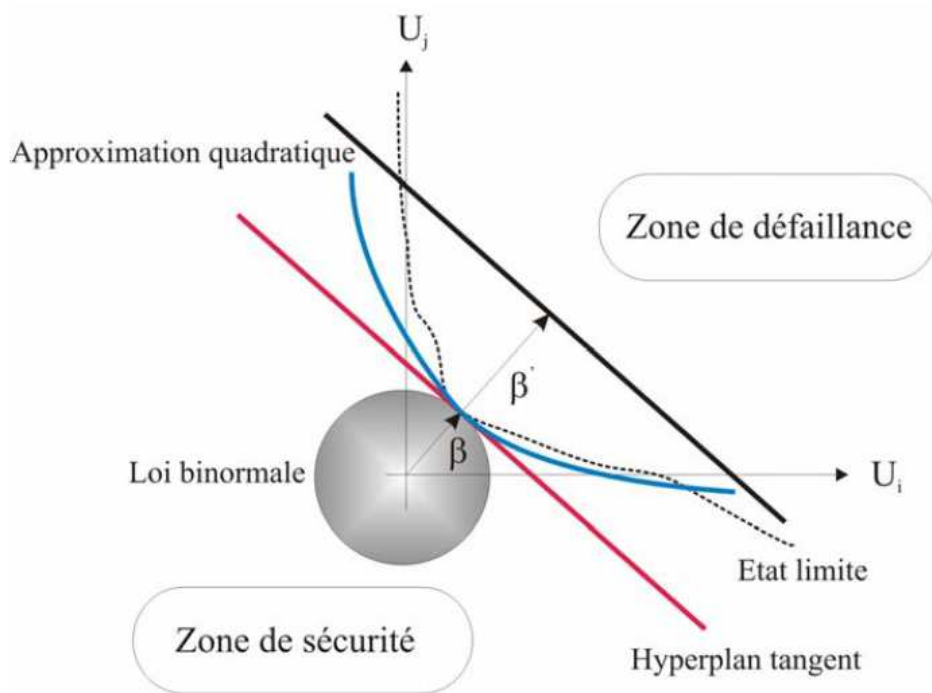


Figure 2.2 : Représentation des méthodes FORM et SORM [30].

- **Méthode de simulation de Monte Carlo**

Selon Mohammadkhani-shali [30], Les méthodes de simulation de Monte Carlo visent à construire une estimation de la probabilité de défaillance. Des tirages aléatoires sont effectués et l'évaluation de la réponse de la structure est effectuée pour chaque jeu de données.

Il existe plusieurs variantes de ces méthodes, visant à optimiser les stratégies de tirs dans le but de réduire le coût de calcul lié essentiellement au nombre d'appels du code de calcul aux éléments finis.

2.4. Détermination des variables aléatoire dans le cas des ouvrages d'art menacés par la corrosion

Les variables aléatoires sont des grandeurs mathématiques issues d'une expérience aléatoire.

Les variables aléatoires peuvent être discrètes ou continues ; Une variable aléatoire est dite discrète si elle ne prend que des valeurs discontinues. En générale, toutes les variables qui résultent d'un dénombrement sont de type discret.

Une variable aléatoire est dite continue si elle peut prendre toutes les valeurs. Souvent, toutes les variables qui résultent d'une mesure sont de type continu.

Les variables aléatoires peuvent prendre un ensemble de valeurs. L'expression mathématique de la probabilité est appelé loi de probabilité de la variable aléatoire.

Dans le cas de variables aléatoire, la loi de probabilité est déterminée par des probabilités des évènements.

Lorsque les variables aléatoires sont continues, la loi de probabilité associe une probabilité à chaque ensemble de valeurs définies dans un intervalle donné.

Si on considère que cet intervalle tend vers 0, la valeur prise par la variable aléatoire tend alors vers une fonction appelée densité de probabilité.

Tous les paramètres étudiés dans le chapitre 1 peuvent être considérés comme des *variables aléatoires continues*.

Parmi ces paramètres on peut citer : l'humidité, la température, l'enrobage, la concentration des chlorures, le coefficient de diffusion dans le béton, les dimensions du câble et de la poutre, Module de Young du câble...etc.

Les valeurs de ces paramètres sont obtenues en effectuant des mesures. Les appareils utilisés pour mesurer ces paramètres sont plus ou moins précis.

Une série de mesures d'un seul paramètre peut fournir une plage de valeurs relativement éloignées. L'utilisation d'une seule valeur parmi le large éventail de valeurs

mesurées pour la prédiction de la durée de vie des ouvrages fournies des résultats erronés. Dans ce cas, la durée de vie est soit sous-estimée soit surestimée.

Rajouté au fait que les appareils de mesure ne fournissent pas des lectures exactes des valeurs mesurées, les procédés de fabrication sont à leurs tours des sources d'incertitudes. Par exemple, les propriétés géométriques et mécaniques d'une structure ne sont pas constantes le long de cette structure. En d'autres termes, il n'existe pas de structures parfaites.

La prise en compte de la variabilité de ces paramètres constitue le point de départ d'une étude réaliste.

Toutes les études fiabilistes qui ont été menées sur la corrosion des armatures dans le béton [31,32] ont effectué un choix de modèles pour les variables aléatoires parmi les lois existantes dans la littérature. En effet, des dizaines de lois existent dans la littérature pour un seul paramètre.

Un choix judicieux prenant en compte la similitude des conditions avec le problème étudié est primordial pour l'obtention de résultats significatifs.

Les variables aléatoires relatives à notre étude peuvent être classées en quatre catégories [31] :

- Variables aléatoires liées aux conditions environnementales
- Variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques et géométriques des matériaux
- Variables aléatoires liées aux chargements de l'ouvrage d'art

The European Union Brite Euram III [33] publie périodiquement des documents sur la quantification statistique des variables aléatoires relatives aux structures en béton. Ces études constituent une banque de lois de probabilité pour les chercheurs dans ce domaine.

El Hassan [34], a réalisé une synthèse bibliographique des travaux effectués dans ce domaine. Sa synthèse est en partie utilisée comme base pour ce que nous allons présenter ci-dessous, à laquelle nous ajoutons des références supplémentaires ; la synthèse est valide pour les variables aléatoires de type géométrie et environnement mais pour les propriétés mécaniques des matériaux il faut présenter d'autres modèles probabilistes des propriétés mécaniques des câbles valables pour l'étude de fiabilité des ouvrages précontraints.

Avant de présenter les différents modèles de variables aléatoires, nous rappelons le contexte de notre étude :

Nous étudions la dégradation d'une poutre précontrainte par pré-tension, la corrosion des armatures (câble) est induite par les ions chlorures. Ces ions proviennent d'un environnement marin (embrun marin) ou des sels de déverglaçage.

Les ions chlorures s'introduisent dans le béton par diffusion et dépassent les aciers lorsque leur concentration atteint une concentration critique.

La poutre précontrainte subit des charges liées au poids propre, au trafic...etc.

Dans ce qui suit nous présentons les principaux modèles existants pour les différents paramètres intervenant lors de la corrosion des poutres précontraintes, et nous faisons un choix d'un modèle que nous justifierons pour chaque paramètre.

2.4.3. Variables aléatoires liées aux conditions environnementaux

Le but de la modélisation des variables aléatoires relatives à l'environnement est de prédire l'action de l'environnement sur les ouvrages durant leur durée de vie.

L'environnement a une influence directe sur les ouvrages d'art. Ces derniers subissent les agressions imposées par l'environnement comme la température et l'humidité, la présence des ions chlorures à la surface et la diffusivité de ces ions dans le béton.

Les ouvrages d'art peuvent subir aussi l'action des fluctuations climatiques comme les rafales de vent, les tempêtes et les fortes canicules.

L'action de ces paramètres a un effet détériorant. Cet effet reste relativement lent et silencieux contrairement à l'effet des tremblements de terre et des volcans...etc.

Néanmoins, l'effet des paramètres climatiques reste aussi dangereux que celui des tremblements de terre puisque la dégradation des ouvrages d'art peut conduire à la destruction des ouvrages d'art.

La modélisation de ces paramètres est primordiale pour notre étude. Une telle modélisation permet l'étude de l'influence de chaque paramètre sur le processus de corrosion d'un côté, et de prédire les valeurs de ces paramètres durant la durée de vie des ouvrages d'un autre côté.

La connaissance approximative des valeurs que peuvent prendre ces paramètres après la construction des ouvrages d'art permet de décrire avec précision les limites de ces ouvrages ainsi que le mode et la vitesse de dégradation.

Selon DuraCrete [33], le climat à venir est estimé à partir du climat des années précédentes ; on assume que le climat des 30 prochaines années est le même que le climat qui a régné pendant les 30 années précédentes.

Cette définition est applicable à plusieurs paramètres comme la température et l'humidité.

La valeur moyenne annuelle de ces paramètres est estimée par la relation :

$$\overline{m}(an) = \frac{\sum \overline{m}(mois)}{\# moi} \quad (2.7)$$

Avec :

$\# moi$: est le nombre de mois pour la présente année.

$\overline{m}(mois)$: est la valeur de la moyenne mensuelle du paramètre. Elle est calculée par :

$$\overline{m}(mois) = \frac{\sum \overline{m}}{\# jour} \quad (2.8)$$

Avec :

\overline{m} : est la moyenne du paramètre durant un jour représentatif du climat.

$\# jour$: est le nombre de jours représentatifs pendant le mois présent.

2.4.1.1. Température à la surface des ouvrages d'art et humidité relative

La température à la surface des ouvrages est un paramètre représentatif de la température ambiante.

Ce paramètre est très difficile à modéliser de part sa grande dispersion ; en une seule journée l'écart de température peut atteindre aisément les 30°.

D'un autre côté, la température varie d'une journée à une autre, d'un mois à un autre et d'une année à une autre d'où la complexité de modéliser ce paramètre.

Plusieurs modèles existent dans la littérature. Ces modèles sont plus ou moins précis.

L'adoption d'un modèle de température performant est très importante puisque la température a une influence directe sur la corrosion. En effet, la température élevée augmente

la diffusivité des ions chlorures (équations 1.12 et 1.13). La grande diffusivité des ces ions détériore le bouclier qui protège les aciers (câbles).

Ghannem et Spanos [35] a discrétisé l'expansion de Kahunen-Loève. Cette expansion est analogue aux série de Fourier, elle représente le caractère stochastique des paramètres comme une combinaison de fonctions orthogonales dans un intervalle fermé $[-l, l]$ en utilisant cet algorithme, la température peut être modélisée comme une fonction sinusoidale (Figure 2.3) :

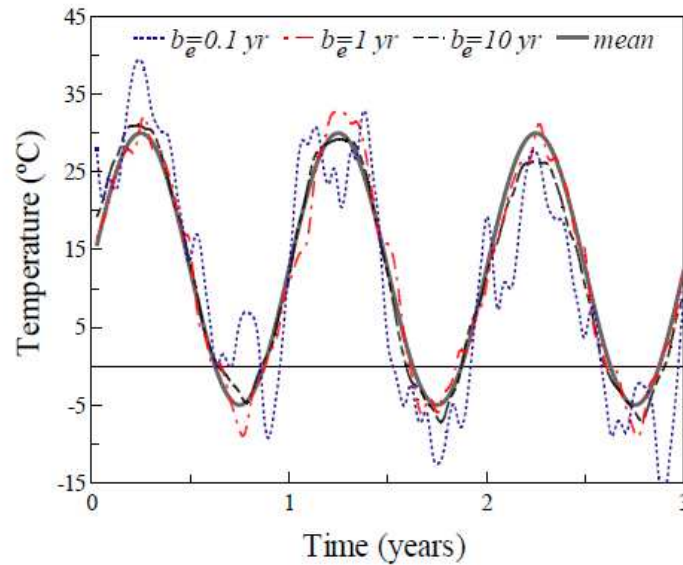


Figure 2.3 : Modèle stochastique de la température

La moyenne de la température peut être calculée avec la relation :

$$\bar{T} = \frac{T_{\max} + T_{\min}}{2} + \frac{T_{\max} - T_{\min}}{2} \sin(2\pi t) \quad (2.9)$$

T_{\max} T_{\min} sont les températures maximale et minimale. t est le temps en années.

L'équation (2.3) est également valable pour modéliser l'humidité.

Duracrete [33] a observé les changements de la température de la ville de Göteborg entre 1961 et 1990. Il en résulte que la distribution de la température est normale.

Les paramètres statistiques de la distribution annuelle et mensuelle de la température en (°C) sont donnés comme suit :

$$T_{annuelle} \sim N(7.1, 0.5).$$

$$T_{mensuelle} (\text{Janvier}) \sim N(-1.6, 1.0). \quad (2.10)$$

$$T_{mensuelle} (\text{Juillet}) \sim N(16.2, 0.7).$$

Ainsi, pour modéliser la température dans une ville donnée, il faut considérer que la température suit une loi normale doté d'une température moyenne et d'un écart-type σ .

Malgré la simplicité de ce modèle, nous décidons de ne pas l'adopter car ces dernières années le climat mondial connaît un fort réchauffement traduit par l'augmentation de la température moyenne des océans et l'augmentation de la chaleur terrestre.

Le réchauffement climatique induit une augmentation ou une diminution de la température et de l'humidité selon les villes étudiées.

Le modèle de la température adopté est donné par l'équation (2.9) pour calculer la moyenne de température, les fluctuations peuvent être calculées avec des moyens statistiques en se référant aux températures des deux dernières années.

Comme la température, une modélisation précise de l'humidité relative permet de fournir une bonne approximation du temps d'initiation de la corrosion.

Il est indispensable d'intégrer un modèle réaliste décrivant l'humidité dans l'air. En effet, l'humidité de l'environnement favorise la pénétration des agents agressifs dans le béton par diffusion et contribue à la saturation par l'eau du béton.

Les équations 2.7, 2.9 sont des modèles valables aussi pour décrire l'évolution de l'humidité dans l'air.

Le modèle retenu décrivant l'humidité relative mensuelle est décrit par El Hassan [34], il est établi en suivant les recommandations de DuraCrete [33].

$$HR \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = HR_{moy} ; \sigma = \sigma_{moy} \quad (2.11)$$

2.4.1.2. Modélisation du réchauffement climatique

Selon CIPC[36], il est possible d'anticiper la mesure du réchauffement climatique pour les années à venir en mesurant l'évolution des changements de température moyenne et de l'humidité.

Il a été constaté que onze des douzes années au cours de la période 1995-2006 figurent parmi les années les plus chaudes depuis 1850 date du début des relevés météorologiques. Par ailleurs, la tendance du réchauffement linéaire au cours des 50 dernières années (0,13 ° C par décennie) à comparé aux mesures au cours des 100 dernières années (0.076 ° C).

Basée sur ces mesures et sur les différentes politiques contre le réchauffement climatique le CIPC a annoncé une hausse de la température moyenne de 1 à 6,4 ° C au cours des 100 prochaines années.

La température augmente linéairement et peut être modélisée par :

$$\bar{T} = T_0 + \left(\frac{T_{ta} - T_0}{T_a} \right) . t \quad (2.12)$$

T_0 et T_{ta} sont respectivement la moyenne annuelle de la température à $t = 0$ et à $t = t_a$.

Ce modèle fournit également une bonne approximation de l'humidité relative de l'air.

2.4.1.3. Modélisation de la concentration des ions Cl^- à la surfaces des ouvrages d'art C_s

En général, tous les ouvrages d'art sont exposés aux ions Cl^- , ces ions proviennent de l'eau de pluie contaminée, des embruns marins ou des sels de déverglaçage.

Il a été noté que les ions chlorures ont un effet très néfaste sur la dureté des ouvrages d'art. Ils induisent une corrosion localisée des armatures pouvant provoquer la destruction des ouvrages.

Une quantification statistique de la quantité des ions chlorures à la surface des ouvrages d'art est nécessaire afin d'établir une estimation de la durée de vie de ces ouvrages.

D'après DuraCrete [33] les valeurs de la concentration à la surface des ouvrages (C_s) sont considérées comme distribuées selon une *loi log normale* avec une moyenne de 0.24 kg/m^3 et un coefficient de variation de 0.16.

Cette plage de valeurs n'a pas été retenue pour notre étude car ce modèle ne tient pas compte ni de la proximité de l'ouvrage par rapport à la mer ni de l'utilisation des sels de déverglaçage.

Une synthèse bibliographique a été réalisée par Dupart [32] (Tableau 2.1). Cette synthèse montre les différentes valeurs que peut prendre la concentration des chlorures à la

surface des ouvrages en se basant sur des études menées sur des ouvrages ayant subi des opérations de déverglaçages (Tableau 2.1) et des ouvrages situés près de la mer (Tableau 2.2).

Tableau 2.1 : Concentration en surface (kg/m³) pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.

C_s (kg/m³)	Moyenne	Coefficient de variation	Distribution	Source
1,2 à 8,2	3.5	0.5	LN	[37]
0,25 à 15	6.5	0.7	LN	[38]
0,15 à 5,25	2.51	0.68	Gamma	[39]
0,32 à 6,75	2.01	2.72	/	[40]

Il est à noter que les chercheurs qui ont étudié la concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages d'art n'ont pas établie de distributions pour ce paramètre (Tableau 2.2).

Tableau 2.2 : Concentration en surface (kg/m³) pour des ouvrages soumis à des embruns marins.

C_s (kg/m³)	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
1.67à 17	9.75	0.51	[41]
0.37 à 8.3	2,16	0.83	[42]
0.43 à 4.1	1.52	0.63	[43]

La concentration des ions chlorures à la surface des ouvrages est un facteur déterminant dans le processus de la corrosion des armatures.

Cette concentration est un facteur déclenchant de la corrosion. L'équation (1.15) montre l'influence de la concentration à la surface sur le temps d'initiation de la corrosion des armatures dans le béton.

Les ouvrages exposés aux sels doivent attirer une attention particulière de part leur fragilité face aux menaces induites par les chlorures.

Une quantification précise de la concentration de ces ions permet le calcul exact du temps de début de la corrosion et offre l'opportunité d'avoir une bonne estimation de la durée de vie de l'ouvrage étudié.

Les valeurs de la concentration des chlorures répertoriées dans le Tableau (2.1) fournissent une bonne approximation de ce paramètre dans le cas des ouvrages soumis aux sels de déverglaçage. En revanche, le Tableau (2.2) permet d'avoir une idée globale sur les valeurs de cette concentration pour le cas des ouvrages soumis aux embruns marins.

Le degré d'exposition des ouvrages des villes côtières aux sels est différent ; la distance séparant l'ouvrage de la mer a une influence directe sur la concentration des Cl^- sur la surface de ces ouvrages.

Mac Gee [45] a réalisé une étude sur une série de ponts en Australie et a pu décrire les valeurs de la concentration des ions chlorures à la surface de ces ponts en fonction de la distance qui sépare l'ouvrage de la mer (Tableau 2.3).

Tableau 2.3 : Concentration des chlorures à la surface en fonction de la distance [45].

Distance par rapport à la mer X(km)	Distribution	Moyenne (kg/m³)	Covariance
X > 2.84	LN	0.35	0.5
0.1 < x < 2.84	LN	1.15	0.5
X < 0.1	LN	2.95	0.5
X < 0.01	LN	7.35	0.7

Les valeurs qu'offre le Tableau 2.3 peuvent être adoptées pour un calcul fiabiliste des ouvrages d'art des villes côtières Algériennes.

2.4.1.4. Coefficient de diffusion des ions Cl^-

Dans sa synthèse, [33] a établie une liste des valeurs que peut prendre le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton.

Ces valeurs varient selon l'exposition de l'ouvrage aux sels de déverglaçage ou aux embruns marins (Tableau 2.4 et 2.5).

Tableau 2.4 : Coefficient de diffusion des chlorures dans le béton pour des ouvrages soumis à des sels de déverglaçage.

D_c ($\cdot 10^{-12} m^2/s$)	Moyenne	Coefficient de variation	Distribution	Source
0.6 à 7.5	2	0.75	LN	[37]
0,03 à 0.65	0.15	0.7	LN	[38]
0,16 à 1,64	0.85	0.51	Gamma	[39]
0,2 à 3.87	0.68	0.87	/	[40]

Dans le cas d'ouvrages soumis à des embruns :

Tableau 2.5 : Coefficient de diffusion pour des ouvrages soumis à des embruns.

D_c ($\cdot 10^{-12} m^2/s$)	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
0.41 à 1.71	0.98	0.57	[41]
1.1 à 6.81	4.75	0.38	[43]

Les valeurs du coefficient de diffusion données par les Tableaux 2.4 et 2.5 ne tiennent pas compte de la variabilité de ce paramètre avec les facteurs climatiques. Hors, l'équation (1.12) montre que la température a une influence directe sur le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton.

Nous avons donc décidé d'adopter un autre modèle plus réaliste :

L'étude la plus récente qui porte sur la modélisation probabiliste est celle de Val et al.

En considérant que les conditions de références en température et humidité sont établies le coefficient de diffusion de référence est :

$$D_{c, \text{ref}} \sim \text{LN}(\mu, \text{COV.}) ; \mu = 6.10^{-12} ; \text{COV.} = 0,2 \quad (2.13)$$

2.4.1.5. Concentration critique des ions Cl^- (C_{cr})

La concentration critique des chlorures est la teneur des ions Cl^- à laquelle se produit une dépassivation des surfaces de l'acier et le commencement de la dissolution ionique.

Cette concentration est influencée par les facteurs environnementaux tels que la température et l'humidité. La Figure 2.4 montre que les ouvrages exposés à des environnements secs ou très humides dispose de la concentration critiques des ions chlorures la plus élevée.

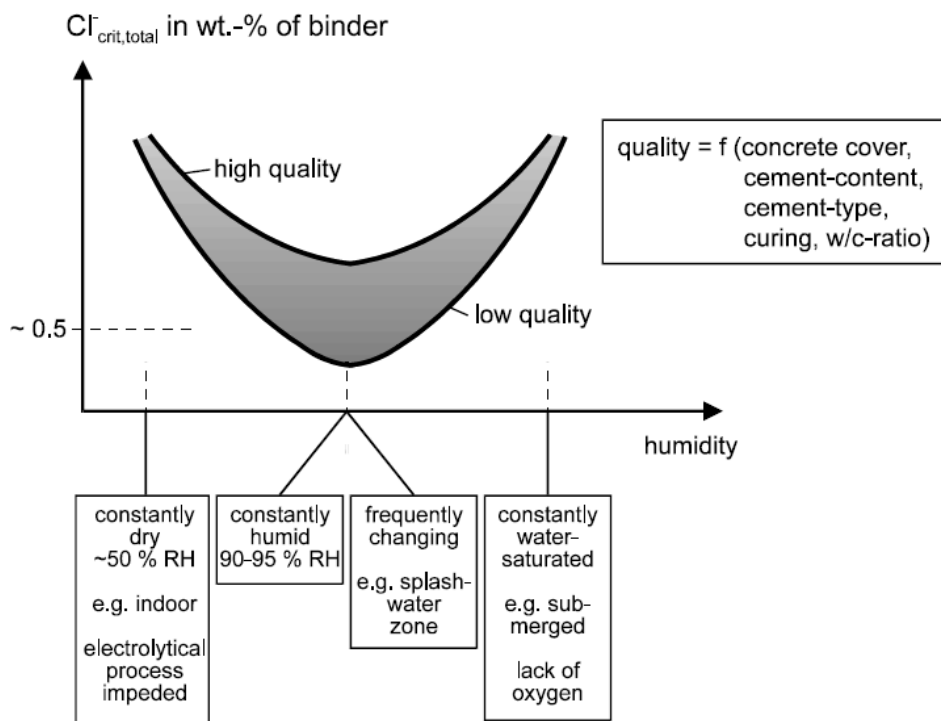


Figure 2.4 : Influence des conditions climatiques et de la qualité du béton sur la concentration critique des ions chlorures [33].

Les ions Cl^- qui diffusent dans le béton s'accumulent aux voisinages des aciers jusqu'à ce qu'ils atteignent une concentration critique qui détruit la barrière protégeant les armatures. Cette diffusion est favorisée par l'humidité, la température et le coefficient de diffusion.

La qualité du béton (rapport E/C : eau/ciment) influe également sur cette concentration critique (Figure 2.4). En effet, un béton médiocre (faible E/C) dispose d'une faible

concentration critique de chlorures. Une petite quantité de ces ions suffit pour dépasser les armatures.

DuraCrete [33] recommande une valeur de 0.48 % de la masse de ciment sans mentionner les conditions auxquelles l'ouvrage est soumis.

La synthèse établie par Dupart [32] répertorie les différentes valeurs que peut prendre cette concentration critique (Tableau 2.6).

Tableau 2.6 : Modèles probabilistes de la concentration critique en ions Cl⁻.

Moyenne (kg/m ³)	Coefficient de variation	Distribution	Source
1.38	0.2	N	[45]
3.5	0.6	LN	[46]
0.9	0.19	U(0.6-1.2)	[47]
1	0.1	LN	[48]
0.62	0.1	LN	[49]

Le choix d'une valeur de concentration critique en chlorures ne peut se faire sans connaître la distance séparant l'ouvrage de la côte.

2.4.2. Variables aléatoires liées aux propriétés mécaniques et géométriques des matériaux

La détermination avec certitudes des propriétés mécaniques et géométriques des matériaux pose un problème majeur. En effet, le béton précontraint est fabriqué à partir de plusieurs constituants (béton, barres et câbles). Les propriétés mécaniques et géométriques de chaque constituant constituent des sources d'incertitudes (module de Young, résistance, limite élastique, dimensions...etc.).

Une surestimation des propriétés mécaniques des matériaux précédemment cités engendre une double, voir triple surestimation des propriétés mécaniques de la structure.

Une quantification précise des propriétés mécaniques et géométriques des matériaux tenant compte des incertitudes est nécessaire pour prédire les capacités et les limites des structures précontraintes.

A notre connaissance, aucune étude n'a été menée sur la quantification des incertitudes dans les structures précontraintes. Néanmoins, plusieurs études séparées ont été menées sur tous les matériaux qui constituent les poutres précontraintes.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les principaux modèles probabilistes des propriétés mécaniques et géométriques des câbles de précontrainte et du béton. Chaque propriété mécanique ou géométrique est considérée comme variable aléatoire.

2.4.2.1. Propriétés mécaniques et géométriques des câbles

La Figure 2.5 montre une courbe contrainte-déformation typique des câbles de précontraintes. Les propriétés mécaniques sont indiquées.

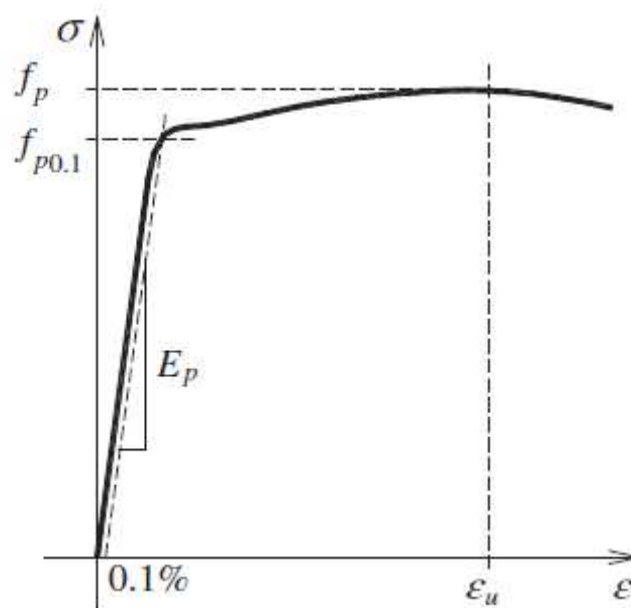


Figure 2.5 : Courbe contrainte-déformation d'un câble de précontrainte [50].

Avec :

f_p : Résistance en traction de l'acier de précontrainte.

E_p : Module de Young du câble.

$f_{p0,1}$: Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte.

ϵ_u : Déformation de l'acier de précontrainte sous charge maximale

A noter également, la classe de résistance des câbles de précontrainte. En général, les câbles utilisés en Algérie sont de la classe Y1860. La valeur 1860 représente la résistance nominale à la traction du câble f_{pk} ($f_{pk}=1860 \text{ Mpa}$).

The probabilistic model code [51] a réalisé une étude de la variabilité des caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte.

Les recommandations faites par *The probabilistic model code* sont reportés dans le Tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Recommandations du The probabilistic model code pour les aciers de précontrainte [51].

Variable	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de déviation	Distribution
f_p	$1.04f_{pk}$ ou $f_{pk}+66 \text{ MPa}$	- 40 MPa	0.025 -	N
E_p	Fils 200 GPa Câbles 195 GPa Barres 200GPa	- - -	0.2	N
ε_u	0.05	0.0035	-	N

Bien que cette étude soit complète, deux expressions de f_p sont fournies sans pour autant mentionner le domaine de validité de chaque expression. De plus, la valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% de l'acier de précontrainte n'a pas été modélisée.

Une recherche de modèle probabiliste alternatif plus précis est donc nécessaire pour la prise en compte des incertitudes liées aux propriétés géométriques et mécaniques des câbles de précontrainte.

Luciano Jacinto et al. [50] ont établie des modèles probabilistes des propriétés mécaniques des câbles de précontraintes. Leur étude a porté sur des câbles produits par 6 usines situées en Espagne, Portugal, Thaïlande et en Italie durant 9 ans de production (entre 2001 et 2009).

Cette étude expérimentale a étudié la variabilité des propriétés mécaniques et géométriques de 131 câbles de classe Y1860.

Les modèles obtenus par cette étude sont comme suit :

- Résistance en traction des câbles :

$$f_p \sim N(\mu, \sigma); \mu = f_{pk} + 1,645 \cdot 40 \text{ (MPa)} ; \sigma = 40 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

- Valeur caractéristique de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1% pour les câbles

$$f_{p0,1} \sim N(\mu, \sigma); \mu = 0,90 \cdot f_{pk} ; \sigma = 50 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

- Déformation de l'acier de précontrainte sous charge maximale

$$\varepsilon_u \sim N(\mu, \sigma); \mu = 5\% ; \sigma = 0.4\% \quad (2.16)$$

- Module d'élasticité des câbles

$$E_p \sim N(\mu, \sigma); \mu = 195 \text{ GPa} ; \sigma = 5 \text{ GPa} \quad (2.17)$$

La Figure 2.6 montre la loi de probabilité de la section droite des câbles T15.2

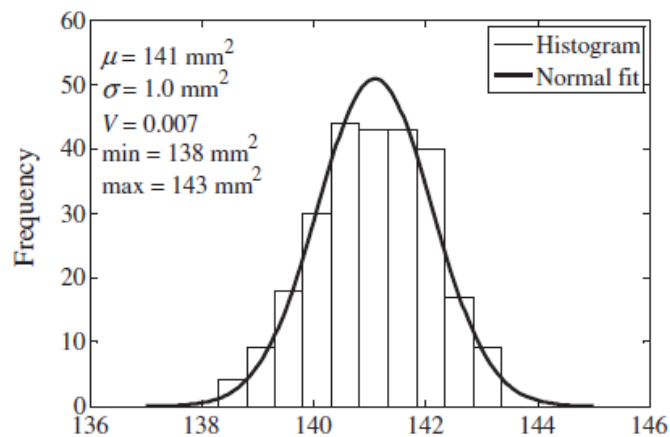


Figure 2.6 : Histogramme de la section droite pour les câbles de diamètre nominal 15,2mm [50].

Il parvient que l'aire de la section droite A_p des câbles T15.2 peut être modélisée comme suit :

$$A_p \sim (\mu, \sigma); \mu = 141 \text{mm}^2 ; \sigma = 1 \text{mm}^2 \quad (2.18)$$

Les câbles T15.2 sont très peu utilisés en Algérie contrairement aux câbles T15.7. Un modèle probabiliste de la section droite des câbles de précontrainte de type T15.7 ne figure pas dans la littérature. Nous nous contentons donc des recommandations du *probabilistic model code* [51] qui affirment que la section droite des câbles doit être modélisée comme une variable déterministe.

2.4.2.2. Propriétés mécaniques et géométriques du béton

Tout comme pour les aciers, les propriétés mécaniques du béton varient aléatoirement dans l'espace. La résistance du béton en un point de la structure est différente de la résistance d'un autre point de la même structure ou d'une autre structure. Les propriétés mécaniques varient également dans le temps dans le cas des structures en béton.

Les principales propriétés mécaniques du béton sont la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité

2.4.2.3.. La résistance à la compression du béton

L'utilisation du béton comme matériau de construction revient à son aptitude à lutter contre les grands efforts de compression. La résistance à la compression du béton est donc une caractéristique mécanique de grande importance.

La variabilité de cette caractéristique mécanique ne doit pas excéder certain seuil sous peine de fragiliser la structure.

La résistance à la compression du béton est désignée comme préconisé par la norme NF EN 206-1 par des classes de résistance (C) liées à la résistance caractéristique d'un cylindre en béton $f_{ck,cyl}$ ou d'un cube en béton $f_{ck,cube}$ à 28 jours. La lettre "C" désigne "concrete" ou béton.

JCSS [51] propose un modèle probabiliste de la résistance à la compression du béton relativement complexe :

La résistance à la compression en un point i d'une structure donnée j est fonction de la résistance à la compression standard du béton f_{c0} .

$$f_{c,ij} = \alpha(t, \tau) (f_{c0,ij})^\lambda Y_{l,j} \quad (2.19)$$

Avec :

$$f_{c0,ij} = \exp\left(\left(U_{i,j}\Sigma_j + M_j\right)\right) \quad (2.20)$$

Et :

$f_{c0,ij}$: Variable distribuée selon une loi log-normale avec les paramètres Σ_j et M_j .

M_j : Moyenne logarithmique.

Σ_j : Ecart-type logarithmique.

$Y_{l,j}$: Variable log-normale représentatives des variations supplémentaires dues à la mise en place du béton, au durcissement et murissement du béton.

U_{ij} : Variable distribuée selon une loi normale représentative de la variabilité dans la même structure.

λ : Variable log-normale avec une moyenne de 0.96 et un coefficient de variation de 0.005.

Ce modèle est d'une grande complexité, de plus, très peu d'études ont traité les paramètres statistiques de ce modèle.

Le modèle probabiliste qui décrit la variabilité de la résistance du béton à la compression adopté pour notre étude est celui de Dupart [32] équation (2.21)

$$f_c(\text{compression}) \sim \text{LN} \left(\frac{f_c(\text{compression})}{1 - \text{cov.}(f_c(\text{compression}))} ; \begin{matrix} 0.2 & \text{pour un béton médiocre} \\ 0.15 & \text{pour un béton ordinaire} \\ 0.1 & \text{pour un béton amélioré} \end{matrix} \right)$$

2.4.2.4. La résistance à la traction du béton

Bien que la résistance à la traction du béton soit faible (de l'ordre de 2.5 MPa), elle joue un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages. Cette résistance lutte contre les efforts de traction et de flexion que subit l'ouvrage et fait face également aux séismes.

DuraCrete [33] recommande l'utilisation de la relation suivante pour le calcul de la résistance du béton à la traction f_{ct} (concrete tensile strength) :

$$f_{ct} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad (2.22)$$

Ce modèle ne propose pas de lois de distribution de cette grandeur, pour cela, il n'a pas été retenu.

Le modèle probabiliste retenu modélisant la résistance du béton à la traction est celui recommandé par JCSS et Dupart équation (2.23):

$$f_{ct} \sim LN(\mu, C.V.); \mu = 0.17 f_{ck}^{0.7}; C.V. = \begin{cases} 0.205 & \text{pour le béton médiocre} \\ 0.183 & \text{pour le béton ordinaire} \\ 0.165 & \text{pour le béton amélioré} \end{cases}$$

2.4.2.5. La module d'élasticité du béton E_c

Le modèle probabiliste du module de Young du béton retenu pour notre étude a été développé par Vu et al. [20].

Cette variable aléatoire peut être modélisée comme suit :

$$E_c \sim N(\mu, cov.); \mu = 4600 (f_{ck})^{1/2}; C.V. = 0.12 \quad (2.24)$$

2.4.2.6. Dimensions des poutres en béton

Les dimensions des structures en béton armé ou en béton précontraint sont des sources potentielles d'incertitudes.

En aucun cas, la largeur ou la hauteur d'une poutre est constante le long de la poutre. Ces paramètres (hauteur et largeur des poutres) sont utilisés pour le calcul de la résistance des poutres. L'adoption d'un modèle réaliste décrivant ces paramètres est donc primordiale pour la prise en compte des incertitudes.

Les dimensions d'une poutre peuvent être classées en deux catégories :

- Dimensions extérieurs

Les dimensions extérieures d'une poutre sont la largeur, la hauteur et la longueur.

- Dimensions intérieurs

Parmi les dimensions intérieures des poutres on s'intéresse particulièrement à l'enrobage.

La plupart des études qui traitent la variabilité des dimensions des poutres s'appuient sur les recommandations de DuraCrete [33].

Cette étude considère qu'une dimension X est doté d'une déviation Y de la dimension nominale X_{nom} .

$$Y = X - X_{nom} \quad (2.25)$$

La déviation Y est dotée d'une moyenne μ_y et d'un écart type σ_y .

Lorsque X représente une dimension extérieure μ_y et σ_y prennent les valeurs suivantes :

$$\mu_y = 0.003 \cdot X_{nom} \quad (2.26)$$

$$\sigma_y = 0.006 \cdot X_{nom} + 4mm. \quad (2.27)$$

Lorsque X représente une dimension intérieure telle que l'enrobage μ_y et σ_y prennent les valeurs suivantes :

$$5mm \leq \mu_y \leq 15mm \quad (2.28)$$

$$5mm \leq \sigma_y \leq 15mm \quad (2.29)$$

Nous pouvons constater que les recommandations établies par DuraCrete ne fournissent pas de distributions pour la déviation des dimensions. Pour cette raison, nous avons décidé de retenir le modèle adopté par Steawart et al. [17] et Dupart [32] :

- Hauteur d'une poutre h :

$$h \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = h_{nom} + 0.8 mm ; \sigma = 3.6 mm \quad (2.30)$$

- Largeur d'une poutre l :

$$l \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = l_{nom} \text{ mm}; \sigma = 5 \text{ mm} \quad (2.31)$$

- Enrobage e :

$$e \sim N(\mu, \sigma) ; \mu = e_{nom} \text{ mm}; \sigma = 7.9 \text{ mm} \quad (2.32)$$

Il est à noter qu'aucune étude ne présente un modèle probabiliste de la longueur des poutres.

2.4.3. Variables aléatoires liées aux chargements de l'ouvrage d'art

Les principaux chargements que subissent les ouvrages d'art tels que les ponts sont le poids propre des composantes de l'ouvrage et les charges imposées par le trafic routier.

Les ponts subissent l'action occasionnelle ou accidentelle d'autres phénomènes tels que les accidents de la route, les séismes et les rafales de vent dans les saisons hivernales.

Seule l'action du poids propre des ouvrages d'art et l'action du trafic routier sont prises en compte dans notre étude.

Les charges imposées par le poids propre de la structure sont également appelées charges permanentes (Dead load).

Dans le cas des poutres précontraintes utilisées dans les ponts, les charges permanentes peuvent être regroupées dans trois catégories :

- Poids des éléments préfabriqués D_1 :

Les éléments préfabriqués dans les ouvrages sont généralement les poutres précontraintes.

- Poids des éléments coulés en place D_2 :

Après la déposition des éléments préfabriqués dans les ponts, une couche en béton armé (tablier) est coulée sur la partie supérieure des poutres précontrainte.

- Poids de l'asphalte D_3 :

Afin de rendre l'ouvrage praticable par les véhicules et assurer la liaison possible entre les deux extrémités du pont, une couche d'asphalte est nécessaire.

Les trois chargements permanents précédemment cités sont des sources d'incertitudes et sont donc considérés comme des variables aléatoires.

Les modèles probabilistes retenus pour notre étude ont été utilisés par Stewart et Darmawan [17] :

$$D_1 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 1.03D_1 ; COV. = 0.08 \quad (2.33)$$

$$D_2 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 1.05 D_2 ; COV. = 0.10 \quad (2.34)$$

$$D_3 \sim N(\mu, C.V.) ; \mu = 80mm. ; COV. = 0.30 \quad (2.35)$$

Les charges imposées par le trafic sont causées par le passage de voiture, et camions et de piétons sur l'ouvrage.

Il est évident que le calcul de la résistance et de la fiabilité des ponts tient compte des charges maximales imposées par les camions. En effet, si les charges imposées par les camions ne constituent pas une menace à la stabilité de l'ouvrage alors, les charges imposées par les voitures et les piétons sont parfaitement admissibles.

Dans notre étude, nous ne tiendrons pas en considération les effets générés par plusieurs véhicules et la position des camions sur le pont. Le camion est supposé situé à mi-envergure de la poutre.

Les charges imposées par les camions aux ouvrages ont été modélisées par plusieurs auteurs. Dans ce qui suit, nous allons présenter les principaux codes établis par des organismes officiels qui traitent la modélisation des charges imposées par les camions :

- *Code Espagnol [52]*

Les camions modélisés par le Code Espagnol disposent de trois essieux, chaque essieu applique une force de 200 kN (Figure 2.7). Les distances entre les essieux sont présentées sur la (Figure 2.7).

Les efforts générés par le chargement dynamique ne sont pas pris en compte dans ce modèle.

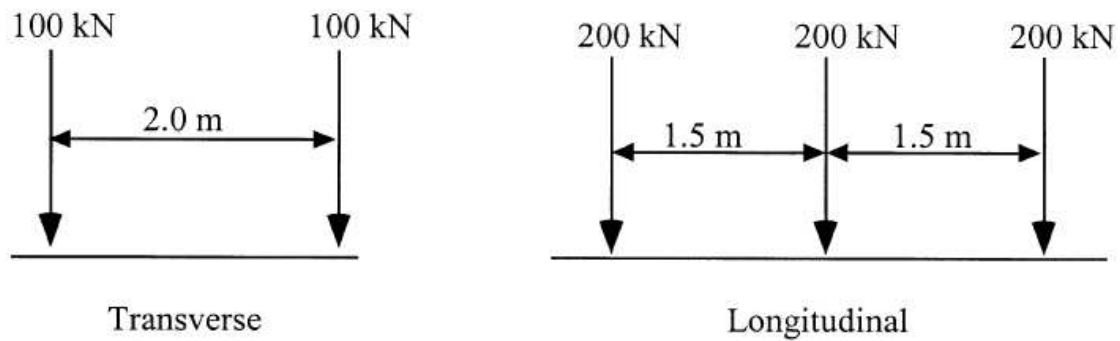


Figure 2.7. Modélisation du chargement lié au trafic selon le Code Espagnol [Spanish Code].

- **Eurocode [53]**

Le chargement imposé par le trafic modélisé par Eurocode est présenté dans la Figure 2.8. Dans ce modèle le chargement est composé d'une partie statique (forces concentrées) et d'une partie dynamique (force uniformément répartie).

Avec : $Q= 300\text{kN}$ pour l'essieu 1, 200kN pour l'essieu 2 et 100 kN pour l'essieu 3,
 $q=2.5\text{kN/m}^2$

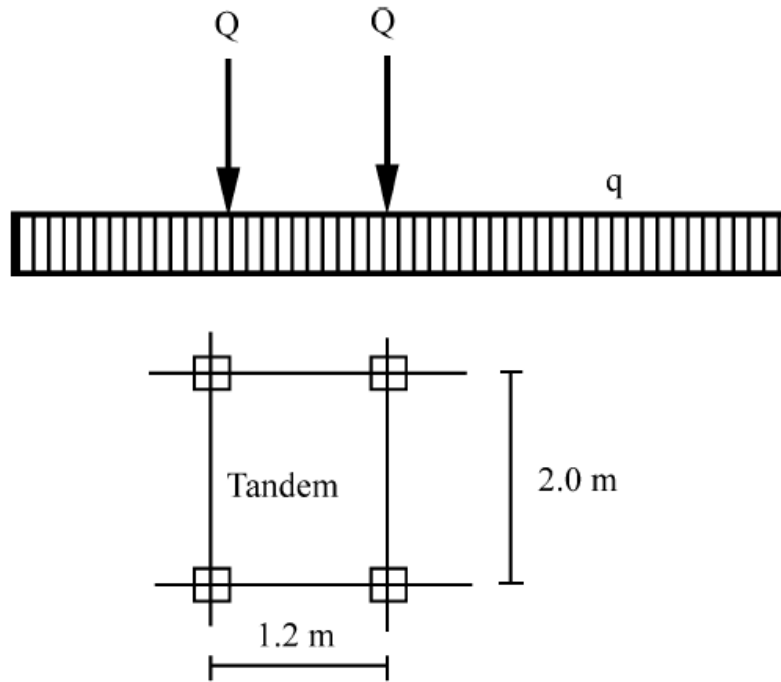


Figure 2.8 : Modélisation du chargement lié au trafic selon l’Eurocode [Eurocode].

- *AASHTO* [54]

Le modèle proposée par cette association Américaine modélise les efforts imposés par les camions comme présenté par la (Figure 2.7).

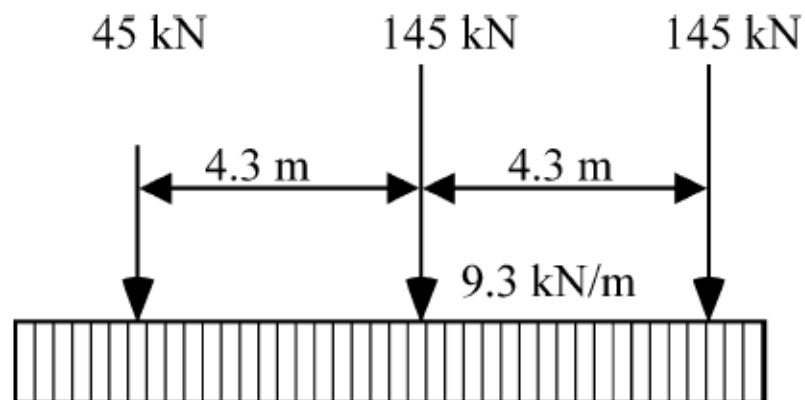


Figure 2.9 : Modélisation du chargement lié au trafic selon AASHTO [54].

Le modèle retenu pour notre étude est celui préconisé par AASHTO néanmoins une quantification de la variabilité des forces concentrées et uniformément réparties est nécessaire afin de prendre en compte le caractère aléatoire de ce chargement.

Dans notre étude, nous allons considérer un chargement lié au trafic imposé par un camion de dimensions présentées par la Figure 2.9. Le poids du camion est ~ 240 kN selon les recommandations de Darmawan [17].

$$\text{Poids d'un camion} \sim N(\mu, cov.) ; \mu = 240 \text{ kN} ; cov. = 0.40 \quad (2.36)$$

Le chargement dynamique est considéré comme un paramètre déterministe ($q = 9.3$ kN/m)

Un résumé des variables aléatoires influentes lors de la dégradation des poutres en béton précontraint est rapporté dans le Tableau 2.8 ainsi que le modèle probabiliste retenu pour chaque variable aléatoire.

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes focalisés sur un type particulier de dégradation des ouvrages d'art ; la corrosion des câbles de précontrainte favorisée par les ions chlorures.

Les différentes variables aléatoires ont été identifiées et étudiées. Dans le souci de cohérence, nous avons fait le choix des modèles probabilistes des variables aléatoires applicables aux ouvrages d'art des villes côtières Algériennes. Le chargement de l'ouvrage d'art a été établi selon les recommandations de la norme Américaine AASHTO.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le grand essor que connaît la construction d'ouvrages d'art en Algérie ces dernières années a en grande partie motivé notre étude. En effet, les poutres précontraintes par prétension sont utilisées par milliers, essentiellement dans la construction des ponts, pour mener à bien le projet de l'autoroute Est-West.

La force de précontrainte est transmise au béton par adhérence. Les câbles de précontraintes en acier rentrent en contact direct avec le béton dans ces poutres. Sous un chargement axial, la réponse des câbles se réduit à un allongement et une rotation de ce dernier.

Le PH fortement basique du béton fourni une bonne protection aux câbles contre la corrosion. Cette protection n'est pas permanente, lors de la pénétration de certains agents agressifs tels que les ions chlorures dans le béton, à travers ses pores, le PH de la solution interstitielle chute provoquant un amorçage localisé de la corrosion sur les câbles de précontrainte. Peu de paramètres tels que l'enrobage des armatures et la qualité du béton peuvent ralentir l'amorçage de la corrosion. La concentration des ions Cl^- à la surface des ouvrages d'art traduit l'agressivité de l'environnement où se situe l'ouvrage d'art. Ce paramètre doit être déterminé avec exactitude afin de prédire le temps d'initiation de la corrosion.

Une connaissance parfaite des différents paramètres intervenant dans le processus de corrosion des câbles dans les poutres précontraintes est possible en adoptant une approche probabiliste qui tient en compte du caractère aléatoire et des incertitudes de chaque variable.

Vingt et un paramètres pertinents ont été sélectionnés dans notre étude comme étant déterminants dans le processus de corrosion des câbles. Certains paramètres interviennent lors de l'amorçage de la corrosion, d'autres interviennent lors de la propagation de la corrosion. L'effet de chaque paramètre sur le processus de la corrosion a été étudié via une étude paramétrique, néanmoins, la quantification de l'influence de la variabilité de chaque paramètre sur la corrosion des câbles dans le béton n'a été possible qu'en utilisant les principes et méthodes de la théorie de la fiabilité. Plusieurs états limites intégrant la loi de comportement

des câbles ont été étudiés ; l'amoçage de la corrosion, la résistance d'un fil du câble, la résistance du câble et la stabilité d'un ouvrage d'art. Dans tous ces cas la structure étudiée n'atteint pas la durée de vie prévue par les concepteurs.

Dans la dernière partie de cette thèse, une méthode de contrôle de la corrosion des câbles de précontrainte par émission acoustique a été développée. La classification et la séparation des signaux nous a permis d'établir une base de données des signatures acoustiques des phénomènes microscopiques et macroscopiques liés à la corrosion des câbles.

Même que les travaux de cette thèse soient inévitablement incomplets, ils mettent l'accent sur la nécessité de la prise en compte d'un coefficient de sécurité qui tient en compte la perte des sections des câbles par corrosion et fournissent aux gestionnaires d'ouvrages d'art un outil qui permet de décrire avec exactitude le phénomène électrochimique ou mécanique qui se produit au niveau des câbles de précontrainte en temps réel.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] J.A. Calgaro et R. Lacroix, Pathologie et évaluation des ponts existants. Les techniques de l'ingénieur, C4 502:1–28, 1999.
- [2] B. Godart et A. Le Roux, Alkali-réaction dans les structures en béton. Mécanismes, pathologie et prévention. Les techniques de l'ingénieur, C2 252 v2:1–17, 2008.
- [3] L. Divet, Comment se prémunir des réactions sulfatiques dans les bétons : point sur les normes actuelles et quelques recommandations. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 240:87–94, 2002.
- [4] B. Godart et L. Divet, Une nouvelle réaction de gonflement interne des bétons : la réaction sulfatique. Ouvrages d'art, 34:19–20, 2000.
- [5] J.P. Ollivier et A. Vichot, La durabilité des bétons, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 840 p, 2008.
- [6] K. Tuutti, Corrosion of steel in concrete. Report 4–82. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden, 1982.
- [7] M. R. Maheri and A. Abdollahi, The effects of long term uniform corrosion on the buckling of ground based steel tanks under seismic loading, Thin-Walled Structures, 62 (1-9) 2013.
- [8] A. Darren, L. Mallikarjuna and N. Nadagouda, A comprehensive investigation of copper pitting corrosion in a drinking water distribution system, Corrosion Science, 52:(6) 1927-1938, 2010.
- [9] Q. Hu, G. Zhang, Y. Qiu and X. Guo, The crevice corrosion behaviour of stainless steel in sodium chloride solution, Corrosion Science, 53:(12) 4065-4072, 2011.
- [10] M. Hara, Y. Shinata and S. Hashimoto, The galvanic corrosion behavior of coupled nickel-platinum in molten Na_2CO_3 , Corrosion Science, 39:(4) 627-638, 1997.
- [11] V.K. Gouda, A.A. Ramadan and G.I. Youssef, Corrosion fatigue behaviour of brass in aqueous solutions, International Journal of Fatigue, 5:(4) 207-215, 1983.
- [12] P.R. Roberge, Handbook of Corrosion Engineering. New York: McGraw-Hill, 1977.
- [13] L. Olivier, capteurs chimiques a fibre optique, mémoire d'ingénieur, 68p, 2010.
- [14] A. Almusallam, Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars, Construction and Building Materials, (15) 361-368, 2001.

- [15] A. Raharinaivo, G. Arliguie, T. Chaussadent, G. Grimaldi, V. Pollet and G. Taché, *La corrosion et la protection des aciers dans le béton*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167 pages, 1998.
- [16] 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.
- [17] M. Sigit Darmawan and Mark G. Stewart, Spatial time-dependent reliability analysis of corroding pretensioned prestressed concrete bridge girders, *Structural Safety*, 29:(1) 16-31, 2007.
- [18] V. Bouteiller, C. Cremona, V. Baroghel-Bouny and A. Maloula, Corrosion initiation of reinforced concretes based on Portland or GGBS cements: Chloride contents and electrochemical characterizations versus time, *Cement and Concrete Research*, 42:(11) 1456-1467, 2012.
- [19] D. Val and P. Trapper, Probabilistic evaluation of initiation time of chlorideinduced corrosion, *Reliability Engineering and System Safety*, 93:(3) 364 – 372, 2008.
- [20] K.Vu and M.G. Stewart, Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models, *Structural Safety*, 22:(4) 313 – 333, 2000.
- [21] A.V. Saetta, R.V. Scotta and R.V. Vitaliani, Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete, *ACI Materials Journal*, 90: (5) 441 – 451, 1993.
- [22] E. Samson and J. Marchand, Modeling the effect of temperature on ionic transport in cementitious materials, *Cement and Concrete Research*, 37: (3) 455 –468, 2007.
- [23] T. Matsumura, K. Shirai and T. Saegusa, Verification method for durability of reinforced concrete structures subjected to salt attack under high temperatureconditions, *Nuclear Engineering and Design*, 238:(5) 1181 – 1188, 2008.
- [24] D.W. Hobbs and J.D. Matthews, Minimum requirements for concrete to resist deterioration due to chloride induced corrosion, in: *Minimum Requirements for Durable Concrete*, D.W. Hobbs (Ed.), British Cement Association, Crowthorne, UK, 43–89, 1998.
- [25] D.A. Hausmann, Steel corrosion in concrete: how does it occur, *Materials protection*, 4: (11) 19 – 23, 1967.
- [26] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedefferri and R. Polder, *Corrosion of steel in concrete*. Weinheim, Germany : Wiley-VCH, 392 pages, 2004.
- [27] D.V. Val and R.E. Melchers, Reliability of deteriorating RC slab bridges, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 123:(12) 1638 – 1644, 1997.

- [28] M.G. Stewart and A. Al-Harthy, Pitting corrosion and structural reliability of corroding RC structures: Experimental data and probabilistic analysis, *Reliability Engineering and System Safety*, 93:(3) 373 – 382, 2008.
- [29] H. Procaccia et P. Morilhat, *Fiabilité des structures des installations industrielles*. Edition Eyrolles, 614p, 1996.
- [30] Mohammadkhani-shali Soheil, *Contribution à l'étude de la redondance dans les ponts : analyses des mécanismes de défaillance par surfaces de réponse*. Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussés, 207p, 2007.
- [31] Emilio Bastidas-Arteaga, *Probabilistic service life model of RC structures subjected to the combined effect of chloride-induced corrosion and cyclic loading*, thèse de doctorat, Universidad de los Andes, 140p, 2009.
- [32] F. Duprat, *Analyse probabiliste de la fiabilité des poutres en béton armé corrodées*, *Revue Française de Génie Civil*, 8:(2-3) 261-288, 2004.
- [33] Duracrete Model, *The European Union-Brite Euram III ; Statistical Quantification of the Variables in the Limit State Functions. Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures*, document BE-1347/R9, prepared by TNO Building and Construction Research, Gouda, 2000.
- [34] J. Hassan, *Évaluation fiabiliste de l'impact des facteurs climatiques sur la corrosion des poutres en béton armé Application au cas libanais*, thèse de doctorat, université blaise pascal-clermont II, 174p, 2010.
- [35] R. Ghannem and P. Spanos, *Stochastic Finite Element: A Spectrale Approach*. Springer, New York, USA, 1991.
- [36] IPCC 2007 climate changes : the physical science bases. Contribution of working group I to the fourth assessment report of the intergovernmental panel on climate change. Technical report, intergovernmental pale on climate change.
- [37] P.C. Hoffman and R.E. Weyers, *Predicting critical chloride levels in concrete bridge decks*, *Structural Safety & Reliability, ICOSSAR'93 Proceedings*, Innsbruck, Austria, Balkema, 957-959, 1994.
- [38] E.J. Wallbank, *The performance of concrete in bridges: a survey of 200 highway bridges*, Ed. Mansell & Partners, 1989.
- [39] T.J. Kirkpatrick, R.E. Weyers, M.M. Sprinkel, C.M. Anderson-Cook, *Impact of specification changes on chloride-induced corrosion service life of bridges decks*, *Cement and Concrete Research*, 32:(8)1189-1197, 2002.

- [40] F.B. Coggins and W.F. French, Chloride ion distribution in twenty-year-old prestressed bridge girders, *ACI Materials Journal*, 87:(5) 479-488, 1990.
- [41] C.D. Cramer, B.S. Covino, S.J. Bullard, G.R. Holcomb, J.H. Russell, F.J. Nelson, H.M. Laylor, S.M. Soltesz, Corrosion prevention and remediation strategies for reinforced concrete coastal bridges, *Cement and Concrete Composites*, 24:(1) 101-117, 2002.
- [42] K. Uji, Y. Matsuoka and T. Maruya, Formulation of an equation for surface chloride content of concrete due to permeation of chloride, *Corrosion of reinforcement in concrete*, Ed. Page, Treadaway, Bamforth, Elsevier Science, 268-277, 1990.
- [43] J.G. Wood and J. Crerar, Tay road bridge: analysis of chloride ingress variability and prediction of long term deterioration, *Construction and Building Materials*, 11:(4) 249-254, 1997.
- [44] R. McGee, Modelling of durability performance of tasmanian bridges. In: Melchers RE, Stewart MG, editors. *ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering*, (1) 297-306, 1999.
- [45] S. Engelund, J.D. Sorensen, S. Krenk, Estimation of the time to initiation of corrosion in existing uncracked concrete structures, *Application of Statistics and Probability, ICASP8 Proceedings*, Paris, France, Balkema, 501-506, 1995.
- [46] J.B. Leira and J. Lindgard, Statistical analysis of laboratory test data for service life prediction of concrete subjected to chloride ingress, *Application of Statistics and Probability, ICASP9 Proceedings*, Sydney, Australia, Balkema, 291-296, 2000.
- [47] M.G. Stewart, D.V. Rosowsky, Time dependant reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks, *Structural Safety*, (20) 91-109, 1998.
- [48] M.P. Enright, D.M., Frangopol, Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion, *Engineering Structures*, (11) 960-971, 1998.
- [49] M.P., Enright, D.M., Frangopol, Survey and evaluation of damaged concrete bridges, *Journal of bridge engineering*, (1) 31-38, 2000.
- [50] L. Jacinto, M. Pipa, L. Neves, L. Santos, Probabilistic models for mechanical properties of prestressing strands, *Construction and Building Materials* (36) 84-89, 2012.
- [51] <http://www.jcss.ethz.ch/>
- [52] Spanish Norma IAP-98. Actions in highway bridges. Road Directorate, Spanish Ministry of Public Works, Madrid, 1998.
- [53] Eurocode ENV 1991-3. Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures. Part 3: Traffic Loads on Bridges. Final draft—August 1994.

- [54] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1998.
- [55] AS. Nowak, Live load model for highway bridges. *Struct Safety*, 13(1)53–66, 1993.
- [56] AS. Nowak, Hong YK. Bridge live load models. *J Struct Eng, ASCE*, 117(9):2757–2767, 1991.
- [57] A. E. H. Love, *A treatise on the mathematical theory of elasticity*, New York Dover Publications, 1944.
- [55] F. H. Hruska, Tangential forces in wire ropes, *Wire and wire products*, 28:(5) 455-460, 1953.
- [59] K. G. McConnell, W. P. Zemeke, A Model to Predict the Coupled Axial Torsion Properties of ACSR Electrical Conductors, *J. Experimental Mechanics*, (22) 237-244, 1982.
- [60] S. Machida and A.J. Durelli, Response of a Strand to Axial and Torsional Displacements, *J. of Mechanical Engineering science*, (15) 241-251, 1973.
- [61] G.A. Costello, *Theory of wire rope*. 2nd edition, Springer, 1997.
- [62] S.R. Ghoreishi, T. Messenger, P. Cartraud and P. Davis, Validity and limitations of linear analytical models for steel wire strands under axial loading, *International journal of mechanical science*, (9) 1251-1261, 2007.
- [63] A. Nawrocki, M. Labrosse, A finite element model for simple straight wire rope strands, *Computers and structures*, (77) 345-359, 2000.
- [64] American society for testing and Materials, standard definition of terms relating to AE, ASTM, E610-82.
- [65] M.G. Alvarez, P. Lapitz, J. Ruzzante, Analysis of acoustic emission signals generated from SCC propagation *Corrosion Science*, (55) 5-9, 2012.
- [66] K. Darowicki, A. Mirakowski and S. Krakowiak, Investigation of pitting corrosion of stainless steel by means of acoustic emission and potentiodynamic methods, *Corrosion Science*, 45: (8) 1747-1756, 2003.
- [67] F. Ferrer, T. Faure, J. Goudiakas, E. Andrès, Acoustic emission study of active–passive transitions during carbon steel erosion–corrosion in concentrated sulfuric acid, *Corrosion Science*, 44:(7) 1529-1540, 2002.
- [68] C. Jirarungsatian, A. Prateepasen, Pitting and uniform corrosion source recognition using acoustic emission parameters, *Corrosion Science*, 52: (1) 187-197, 2010.
- [69] F. Ferrer, T. Faure, J. Goudiakas and E. Andrès, Acoustic emission study of active–passive transitions during carbon steel erosion–corrosion in concentrated sulfuric acid, *Corrosion Science*, 44:(7) 1529-1540, 2002.

- [70] S. Yuyama, T. Keisher , Y. Hismatsu, fundamental aspects of AE monitoring on corrosion fatigue processes in austenitic stainless steel, journal of materiel, (5) 212-219, 1984.
- [71] M. Perrin, L. Gaillet, C. Tessier, H. Idrissi, Hydrogen embrittlement of prestressing cables, Corrosion Science, 52:(6) 1915-1926, 2010.