
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Ecole Nationale Polytechnique
Laboratoire Construction Et Environnement
L'école Doctorale Ingénierie Et Environnement
Option : Construction Et Environnement

Mémoire de Magister

Présenté par :

HADJI BEN SALAH

Ingénieur D'état En Génie Civil

Thème :

**MODELISATION DU COMPORTEMENT EN SERVICE DES
POUTRES EN BETON ARME SOUS LES EFFETS
SIMULTANES DE CHARGES ET DE LA CORROSION**

Président	Mr. A.Bali	Professeur	ENP
Rapporteur	Mr. BOUHICHA. M	Professeur	MESRS
Examineurs	Mme. R. KETTAB	MC(A)	ENP
	Mr. K. SILHADI	MC(A)	ENP
Invité	Mr. HARICHE.L	MACC	(Université Ziane Achour Djelfa)

Promotion 2012

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu mon Dieu le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage à mener à bonne fin ce travail,

Ainsi que je remercie mes très chers parents qu'ils m'ont offert tout au long de mes études.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon Directeur de thèse le Pr. M. BOUHICHA et mon Co-Directeur de thèse Mr L. HARICHE
Pour leurs dévouements, leurs conseils et leurs soutiens moral
Tout au long de l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements vont aux membres de jury
D'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et
D'enrichir ce travail.

Je remercie tous les enseignants qui ont participé à ma formation, en graduation et en post-graduation
Et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier le dieu le tout puissant.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère : AICHA
Ainsi que l'âme de mon père : AMAR
qui ont su être à mes cotés dans les moments difficiles sans lesquels je
n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, ainsi que chaque instant de
bonheur qu'ils m'ont procuré, que dieu fasse je puisse les honorer.

A mes frères et mes sœurs

A toute ma grande famille

A tous mes collègues et mes amis sans exception

A ma promotion (2008)

BEN SALAH

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I

NOTIONS GENERALES SUR LA CORROSION ET LE BÉTON ARMÉ

I.1. INTRODUCTION	05
I.2. LA CORROSION	05
I.3. LA CORROSION DES ACIERS DANS LE BETON.....	07
I.3.1.Présentation générale.....	07
I.3.2.Processus de la corrosion.....	08
I.3.3.Facteurs influents la corrosion	15
I.3.4.Mécanisme de propagation de la corrosion.....	19
I.4. LA CORROSION ACCÉLÉRÉE.....	21
I.4.1.Différents essais en laboratoire.....	21
I.4.2.Essai par immersion-séchage et milieu chloruré.....	22
I.4.3.Essais brouillard salin.....	23
I.4.4. Essais en atmosphère carbonique.....	24
I.4.5. Essai avec courant imposé.....	24
I.5 CONCLUSION	25

CHAPITRE II

MODELES ANALYTIQUES UTILISES DANS L'ETUDE DE LA DÉFORMATION DU BÉTON ARMÉ

II.1. INTRODUCTION	27
II.2.MODELISATION DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BÉTON ARMÉ FISSURÉ	27

II.2.1. Concept de modélisation de l'effet raidissant du béton dans un élément en béton armé tendu.....	28
II.2.2. Modélisation de la distribution des déformations dans le béton suivant l'axe vertical	28
II.2.3. Expressions des diverses déformations	30
II.2.4. Définition du critère d'endommagement mécanique de la liaison acier- béton.....	37
II.2.5. Modélisation du champ de déformations du béton tendu suivant l'axe longitudinal (x) – Cas des tirants	38
II.2.6. L'expression de l'inertie moyenne I_m	40
II.2.7. Variable d'endommagement D_m	44
II.3. MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON ARME CORRODE.....	45
II.3.1. Effets couplés de la corrosion.....	45
II.3.2. Modèle de Castel	47
II.3.3. variable d'endommagement D_c	47
II.3.4. Intégration des effets de la corrosion dans le modèle.....	49
II.3.5. Caractéristiques et paramètres de calcul des poutres corrodées	51
II.3.6. Evaluation non destructive de l'état de corrosion des armatures	52
II.4. CONCLUSION	59

CHAPITRE III

ÉTUDE EXPERIMENTALE

III.1. INTRODUCTION.....	61
III.2. LE BETON	61
III.3. LES POUTRES	62
III.3.1. Dimension des poutres	62
III.3.2. Ferrailage des poutres	63
III.3.3. Enrobage	64
III.3.4. Mise en œuvre des poutres	65
III.3.5. Mise en chargement des poutres et l'accélération de la corrosion	65
III.3.6. Accélération de la corrosion des armatures	66

III.4. CARTE DE FISSURATION	68
III.5. MESURE DES PERTES DE SECTION D'ARMATURES DUES A LA CORROSION	69
III.6. CONCLUSION	70

CHAPITRE IV

MODELE PROPOSÉ

IV.1. INTRODUCTION.....	72
IV.2. COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET QUELQUES MODELES EXISTANTS.....	72
IV.2.1.Modèle reliant l'ouverture de fissure et la profondeur de piqûre « Rodriguez et al »....	73
IV.2.3. Résultats expérimentaux.....	74
IV.3. MODELE PROPOSÉ	81
IV.4. COMPARAISON AVEC D'AUTRES RESULTATS EXPERIMENTAUX	86
IV.4.1. Rappels du programme expérimental	86
IV.5 ETAPES DE CALCUL D'UNE POUTRE CORRODÉE A L'ELS	92
IV.6. CONCLUSION	99
 CONCLUSION GENERALE.....	 101
Références bibliographiques	104
Annexes.....	110

LISTE DES FIGURES

Chapitre I Notions générales sur la corrosion du béton armé

Figure I.1	Représentation schématique de processus de base de la corrosion des aciers dans le béton.....	08
Figure I.2	Etapes de la corrosion des aciers dans les bétons, induite par des agents agressifs	08
Figure I.3	Schéma de la cinétique de corrosion des armatures dans le béton.....	10
Figure I.4	Modèle de Page Attaque de l'acier par les ions chlorure.....	14
Figure I.5	Mécanisme de propagation de la corrosion.....	19
Figure I.6	Effets de la corrosion sur le comportement mécanique de structures corrodées.....	21
Figure I.7	Enceinte à brouillard salin.....	23

Chapitre II Modèles analytiques utilisés dans l'étude de la déformation du béton armé

Figure II.1	Représentation de modélisation de la distribution du béton tendu suivant les axes (x) et (y), dans un tronçon de poutre situé entre deux fissures de flexion.....	28
Figure II.2	Modélisation de la distribution suivant l'axe y des déformations dans le béton situé entre deux fissures de flexion.....	29
Figure II.3	Section non fissurée d'une poutre, avec les déformations (ϵ_{snf} , ϵ_{bti}).....	30
Figure II.4	Efforts internes dans des sections de poutres fissurée et non fissurée.....	31
Figure II.5	Distributions des déformations dans le béton et l'acier suivant l'axe longitudinal (x).....	39
Figure II.6	Configurations de la distribution des déformations pour $L_t < L/2$ et $L_t > L/2$	41
Figure II.7	Evolution du coefficient C_t en fonction du rapport $2L_t/L$	42
Figure II.8	Evolution, pour une armature HA16, de la variable d'endommagement environnementale D_c en fonction de la réduction de section d'acier A_s , pour différentes valeurs de l'exposant n.....	49

Figure II.9	Section résiduelle d'armatures.....	53
Figure II.10	Exemples de deux configurations équivalentes de fissures pour un même taux de corrosion.....	55
Figure II.11	Exemple de deux configurations de réduction de section induite par une même piqûre de corrosion (αx) sur deux diamètres différents d'armatures.....	57

Chapitre III Étude expérimentale

Figure III.1	Dimensions des poutres.....	62
Figure III.2	Détail du ferrailage des poutres	63
Figure III.3	Ferrailage des poutres corrodées.....	64
Figure III.4	Ferrailage des poutres de contrôle (non corrodée).....	64
Figure III.5	Dispositif expérimental.....	66
Figure III.6	Générateur du courant électrique, le data d'acquisition et le micro portable...	67
Figure III.7	Carte de fissuration de la poutre CR1 Série 2 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm. Y16mm.....	68
Figure III.8	Diamètres (mm) de barres (1T16 20 kN) No: 1 après la corrosion et le nettoyage..	69

Chapitre IV Modèle Proposé

Figure IV.1	Schéma de fissuration de la poutre (1T16 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	74
Figure IV.2	Schéma de fissuration de la poutre (2T12 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	75
Figure IV.3	Schéma de fissuration de la poutre (2T12 30 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	75
Figure IV.4	Schéma de fissuration de la poutre (3T10 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	76
Figure IV.5	Diamètres (mm) des barres (1T16 20 kN) après corrosion.	76
Figure IV.6	Diamètres (mm) des barres (3T12 20 kN) après corrosion.	77
Figure IV.7	Diamètres (mm) des barres (2T12 30 kN) après corrosion.	77
Figure IV.8	Diamètres (mm) des barres (3T10 20 kN) après corrosion.	77
Figure IV.9	Exemples de deux configurations équivalentes de fissures pour un même taux de corrosion.	78

Figure IV.10	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).	79
Figure IV.11	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).	79
Figure IV.12	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).	80
Figure IV.13	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).	80
Figure IV.14	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).	82
Figure IV.15	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).	83
Figure IV.16	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).	83
Figure IV.17	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).	84
Figure IV.18	Plan de ferrailage des poutres de types A et B	87
Figure IV.19	Dispositif de mise en charge.	88
Figure IV.20	Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures tendue de la poutre A1C11.	88
Figure IV.21	Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue de la poutre B1C11.	89
Figure IV.22	Carte de fissuration à 17 ans de la poutre A1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	89
Figure IV.23	Carte de fissuration à 14 ans de la poutre B1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	90
Figure IV.24	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre A1C11).	91
Figure IV.25	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre B1C11).	91
Figure IV.26	Carte de fissuration de la poutre (séries 2 - 1T16 à 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	93
Figure IV.27	caractéristiques de poutre corrodée	94
Figure IV.28	Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue	94
Figure IV.29	Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).	97
Figure IV.30	Déformation -%Corrosion (2T12 30 kN).	97
Figure IV.31	Déformation -%Corrosion (2T12 20 kN).	98
Figure IV.32	Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1	Probabilité de corrosion en fonction de la valeur de la résistivité.....	17
Tableau III.1	Formulation du béton	61
Tableau IV.1	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 1T16 à 20 kN).....	84
Tableau IV.2	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 20 kN).....	85
Tableau IV.3	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 30 kN).....	85
Tableau IV.4	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 3T10 à 20 kN).....	86

PRINCIPALES NOTATIONS

h :	hauteur de la section de poutre (m)
b :	largeur de la section de poutre (m)
d :	hauteur utile (m)
a :	hauteur d'aciers tendus (m)
L_p :	longueur de la portée (m)
L :	espacement entre deux fissures de flexion (m)
L_t :	longueur de transfert (m)
A_s :	section d'acier (m^2)
A_{sc} :	section d'acier résiduelle (m^2)
A_b :	section de béton tendu (m^2)
E_b :	module élastique du béton (MPa)
E_s :	module élastique de l'acier (MPa)
n :	coefficient d'équivalence
N_{bt} :	résultante des contraintes de traction dans le béton tendu (kN)
N_{bc1} et N_{bc2} :	résultantes des contraintes de compression dans le béton en section fissurée et non fissurée (kN)
N_s et N_{snf} :	résultantes des contraintes de traction dans les aciers tendus en section fissurée et non fissurée (kN)
y_{0f} et y_{0nf} :	hauteur de l'axe neutre en section fissurée et non fissurée (m)
Z_f et Z_{nf} :	bras de levier des forces internes en section fissurée et non fissurée (m)
ε_s et ε_{snf} :	déformations dans les aciers tendus en section fissurée et non fissurée (m/m)
ε_{bt} :	déformation du béton tendu (m/m)
ε_{bti} :	déformation de la zone de béton située sur la hauteur des armatures tendues (m/m)
C_{bt} :	contribution surfacique du béton tendu (m^2)
D_m :	variable d'endommagement mécanique de l'adhérence acier-béton
D_c :	variable d'endommagement environnementale de l'adhérence acier-béton
I_0 :	inertie d'une section de poutre avant fissuration (m^4)
I_f :	inertie d'une section de poutre fissurée (m^4)
I_{nf} :	inertie d'une section de poutre non fissurée (m^4)
I_m :	inertie moyenne d'un tronçon de poutre fissuré (m^4)
ΔA_s :	perte de section d'acier (m^2)

Principales Notations

- ΔA_{sm} : perte moyenne de section d'acier (m^2)
 ΔA_{s0} : perte de section d'acier initiant la fissuration (m^2)
 w : ouverture de fissure de corrosion (m)

INTRODUCTION GENERALE

Une des causes majeures de dégradation des structures en béton armé est la corrosion. Elle peut se développer essentiellement suivant deux processus. Le premier est la carbonatation du béton, qui est suivie d'une corrosion relativement uniforme et généralisée. Et le deuxième est la conséquence d'une forte concentration de chlorures au niveau de l'armature d'acier, générant des piqûres de corrosion sur une petite zone impliquant une corrosion fortement localisée. Quand la corrosion devient active, les caractéristiques mécaniques des éléments en béton armé s'en trouvent modifiées, notamment à travers la diminution de la section d'acier.

La corrosion des armatures provoque plusieurs effets couplés. Le premier phénomène visuel caractéristique est l'apparition de fissures du béton d'enrobage engendrées par la pression des produits expansifs de corrosion. Le deuxième effet correspond à la perte de section effective de l'armature. Les produits de corrosion formés à l'interface entre l'acier et le béton vont alors se comporter comme une couche lubrifiante due à la présence des oxydes [1], qui en s'associant à la perte de confinement des armatures due à l'ouverture des fissures entraînent une dégradation notable de l'adhérence acier-béton.

Depuis que le béton armé existe, la présence et l'ouverture de fissures de flexion sont considérées comme préjudiciables vis-à-vis de la corrosion, car elles sont des chemins d'accès préférentiels aux ions agressifs. Les règlements actuels BAEL 1991 modifiés 99 [2], Eurocode 2 [3], ACI 2009 [4], CBA93 [5] définissent ainsi des ouvertures maximales de fissures ou des contraintes maximales dans les armatures dans le but de limiter l'ouverture des fissures.

Or, des études récentes ont mis en évidence que, si la corrosion se forme rapidement en fond de fissures de flexion, un phénomène d'auto-cicatrisation freine le développement de la corrosion [6,7]. En revanche, la qualité de l'interface acier-béton dans la zone non fissurée située entre fissures de flexion semble avoir une importante influence sur l'initiation et le développement de la corrosion [8,9]. Si l'on considère ces nouvelles données sur le phénomène de corrosion dans le béton armé, une remise en cause des concepts sur lesquels reposent les règlements actuels vis-à-vis de la durabilité des structures, est envisageable.

L'étude expérimentale menée sur des poutres corrodées a permis de définir un nouveau type de dimensionnement en milieu agressif. Le travail est basé sur un nouveau modèle analytique de comportement mécanique d'éléments en béton armé fissurés à l'état corrodé et

non corrodé [10], qui prend en compte la qualité de l'interface acier-béton, et les effets couplés de la corrosion (perte de section locale et de dégradation de l'adhérence acier-béton).

Le présent travail consiste à formuler un nouveau modèle qui permet de prédire le comportement mécanique des structures dégradées par corrosion des armatures.

Nous présenterons la modélisation du comportement mécanique local du béton armé fissuré, en rappelant tout d'abord le principe de Castel et al [10] et ses formules constitutives essentielles dans le cas d'une poutre soumise à la flexion simple. Cette modélisation permettra de définir la distribution des déformations du béton située entre les fissures de flexion suivant l'axe vertical (y) de l'élément, et la distribution des déformations suivant l'axe longitudinal (x).

Nous avons, en outre, mis au point une méthode non destructive permettant d'évaluer l'état de corrosion des armatures par l'intermédiaire d'une relation empirique reliant ouverture de fissure de corrosion et réduction de section d'armature.

Nous avons exploité les relations qui traduisent les effets couplés de la corrosion (perte de section d'acier et endommagement de l'adhérence) sur le comportement mécanique pour étudier l'état de corrosion et le comportement mécanique des armatures.

Le premier chapitre va faire un état des connaissances sur les différents aspects de la corrosion dans le béton, en rappelant les principes fondamentaux, les facteurs influents la corrosion et les mécanismes de propagation de corrosion des armatures. On s'intéressera, aux différents essais de corrosion accélérée mis au point jusqu'à présent et plus particulièrement à leurs applications actuelles dans le Génie Civil.

Dans le chapitre II nous avons fait une description des modèles analytiques de comportement mécanique du béton armé fissuré et du béton armé corrodé. L'objectif consiste à rappeler la modélisation de la distribution des déformations du béton tendu d'un tronçon situé entre deux fissures de flexion dans le cas du béton armé fissuré.

Le chapitre III est consacré à la partie expérimentale réalisée au laboratoire de Génie Civil de l'université de Witwatersrand Johannesburg en Afrique du Sud, Cette partie consiste à étudier l'impact de la corrosion sur l'état limite de service (déformation et ouverture de fissure).

En fin dans le chapitre IV, nous proposons un modèle qui permet de prédire la corrosion des armatures basé sur la tendance générale de la corrosion.

CHAPITRE I

NOTIONS GENERALES SUR LA

CORROSION ET LE BÉTON ARMÉ

CHAPITRE I

NOTIONS GÉNÉRALES SUR LA CORROSION ET LE BÉTON ARMÉ

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre va faire un état des connaissances sur les différents aspects de la corrosion dans le béton, en rappelant les principes fondamentaux, les facteurs influant la corrosion et les mécanismes de propagation de corrosion des armatures. On s'intéressera, aux différents essais de corrosion accélérée mis au point jusqu'à présent et plus particulièrement à leurs applications actuelles dans le Génie Civil.

I.2. LA CORROSION

Le terme corrosion vient du latin "corrodere" qui signifie ronger, attaquer. La corrosion affecte tous les métaux. Elle résulte d'interactions physico-chimiques entre le matériau et son environnement entraînant des modifications de propriétés du métal souvent accompagnées d'une dégradation fonctionnelle de ce dernier (altération de ses propriétés mécaniques, électriques, optiques, etc.). Evans [11] puis Wagner et Traud [12] sont les premiers à avoir défini la corrosion, en présence d'une phase liquide, comme un processus électrochimique.

Il existe plusieurs types de corrosions :

- **La corrosion uniforme** : C'est une perte de matière plus ou moins régulière sur toute la surface. Cette attaque est observée sur les métaux exposés aux milieux acides.
- **La corrosion galvanique ou corrosion bimétallique** : Elle est due à la formation d'une pile électrochimique entre deux métaux qui diffèrent par leur potentiel de corrosion. Le métal ayant le potentiel de corrosion le plus négatif, subit une corrosion accélérée provoquée par l'autre métal.
- **La corrosion cavernieuse** : Elle est due à une différence d'accessibilité de l'oxygène entre deux parties d'une structure, créant ainsi une pile électrochimique. Cette attaque sélective du métal est observée dans les fissures et autres endroits peu accessibles à l'oxygène.
- **La corrosion par piqûres** : Elle est produite par certains anions, notamment les halogénures, et plus particulièrement les chlorures, sur les métaux protégés par un film d'oxyde mince. Elle induit typiquement des cavités de quelques dizaines de micromètres de diamètre.

- **La corrosion sous contrainte** : C'est une fissuration du métal qui résulte de l'action commune d'une contrainte mécanique et d'une réaction électrochimique.

Dans la plupart des cas (corrosion galvanique, caverneuse, par piqûres, etc.), c'est la formation d'une pile de corrosion qui est à l'origine de la corrosion.

Une pile de corrosion est une pile électrochimique qui se forme lorsque deux parties d'une structure possèdent un potentiel électrique différent. La différence de potentiel résulte souvent des hétérogénéités du matériau ou du milieu environnant. La surface de l'acier est alors constituée d'une multitude de micro-piles, elles-mêmes constituées de zones dites anodiques où les électrons sont libérés et de zones cathodiques où les électrons sont consommés.

En milieu aqueux, le processus de corrosion électrochimique de l'acier peut être décrit de manière simplifiée par deux réactions électrochimiques élémentaires simultanées.

Dans la zone anodique, l'acier se dissout :



Les ions ferreux Fe^{2+} passent dans la solution et peuvent s'oxyder ultérieurement en ions ferriques Fe^{3+} . Dans la zone cathodique, les électrons produits sont consommés afin de maintenir l'équilibre électronique. Les réactions cathodiques correspondantes sont la réaction de l'oxygène dissous dans l'eau (1.2a) ou la réduction du proton avec dégagement d'hydrogène (1.2b) :



Les ions hydroxyde OH^- formés dans la solution peuvent ensuite se combiner aux ions ferreux Fe^{2+} et précipiter en hydroxyde ferreux à la surface de l'acier, lorsque les concentrations en ions ferreux et hydroxyde le permettent :



Les réactions chimiques ci-dessus se produisent parce que avant d'être placée dans le coffrage, une armature en acier est rouillée puisqu'elle a d'abord été exposée à l'atmosphère. Lorsque le béton frais est mis en place autour de cet acier, l'eau de gâchage pénètre à travers les

pores de la rouille, où elle forme progressivement de la ferrite de calcium hydraté ($4 \text{ CaO}, \text{Fe}_2\text{O}_3, 13\text{H}_2\text{O}$). Mais surtout, cette eau réagit avec l'acier métallique et forme sur celui-ci une fine couche d'hydroxyde de fer [$\text{Fe}(\text{OH})_2$] et de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Tous ces produits au voisinage de l'acier donnent à la solution interstitielle du béton un PH élevé, de l'ordre de 13.

L'eau de gâchage du béton permet donc de former autour de l'acier des produits, qui le protègent par passivation. Plus exactement, sous la rouille, une armature est recouverte d'une fine couche protectrice de produits blancs, à base de ferrite et d'hydroxyde de calcium.

Une telle protection disparaît si des agents agressifs s'infiltrent dans le béton et provoquent de nouvelles réactions chimiques qui diminuent le pH du béton.

I.3. LA CORROSION DES ACIERS DANS LE BETON

I.3.1. Présentation générale

Le béton, du fait de sa forte alcalinité, apporte aux armatures une excellente protection face à la corrosion. Dans ces conditions de pH, l'acier est protégé grâce à la formation d'un film extrêmement mince et adhérent appelé film passif pouvant être constitué de divers oxydes.

En présence d'eau et d'oxygène, ce film est détruit par différents agents tels que les chlorures, les sulfates et le gaz carbonique. Le métal est alors dépassivé et la corrosion devient possible avec formation de nouveaux oxydes, dont le volume au moins deux fois supérieur (jusqu'à six fois supérieur pour certains oxydes) à celui du fer initial entraînera des fissurations du béton qui accéléreront le processus de corrosion en facilitant la diffusion de l'oxygène et des espèces corrosives.

La corrosion des armatures est issue d'un processus électrochimique qui ne peut se produire que si certaines conditions sont réunies. En effet pour qu'un acier se corrode, il doit y avoir simultanément :

- un électrolyte ayant une conductivité ionique non négligeable ;
- une quantité suffisante d'oxygène accédant à la zone cathodique ;
- la présence d'un agent agressif.

I.3.2. Processus de la corrosion

Les processus fondamentaux de la corrosion des aciers dans le béton sont illustrés sur les figures suivantes :

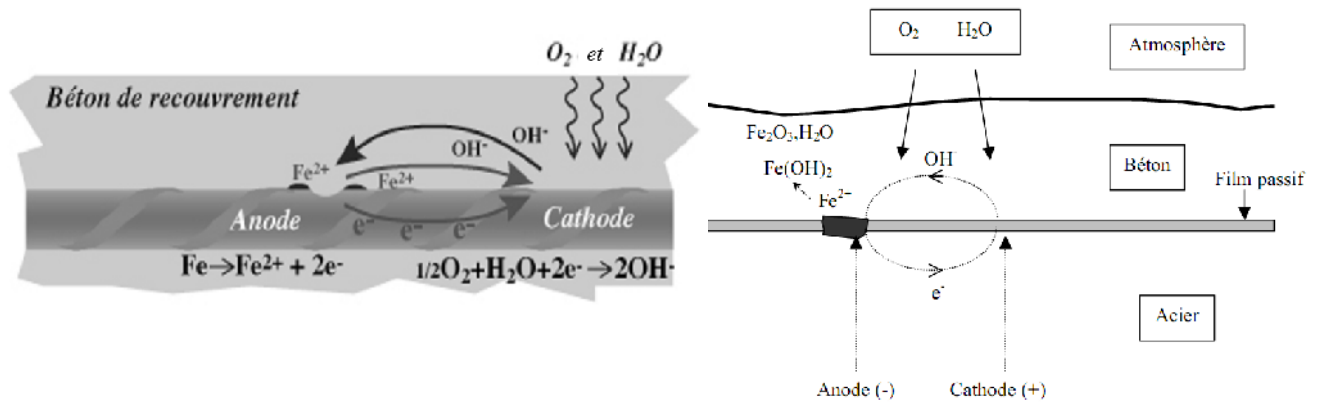


Figure I.1 Représentation schématique de processus de base de la corrosion des aciers dans le béton

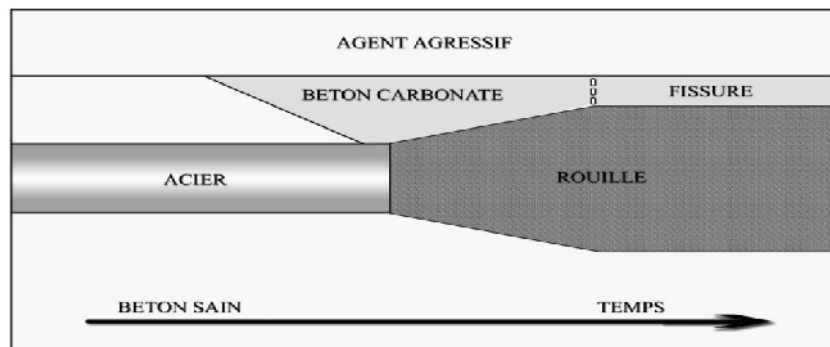


Figure I.2 Étapes de la corrosion des aciers dans les bétons, induite par des agents agressifs.

L'agent agressif pénètre dans l'entourage puis déclenche la formation de rouille. Celle-ci se développe et peut fissurer l'enrobage.

L'oxygène qui peut se diffuser dans le béton via le réseau poreux, se dissout dans la solution interstitielle et finit par atteindre la surface de l'acier. Sur cette surface, dans la zone cathodique, l'oxygène est réduit en ion hydroxyde (OH⁻) selon la réaction chimique (1.2a). Cependant, dans le cas d'un béton carbonaté ayant un pH moins élevé (8-9), l'eau peut être réduite en dihydrogène selon la réaction (1.4) :



Quelque soit la réaction cathodique mise en jeu, la production d'ions hydroxyde fait augmenter le PH de la solution interstitielle au niveau de la zone cathodique.

La réaction anodique correspondante est la dissolution de l'acier conformément à la réaction (1.1). Celle-ci entraîne une diminution de la section de l'acier qui peut finir par le rompre.

Les ions Fe^{2+} , produits intermédiaires de la corrosion, pouvant s'oxyder ensuite en Fe^{3+} sous certaines conditions, s'accumulent à la surface de l'acier ou sont dissous dans la solution interstitielle ou bien encore diffusent loin de l'armature en fonction des caractéristiques du milieu.

Dans la solution interstitielle du béton, normalement riche en oxygène et possédant un pH élevé, les ions Fe^{2+} peuvent rester sous la forme $Fe(OH)_2$ ou être oxydés en ions Fe^{3+} , qui une fois hydrolysés se trouvent alors sous la forme $Fe(OH)_3$, formant ainsi un mince film passif à la surface de l'acier, ce qui va retarder la dissolution du fer. Dans ce cas, l'acier est bien protégé et il n'y aura pas de dommages détectables dus à la corrosion.

Sous certaines conditions, le cas lorsque le béton a été carbonaté et que le pH de la solution interstitielle est descendu en dessous de 9 ou lorsqu'une quantité suffisante d'ions chlorure (Cl^-) a pénétré dans le béton, saturé en eau, et atteint l'armature de ce fait, la section de l'acier peut continuer de se réduire et la rupture de l'armature pour se produire. Ce processus, préjudiciable à la durée de vie d'un ouvrage, est favorisé lorsque le béton est saturé en eau car l'évacuation des ions Fe^{2+} de la surface de l'acier est facilitée. Ces ions peuvent alors migrer à la surface du béton et y former des rouilles mais ce type de dommage dû à la corrosion n'a pas d'impact significatif sur l'enrobage du béton ; il améliore même l'adhérence du béton sur l'acier.

La corrosion devient préjudiciable lorsque la vitesse de corrosion de l'acier est très élevée et que les produits de corrosion, ne pouvant être évacués de la zone de corrosion, s'accumulent à la surface de l'acier. C'est le cas si la solution interstitielle est riche en oxygène et en espèces agressives, et si l'enrobage de béton n'est pas assez humide. Une partie des ions Fe^{2+} dissous peuvent alors s'oxyder et être transformés en oxydes ferriques hydratés (Fe_2O_3, H_2O) qui se déposent ensuite, avec des oxydes et des hydroxydes ferreux, à l'interface acier béton. Le volume des produits de corrosion étant 2 à 6 fois supérieur à celui du métal, une contrainte d'expansion se crée à cette interface.

Plus l'acier est corrodé, plus cette contrainte est importante, et lorsque celle-ci devient plus importante que la résistance à la traction de l'enrobage, des fissures apparaissent. Ces fissures vont accélérer la pénétration des espèces agressives et de ce fait les processus de corrosion.

Selon Tuuti [13], l'évolution de la corrosion des armatures du béton s'effectue généralement en deux étapes (Figure I.3) :

- Au départ, l'acier est stabilisé par la couche de passivation qui empêche la formation de rouille supplémentaire. Puis, durant la phase d'amorçage (incubation), les espèces néfastes vis-à-vis de la corrosion pénètrent dans le béton et l'acier se dépassive alors progressivement. Cette dépassivation peut être engendrée par de nombreux facteurs dont la carbonatation et la pénétration des ions chlorures.
- Les oxydes et hydroxydes produits par des réactions d'oxydation à la surface du métal s'accumulent. La formation de ces produits d'oxydation va alors entraîner un gonflement qui finira par provoquer la fissuration de l'enrobage de béton.

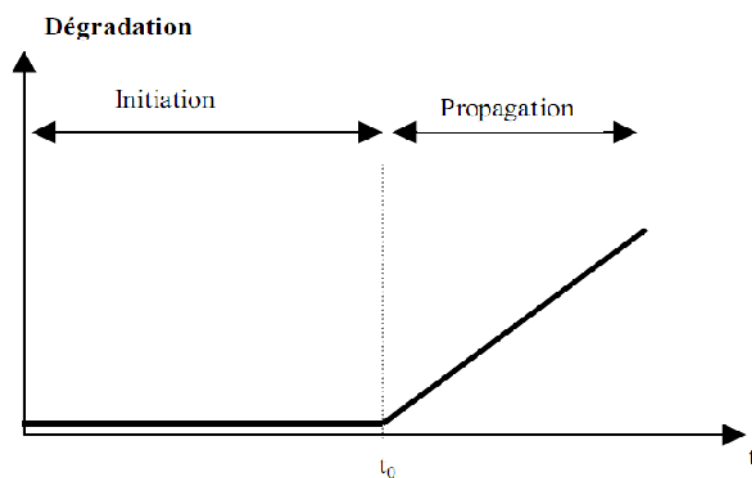


Figure I.3 Schéma de la cinétique de corrosion des armatures dans le béton.

En pratique, il doit être fait en sorte que la période d'amorçage (incubation) soit la plus longue possible. Pour cela, il faut prévoir des épaisseurs d'enrobage suffisantes et choisir une formulation de béton permettant de diminuer sa perméabilité à l'eau et aux gaz.

- La dépassivation des armatures :

Si un acier est préalablement recouvert de produits passivants (cas du béton sain), cette protection est altérée le plus souvent par l'introduction de deux agents pouvant se présenter simultanément : le dioxyde de carbone CO_2 (carbonatation) et l'ion chlorure Cl^- (chloruration) en excès au niveau des armatures. Il se produit alors une dépassivation.

Le mécanisme de dépassivation comprend les étapes suivantes :

- la couche passivante est détruite localement là où la teneur en chlorure ou en dioxyde de carbone est très forte.
- de la rouille se forme là où la passivation a disparu.
- la rouille se transforme en des oxydes (ou hydroxydes) poreux si la teneur en oxygène est assez élevée.

Lorsque le pH du béton est inférieur à environ 9, les teneurs critiques en chlorures et en carbonates provoquant la dépassivation de l'acier sont très faibles et correspondent à des eaux naturelles, potables. C'est pourquoi, en pratique, ce PH est souvent considéré comme étant la valeur critique de dépassivation des aciers.

- La carbonatation :

La carbonatation est engendrée par réaction entre le dioxyde de carbone de l'air et certains constituants du béton tel que le ciment. Le dioxyde de carbone gazeux pénètre par diffusion dans le réseau poreux du béton et réagit avec la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pour former des carbonates tel que le calcite CaCO_3 , ce qui provoque un abaissement du pH à 9 environ, suivant la réaction suivante en milieu aqueux :



En présence de bases alcalines, telles que NaOH ou KOH , la solubilité de la chaux est relativement faible et la réaction peut se ralentir. Cependant ces bases alcalines se carbonatent elles aussi :



Avec $\text{X} = \text{Na}$ ou K

La carbonatation des bases alcalines augmente la solubilité de la chaux qui peut alors se carbonater en plus grande quantité :



Avec X = Na ou K

La carbonatation est un phénomène progressif qui, avec le temps, atteint des couches de plus en plus importantes.

La vitesse de carbonatation est fonction de nombreux paramètres dont les plus importants sont la perméabilité et le taux d'humidité relative du milieu ambiant. La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité comprise entre 40% et 80%, 60% étant considéré comme la valeur la plus critique. Dans les environnements secs, la quantité d'eau est insuffisante pour dissoudre le CO₂, alors que dans les environnements très humides, le béton étant saturé, la diffusion de CO₂ est considérablement ralentie.

De très fortes teneurs, dans un béton, en cendres volantes (>30%) et en laitiers (>50%) peuvent accélérer significativement sa vitesse de carbonatation.

La carbonatation commence donc à la surface du béton et concerne une certaine épaisseur (dite profondeur de carbonatation) de ce matériau.

- Les ions chlorures :

La corrosion des armatures générée par les ions chlorures est la principale cause de dégradation des structures en béton armé.

Les chlorures agissent dans les mécanismes de corrosion en diminuant la résistivité de l'électrolyte et en permettant un amorçage plus rapide de la corrosion en dépassivant la couche superficielle. La corrosion qui en résulte sous forme de piqûres à la surface de l'acier est une corrosion localisée. Les chlorures agissent aux zones anodiques, de surface bien plus petite que celles des zones cathodiques, et la vitesse de corrosion sur les zones anodiques s'en trouve fortement augmentée. Une fois la corrosion amorcée, il est bien plus difficile d'y remédier que dans le cas de la carbonatation car le processus est autocatalytique.

Les chlorures présents dans le béton peuvent provenir de deux sources différentes. Ils sont présents soit au moment du gâchage : utilisation d'eau contenant des chlorures ou agrégats contaminés. Soit ils proviennent de l'environnement (atmosphère marine, sels de déverglaçage,

produits chimiques) qui sont ensuite diffusés dans le béton. Les chlorures existent sous deux formes dans le béton :

- Les chlorures libres qui sont dissous dans la solution interstitielle ;
- Les chlorures piégés ou liés qui sont combinés à des hydrates du ciment et à des agrégats, ou absorbés physiquement sur les parois des pores.

Les ions chlorures qui pénètrent dans le béton peuvent réagir chimiquement avec l'aluminate tricalcique (C_3A en nomenclature des cimentiers) et former des monochloroaluminates hydratés ($C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$), relativement stables dans le béton.

La concentration en hydroxydes dans la solution interstitielle agit de façon significative sur la proportion des chlorures liés : plus la concentration en hydroxydes est élevée, moins il y aura de chlorures dans la solution. Une élévation de température, quant à elle, diminue la capacité de chlorures à se lier. Typiquement, 40 à 50% des chlorures totaux sont liés. Seuls les chlorures libres participent à la corrosion des armatures.

Les chlorures ayant atteint l'armature attaquent l'acier initialement passivé, en certains points localisés. Le film passif est alors détruit localement et laisse apparaître des zones anodiques où l'acier est dissout. Le reste de la surface qui est encore passivée correspond aux zones cathodiques.

La surface des zones cathodiques étant bien plus importante que celle des zones anodiques, la dissolution de l'acier croît en profondeur plutôt qu'en surface de l'acier formant ainsi des piqûres ou des cavernes. Le mécanisme de ce type de corrosion est complexe car la composition de la solution à l'intérieur de la piqûre est modifiée par rapport à celle de la solution interstitielle qui l'entoure.

Au sein de la piqûre, les ions chlorures s'associent avec l'ion hydrogène de l'eau pour former de l'acide chlorhydrique.



Ces réactions acidifient la solution dans la piqûre, abaissant fortement le pH entre 3,8 et 5. Les ions chlorures régénérés continuent d'être actifs pendant tout le processus de corrosion qui est ainsi autocatalysé.

Les ions hydroxyde de la phase interstitielle du béton se combinent alors avec les ions ferreux Fe^{2+} qui étaient diffusés hors de la piqûre tandis que la réaction cathodique est la même que dans le cas de corrosion en absence de chlorure.

Tant que la solution à l'intérieur de la piqûre est acide, la dissolution de l'acier reste active et les piqûres croissent en profondeur. Ce mécanisme est schématisé (Figure I.4) par le modèle de Page [14]. Les piqûres continuent de croître si la concentration locale en ions chlorure est suffisante (la concentration des chlorures doit augmenter tandis que celle des ions hydroxyde doit diminuer). Si ce n'est pas le cas, la repassivation de l'acier est possible

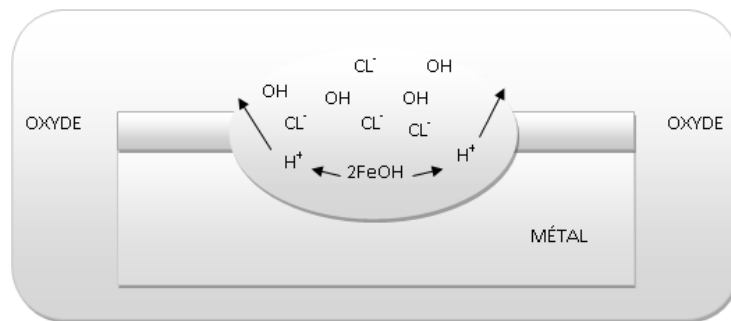


Figure I.4 Modèle de Page : Attaque de l'acier par les ions chlorure [14]

Ainsi, une trop faible concentration en ions chlorure dans la solution interstitielle ne détruira pas le film passif. Il existe donc une teneur critique en ions chlorure ou un rapport en concentration chlorures/hydroxydes noté $[\text{Cl}^-] / [\text{OH}^-]$. Dès que le rapport $[\text{Cl}^-] / [\text{OH}^-]$ dépasse le seuil critique égal à 1, la solution est instable : elle devient plus acide. Cette instabilité correspond à la formation de produits de corrosion qui, en présence d'oxygène ne protègent pas l'acier. Mais lorsque ce rapport est inférieur à 1, les chlorures n'ont pas d'effet sur cette solution qui reste donc stable.

Sur le plan pratique, les paramètres qui peuvent influencer sur cette teneur critique en chlorure sont : le dosage en ciment (et le rapport Eau/Ciment), la valeur du pH, la nature du ciment (fixation de chlorure, etc.) et celle des additifs éventuels (cendres, etc.), la température

moyenne, la teneur en oxygène et l'humidité du béton. L'état d'enrouillement initial des armatures a également un effet sur la valeur de la teneur critique en chlorure.

Le seuil critique est considéré atteint s'il y a 0,2 à 0,4% d'ions chlorure par rapport à la masse du ciment.

Il est à noter que la teneur en chlorure qui amorce une corrosion n'est pas reliée à la vitesse de corrosion des armatures, une fois dépassées.

I.3.3. Facteurs influant la corrosion

La tenue, face à la corrosion des armatures dans le béton est fonction des paramètres concernant l'acier et le béton ainsi que des propriétés existantes à leur interface. Cela est déterminé par la composition de la solution interstitielle du béton et des caractéristiques métallurgiques de l'acier. Les facteurs environnementaux (humidité, température, dioxyde de carbone, ions chlorure) ne peuvent affecter directement le processus de corrosion mais ils peuvent causer des dégradations du béton et accélérer l'entrée d'espèces agressives rendant la solution interstitielle en contact avec l'acier plus corrosive.

Lorsqu'ils atteignent les armatures, les ions chlorure et le dioxyde de carbone sont tenus pour responsables de la plupart des cas de corrosion des structures en béton armé.

La température et l'humidité, tout comme les autres facteurs pouvant détériorer le béton, jouent aussi un rôle important dans la corrosion des armatures. La corrosion de l'acier n'est donc pas dépendante d'un unique paramètre mais de plusieurs dont les interactions concourent ou non à la corrosion.

- Influence de l'enrobage :

L'épaisseur de l'enrobage en béton détermine le temps que vont mettre les espèces agressives pour arriver à l'armature. Parfois, la durée de vie d'une structure peut être fortement améliorée en augmentant l'épaisseur de l'enrobage, barrière mécanique freinant, voire stoppant la pénétration d'espèces participant à la corrosion des armatures.

- Influence de la composition du béton :

Tout ce qui conditionne la solution interstitielle et la porosité du béton est un facteur pouvant affecter ou non la corrosion. Le type et la teneur en liant, les additions minérales et le rapport Eau/Ciment [E/C] déterminent la performance d'un béton. Le choix de la formulation du béton et de la nature de ses principaux constituants constitue une approche pour augmenter la résistance à la corrosion du béton. Toutes modifications de la formulation d'un béton produisant une augmentation de sa compacité ou une réduction de sa perméabilité ont généralement un effet favorable sur la résistance à la corrosion.

Des études ont montré que le rapport Eau/Ciment joue un rôle non seulement sur le démarrage de la corrosion mais aussi sur son évolution. La corrosion apparaîtra de façon d'autant plus précoce que le rapport sera élevé. En outre, elle se développera plus rapidement et en plus grande quantité [6,15,16,17] En effet, la porosité du béton est directement liée au rapport Eau/Ciment. Lorsque ce rapport augmente, la porosité s'accroît également.

Cela aura pour conséquence une meilleure diffusion des ions chlorures à travers la porosité ouverte, et une augmentation de la proportion de vides à l'interface. Des chercheurs Mohammed et al [18] préconisent l'emploi de formulations de béton à faible rapport eau/ciment pour limiter l'ouverture des fissures de flexion.

La qualité de l'interface acier-béton est un paramètre primordial dans le démarrage de la corrosion. D'après de nombreuses études, la présence de vides à l'interface entre les armatures et le béton s'avère être une condition nécessaire à la formation des produits de corrosion et à leur développement [18,19,20].

Quant aux ajouts minéraux, en faibles quantités, les cendres volantes et les fumées de silice, ils ont généralement une influence bénéfique puisqu'ils produisent une très nette diminution de la perméabilité, du coefficient de diffusion et de la conductivité du béton.

L'augmentation de la compacité provoquée par les ajouts minéraux utilisés en quantité suffisante, peut en plus annuler largement les effets néfastes de la diminution du PH interne et de la moins grande quantité d'aluminate tricalcique (C_3A) qui découlent de l'utilisation de ces ajouts.

- Influence de l'humidité :

L'effet du taux d'humidité, ou degré de saturation en eau, dans le béton est important car la vitesse de corrosion dépend fortement de ce taux qui influe directement la conductivité, la résistivité électrique et la diffusion de l'oxygène.

Pour des taux d'humidité inférieurs à 80%, l'oxygène atteint facilement les aciers par conséquent la conductivité du béton diminue limitant ainsi la vitesse de corrosion. Plus le taux d'humidité augmente, plus la conductivité du béton augmente mais en contrepartie la diffusion de l'oxygène vers les armatures se fait de plus en plus difficilement. L'humidité relative la plus favorable à l'apparition de la corrosion est de 70 à 80%.

La corrosion des aciers, dans le cas des structures ou des parties de structures immergées, ne constitue généralement pas un problème majeur puisque l'oxygène ne parvient que très difficilement à atteindre les armatures.

- Influence de la résistivité du béton :

La résistivité électrique affecte de manière significative la corrosion des armatures puisqu'il existe une relation entre la corrosivité et la résistivité du béton. La résistivité du béton est fonction de la composition de la solution interstitielle, de la microstructure du béton (taille et distribution des pores), de l'humidité et de la teneur en sels ainsi que de la température.

La valeur de la résistivité du béton se situe le plus souvent entre 10^3 et 10^7 ohm/centimètres.

Le tableau I.1 présente la corrélation établie entre la résistivité mesurée du béton et la probabilité de corrosion des armatures.

Tableau I.1 Probabilité de corrosion en fonction de la valeur de la résistivité [38]

Résistivité du béton	Probabilité de corrosion
< 5	Corrosion quasi-certaine
5 - 12	Corrosion probable
> 12	Corrosion improbable

- Influence des fissures de flexion sur le processus de corrosion :

Les fissures de flexion représentent, de façon logique, une voie de pénétration préférentielle des ions chlorures [21,22,23,24,25]. Ainsi, la plupart des règlements limitent leur ouverture BAEL 1991 [2], ACI 1990 [26], BRI 1992] [27], JSCE 1986 [28] ou augmentent l'épaisseur d'enrobage vis-à-vis de la durabilité. Des chercheurs proposent ainsi de définir un rapport minimal entre ouverture de fissure et épaisseur d'enrobage [29]. En effet, la présence et la largeur de fissures de flexion seraient des paramètres favorisant la précocité de l'initiation de la corrosion [30] .

D'autres chercheurs en effet ont montré que si, effectivement, la corrosion se forme plus rapidement au niveau d'une fissure de flexion [32], un phénomène d'auto-cicatrisation [33] ,due à l'obturation de la fissure par les produits de corrosion freine la migration des ions chlorures [25] , et tend à arrêter le développement de la corrosion [34,6] . L'influence de l'ouverture de la fissure de flexion diminue ainsi, de manière significative avec le temps.

- Influence de l'endommagement mécanique :

Lors de l'étude du comportement mécanique local du tronçon situé entre deux fissures de flexion il a été mis en évidence que la déformation zone de béton dans cette zone pouvait excéder sa valeur limite en traction. D'après Castel et al [35], outre la dégradation de l'interface acier-béton ce type de rupture augmente la diffusion des ions agressifs à travers le béton d'enrobage. Leurs résultats expérimentaux révèlent que le coefficient de diffusion, obtenu dans ces tronçons ayant atteint la limite de traction du béton, peut être jusqu'à 40% supérieur à celui d'une zone non endommagée ou d'un béton non sollicité [34] . Le même type de corrélation entre la dégradation du béton tendu et le phénomène de carbonatation entraînant la diminution de pH, a été mis en évidence [36,37].

- Effet de l'oxygène :

Dissous dans la solution interstitielle, l'oxygène est primordial dans la réaction cathodique du processus de corrosion des armatures dans le béton.

Plus la teneur en oxygène est importante, plus la vitesse de dissolution de l'acier augmente [38].

- Autres agents agressifs :

Des sels, contenus dans l'eau pénétrant le béton, peuvent contribuer à la formation de produits de corrosion sur l'acier. Ainsi, les ions sulfate agissent qualitativement comme les ions chlorures et certains sels solubles tels les perchlorates, les acétates, les halogénures autres que les chlorures peuvent aussi être corrosifs pour les armatures [38].

I.3.4. Mécanisme de propagation de la corrosion

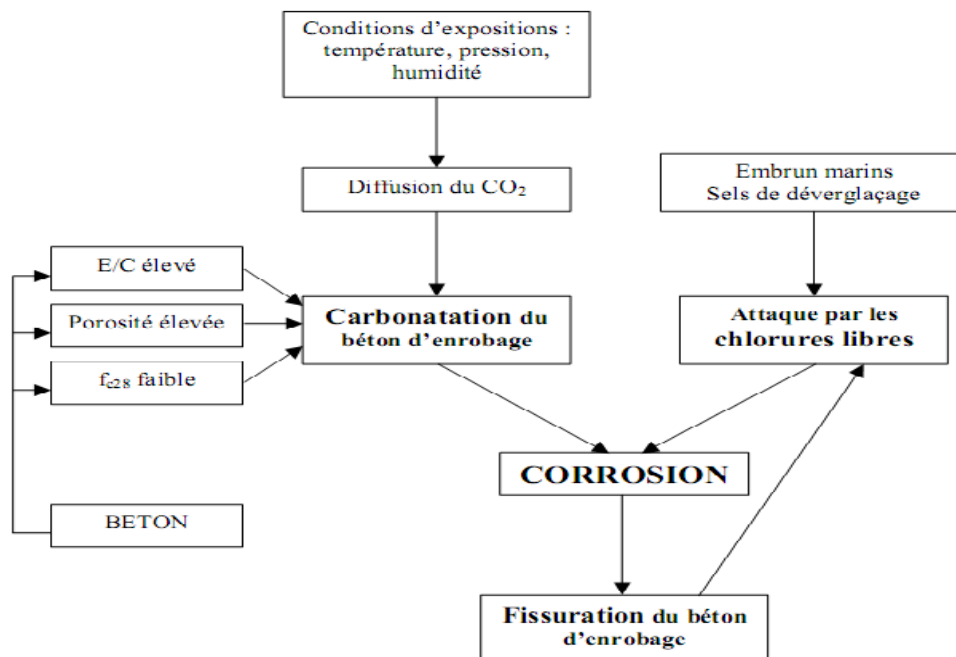


Figure I.5 Mécanisme de propagation de la corrosion.

La figure I.5 reprend le schéma général de développement de la corrosion. Il est intéressant d'évaluer l'influence que pourra avoir cette corrosion sur le comportement mécanique des structures corrodées.

Les oxydes et les hydroxydes formés à la surface de l'acier induisent deux conséquences majeures :

- Les réactions d'oxydation se font avec une augmentation de volume par rapport au métal de base. En supposant que la rouille est composée entièrement de magnétite Fe_3O_4 , le volume final est au minimum deux fois plus grand que celui du métal de base [39]. Les variations volumétriques induisent une pression de rouille dans le béton d'enrobage avec apparition de petites fissures.
- Lorsque la corrosion est amorcée par la carbonatation du béton, les produits formés s'accumulent autour de l'acier. Par contre, si elle est initiée par des chlorures, les produits de corrosion peuvent migrer à l'intérieur du système poreux et même apparaître à la surface du béton

Le transport des oxydes crée des cavités suggérant que l'acier est profondément altéré. La réduction de la section d'acier diminue la capacité portante des aciers et entraîne des conséquences défavorables sur la déformation et la résistance à la fatigue.

La corrosion entraîne donc des dégâts majeurs : une altération de l'aspect extérieur des ouvrages dans les cas les moins graves, une détérioration de l'étanchéité, des problèmes de sécurité, une diminution de la capacité portante de la structure dans les cas les plus sévères.

Tous les symptômes visibles de ces altérations tels que l'émergence des produits de corrosion en surface avec formation de cavités, l'apparition de fissures, le décollement du béton d'enrobage, traduisent un état de dégradation avancé et imposent une réparation urgente de façon à rétablir une qualité acceptable de la construction.

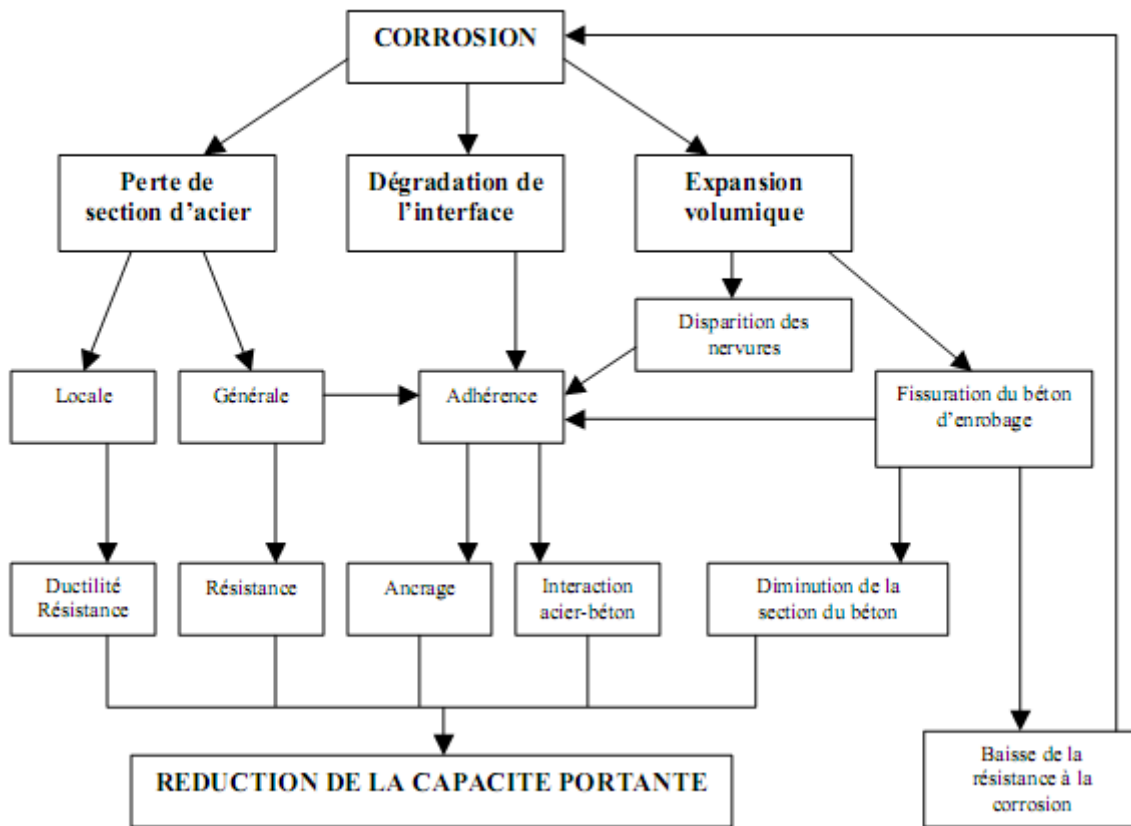


Figure I.6 Effets de la corrosion sur le comportement mécanique de structures corrodées

I.4. LA CORROSION ACCÉLÉRÉE

I.4.1. Différents essais en laboratoire

De nombreux essais en laboratoire ont été effectués sur des éprouvettes de manière à obtenir une corrosion accélérée. Plusieurs méthodes sont utilisées, soit par vieillissement accéléré du béton, soit en accélérant la vitesse de corrosion de l'armature. Pour cela, on trouve des essais réalisés sur des éprouvettes en béton armé ayant subi :

- d'une part des cycles environnementaux différents comme des cycles de séchage/humidification, des séjours en atmosphère carbonique ou en brouillard salin (essai de vieillissement accéléré du béton).
- d'autre part, des courants imposés de l'ordre de 100 à 500 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ entre l'électrode de travail, c'est à dire l'armature, et la contre-électrode.

I.4.2. Essai par immersion-séchage et milieu chloruré

Le principal objectif de cet essai est d'accélérer les processus de corrosion des armatures [40], en favorisant la pénétration des agents agressifs (chlorures), tout en conservant les deux étapes essentielles du mécanisme de la corrosion, l'étape d'amorçage et l'étape de croissance. L'attaque corrosive est constituée par la combinaison de deux paramètres :

- l'alternance de périodes d'immersion et de séchage favorisant la migration des agents agressifs,
- la présence d'un milieu agressif (solutions alcaline et saline).

Zdunek et P. Shah [42] ont exposé les corps d'éprouvette dans une solution électrolytique de sel cyclique pendant 3 mois de façon à initier et accélérer la corrosion Zdunek [42]. Il s'agit d'une solution à base de 15% de NaCl avec des cycles de séchage de 3 jours et d'humidification de 4 jours.

Les cycles de séchage et humidification accélèrent la pénétration de l'eau à l'intérieur. Il s'ensuit une altération du béton et plus particulièrement de la pâte de ciment due à la présence de l'eau. Le fait d'abaisser le pH de la solution électrolytique ($\text{pH} < 11,5$) conduit à la décalcification du béton. Les phénomènes majeurs étant la dissolution à l'équilibre de la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) conduisant à une augmentation de la porosité et du coefficient de diffusion et la décalcification progressive des silicates de calcium hydratés (C-S-H) entre le front de dissolution de la portlandite et la surface [41] .

Pour accélérer la dépassivation des armatures et initier la corrosion, une solution d'essai est préparée à l'aide de chlorure de sodium et d'eau déminéralisée. La concentration est de 35 g/litre en NaCl. Cette solution est renouvelée lorsque son pH devient supérieur à 10 [40]. La durée totale de l'essai est de l'ordre de 3 à 6 mois.

Andrade et al [39] ont introduit dans la pâte de ciment 3% de CaCl par kilogramme de ciment de manière à provoquer une attaque active des armatures [43]. De même, les éprouvettes ont subi des périodes répétées de séchage-humidification à l'aide d'un tampon humidifié placé à la surface des éprouvettes. Les tests étant longs (6 ans), des courants anodiques ont été appliqués pour accélérer les tests.

I.4.3. Essais brouillard salin

Il s'agit d'effectuer une attaque accélérée, par un brouillard salin artificiel [5]. Une enceinte a été conçue pour la conservation des corps d'éprouvettes, ici des poutres, en ambiance saline (Figure I.7).

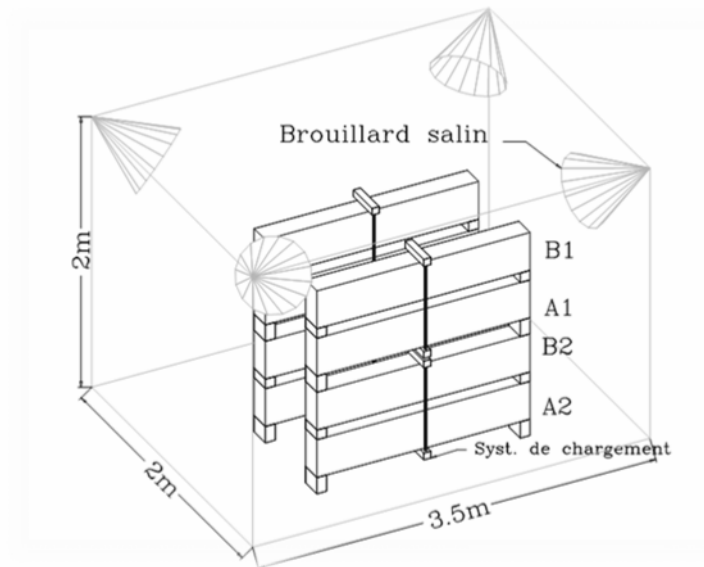


Figure I.7 Enceinte à brouillard salin.

Le brouillard salin est généré par quatre pulvérisateurs en plexiglas positionnés à chaque angle supérieur. Ils sont alimentés en air comprimé à une pression de 1000 hPa et en eau salée à 35g/l. Cette concentration est équivalente en masse à celle de l'eau de mer dont la teneur en sels se situe souvent entre 32 et 38 g/l. La température moyenne de l'enceinte est de 20 °C.

L'expérimentation est conduite sur des poutres de béton armé de grandes dimensions, conservées sous charge dans des ambiances agressives comme le brouillard salin.

Un suivi de l'état des armatures est réalisé à l'aide de mesures non destructives telle que la mesure du potentiel électrochimique. Cela a permis de suivre l'évolution de l'endommagement du béton ainsi que la pénétration des chlorures. Cela a permis aussi de mettre en évidence les différentes phases d'une corrosion localisée.

La corrosion en se développant a conduit à la fissuration et a contribué à accélérer le phénomène. Il apparaît que l'endommagement des interfaces pâte-granulat accélère la pénétration des agents agressifs dans les zones tendues des poutres indiquant que la réglementation doit prendre en compte le niveau de sollicitation, l'agressivité du milieu et la position des armatures pour déterminer l'épaisseur d'enrobage [43].

D'autres essais dont le but était de soumettre à des agents agressifs salins des corps d'épreuve pour accélérer la dépassivation des armatures et initier la corrosion, ont été réalisés en faisant varier la température de 14°C en hiver à 24°C en été [42] Ces essais ont duré 6 ans. Cela a généré une corrosion localisée par piqûres et a démontré l'influence de la température sur le développement de la corrosion.

I.4.4. Essais en atmosphère carbonique

Il s'agit de mettre des éprouvettes en béton armé dans une enceinte de carbonatation de manière à carbonater le béton jusqu'à l'armature et à dépassiver celle-ci pour amorcer le processus de corrosion.

L'action du gaz carbonique étant très lente pour des mesures en laboratoire, il est habituel de soumettre les éprouvettes testées à des essais accélérés qui consistent à les conserver dans des ambiances enrichies en CO₂. Dans les enceintes de stockage utilisées, l'ambiance est constituée par un mélange de 50 % de CO₂ et 50 % d'air, avec une humidité relative de 60%. En effet, si le CO₂ est nécessaire pour amorcer la corrosion, l'oxygène de l'air est indispensable pour son développement.

La température de 20°C choisie, correspond à une vitesse maximale de diffusion. C'est donc cette valeur moyenne qui est maintenue dans l'enceinte durant la période d'exposition. En fonction de l'épaisseur d'enrobage de l'armature, les durées de carbonatation peuvent être de l'ordre de 1 à 6 mois. [44].

I.4.5. Essai avec courant imposé

Les méthodes avec courant imposé sont le moyen d'accélérer les phénomènes de corrosion par rapport aux évolutions naturelles des matériaux. La réalisation va dépendre du

type de corrosion attendue. La corrosion électrolytique est définie comme un processus de corrosion accélérée résultant du passage de courant.

Le comportement en corrosion du métal dans la solution est caractérisé par le potentiel de corrosion U_{corr} et par la vitesse de corrosion i_{corr} proportionnelle (loi de Faraday) à la perte de masse ou à la perte d'épaisseur.

Il s'agit de créer entre l'électrode de travail (**anode**) et la contre-électrode (**cathode**) une connexion de manière à accélérer le processus de corrosion.

De nombreuses études ont été réalisées avec un courant imposé pour accélérer la corrosion des corps d'épreuve. Austin et Lyons [46] ont imposé des courants de corrosion de l'ordre de $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ obtenant ainsi au bout de 2 jours une corrosion significative [45].

El Maaddawy [47] a imposé un courant de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, le but étant d'obtenir de la fissuration par corrosion.

Gonzalèz et Feliu [43] ont imposé un courant de 10 à $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ sur des éprouvettes en béton armé. Ces essais ont une durée de 1 mois. Cela a pour avantage de maîtriser le courant de corrosion. L'armature est bien corrodée et on obtient des produits de corrosion [46,47,48].

Toutefois, on remarquera que de telles valeurs ne sont pas représentatives des valeurs usuelles rencontrées en corrosion naturelle et qu'en outre, elles sont à l'origine de phénomènes perturbateurs comme l'électrolyse de l'eau [49].

I.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons rappelé quelques généralités sur les différents aspects de la corrosion dans le béton.

Les facteurs influant la corrosion, les mécanismes de propagation de corrosion des armatures et les différents essais de corrosion accélérée sont présentés.

Dans le chapitre suivant nous présentons les modèles analytiques utilisés dans l'étude de la déformation du béton armé fissuré.

CHAPITRE II
MODELES ANALYTIQUES UTILISÉE
DANS L'ÉTUDE DE LA DÉFORMATION
DU BÉTON ARMÉ

CHAPITRE II

MODELES ANALYTIQUES UTILISES DANS L'ETUDE DE LA DÉFORMATION DU BÉTON ARMÉ

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est composé de deux parties:

Les modèles analytiques de comportement mécanique du béton armé fissuré est le point à aborder dans la première partie de ce chapitre.

L'objectif consiste à rappeler la modélisation de la distribution des déformations du béton tendu d'un tronçon situé entre deux fissures de flexion.

L'objectif de la deuxième partie est d'analyser le comportement mécanique du béton armé corrodé.

II.2. MODELISATION DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU BÉTON ARMÉ FISSURÉ

L'objectif consiste à rappeler la modélisation de la distribution des déformations du béton tendu d'un tronçon situé entre deux fissures de flexion dans le cas d'une poutre en béton armé soumise à une flexion simple, et ce, suivant les deux axes. L'axe longitudinal (x) et l'axe vertical (y) (Figure II.1). Le concept de modélisation adopté est le suivant : Selon l'axe horizontal (x), la distribution des déformations du béton tendu du tronçon de longueur L (espacement entre les fissures de flexion) est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par son centre. La déformation du béton est nulle au niveau de la fissure de flexion. Sa valeur augmente lorsqu'on se rapproche du centre du tronçon pour atteindre sa valeur maximale $\varepsilon_{bt}(L_t)$ située à la distance L_t (appelée longueur de transfert) de la fissure de flexion la plus proche. En zone centrale, la déformation reste constante et maximale sur la longueur dite d'adhérence L_b .

II.2.1. Concept de modélisation de l'effet raidissant du béton dans un élément en béton armé tendu

Tout d'abord, il est à rappeler la modélisation des déformations suivant l'axe vertical (y) qui a été proposée par Castel et al [10], et qui a permis de quantifier la valeur de la déformation du béton tendu $\varepsilon_{bt}(L_t)$. Afin d'éviter d'alourdir les formules, en exprimant les différentes relations seulement en fonction de y , pour une valeur de x fixée, en considérant que l'on se situe au-delà de la longueur de transfert L_t par rapport à la fissure de flexion la plus proche. Sur cette zone, la déformation $\varepsilon_{bt}(L_t)$ est constante et ne dépend plus de la variable x .

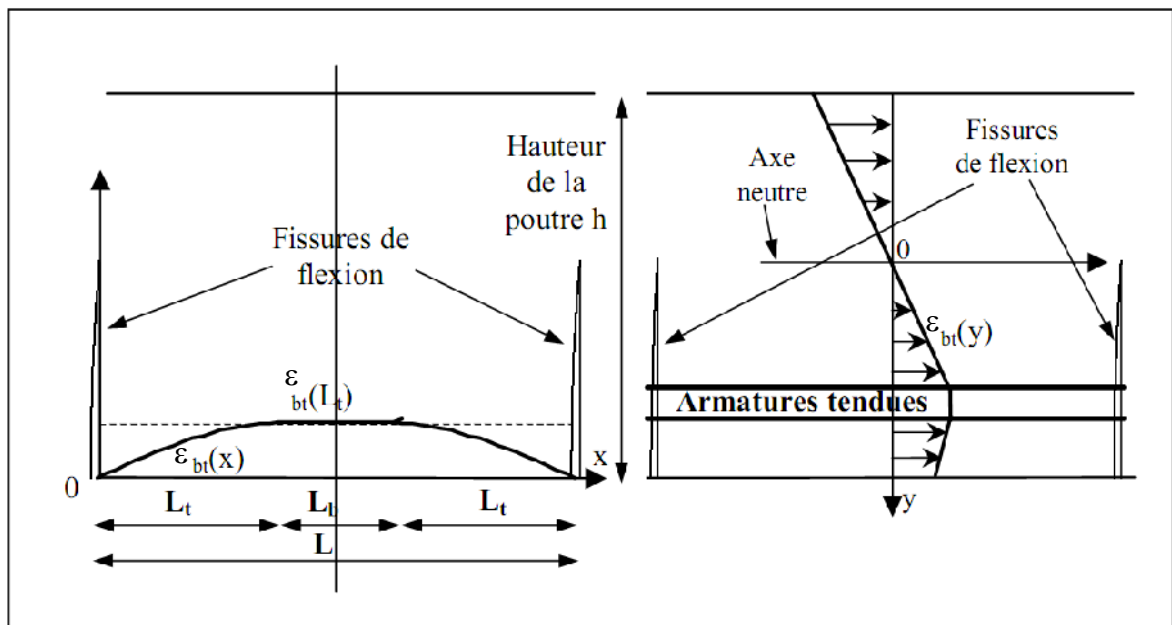


Figure II.1 Représentation du concept de modélisation de la distribution du béton tendu suivant les deux axes (x) et (y), dans un tronçon de poutre situé entre deux fissures de flexion.

II.2.2. Modélisation de la distribution des déformations dans le béton suivant l'axe vertical

Le champ des déformations du béton $\varepsilon_{bt}(y)$ suivant l'axe (y) Figure II.2, dépend des différentes caractéristiques géométriques de la poutre, notamment :

- h , la hauteur de la poutre,
- d , la hauteur utile, c'est-à-dire la distance de la fibre supérieure au centre de gravité des armatures tendues,

- y_{0nf} , la position de l'axe neutre en section non fissurée par rapport à la fibre supérieure,
- a , la hauteur totale des armatures tendues. Figure II.3.

Le champ des déformations se décompose en trois parties sur la hauteur de la poutre (Figure II.2) en fonction des caractéristiques géométriques de la section de poutre. (Figure II.3) :

- La première partie $\varepsilon_{bt}^1(y)$, qui représente la distribution des déformations au-dessus du niveau des aciers tendus et en zone comprimée, est linéaire.
- La deuxième partie ε_{bt}^2 , qui correspond à la distribution des déformations sur la hauteur des armatures tendues « a », est constante, et égale à ε_{bti} .
- La troisième partie $\varepsilon_{bt}^3(y)$, qui représente la distribution des déformations sous les armatures jusqu'à la fibre inférieure, est linéaire.

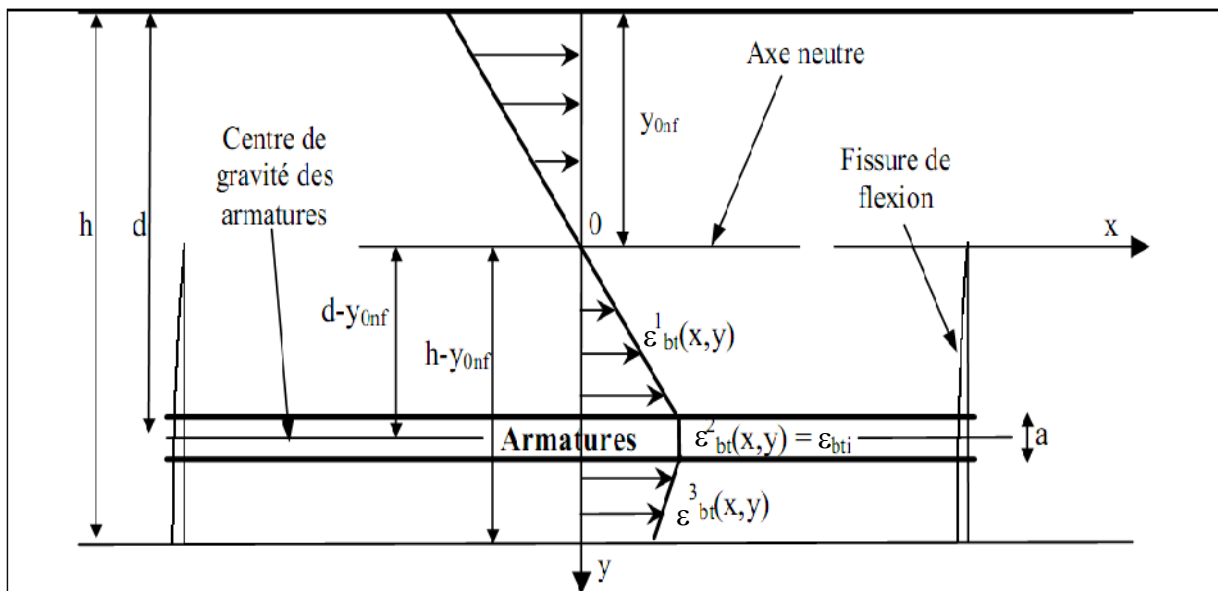


Figure II.2 Modélisation de la distribution suivant l'axe y des déformations dans le béton situé entre deux fissures de flexion.

Le terme ε_{bti} correspond à la déformation de la zone de béton tendu située sur la hauteur d'acier « a » (Figure II.3). Sa valeur est constante.

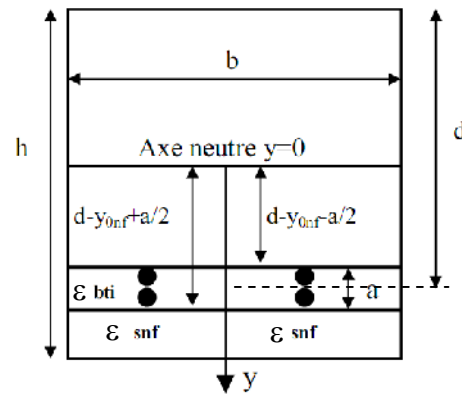


Figure II.3 Section non fissurée d'une poutre, avec les déformations (ϵ_{snf} , ϵ_{bti}).

II.2.3. Expressions des diverses déformations

L'objectif est de déterminer les expressions des déformations des aciers tendus ϵ_{snf} en section non fissurée, et de la zone de béton tendu sur la hauteur des aciers ϵ_{bti} , entre fissures de flexion. Dans cette optique, les relations entre déformations en section fissurée et non fissurée ainsi que les conditions de liaison entre les armatures et le béton sont pris en considération.

- Relation entre les déformations de traction dans les armatures en section fissurée ϵ_s et en section non fissurée ϵ_{snf} :

On considère que les efforts internes dans une section de poutre au niveau d'une fissure et une section non fissurée située entre deux fissures de flexion soumises à un même moment fléchissant M_{ser} . L'effort de traction de l'acier en section fissurée, où l'armature travaille seule, est égal à N_s (Figure II.4). En section non fissurée, la contribution mécanique du béton tendu à travers l'effort de traction N_{bt} entraîne une relaxation dans les armatures, et l'effort normal N_{snf} devient inférieur à celui en section fissurée N_s . La position de N_{bt} est fixée au niveau des aciers.

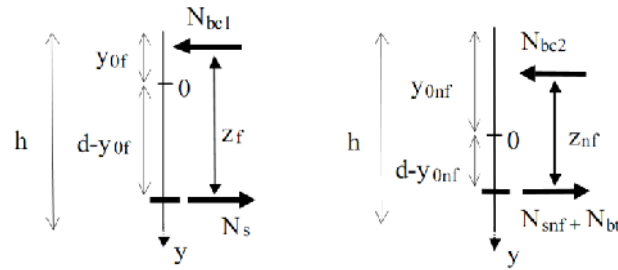


Figure II.4 Efforts internes dans des sections de poutres fissurée et non fissurée.

En exprimant le moment fléchissant en fonction de l'effort de traction des aciers dans les deux cas de section, on obtient une première relation :

$$\varepsilon_s = \frac{Z_{nf}}{Z_f} \left(\varepsilon_{snf} + \frac{N_{bt}}{A_s} \right) \quad (2.1)$$

Avec z_f : bras de levier en section fissurée,

z_{nf} : bras de levier en section non fissurée,

N_{bt} : effort normal de traction du béton.

- Détermination de l'effort normal de traction du béton :

Il est maintenant nécessaire de calculer l'effort normal de traction du béton tendu N_{bt} , en intégrant le champ de déformations défini précédemment sur la surface de béton tendu. La relation d'intégration du champ de déformations du béton tendu, est la suivante :

$$N_{bt} = bE_b \int_0^{h-y_{0nf}} \varepsilon_{bt}(y) dy \quad (2.2)$$

Connaissant la distribution du champ des déformations, on obtient la relation (2.3) dont la seule inconnue est la déformation ε_{bti} de la zone de béton tendu sur la hauteur des armatures :

$$N_{bt} = E_b \varepsilon_{bti} \cdot C_{bt} \quad (2.3)$$

Avec

$$C_{bt} = b \left[\frac{\left(d - y_{0nf} - \frac{a}{2} \right)}{2} + a + \frac{F_d}{2} \left(\frac{(h-d)^2 + a(d-h+a/4)}{\left(d - y_{0nf} + \frac{a}{2} \right)} \right) + h - d - \frac{a}{2} \right] - A_s \quad (2.4)$$

C_{bt} correspond à la contribution surfacique du béton tendu. Elle représente la surface de béton équivalente qui serait soumise à une déformation constante et égale à la déformation ε_{bti} .

- Evolution de l'adhérence acier-béton et notion d'endommagement mécanique de la liaison acier-béton

La seconde relation nécessaire au calcul de ε_{bti} et ε_{snf} provient des relations des conditions d'adhérence acier-béton. L'état de l'adhérence acier-béton entre les armatures et le béton constitue un paramètre primordial dans la modélisation du comportement mécanique du béton tendu situé entre fissures de flexion. La condition de l'adhérence entre l'acier et le béton évolue avec le chargement, et peut notamment se dégrader pour des sollicitations élevées. Généralement, les méthodes traditionnelles de modélisation de l'adhérence considèrent l'expression de la contrainte tangentielle à l'interface entre le béton et l'acier. Au contraire, l'approche de Vidal [50] prend en compte l'évolution relative des déformations normales des deux matériaux. Les conditions d'adhérence entre les armatures et le béton sont donc modélisées à l'aide de la relation (2.5) en faisant intervenir une variable scalaire d'endommagement mécanique D_m :

$$\varepsilon_{bti} = (1 - D_m) \varepsilon_{snf} \quad (2.5)$$

Avec ε_{bti} : déformation de la zone de béton située sur la hauteur des armatures,

ε_{snf} : déformation des armatures en section non fissurée.

Cette relation exprimée en terme de contraintes normales devient alors :

$$\sigma_{bti} = \frac{(1 - D_m)}{n} \sigma_{snf} \quad (2.6)$$

Avec n : coefficient d'équivalence, rapport entre les modules élastiques instantanés de l'acier et du béton.

L'endommagement de l'adhérence intervient lorsque la déformation béton excède sa valeur limite en traction. La variable scalaire d'endommagement D_m prend des valeurs comprises entre 0 et 1. Lorsque cette variable est nulle, l'adhérence entre l'armature et le béton est parfaite, et la déformation du béton tendu entre fissures de flexion est identique à celle de l'acier. La contribution mécanique du béton est alors maximale, et entraîne une relaxation dans les armatures qui travaillent à un niveau moindre qu'en section fissurée. La contrainte dans les armatures correspond alors à la contrainte σ_{snf} . L'augmentation de la valeur de la variable d'endommagement indique une dégradation de l'adhérence et l'apparition d'un glissement relatif entre les deux matériaux.

Dans le cas où la valeur de D_m serait égale à 1, l'interface aura atteint un niveau de dégradation tel, que l'armature n'entraînera plus le béton.

A partir des relations (2.1) et (2.5), il est possible d'exprimer les déformations normales dans les aciers en section non fissurée (relation (2.7)), et dans le béton tendu situé sur la hauteur des aciers relation (2.8) :

$$\varepsilon_{snf} = \frac{\varepsilon_s}{\frac{Z_{nf}}{Z_f} \left[1 + \frac{(1-D_m)C_{bt}}{nA_s} \right]} \quad (2.7)$$

et

$$\varepsilon_{bti} = \frac{\varepsilon_s}{\frac{Z_{nf}}{Z_f} \left[\frac{1}{(1-D_m)} + \frac{C_{bt}}{nA_s} \right]} \quad (2.8)$$

La déformation dans les aciers en section fissurée ε_s , apparaissant dans ces relations, est déterminée à partir d'un calcul classique de béton armé :

$$\varepsilon_s = \frac{(d - y_{0f})M}{E_b I_f} \quad (2.9)$$

Avec y_{0f} : la position de l'axe neutre en section fissurée,

E_b : le module d'élasticité du béton,

I_f : l'inertie en section fissurée.

- Expressions de la position de l'axe neutre et du bras de levier des forces internes :

Dans une poutre fléchie, la hauteur de l'axe neutre n'est pas constante et dépend de la position des fissures de flexion.

Les équations permettant de déterminer la position de l'axe neutre et du bras de levier des forces internes suivant le type de section sont définies comme il est indiqué ci-dessous.

- L'axe neutre en section non fissurée est calculé en considérant la section totale homogénéisée (calcul classique de béton armé).

$$y_{0nf} = \frac{\frac{bh^2}{2} + nA_s d}{bh + nA_s} \quad (2.10)$$

- Le bras de levier des forces internes en section non fissurée est dès lors défini par la relation (2.11). Entre les fissures de flexion, les déformations du béton en partie comprimée restent faibles par rapport à la déformation ultime. Par conséquent, le champ des contraintes dans le béton est considéré linéaire.

$$Z_{nf} = d - \frac{y_{0nf}}{3} \quad (2.11)$$

Dans le cas d'une section au droit d'une fissure de flexion, on considère la section homogénéisée sans tenir compte du béton tendu (calcul classique de béton armé) :

$$y_{0f} = \frac{-nA_s + \sqrt{(nA_s)^2 + 2nA_s db}}{b} \quad (2.12)$$

Ceci permet de déduire la relation permettant de calculer le bras de levier des forces internes en section fissurée :

$$Z_f = d - \frac{y_{0f}}{3} \quad (2.13)$$

Pour cette relation, un champ des contraintes du béton comprimé linéaire est considéré également, car le comportement en service où les charges demeurent faibles par rapport aux

charges de rupture est pris en considération. Dans le cas du calcul jusqu'à la rupture, la répartition non linéaire des contraintes du béton comprimé sera prise en considération.

Entre deux fissures de flexion, la qualité de l'interface entre les armatures et le béton est caractérisée par l'intermédiaire de la variable d'endommagement D_m , qui traduit la perte d'adhérence acier-béton. Les valeurs de cette variable évoluent entre 0 et 1. Lorsque la valeur est nulle, l'adhérence est parfaite. La participation mécanique du béton devient alors optimale et la position de l'axe neutre correspond à celle calculée en section non fissurée.

L'augmentation de la valeur de D_m indique une dégradation progressive de l'adhérence, et donc une perte de contribution mécanique du béton tendu. L'axe neutre va par conséquent se déplacer, et tendre vers sa position en section fissurée lorsque la valeur de D_m s'approche de 1, c'est-à-dire pour une dégradation totale.

La relation (2.14) retranscrit le modèle d'évolution de la position de l'axe neutre en section non fissurée [50], en fonction de la variable d'endommagement D_m :

$$y_0 = y_{0f} + (1 - D_m^{2,5})(y_{0nf} - y_{0f}) \quad (2.14)$$

De la même manière, l'expression de la position de l'axe neutre évoluant en fonction de la détérioration de l'adhérence se substitue à la celle de l'axe neutre sans endommagement y_{0nf} utilisée dans la relation (2.11) permettant de calculer le bras de levier en section non fissurée :

$$z_{nf} = d - \frac{1}{3} \left[y_{0f} + (1 - D_m^{2,5})(y_{0nf} - y_{0f}) \right] \quad (2.15)$$

Cependant, la considération de l'évolution de la position de l'axe neutre n'est pas en fonction de l'endommagement dans le calcul de la contribution surfacique du béton tendu C_{bt} . En effet, cette caractéristique géométrique reste indépendante de l'état de l'interface acier-béton.

- Expressions des inerties locales :

On distingue trois inerties locales :

- L'inertie avant fissuration, calculée par homogénéisation de la section totale de

béton et d'acier. Toutefois, elle demeure valable localement pour les sections non fissurées faiblement sollicitées, comme, par exemple, celles voisines des appuis (sauf les appuis intermédiaires pour des poutres continues). Le calcul de cette inertie vérifie l'hypothèse de Navier-Bernoulli qui énonce que les sections planes restent planes (calcul classique de béton armé) :

$$I_0 = \frac{by_{0nf}^3}{3} + \frac{b(h-y_{0nf})^3}{3} + nA_s(d-y_{0nf})^2 \quad (2.16)$$

La position de l'axe neutre y_{0nf} qui intervient dans cette équation est celle définie par la relation (2.10).

- L'inertie locale pour une section fissurée, déterminée par homogénéisation de la section, mais sans prise en compte de la section de béton tendu, lorsque pour une section fissurée, la fissure remonte à l'axe neutre (calcul classique de béton armé) :

$$I_f = \frac{by_{0f}^3}{3} + nA_s(d-y_{0f})^2 \quad (2.17)$$

- L'inertie locale pour une section non fissurée, située entre deux fissures de flexion. Le calcul de cette inertie tient compte de la détérioration de l'adhérence par le biais de la variable d'endommagement. Pour la quantifier, considérons deux sections fissurée et non fissurée, soumises à un même moment de flexion M .

Par analogie avec la relation (2.9), on obtient l'équation suivante en section non fissurée :

$$\varepsilon_{snf} = \frac{(d-y_{0nf})M}{E_b I_{nf}} \quad (2.18)$$

En combinant les relations (2.7), (2.9) et en identifiant la relation ainsi obtenue avec la relation (2.18), la relation exprimant l'inertie non fissurée est sera comme le suivant :

$$I_{nf} = \frac{(d - y_0)}{(d - y_{0f})} \frac{Z_{nf}}{Z_f} \left[1 + \frac{(1 - D_m) C_{bt}}{n A_s} \right] I_f \quad (2.19)$$

L'inertie dépend explicitement de la variable d'endommagement D_m mais également implicitement, car cette variable intervient dans le calcul de y_0 (relation (2.14)) et de z_{nf} (relation (2.15)).

II.2.4. Définition du critère d'endommagement mécanique de la liaison acier-béton

Le champ des déformations dans le béton situé entre deux fissures de flexion étant modélisé, nous pouvons définir un critère d'endommagement qui décrit l'apparition d'une dégradation mécanique de l'adhérence acier-béton. Du fait du fonctionnement en tirant, les armatures entraînent le béton jusqu'à ce que ce dernier atteigne sa valeur limite de déformation en traction. Cette condition sur la déformation du béton tendu à l'interface avec les aciers s'exprime par l'intermédiaire de la relation (2.20) en terme de contrainte :

$$\sigma_{xi} \leq f_{bt} \quad (2.20)$$

Avec f_{bt} : résistance en traction du béton (MPa).

La relation (2.20) est traduite en terme de contrainte en section fissurée dans les aciers, afin de calculer la contrainte de traction critique initiant l'endommagement de l'adhérence acier-béton :

$$\sigma_{scrit} = f_{bt} \frac{Z_{nf}}{Z_f} \left(n + \frac{C_{bt}}{A_s} \right) \quad (2.21)$$

Exprimée en terme de moment, la relation (2.22) permet de définir la valeur de moment fléchissant critique au-delà duquel l'adhérence commence à se détériorer, et la variable d'endommagement D_m devient non nulle :

$$M_{crit} = f_{bt} \frac{I_f}{n (d - y_{0f})} \frac{Z_{nf}}{Z_f} \left(n + \frac{C_{bt}}{A_s} \right) \quad (2.22)$$

II.2.5. Modélisation du champ de déformations du béton tendu suivant l'axe longitudinal (x) – Cas des tirants

La zone du béton armé tendu située entre fissures de flexion, dans le cas d'un élément soumis à une flexion simple, se comporte comme un tirant. Les armatures entraînent le béton par le biais de l'adhérence entre les deux matériaux et transfèrent les efforts de traction au béton.

La participation mécanique de ce dernier induit alors une relaxation des efforts dans les armatures. Cependant, les déformations mesurées sont manifestement inférieures à celles calculées. Cette observation traduirait un défaut d'entraînement du béton par les armatures. L'explication de ce phénomène est que le transfert optimal des contraintes de l'acier vers le béton nécessite une certaine longueur, appelée «longueur de transfert» et notée L_t , suivant l'axe longitudinal. Par conséquent, la capacité de transfert dans un tronçon délimité par deux fissures de flexion dépend de l'espacement entre ces fissures. L'objectif est désormais d'être capable de définir l'évolution du champ de déformations du béton suivant l'axe longitudinal, sur toute la distance d'un tronçon de béton armé tendu situé entre deux fissures de flexion.

- Fonction de distribution des déformations du béton tendu suivant l'axe longitudinal (x) :

La distribution des déformations de traction de l'armature et du béton dans un tirant soumis à une traction est exposée sur la Figure II.5. Cette répartition est symétrique par rapport à l'axe vertical passant au centre du tirant. On raisonne dans un repère local avec l'axe $\{Ox\}$ qui correspond à l'axe longitudinal, et avec x désignant la distance horizontale entre le bord du prisme de béton situé à l'origine et la section considérée. Les extrémités du tirant se comportent comme les fissures de flexion d'une poutre. sur la Figure II.5 différentes longueurs sont définis:

- La longueur de transfert L_t désigne la distance à l'extrémité du tirant la plus proche nécessaire pour obtenir un transfert des efforts optimal de l'acier vers le béton.
- La longueur d'adhérence L_b (b pour «bond») correspond à la zone de transfert optimal.
- La longueur L représente la longueur du tirant, qui correspond à la distance entre les deux fissures de flexion dans le cas d'une poutre.

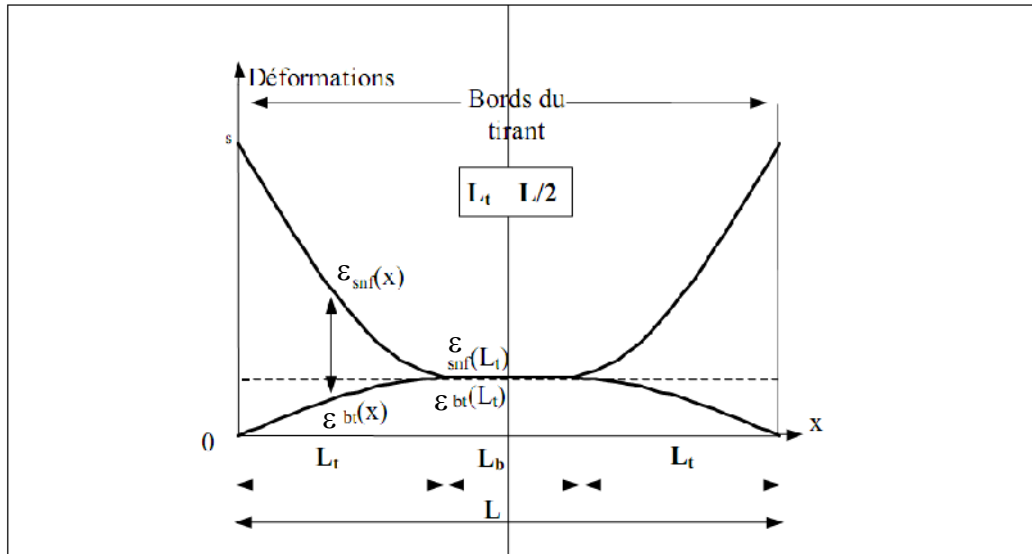


Figure II.5 Distributions des déformations dans le béton et l'acier suivant l'axe longitudinal (x).

Le raisonnement se fera sur une moitié de tirant puisque la distribution est symétrique. Le diagramme se décompose en trois zones :

- Zone I : au niveau de l'extrémité du tirant qui se comporte comme une section fissurée d'une poutre, la déformation du béton tendu est nulle, et l'acier reprend la totalité des efforts. sa déformation ϵ_s à ce niveau est ainsi égale à :

$$\epsilon_s = \frac{N_s}{A_s E_s} \quad (2.23)$$

avec N_s l'effort de traction appliqué au tirant, A_s la section d'acier, E_s le module d'élasticité de l'acier.

- Zone II : pour $0 \leq x \leq L_t$, l'acier transmet une partie des efforts de traction au béton grâce à l'adhérence entre ces deux matériaux. plus on s'éloigne de l'extrémité du tirant, plus la déformation de l'acier ϵ_{snf} , en section non fissurée diminue et, à l'inverse, celle du béton ϵ_{bt} augmente. A la distance L_t du bord du tirant, l'acier transmet de manière optimale une partie des efforts de traction au béton qui atteint sa valeur maximale de déformation.

- Zone III : pour $L_t \leq x \leq L/2$, les déformations des matériaux sont constantes. Elle est minimale pour l'acier et égale à $\varepsilon_{\text{snf}}(L_t)$, et maximale pour le béton et égale à $\varepsilon_{\text{bt}}(L_t)$. Dans cette zone, la déformation du béton est identique à celle de l'acier :

$$\varepsilon_{\text{snf}}(L_t) = \varepsilon_{\text{bt}}(L_t) \quad (2.24)$$

Cette condition de l'adhérence a déjà été formulée dans le cas des poutres. La distance le long de laquelle la fissure n'affecte pas l'adhérence est appelée longueur d'adhérence L_b .

II.2.6. l'expression de l'inertie moyenne I_m

Il est à rappeler l'expression de l'inertie I_f d'une section fissurée sans contribution du béton tendu, et la relation donnant l'inertie I_{nf} d'une section non fissurée. L'objectif consiste désormais à quantifier l'inertie moyenne d'un tronçon de poutre situé entre deux fissures de flexion espacées d'une longueur L . Pour calculer cette inertie moyenne, la prise en compte de la distribution de la déformation de l'acier entre fissures de flexion est nécessaire, elle est considérée comme symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le centre du tronçon. Deux configurations peuvent apparaître en fonction de longueur de transfert L_t par rapport à la moitié de la distance entre fissures $L/2$, comme le montre la Figure II.6.

La longueur L_b représente la longueur d'adhérence («bond») le long de laquelle la transmission des efforts des armatures tendues vers le béton est maximale. Cette longueur n'existe que dans la configuration où la longueur de transfert est supérieure au demi-espacement $L/2$ des fissures de flexion.

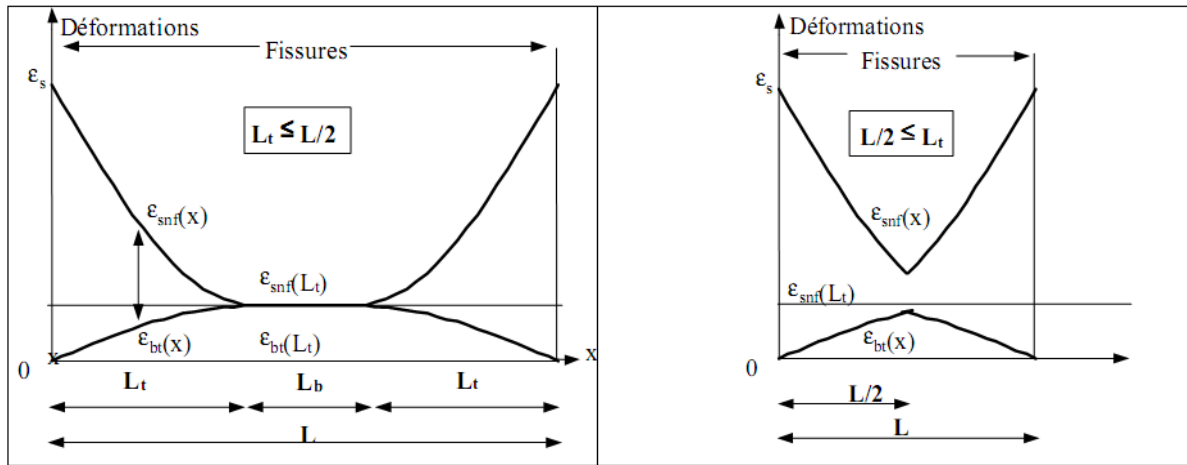


Figure II.6 Configurations de la distribution des déformations pour $L_t < L/2$ et $L_t > L/2$.

La déformation moyenne de l'acier ϵ_{snf}^m par intégration sur la moitié de la distance entre fissures de flexion $L/2$ est calculée en utilisant la symétrie de la distribution :

$$\frac{L}{2} \epsilon_{snf}^m = \int_0^{L/2} \epsilon_{snf}(x) dx \tag{2.25}$$

avec la formule générale pour les deux configurations :

$$\epsilon_{snf}(x) = \epsilon_s + [\epsilon_{snf}(L_t) - \epsilon_s] \sin\left(\frac{\pi x}{2L_t}\right) \tag{2.26}$$

Pour $0 \leq x \leq L_t$

Dans le cas où $L_t < L/2$, la déformation atteint une valeur constante à partir de $x = L_t$:

$$\epsilon_{snf}(L_t) = \epsilon_{nt}(L_t) = \frac{\epsilon_s}{\frac{z_{nf}}{z_t} \left[\frac{1}{(1-D_m)} + \frac{C_{bt}}{nA_s} \right]} \tag{2.27}$$

Le calcul de l'intégrale permet d'obtenir la relation (2.28) :

$$\epsilon_{snf}^m = C_t \cdot \epsilon_{snf}(L_t) + (1 - C_t) \epsilon_s \tag{2.28}$$

Où C_t est appelé coefficient de transfert.

Le coefficient C_t dépend de la valeur du demi-espacement entre fissures de flexion $L/2$ et de la longueur de transfert L_t . La relation permettant de déterminer sa valeur diffère selon la configuration de la distribution des déformations :

$$C_t = \frac{2L_t}{L} \left(\frac{2}{\pi} \left(1 - \cos \left(\frac{\pi L}{4L_t} \right) \right) \right) \quad \text{si } L/2 \leq L_t \quad (2.29)$$

$$C_t = 1 - \frac{2L_t}{L} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \quad \text{si } L_t \leq L/2 \quad (2.30)$$

Pour $L_t = L/2$, il y a continuité entre les deux formules et $C_t = 2/\pi$. Ce coefficient traduit la capacité de transfert des efforts des armatures vers le béton. En effet, d'après la relation (2.28), il représente la proportion de déformation d'acier égale à la déformation minimale $\varepsilon_{snf}(L_t)$. Le terme $(1-C_t)$ correspond à la proportion équivalente à la déformation en section fissurée.

Le coefficient C_t en tant que paramètre exprimant une proportion est ainsi compris entre 0 et 1. La Figure II.7 montre l'évolution du coefficient de transfert en fonction du rapport entre la longueur de transfert et le demi-espacement entre fissures de flexion $L/2$.

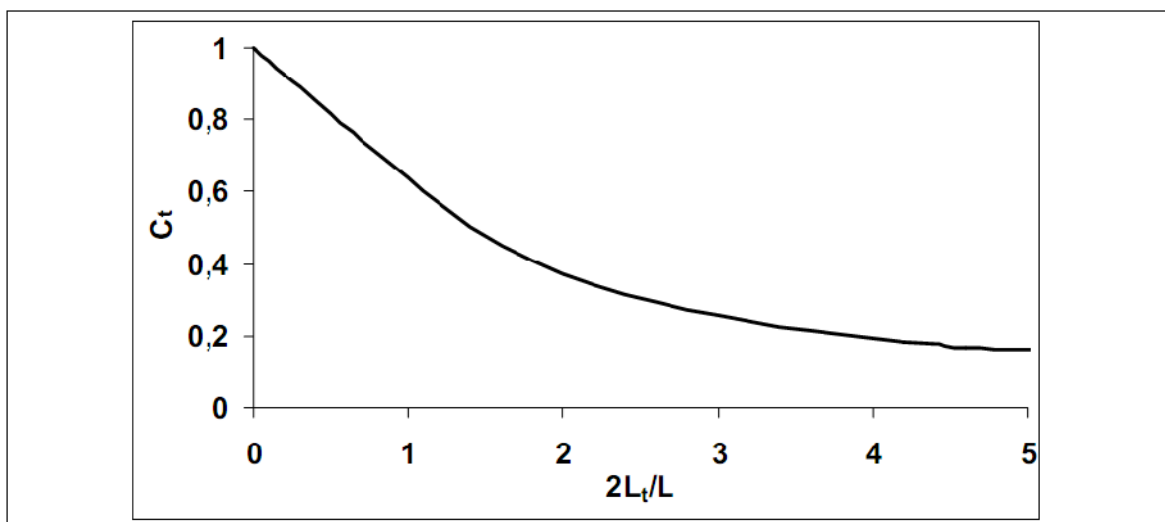


Figure II.7 Evolution du coefficient C_t en fonction du rapport $2L_t/L$.

La valeur de ce coefficient décroît lorsque le rapport $2L_t/L$ augmente. Deux configurations peuvent se produire. D'une part, la proportion de déformation d'acier égale à la déformation minimale $\varepsilon_{snf}(L_t)$ diminue, pour un même espacement de fissure, lorsque la longueur de transfert augmente. D'autre part, cette proportion se réduit dans le cas où, pour une même valeur de L_t , la distance entre fissures de flexion diminue.

Considérant que les déformations sont minimales avec un transfert maximal des efforts vers le béton tendu sur une longueur égale à $C_t L$ au centre du tronçon. A proximité des fissures de flexion et sur une longueur totale égale à $(1-C_t)L$, l'acier travaille seul sans contribution mécanique du béton, comme en section fissurée.

En raisonnant en terme de courbure locale, l'obtention donc en section fissurée et non fissurée respectivement les relations (2.31) et (2.32) :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_f = \frac{\varepsilon_s}{(d - y_{0f})} = \frac{M}{E_b I_f} \quad (2.31)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{nf} = \frac{\varepsilon_{snf}}{(d - y_{0nf})} = \frac{M}{E_b I_{nf}} \quad (2.32)$$

La courbure étant proportionnelle à la déformation dans l'acier, la même distribution est que celle modélisée dans le cas des déformations de l'acier est adopté pour les courbures :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = C_t \left(\frac{1}{r}\right)_f + (1 - C_t) \left(\frac{1}{r}\right)_{nf} \quad (2.33)$$

De plus, il est possible également d'écrire la relation suivante pour le cas de la courbure moyenne du tronçon :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \frac{M}{E_b I_m} \quad (2.34)$$

En combinant ces différentes relations, l'inertie moyenne du tronçon peut être exprimée en fonction des inerties en section fissurée I_f et en section non fissurée I_{nf} , et du coefficient C_t :

$$I_m = \frac{I_f}{\left[1 - C_t \left(1 - \frac{I_f}{I_{nf}} \right) \right]} \quad (2.35)$$

Cette inertie a une valeur comprise entre les inerties des sections fissurées et non fissurées. L'inertie d'un tronçon de poutre situé entre deux fissures de flexion a été donc homogénéisée.

II.2.7. Variable d'endommagement D_m

Dans un premier temps, une relation entre le dépassement du seuil de déformation limite ε_{btlim} et l'évolution de la variable d'endommagement a été établie.

Pour cela, précisons tout d'abord les paramètres théoriques locaux du tronçon de poutre où les mesures expérimentales ont été effectuées. Toutes les valeurs de déformations sont exprimées au centre du tronçon situé entre les deux fissures de flexion. En particulier, la déformation virtuelle ε_{bt}^* est reporté et qui serait atteinte dans l'hypothèse où aucun endommagement de l'adhérence ne se produirait lors du dépassement de la déformation limite ε_{btlim} .

La déformation ε_{bt2} correspond à la valeur expérimentale, lors du deuxième chargement, pour le même moment M_{lim} qui a engendré la déformation limite ε_{btlim} durant le premier essai. Afin de réaliser l'analyse de l'évolution du comportement local entre les deux chargements la réduction de la déformation du béton tendu entre les deux chargements ; la réduction de la déformation du béton tendu entre les deux chargements est quasiment égale à la proportion de dépassement virtuel de la déformation lors du premier chargement. Cette remarque peut être traduite par la relation suivante :

$$\% \text{Dépassement virtuel} = 100 \frac{\varepsilon_{bt}^* - \varepsilon_{btlim}}{\varepsilon_{btlim}} = 100 \frac{\varepsilon_{btlim} - \varepsilon_{bt2}}{\varepsilon_{btlim}} \quad (2.36)$$

la valeur de la variable d'endommagement D_m a été évalué de manière à ce que les déformations théoriques corrént l'évolution expérimentale lors du deuxième essai.

la relation appliquée à la déformation expérimentale ε_{bt2} obtenue est la suivante :

$$\varepsilon_{bt2théo}(D_m) = \varepsilon_{bt2} \quad (2.37)$$

A partir de cette relation, la formule (2.38) est déduite, elle permet de déterminer la valeur d'endommagement D_m de l'adhérence en fonction de la proportion de dépassement de la déformation limite du béton en traction (soit le pourcentage de dépassement de M_{lim}) :

$$\%Dépassement\ virtuel = 100 \left[1 - \left(\frac{Z_{nf}}{D_m^{2.5} Z_f + (1 - D_m^{2.5}) Z_{nf}} \right) \left(\frac{1 + \frac{C_{bt}}{nA_s}}{\frac{1}{1 - D_m} + \frac{C_{bt}}{nA_s}} \right) \right] \quad (2.38)$$

Avec l'utilisation des méthodes de résolution numérique on peut obtenir la valeur approchée d'endommagement D_m .

II.3. MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON ARME CORRODE

De nombreuses études ont mis en évidence les effets de la corrosion des armatures sur le matériau béton armé. Le premier phénomène visible de la corrosion est l'apparition de fissures du béton d'enrobage pouvant entraîner son élimination due au caractère expansif des produits de corrosion. Ce phénomène lié à la perte de section d'acier réduit le confinement de l'armature et ainsi son adhérence. Les deux effets couplés de la corrosion sont ainsi la réduction de section d'armature et la perte d'adhérence entre l'acier et le béton.

L'objectif de cette partie du travail est d'analyser le comportement mécanique des structures corrodées.

II.3.1. Effets couplés de la corrosion

- Calcul de la section résiduelle :

La corrosion engendre une perte de section localisée de la section d'armature. La section résiduelle locale est donc :

$$A_{sc} = A_s - \Delta A_s \quad (2.39)$$

Avec A_{sc} : section résiduelle en mm^2 ,

A_s : section initiale en mm^2 ,

ΔA_s : réduction de section en mm^2 .

La réduction de section ΔA_s est supposée connue.

- Dégradation de l'adhérence entre l'acier et le béton due à la corrosion :

La formation d'oxydes à l'interface acier-béton joue un rôle primordial sur la capacité de transferts des efforts entre les deux matériaux. La plupart des recherches sur le sujet ont analysé les résultats d'essais d'arrachement sur des éprouvettes dont les armatures ont subi une corrosion accélérée par courant induit.

Les essais d'arrachement permettent de tracer l'évolution de la contrainte d'adhérence en fonction de l'état de corrosion de l'armature. Deux phases apparaissent distinctement. Jusqu'à une faible valeur de corrosion, la contrainte d'adhérence augmente légèrement. Cette amélioration s'explique par un meilleur confinement de l'armature car les oxydes remplissent la porosité locale au niveau de l'interface. Mais au-delà d'une certaine valeur comprise entre 0 et 4% de corrosion [51], la contrainte d'adhérence diminue fortement.

Plusieurs phénomènes couplés dus à la corrosion sont à l'origine de la dégradation de l'adhérence. Tout d'abord, l'apparition d'une épaisseur de produits de corrosion autour de la barre, qui se comporte comme une couche lubrifiante, réduit les forces de frottement entre l'acier et le béton d'enrobage. De plus, cette corrosion résulte de l'oxydation notamment des rainures des aciers de haute adhérence et entraîne une diminution de la hauteur de ces rainures [52,51].

Enfin, les oxydes sont plus volumineux que l'acier non corrodé. Dès l'instant où ils ont comblé la porosité locale au niveau de l'interface acier-béton, ils engendrent des contraintes dans le béton supérieures à sa résistance en traction. Des fissures du béton d'enrobage se forment et suivent longitudinalement les armatures. Cette fissuration va générer une perte de confinement de l'armature, et par conséquent une réduction de l'adhérence [53,54,57]. Le travail réalisé par Castel [10] (décrit ci-après) traduit la dégradation due à l'ensemble de ces phénomènes.

II.3.2. Modèle de Castel

Castel et al [10] ont proposé de modéliser la détérioration de l'adhérence à l'aide de la formule (2.40). Cette relation relie la déformation dans les armatures à celle dans le béton tendu au niveau de l'interface avec l'acier et en section non fissurée, de façon similaire à la relation modélisant l'endommagement dû à la sollicitation mécanique :

$$\varepsilon_{bti} = (1 - D_m) \cdot (1 - D_c) \cdot \varepsilon_{snf} \quad (2.40)$$

Avec : ε_{bti} la déformation de la zone de béton tendu située sur la hauteur d'acier,

ε_{snf} la déformation de l'armature tendue entre les fissures de flexion.

De la même manière qu'un premier type de dégradation de l'adhérence due à la sollicitation mécanique a été intervenu, Vidal [50] propose d'exprimer la détérioration due à la corrosion sous la forme d'une variable d'endommagement D_c , appelé «**variable d'endommagement environnementale**». Cette deuxième variable d'endommagement évolue de façon identique à la variable D_m , entre les valeurs 0 pour une adhérence parfaite et 1 pour une interface totalement détériorée [10].

II.3.3. variable d'endommagement D_c

La recherche d'une relation permettant de déterminer la valeur de la variable d'endommagement et définir les paramètres influents est effectué.

De nombreuses études [53,56,57] ont consisté à réaliser des essais d'arrachement sur des éprouvettes dont les armatures sont corrodées par courant induit. A partir de ces résultats, les chercheurs ont modélisé une relation entre la contrainte d'adhérence et le pourcentage de corrosion (pourcentage de perte de masse, également équivalent au pourcentage de perte de section) ou la profondeur de piqûre de corrosion. Ils obtiennent une relation linéaire de la réduction de contrainte d'adhérence en fonction du paramètre de corrosion.

$$f_b = Ax - Bc\% \quad (\text{ou } x \text{ la profondeur de piqûre}) \quad (2.41)$$

Avec f_b contrainte d'adhérence maximale à la rupture en MPa,

A et B constantes évaluées empiriquement,

$c\%$ pourcentage de perte de masse ou de section,

x profondeur de piqûre de corrosion en μm .

Vidal [50] propose une relation permettant de calculer l'évolution de la variable d'endommagement environnementale D_c à partir du paramètre de réduction de section d'acier ΔA_s .

Cette modélisation est basée sur plusieurs hypothèses :

- D_c varie uniquement en fonction de la réduction de section d'acier.
- D_c sera supposée nulle jusqu'à ce que la perte de section soit égale à la valeur qui initie l'apparition de fissure du béton d'enrobage. En effet, d'après la littérature, l'adhérence en terme de contrainte ultime s'améliore durant cette phase. donc l'adhérence est considérée parfaite, c'est-à-dire l'égalité entre la déformation de l'acier et celle du béton.
- Au-delà de ce seuil, l'objectif est d'obtenir un accroissement rapide de D_c ; pour des faibles valeurs de réduction de section (supérieures à ΔA_{s0}).

Si nous traduisons les hypothèses suivantes, les conditions limites peuvent être écrites sous la forme suivante :

- $D_c(\Delta A_{s0}) = 0$. Pour des valeurs de $\Delta A_s > \Delta A_{s0}$ (la réduction de section d'acier initiant la fissuration du béton d'enrobage), D_c est nulle.
- $D_c(A_s) = 1$. La valeur de D_c vaut 1 pour une perte de section au maximum égale à la section d'armature A_s . L'adhérence est probablement totalement dégradée pour une valeur inférieure mais celle-ci reste très difficile à estimer.
- $\frac{dD_c(A_s)}{d\Delta A_s} = 0$ La dérivée de la fonction d'évolution de D_c est nulle lorsque la valeur est égale à la section totale d'acier A_s .

Vidal et al [50] propose la relation (2.42) pour déterminer la valeur de la variable d'endommagement environnementale en fonction de ΔA_s :

$$D_c(\Delta A_s) = 1 - \left(\frac{A_s - \Delta A_s}{A_s - \Delta A_{s0}} \right)^n \quad (2.42)$$

Cette relation dépend de la valeur de l'exposant n . La première modélisation proposée par Castel était basée sur le paramètre de pourcentage de [58]. Mais Vidal et al [50] montré que le paramètre de perte de section est plus approprié pour exprimer la dégradation de l'adhérence. La Figure II.8 illustre l'évolution de la variable en fonction de la réduction de section pour différentes valeurs de l'exposant n , et montre une comparaison avec la modélisation de Castel.

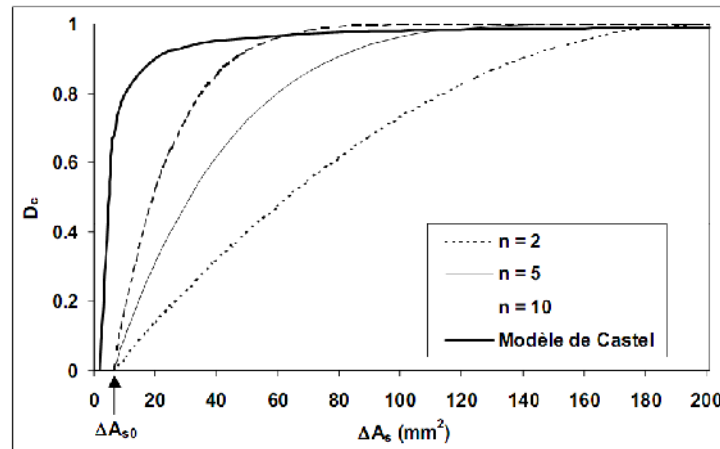


Figure II.8 Evolution, pour une armature HA16, de la variable d'endommagement environnementale D_c en fonction de la réduction de section d'acier A_s , pour différentes valeurs de l'exposant n .

II.3.4. Intégration des effets de la corrosion dans le modèle

Les paramètres traduisant les effets de la corrosion, la section d'acier réduite A_{sc} et la variable d'endommagement D_c doivent désormais être intégrés dans les formulations à l'état non corrodé.

- Positions de l'axe neutre en fonction de la perte de section locale :

Dans le calcul des positions des axes neutres, la valeur de la section d'armature est considéré comme résiduelle. Les formules précédentes donnant respectivement la valeur de l'axe neutre en section non fissurée (relation (2.10)) et en section fissurée (relation (2.12)) deviennent ainsi :

$$y_{0nf} = \frac{\frac{bh^2}{2} + nA_{sc}}{bh + nA_{sc}} \quad (2.43)$$

$$y_{0f} = \frac{-nA_{sc} + \sqrt{(nA_{sc})^2 + 2nA_{sc}db}}{b} \quad (2.44)$$

Cependant, on ne doit pas prendre en compte les effets de la corrosion sur l'évolution de y_{0nf} dans la détermination de la contribution surfacique du béton tendu C_{bt} , car celle-ci est définie à l'état initial non corrodé, à partir des caractéristiques géométriques de la section.

La relation exprimant l'évolution de l'axe neutre y_0 en section non fissurée en fonction de la variable D_c , cette relation est déterminée de manière à ce que les résultats du modèle concordent de manière optimale avec les mesures expérimentales.

- Expressions des déformations en fonction des paramètres de corrosion :

Les déformations dans les armatures en section non fissurée et dans le béton tendu au niveau de l'interface acier-béton sont évidemment affectées par la réduction de section d'acier et par la dégradation de l'adhérence provoquées par la corrosion

$$\varepsilon_{snf} = \frac{\varepsilon_s}{\frac{Z_{nf}}{Z_f} \left[1 + \frac{(1-D_c)(1-D_m)C_{bt}}{nA_{sc}} \right]} \quad (2.45)$$

$$\varepsilon_{bti} = \frac{\varepsilon_s}{\frac{Z_{nf}}{Z_f} \left[\frac{n}{(1-D_c)(1-D_m)} + \frac{C_{bt}}{A_{sc}} \right]} \quad (2.46)$$

- Expressions des inerties en fonction des paramètres de corrosion :

Dans le calcul de l'inertie en section fissurée, seule la section résiduelle de l'acier intervient puisque, dans ce cas, on ne considère pas le béton tendu et donc les conditions d'adhérence acier béton :

$$I_f = \frac{by_{of}^3}{3} + nA_{sc}(d - y_{of})^2 \quad (2.47)$$

En revanche, il faut prendre compte les deux effets de la corrosion dans le calcul de l'inertie en section non fissurée :

$$I_{nf} = \frac{(d - y_0)}{(d - y_{of})} \frac{Z_{nf}}{Z_f} \left[1 + \frac{(1 - D_c)(1 - D_m)C_{bt}}{nA_{sc}} \right] I_f \quad (2.48)$$

La formule permettant de calculer l'inertie moyenne quant à elle, ne change pas, mais sa valeur sera affectée par l'intermédiaire des valeurs de l'inertie fissurée et non fissurée.

II.3.5. Caractéristiques et paramètres de calcul des poutres corrodées

En accord avec plusieurs études [55,59,60], la perte de rigidité en service des poutres corrodées est attribuable à l'effet couplé de la perte de section et de la dégradation de l'adhérence en partie tendue, avec une influence prédominante de l'endommagement de l'adhérence [60]. Des études ont cherché à relier l'état de corrosion et les déplacements à mi-travée de poutres dégradées par corrosion accélérée dans le but d'être capable de prédire le comportement mécanique. Cabrera [56] a ainsi établi une relation empirique traduisant l'évolution des déplacements à mi-travée en fonction du degré de corrosion :

$$D_r = 1,002 + 0,050C \quad (2.49)$$

Avec D_r : rapport entre les déplacements de la poutre corrodée et de la poutre non corrodée,

C : pourcentage de corrosion ;

- Expression de la variable d'endommagement environnementale de l'adhérence D_c :

Les inerties ont été calculées en fixant l'exposant n , de la relation définissant la variable d'endommagement environnementale D_c , à la valeur 5 :

$$D_c(\Delta A_s) = 1 - \left(\frac{A_s - \Delta A_s}{A_s - \Delta A_{s0}} \right)^5 \quad (2.50)$$

La meilleure corrélation, pour les poutres, entre le comportement global expérimental est calculée par le modèle a été obtenue pour cette relation. D_c égale à l'exposant 5.

- Expression de la position de l'axe neutre en fonction de la variable D_c :

L'axe neutre d'une section non fissurée, située entre fissures de flexion, varie en fonction de l'état de corrosion. Si les armatures sont saines, il conserve la valeur donnée par la relation (2.14), sans prise en compte de la réduction de section. Mais si la corrosion dégrade l'adhérence, il se produit alors un glissement, et la participation mécanique du béton tendu se réduit, de manière similaire au cas d'un endommagement d'origine mécanique. L'axe neutre en section non fissurée tendra alors vers sa valeur en section fissurée avec l'augmentation de l'état de dégradation de l'adhérence due de la corrosion.

Le réseau de fissures de corrosion sur les poutres étant très dense, il ne nous a pas été possible de réaliser une étude locale de la position de l'axe neutre en fonction de l'état de corrosion. La relation (2.51) permettant de traduire l'évolution de l'axe neutre en fonction de l'endommagement mécanique de l'adhérence D_c a donc été définie de manière à obtenir les meilleures corrélations entre les déplacements à mi-travée mesurés et calculés pour les poutres corrodées.

$$y_o = y_{of} + (1 - D_m^{2,5})(1 - D_c^{2,5})(y_{onf} - y_{of}) \quad (2.51)$$

La variable est intégrée dans la relation (2.15) reliant les positions de l'axe neutre en fonction du type de section considérée, de la même façon que la variable D_m . L'exposant 2,5 appliqué à D_c a été déterminé afin de recadrer les résultats du modèle avec les résultats expérimentaux.

Le calcul du bras de levier des forces internes est :

$$Z_{nf} = d - \frac{1}{3} \left[y_{of} + (1 - D_m^{2,5})(1 - D_c^{2,5})(y_{onf} - y_{of}) \right] \quad (2.52)$$

II.3.6. Evaluation non destructive de l'état de corrosion des armatures

Des études menées sur ce sujet [57,61] repose sur l'utilisation du paramètre de la profondeur de piquûre de corrosion (notée x) ; et d'autres études [50] reliées la perte de section d'armature locale à l'ouverture de fissure de corrosion ; on peut les développer comme suivant :

- Détermination de la profondeur de piqûre :

La profondeur de piqûre est calculée en utilisant la méthode de Rodriguez et al [61] (Figure II.9), à partir de la perte de masse mesurée.

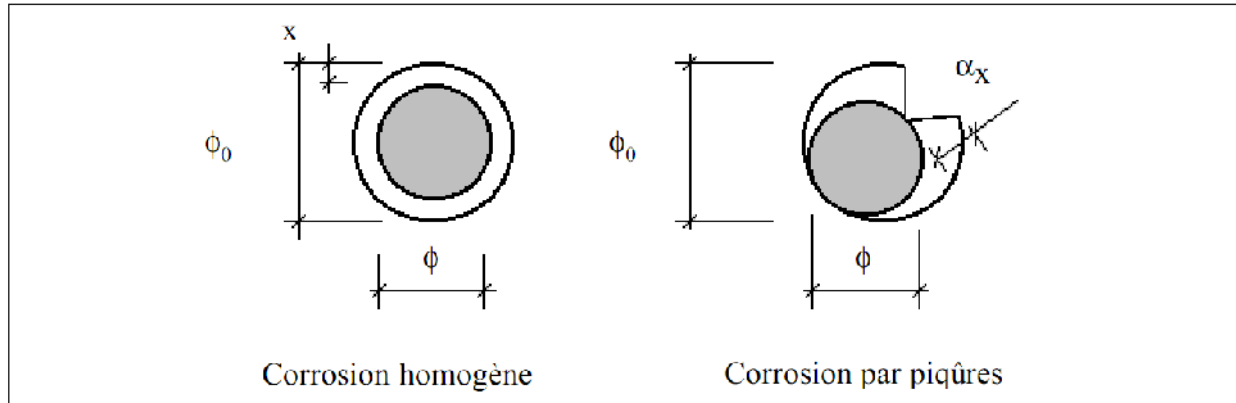


Figure II.9 Section résiduelle d'armatures.

L'équation (2.53) exprime la relation entre la profondeur de piqûre et la réduction de diamètre :

$$\phi = \phi_0 - \alpha x \quad (2.53)$$

Où

ϕ est le diamètre résiduel de l'armature

ϕ_0 est le diamètre initial de l'armature,

x est la profondeur de piqûre,

α est le facteur de concentration de piqûre [43]:

$\alpha = 2$, pour une corrosion uniforme,

$4 < \alpha < 8$, corrosion localisée par piqûres des chlorures.

A partir de l'équation (2.53), on obtient la relation (2.54) liant la profondeur d'attaque et la réduction de section d'acier :

On a :

$$\phi = \phi_0 - \alpha x$$

$$x = \frac{\phi_0 - \phi}{\alpha} = \frac{\phi_0}{\alpha} \left(1 - \frac{\phi}{\phi_0} \right)$$

$$A_s = A_{s0} - \Delta A_s$$

$$\frac{A_s}{A_{s0}} = \frac{\phi^2}{\phi_0^2} = 1 - \frac{\Delta A_s}{A_{s0}}$$

$$\frac{\phi}{\phi_0} = \sqrt{1 - \frac{\Delta A_s}{A_{s0}}}$$

$$x = \frac{\phi_0}{\alpha} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta A_s}{A_s}} \right] \cdot 10^3 \quad (2.54)$$

Alors :

$$\Delta A_s = A_s - \left[1 - \frac{\alpha x}{\phi_0} 10^{-3} \right]^2 \quad (2.55)$$

Où

x est la profondeur de piqûre en μm ,

ϕ_0 est le diamètre initial de l'armature en mm.

- Relation entre ouverture de fissure et profondeur d'attaque [50]:

Les valeurs des profondeurs de piqûres locales sont associées aux ouvertures de fissures qu'elles ont engendrées. De surcroît, on doit tenir compte du fait que le développement de la corrosion sur une armature peut provoquer l'apparition de fissures sur deux faces de la poutre. Ainsi, dans ce cas, on calcule la somme des ouvertures des fissures, sur les deux faces de la poutre, liées à la même zone corrodée d'une armature. Cette méthode est illustrée sur la Figure II.10.

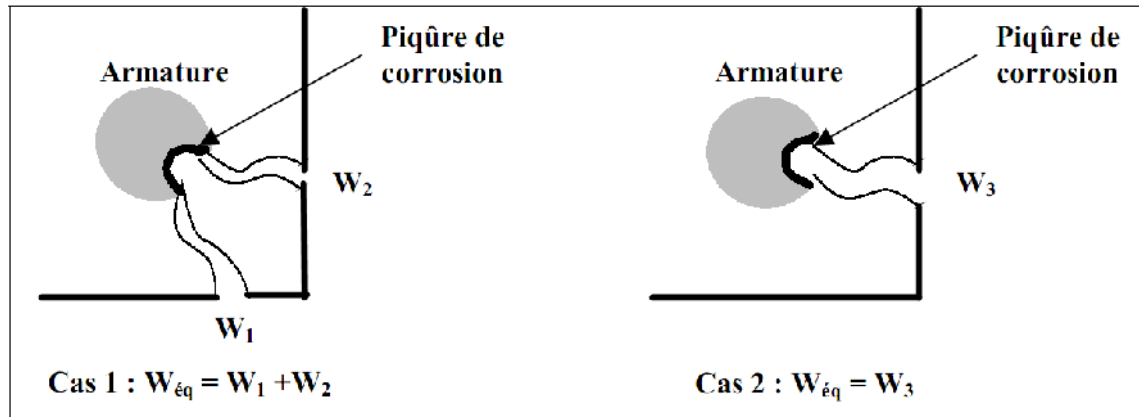


Figure II.10 Exemples de deux configurations équivalentes de fissures pour un même taux de corrosion.

On considère deux configurations de fissures. La largeur de fissure équivalente $w_{\text{éq}}$ correspondant au cas 1 est égale à la somme des largeurs des deux fissures. Dans le cas 2, la largeur de fissure équivalente est égale à la largeur de l'unique fissure.

- Valeur de la profondeur de piqûre initiant la fissuration :

La valeur de la profondeur de piqûre engendrant la fissuration est déterminée à partir des courbes expérimentales décrivant l'évolution de l'ouverture de la fissure en fonction de la profondeur d'attaque ; Cette valeur correspond à l'abscisse du point d'intersection entre la courbe de tendance linéaire des points expérimentaux et l'axe des abscisses.

Les résultats d'un groupe des chercheurs Rodriguez [61] Alonso [57], ont montré que la valeur de la profondeur de piqûre générant la fissuration dépend principalement du rapport épaisseur d'enrobage sur diamètre de l'armature.

Le modèle le plus récent proposé par Alonso [57] utilise une relation linéaire pour exprimer la valeur de la profondeur d'attaque nécessaire pour fissurer le béton en fonction du rapport enrobage/diamètre :

$$x_0 = 7,53 + 9,32 \frac{e}{\phi_0} \quad (2.56)$$

Où

x_0 est la profondeur de piqûre initiant la fissuration en μm ,

e est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ϕ_0 est le diamètre d'armature initial en mm.

- Relation entre ouverture de fissure et profondeur de piquêre :

La forme générale de la relation entre ouverture de fissure et la profondeur d'attaque proposée par Rodriguez [61] est la suivante :

$$w = K(x - x_0) \quad (2.57)$$

Où

w est la largeur de fissure en mm,

K est la pente de la courbe d'ouverture de fissure en fonction de la profondeur de piquêre,

x_0 est la profondeur d'attaque initiant la fissuration en μm .

Rodriguez et al [61] ont précisé cette relation générale de la manière suivante :

$$w = 0,05 + \beta(x - x_0)$$

$$w = 0,05 + \beta \left[x - \left(7,53 + 9,32 \cdot \frac{e}{\phi_0} \right) \right] \quad (2.58)$$

Où β est un coefficient dépendant de la position de l'armature dans la poutre ($\beta = 0.01$ pour les armatures situées en partie haute par rapport à la direction de coulage, et $\beta = 0.0125$ pour les armatures situées en partie basse).

Le paramètre diamètre d'armature, qui n'est pas pris en compte dans le modèle de Rodriguez et al, semblerait donc influencer le développement de la fissuration. En effet, dès lors que l'enrobage commence à fissurer, l'ouverture de la fissure est directement liée au volume d'oxydes produits, lui-même proportionnel à la réduction de la section d'acier. Une relation linéaire entre la perte de section et la largeur de la fissure peut ainsi être établie. Elle sera, en outre, indépendante du diamètre, contrairement à celle reliant la largeur de la fissure et la profondeur de piquêre.

En effet, la Figure II.11 illustre deux configurations d'armature de diamètre différent subissant une même piquêre αx .

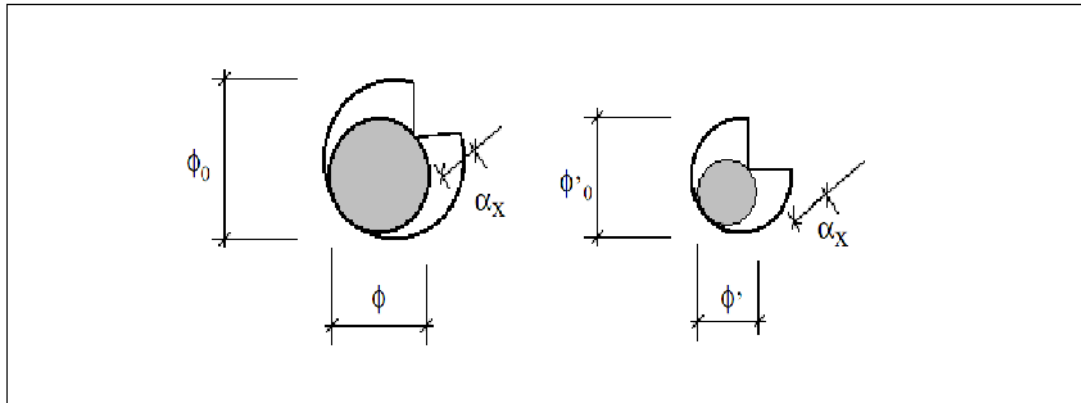


Figure II.11 Exemple de deux configurations de réduction de section induite par une même piquête de corrosion (αx) sur deux diamètres différents d'armatures, selon la schématisation de Rodriguez et al.

L'équation (2.59), déterminée à partir de l'équation (2.53) et qui exprime la réduction de section d'acier, dépend du diamètre initial ϕ_0 :

$$\Delta A_s = A_{s0} - A_s = \frac{\pi \phi_0^2}{4} - \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi}{4} (\phi_0^2 - \phi^2)$$

$$\Delta A_s = \frac{\pi}{4} (\phi_0^2 - (\phi_0 - \alpha x)^2)$$

$$\Delta A_s = \frac{\pi}{4} (2\alpha x \phi_0 - \alpha^2 x^2) \quad (2.59)$$

Ainsi, deux profondeurs de piquêtes identiques sur deux armatures de différent diamètre engendrent des pertes de section d'acier et des ouvertures de fissures variables Vidal [50] propose une nouvelle relation exprimant le développement de la fissuration en fonction du paramètre de réduction de section d'armature.

- Modèle reliant l'ouverture de fissure à la réduction de section d'armature [50]:

l'évolution de l'ouverture de fissure en fonction des valeurs du paramètre de réduction de section d'acier sera décrite. Le modèle prédictif est explicité à travers les deux phases du processus :

- La phase d'initiation : perte de section provoquant l'apparition de la fissure,
- La phase de propagation : élargissement de la fissure [50].

Phase d'initiation :

Le modèle d'Alonso [57] permet de prédire la valeur de la profondeur de piquûre produisant la fissuration. En combinant les équations (2.54) et (2.56), on obtient l'expression de la réduction de section d'acier locale ΔA_{s0} nécessaire à l'apparition de la fissuration. Cette relation (2.60) est fonction du diamètre initial ϕ_0 , de la section initiale A_s , du coefficient α , et du rapport e/ϕ_0 :

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{\alpha}{\phi_0} \left(7,53 + 9,32 \frac{e}{\phi_0} \right) \cdot 10^{-3} \right]^2 \right] \quad (2.60)$$

Où

ϕ_0 est le diamètre de l'armature en mm,

α est le facteur de concentration de piquûre, e est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ΔA_{s0} est la perte de section initiant la fissuration (mm^2),

A_s est la section d'acier initiale (mm^2).

Soit, avec $\alpha = 8$:

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{\left[60,24 + 74,56 \left(\frac{e}{\phi_0} \right) \right] \cdot 10^{-3}}{\phi_0} \right]^2 \right] \quad (2.61)$$

Phase de propagation :

La relation (2.62) linéaire empirique prédit la phase de propagation :

$$w = K (\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad (2.62)$$

Où w est l'ouverture de la fissure en mm,

ΔA_s est la réduction de section d'armature en mm^2 ,

$K = 0,0575$.

L'utilisation du modèle permet de traduire les ouvertures de fissures en terme de perte de section d'acier. L'équation (2.63) donnant cette réduction de section locale en fonction de la largeur de fissure découle directement de la relation (2.62) :

$$\Delta A_s = \frac{w}{0,0575} + \Delta A_{s0} \quad (2.63)$$

Avec ΔA_s et ΔA_{s0} en mm^2 , et w en mm.

Grâce aux relations (2.60) et (2.63), l'évaluation de la réduction de section locale d'armature est possible à partir de la mesure de l'ouverture de fissure engendrée par la corrosion à cette même position.

II.4. CONCLUSION

Dans la première partie de ce chapitre, nous avons rappelé les modèles analytiques du comportement local du béton armé fissuré

Dans une deuxième Etape, nous nous sommes intéressés au comportement de poutres dégradées par corrosion des armatures.

Nous avons étudié les méthodes d'évaluation non destructives de l'état local de corrosion. Ces méthodes consistent en une relation empirique reliant l'ouverture des fissures de corrosion à la réduction locale de section d'armature.

Le chapitre suivant propose une étude expérimentale afin d'étudier l'impact de corrosion sur l'état limite de service.

CHAPITRE III
ÉTUDE EXPERIMENTALE

CHAPITRE III

ÉTUDE EXPERIMENTALE

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons exposer la partie expérimentale réalisée au laboratoire de Génie Civil de l'université de Witwatersrand Johannesburg en Afrique du Sud par Mr Harriche dans le cadre d'obtention doctorat en génie civil. Le but est d'étudier l'impact de la corrosion sur l'état limite de service (déformation et ouverture de fissure).

III.2. LE BETON

Les matériaux utilisés sont les matériaux de l'Afrique du sud.

Le béton	les matériaux de l'Afrique du sud
Ciment	type CEM I 52,5 de la cimenterais de Holcim Johannesburg
Les granulats	type Andésite concasse, de la station de concassage Witwatersrand de Holcim Johannesburg.

La méthode utilisée pour la formulation du béton est celle exposée dans le Fulton's [62]. La quantité d'eau est ajustée par le test du cône d'Abrams. La composition d'un mètre cube de béton est donnée dans le tableau III.1.

Tableau III.1 Formulation du béton

	Quantité pat m ³
Ciment	409 kg
Gravier	1000 kg
Sable	849,6 kg
L'eau	225 litre
Affaissement du cône d'Abrams	60 mm

Pour chaque série de poutres, la résistance à la compression est mesurée et variée entre 43 MPa et 48 MPa. Le module d'élasticité est calculé suivant le BS 1881[63], le module d'élasticité est le l'ordre de 37 GPa.

III.3. LES POUTRES

La plupart des travaux étudiant la corrosion des armatures dans le béton réalisés en laboratoire envisagent la corrosion des armatures avant la mise en charge.

De même, l'accélération de la corrosion est réalisée en ajoutant le chlorure de sodium (sel NaCl) à l'eau de gâchage, lors du malaxage du béton. En réalité, le phénomène de la corrosion des armatures dans les structures en béton armé est produit durant sa mise en service sans ajout du sel (NaCl) ; car ses ajouts influent sur les caractéristiques du béton.

Le but du travail est d'étudier la corrosion des armatures dans les poutres sous charges de service.

Les essais sont effectués sur 4 séries de poutres, dont parmi elles, trois de ces séries, la disposition des armatures inférieures est variée mais la section d'acier reste à peu près inchangée (2T12, 1T16 et 3T10), Pour la quatrième série garder la section des armatures inférieures 2T12 et changer la charge de service. Pour chaque série couler six (06) poutres, Trois (03) poutres seront soumises à l'accélération de la corrosion et les autres seront prises comme témoins, toutes les poutres (corrodées et contrôlées) sont chargées à la même charge de service.

III.3.1. Dimension des poutres

Les dimensions des poutres sont les mêmes pour toutes les séries : 160x100x1500mm (voir la Figure III.1).

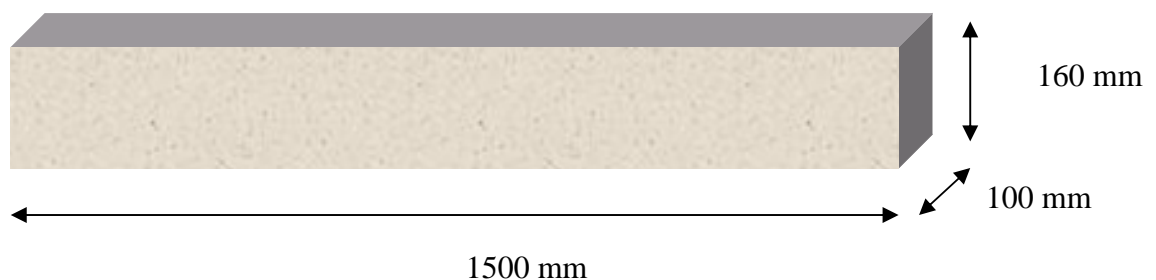
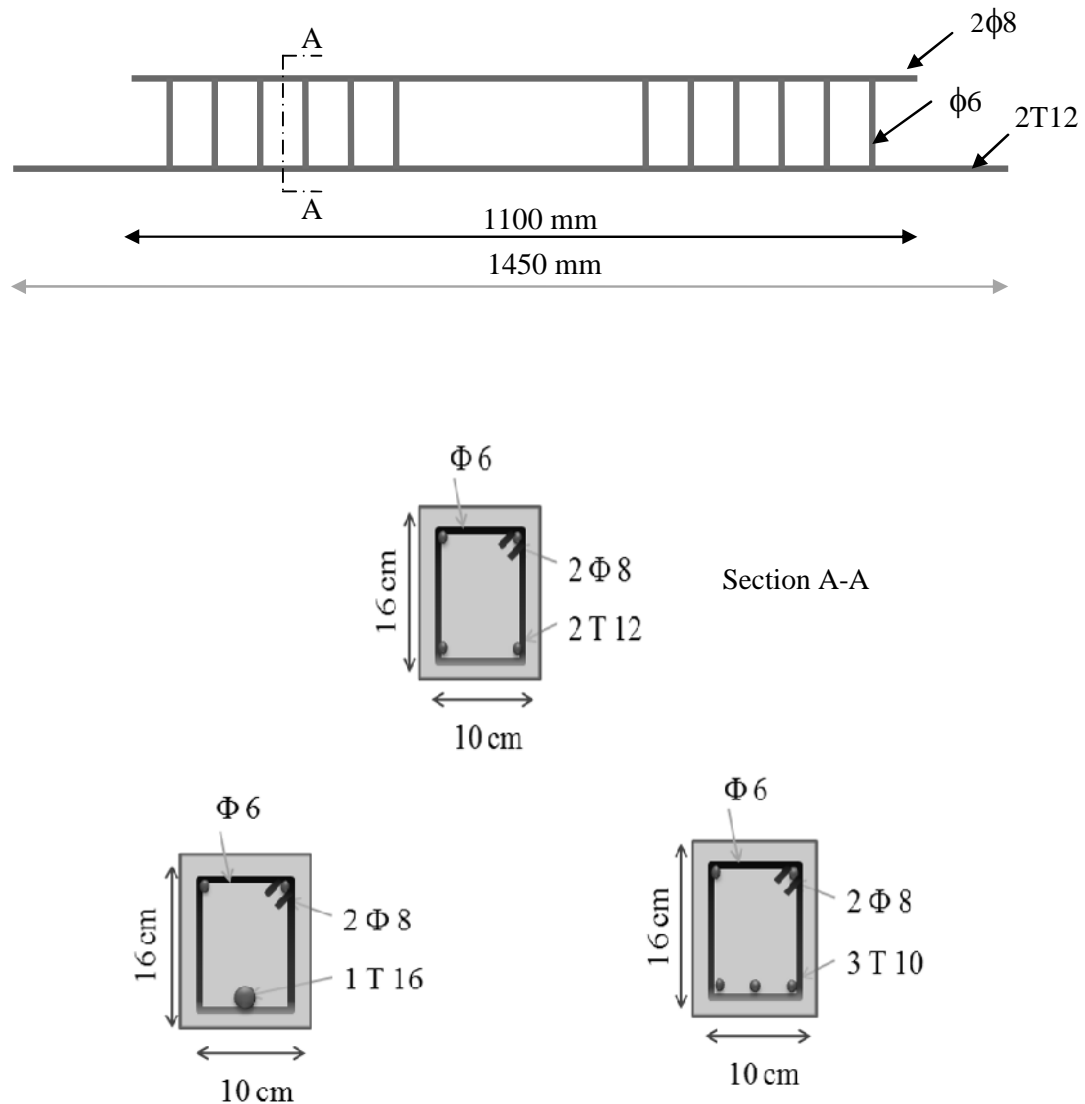


Figure III.1 Les dimensions des poutres.

III.3.2. Ferrailage des poutres

Le ferrailage des poutres se fait comme suit :

- La première (1^{er}) et la quatrième (4^{ème}) série : 2T12 pour la nappe inférieure et 2 ϕ 8 pour la nappe supérieure et des cadres de ϕ 6 espacés de 10 Cm dans la zone d'appui (voir la Figure III.2).



La deuxième série : le même ferrailage que la première série, sauf qu'il faut utiliser 1T16 au lieu de 2T12

La troisième série : le même ferrailage que la première série, sauf qu'il faut utiliser 3T10 au lieu de 2T12

Figure III.2 Détail du ferrailage des poutres

Puisque dans cette investigation on veut corroder uniquement les barres inférieures des poutres, Il faut faire passer un courant électrique continu dans ces barres, en soudant des fils électriques, Afin de protéger les cadres vis-à-vis de la corrosion on place un isolant en plastique (Heat Shrink Sleeve) entre eux et les armatures inférieures (voir la Figure III.3).

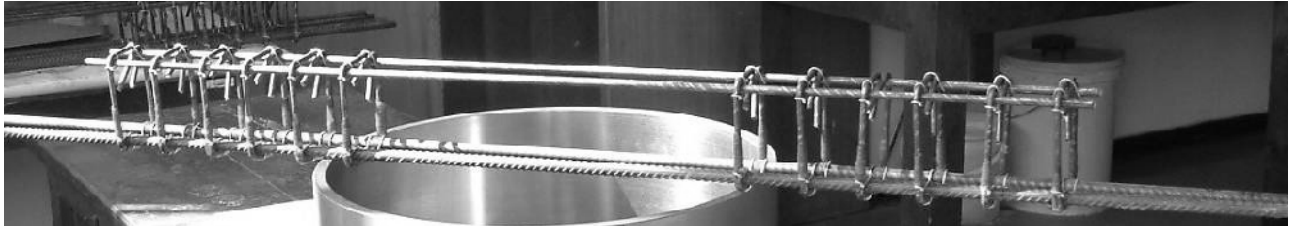


Figure III.3 Ferrailage des poutres corrodées

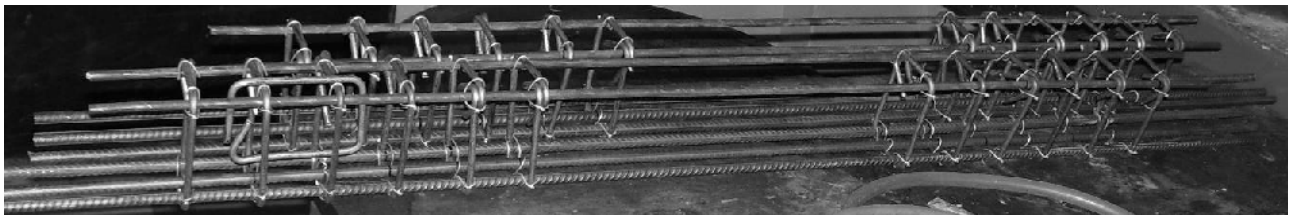


Figure III.4 Ferrailage des poutres de contrôle (non corrodées)

III.3.3. Enrobage

Les cadres utilisés sont des aciers de diamètre ϕ 6 mm, L'épaisseur du béton d'enrobage «e» sous les aciers est donc égale à :

$$e = h - d + \frac{\phi_{\text{long}}}{2} + \phi_{\text{cadre}} \quad (3.1)$$

Avec

- h : hauteur de la section de béton = 16 cm, d : hauteur utile en cm ;
- ϕ_{long} : diamètre de l'armature longitudinale en cm
- ϕ_{cadre} : diamètre du cadre 0,6 cm

III.3.4. Mise en œuvre des poutres

Les six poutres sont coulées en même temps en une seule gâchée, pour cela un coffrage en bois est fabriqué pour les six poutres et placé sur la table vibrante, afin d'assurer la vibration.

Pour chaque série de poutre on coule aussi trois (03) cubes de 100x100x100 mm afin de les tester à la compression, ainsi que deux prismes de 200x100x100 mm afin de déterminer le module d'élasticité. Après le coulage de tous les éléments, on recouvre par un plastique pendant 24 heures. Ensuite on décoffre ces éléments et on les met en curage dans un bassin d'eau à une température de 22°C durant 28 jours.

III.3.5. Mise en chargement des poutres et l'accélération de la corrosion

Dans le but d'étudier l'influence de la corrosion des armatures sur l'état limite de service des poutres en béton armé, c'est-à-dire la déformation et l'ouverture des fissures, on soumettra les poutres à une flexion à 4 points et les armatures inférieures à un courant électrique continu pour l'accélération de la corrosion. Pour cette objective, six bassins en plastique sont fabriqués, avec des supports, en plastique aussi, placés à l'intérieur des bassins afin de servir comme support aux poutres (flexion 4 points). Ces bassins sont placés et fixés sur des poutres métalliques en 'I'.

La charge est appliquée sur la partie supérieure des poutres à travers deux demi-cylindres en acier soudé à une pièce prismatique en acier suffisamment épaisse (distributeur de charge).

La force est appliquée par un ressort. Afin de centrer le ressort et le maintenir dans le milieu de la pièce prismatique, un cerceau métallique soudé sur cette pièce prismatique empêche le ressort de sortir de sa place durant le chargement.

Après que le ressort a été placé dans le cerceau, une pièce métallique de forme « U » est placée sur le ressort, qui sert à comprimer le ressort à l'aide de deux tiges filetées qui traverseront cette pièce et fixeront sur la poutre de support en « I ».

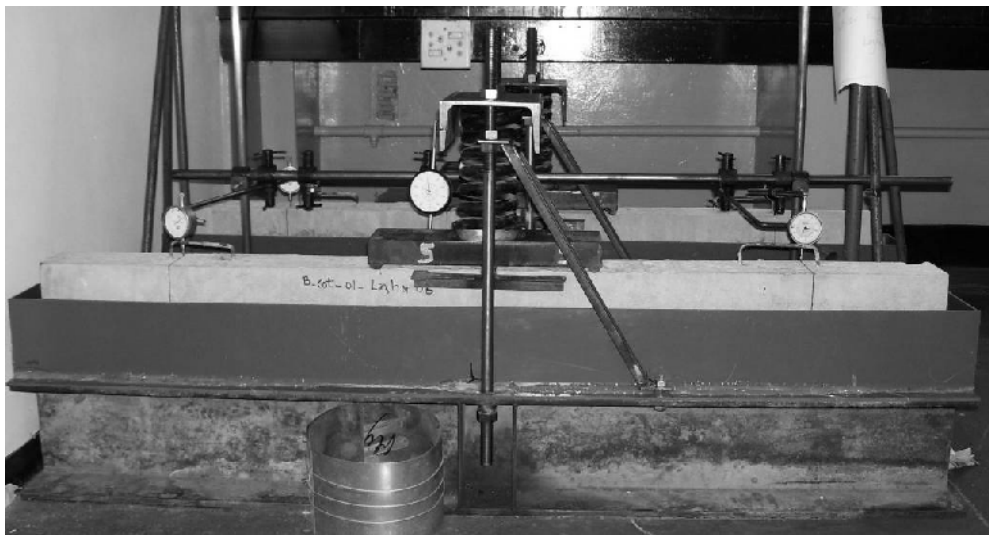
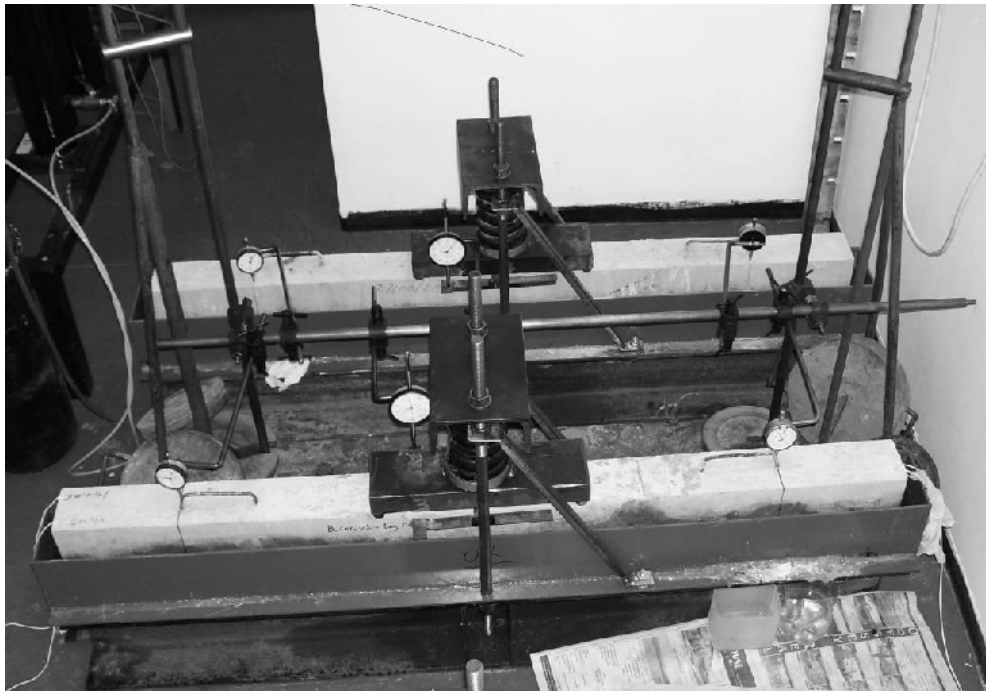


Figure III.5 Dispositif expérimental

III.3.6. Accélération de la corrosion des armatures

L'accélération de corrosion est effectuée par une solution saline (NaCl) 3% de concentration par masse et un courant électrique. en utilisant un générateur de courant constant de 30 V maximum et 3A de courant, L'anode (+) est connectée a l'armature dans le béton et le

cathode (-) est branchée avec une barre qui sera mise dans la solution saline à l'intérieur du bassin en plastique, jouant le rôle d'une cathode dans la réaction électrochimique.

Le bassin est rempli jusqu'à 10 cm, les poutres sont laissées dans la solution saline durant une journée avant de brancher le courant électrique, ceci assure à la pénétration des ions chlorure dans le béton pour y créer une connexion électrique.

Pour enregistrer le courant électrique pour chaque barre on utilise une chaîne d'acquisition de données, qui sera branchée à un micro portable. Grâce à cette disposition on pourra posséder des enregistrements toutes les heures durant le temps de l'essai, voir la Figure III.6.



Figure III.6 Générateur du courant électrique, la chaîne d'acquisition de données et le micro portable

Le taux de corrosion est calculé par la loi de Faraday. À chaque instant durant la période des essais, on estime le taux de corrosion, qui permet de tracer le diagramme taux de corrosion_déformation.

III.4. CARTE DE FISSURATION

Dresser les cartes de fissurations. Sur cette carte, préciser la position des fissures de flexion et des fissures longitudinales provoquées par la corrosion des armatures (Figure III.7). En effet, les produits de corrosion sont expansifs et leur volume est de 2 à 7 fois plus important que celui de l'acier sain. Leur formation engendre ainsi des contraintes locales dans le béton d'enrobage qui provoquent sa fissuration. Ces fissures sont caractéristiques de la corrosion des armatures. Elles apparaissent à la surface de l'élément en béton armé et longent les armatures dégradées.

Sur ces cartes de fissuration, la position d'ouverture de ces fissures de corrosion en mm précisée et mesurée à l'aide d'une binoculaire, avec une précision de 0,02 mm. Toutefois, la surface de la fissure souvent irrégulière rendait souvent la mesure plus délicate et imprécise. L'estimation de la précision réelle est plutôt de l'ordre de 0,05 mm.

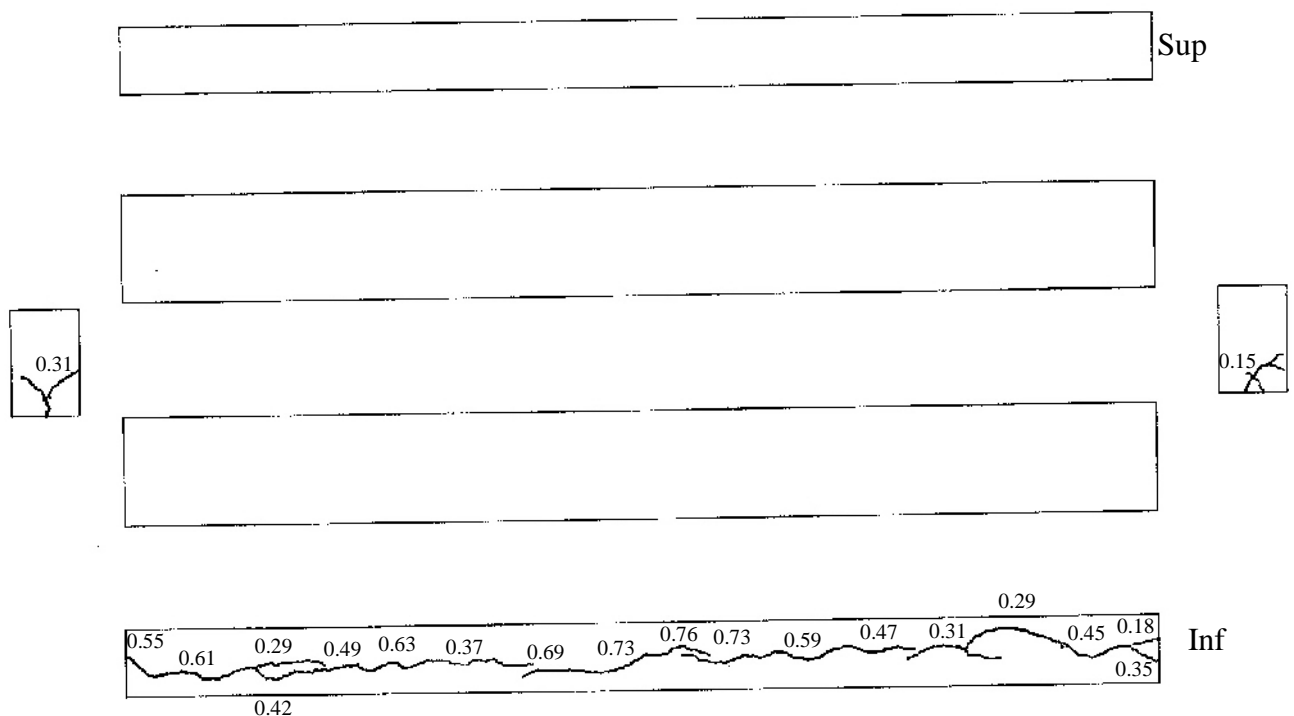


Figure III.7 Carte de fissuration de la poutre Série 2 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm. Ø16mm

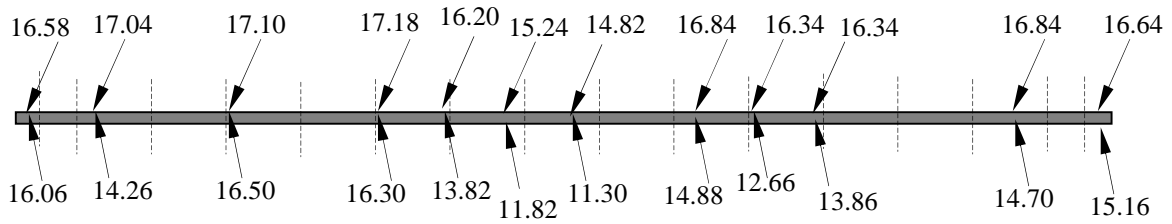


Figure III.8 Diamètres (mm) de barres (1T16 20 KN) No: 1 après la corrosion et le nettoyage

III.5. MESURE DES PERTES DE SECTION D'ARMATURES DUES A LA CORROSION

On caractérise l'état de corrosion par le paramètre de perte de section locale. Cette réduction de section est déduite des mesures de pertes de masse le long de chaque armature de la poutre.

Dans un premier temps, on dissocie les barres de poutre et on récupère l'ensemble de la cage d'armature. Pour chaque type d'armature, une zone non corrodée permet de calculer la masse d'acier de référence par unité de longueur. Les différentes zones corrodées d'armatures seront ensuite découpées. Lorsqu'il s'agit d'une piqûre de corrosion, le tronçon sera sectionné au ras de celle-ci de manière à déterminer la perte de masse locale.

Dans le cas d'une zone corrodée uniforme, la longueur du tronçon est plus importante, et on définit une valeur moyenne de la perte de masse. Avant de mesurer les pertes de masses de chaque tronçon, on nettoie les armatures de leurs produits de corrosion à l'aide d'une solution de Clarke. Cette solution est composée de 20 g de trioxyde d'antimoine (Sb_2O_3) et de 50 g de chlorure d'étain ($SnCl_2$) dissous dans un litre d'acide chlorhydrique (HCl). On maintient les échantillons dans la solution durant environ 30 mn, puis on brosse afin d'évacuer les restes d'oxydes.

On mesure et on pèse le tronçon corrodé considéré afin de déterminer sa masse résiduelle. On calcule la perte de section d'armature locale ΔA_s grâce à la relation suivante :

$$\Delta A_s = A_{s_0} \left[1 - \frac{m'}{m} \right] \quad (3.2)$$

Avec A_{s_0} : section d'armature initiale non corrodée en mm^2 ,

ΔA_s : perte de section en mm^2 ,

m' : masse résiduelle du tronçon par unité de longueur en g/ml ,

m : masse référence de l'armature non corrodée par unité de longueur en g/ml .

III.6. CONCLUSION

De nombreux essais en laboratoire ont été effectués pour obtenir la corrosion accélérée. La méthode utilisée est l'accélération de la vitesse de corrosion de l'armature dans le but d'étudier l'impact de la corrosion sur l'état limite de service.

Le travail effectué sur 4 séries de poutres soumises à une flexion 4 points

À partir de ces essais, On peut dresser les cartes de fissurations et préciser la position des fissures de flexion et des fissures longitudinales provoquées par la corrosion des armatures.

On peut aussi mesurer les pertes de section d'armatures dues à la corrosion.

Après l'étude expérimentale, nous allons, dans le chapitre IV, proposer un modèle nous a permis de prédire la corrosion des armatures basé sur la tendance générale de la corrosion.

CHAPITRE IV
MODELE PROPOSÉ

CHAPITRE IV

MODELE PROPOSE

IV.1. INTRODUCTION

Les conséquences de la corrosion sur le comportement des éléments en béton armé ne sont pas négligeables et se manifestent de différentes façons telles que la réduction de section d'armatures corrodées. Cette réduction est souvent accompagnée d'une expansion volumique globale de l'armature, car l'acier corrodé va se transformer en rouille qui va s'hydrater et occuper un volume qui sera environ deux ou trois fois le volume de l'acier sain. Cette augmentation de volume induira une pression de rouille dans le béton environnant et provoque sa fissuration. Ceci facilitera la pénétration des agents agressifs et accélère le processus de corrosion.

Dans ce chapitre, on propose un modèle analytique associé à la relation empirique reliant l'ouverture de fissure et la perte de section d'acier et on fait une comparaison entre ce modèle et quelques modèles existants

IV.2. COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET QUELQUES MODELES EXISTANTS

L'examen des modèles analytiques trouvés dans la littérature (Cf. chapitre II) montre que certains de ces modèles sont basés sur le paramètre de pénétration d'attaque [57,61], tandis que d'autres sont basés sur la perte de section d'armature [50]. Dans ce chapitre, deux modèles existants seront utilisés comme outil de comparaison avec les résultats obtenus du modèle proposé dans ce travail. Le premier modèle de Rodriguez [57.61], basé sur la profondeur d'attaque, a été obtenu en utilisant les résultats expérimentaux issus d'une corrosion naturelle tandis que le deuxième, modèle de Vidal [50], basé sur la perte de section d'armature, a été déduit des résultats expérimentaux issus d'une corrosion accélérée. Avant de comparer ces deux modèles avec le modèle développé dans le cadre de ce travail, Les résultats de ces deux modèles seront premièrement comparés aux résultats expérimentaux obtenus sur les poutres corrodées par un système d'accélération de corrosion, afin de clarifier l'influence de la tendance à la corrosion.

IV.2.1. Modèle reliant l'ouverture de fissure et la profondeur de piqûre « Rodriguez et al »

L'expression, liant l'ouverture de la fissure aux paramètres de la corrosion, proposée par les auteurs (équation 2.58 du chapitre II) est reprise ici comme suit :

$$w = 0,05 + \beta \left[x - \left(7,53 + 9,32 \cdot \frac{e}{\phi_0} \right) \right] \quad (4.1)$$

Avec :

$$x = \frac{\phi_0}{\alpha} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta A_s}{A_s}} \right] \cdot 10^3$$

Où

w est l'ouverture de la fissure en mm,

x est la profondeur de piqûre,

e est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ϕ_0 est le diamètre d'armature initial en mm.

α est le facteur de concentration de piqûre:

$\alpha = 2$, pour une corrosion uniforme,

$4 < \alpha < 8$, corrosion localisée par piqûres des chlorures.

β est un coefficient dépendant de la position de l'armature dans la poutre ($\beta = 0.01$ pour les armatures situées en partie haute par rapport à la direction de coulage, et $\beta = 0.0125$ pour les armatures situées en partie basse).

IV.2.2. Modèle reliant l'ouverture de fissure à la réduction de section d'armature « Vidal et al »

Pour ce modèle, la relation liant l'ouverture des fissures avec les paramètres de corrosion (équation 2.62 du chapitre II) s'écrit comme suit :

$$w = K (\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad (4.2)$$

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{\alpha}{\phi_0} \left(7,53 + 9,32 \frac{e}{\phi_0} \right) \cdot 10^{-3} \right]^2 \right]$$

Où

w est l'ouverture de la fissure en mm ; ϕ_0 est le diamètre de l'armature en mm,

α est le facteur de concentration de piqûre ; e est l'épaisseur d'enrobage en mm,

A_s est la section d'acier initiale (mm^2), $K = 0,0575$

ΔA_{s0} est la perte de section initiant la fissuration en mm^2 .

IV.2.3. Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux ont été réalisés au laboratoire de Génie Civil de l'université de Witwatersrand Johannesburg en Afrique du Sud dans le cadre de l'étude de l'impact de la corrosion sur l'état limite de service ELS (déformation et ouverture de fissure) des poutres en béton armé.

Le travail expérimental a été entrepris sur 4 séries de poutres. Les paramètres étudiés sont la répartition des armatures ainsi que la charge de service. A cet effet, la section des armatures tendues utilisée pour les trois premières séries était constituée respectivement de 2T12, 1T16 et 3T10. Pour la quatrième série, cette section était constituée de 2T12 car le paramètre étudié était la charge de service. Pour chaque série six (06) spécimens de poutres, trois (03) poutres seront soumises à l'accélération de la corrosion et les autres seront prises comme témoins, ont été utilisées. Les résultats expérimentaux obtenus pour ces séries de poutres sont montrés dans les figures IV.1 à IV.8

- Schémas de fissurations avec les ouvertures des fissures:

Les cartes de fissuration des poutres sont présentées sur les figures IV.1 à IV.4:

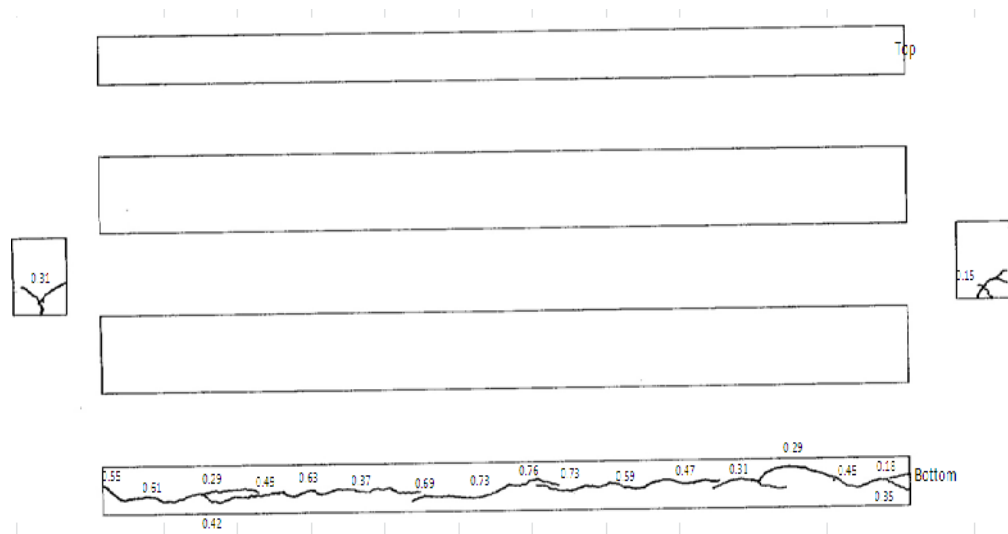


Figure IV.1 Schéma de fissuration de la poutre (1T16 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

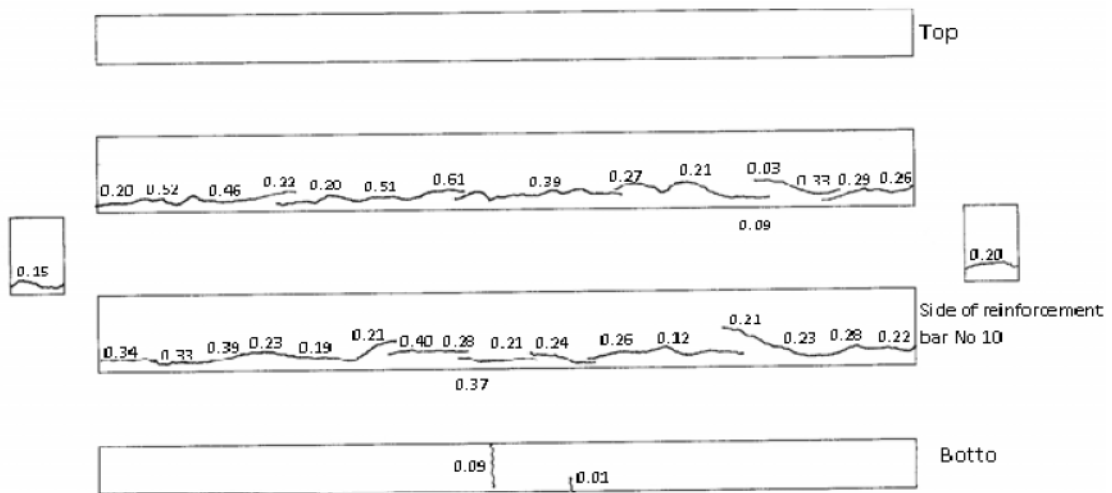


Figure IV.2 Schéma de fissuration de la poutre (2T12 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

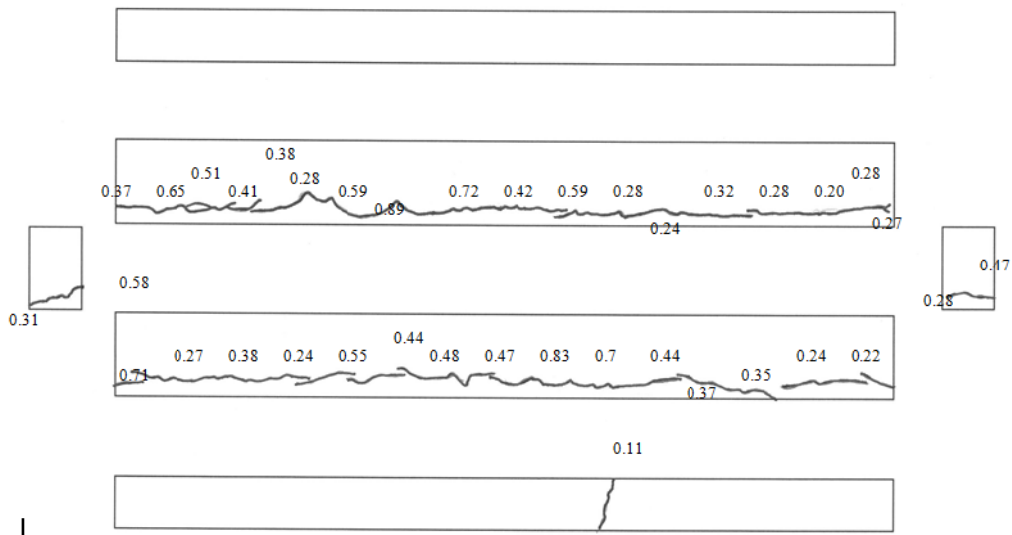


Figure IV.3 Schéma de fissuration de la poutre (2T12 30 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

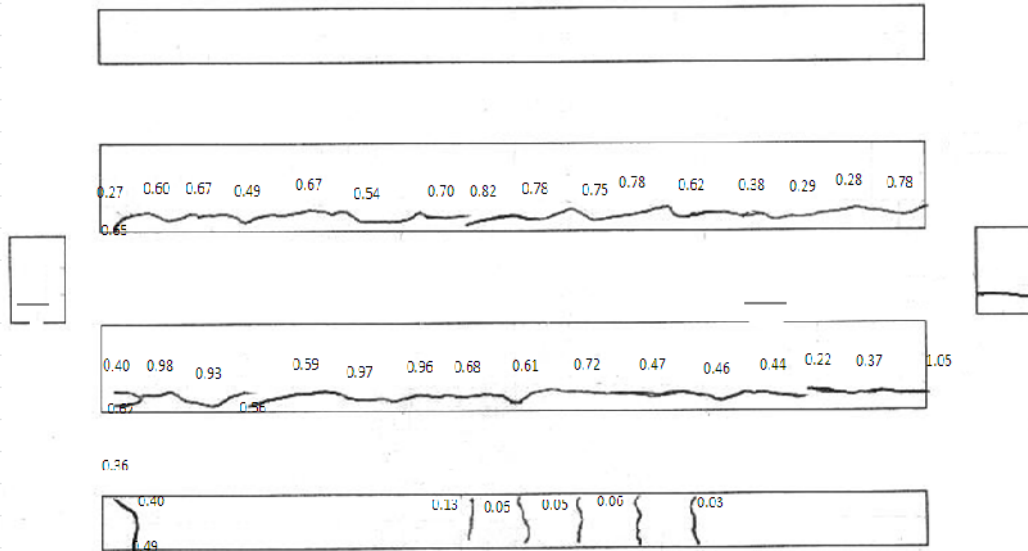


Figure IV.4 Schéma de fissuration de la poutre (3T10 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

Les figures IV.1 a IV.4 montrent la disposition des fissures dues à la corrosion en fonction de la disposition des armatures. Ainsi la dite fissure peut être observée sur une surface ou deux surfaces autour de l'armature.

Diamètres des barres après corrosion:

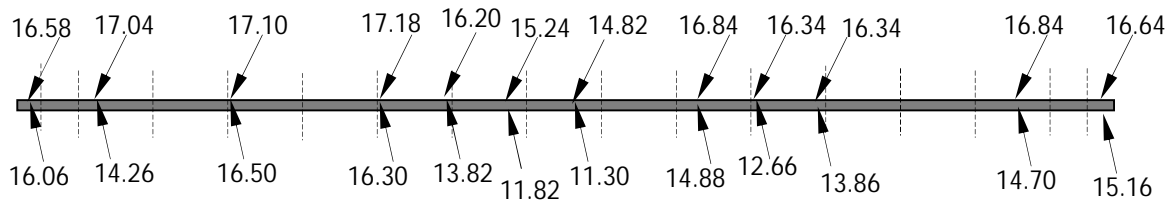


Figure IV.5 Diamètres (mm) des barres (1T16 20 kN) après corrosion.

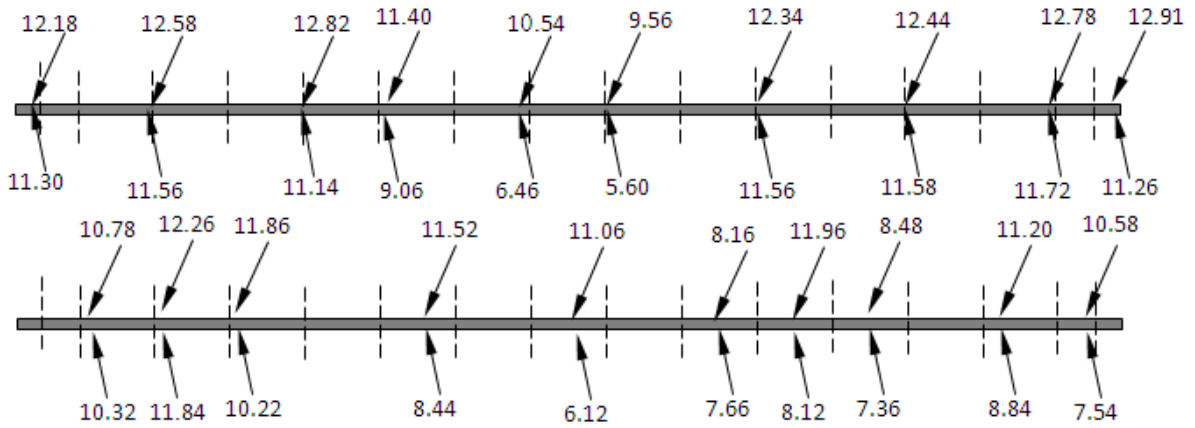


Figure IV.6 Diamètres (mm) des barres (3T12 20 kN) après corrosion.

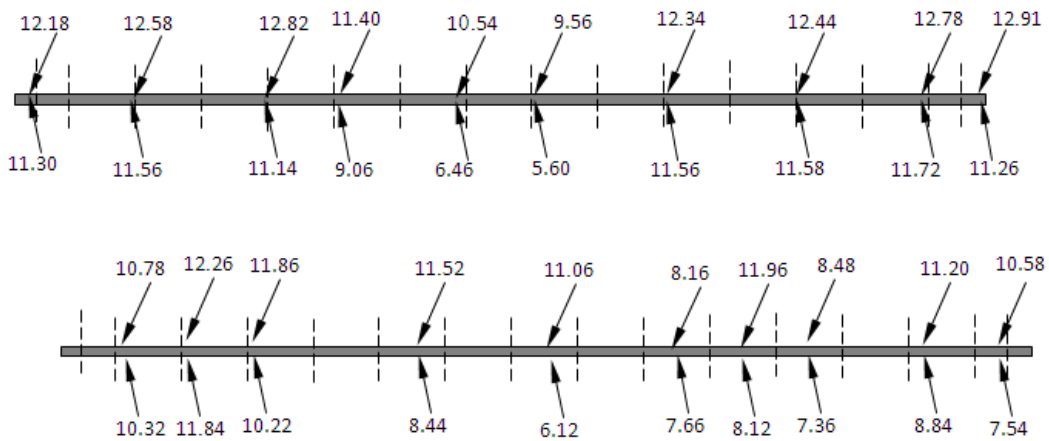


Figure IV.7 Diamètres (mm) des barres (2T12 30 kN) après corrosion.

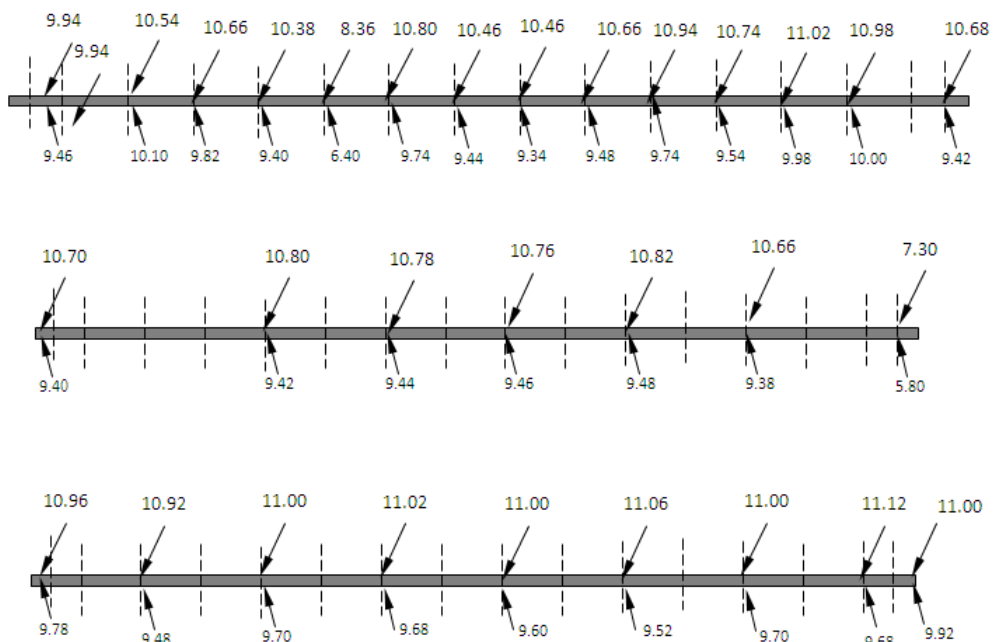


Figure IV.8 Diamètres (mm) des barres (3T10 20 kN) après corrosion.

- Choix de positions des fissures pour chaque série des poutres

Pour un emplacement de la corrosion des armatures, la fissuration peut être observée sur une surface ou deux surfaces autour de l'armature (Fig.IV.9). Ainsi, la largeur de la fissure équivalente correspondant à la même zone corrodée.

Les poutres (2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN) correspondantes au cas 1, la largeur équivalente W_{EQ} est la somme de deux fissures w_1 et w_2 . Pour la poutre (1T16 à 20 kN) correspondante au cas 2, la largeur équivalente W_{EQ} est la largeur d'une fissure w_3 .

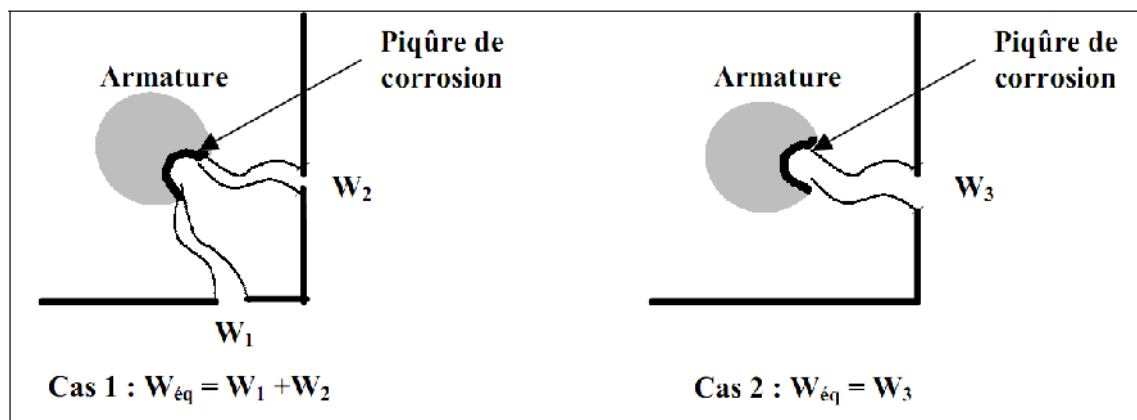


Figure IV.9 Exemples de deux configurations équivalentes de fissures pour un même taux de corrosion. [50]

Les Figures : IV.10 à IV.13 illustrent les résultats expérimentaux de la perte de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées pour les séries de poutres testées: (1T16 à 20 kN ; 2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN). A titre de comparaison, ces mêmes figures montrent les résultats obtenus en utilisant les modèles de Vidal et de Rodriguez.

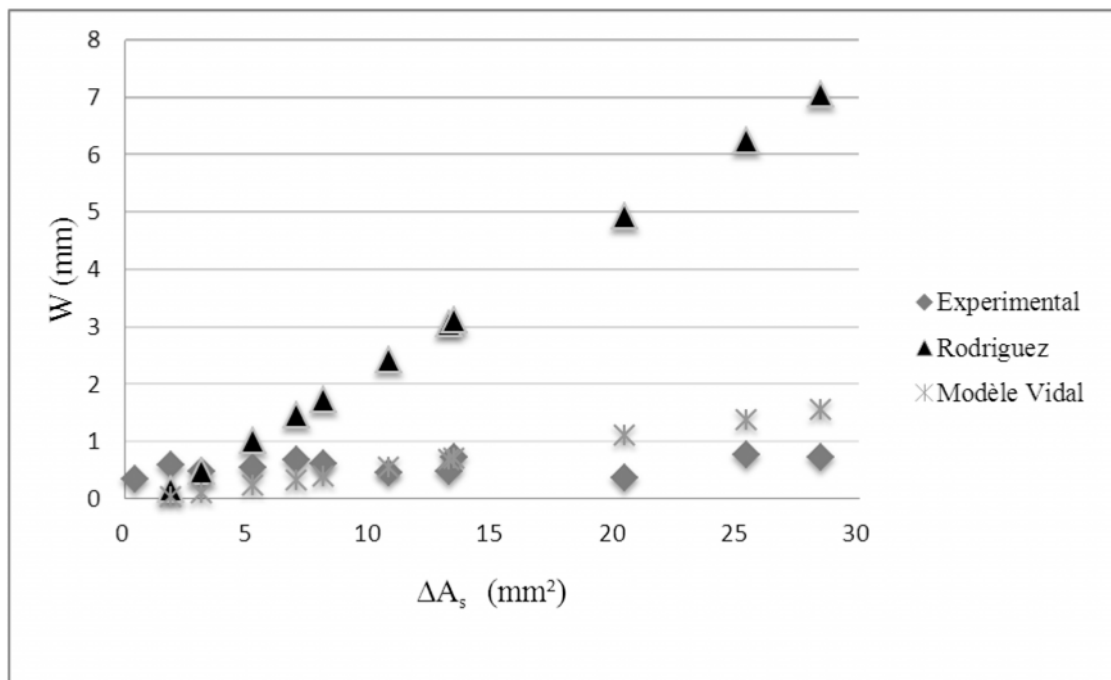


Figure IV.10 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).

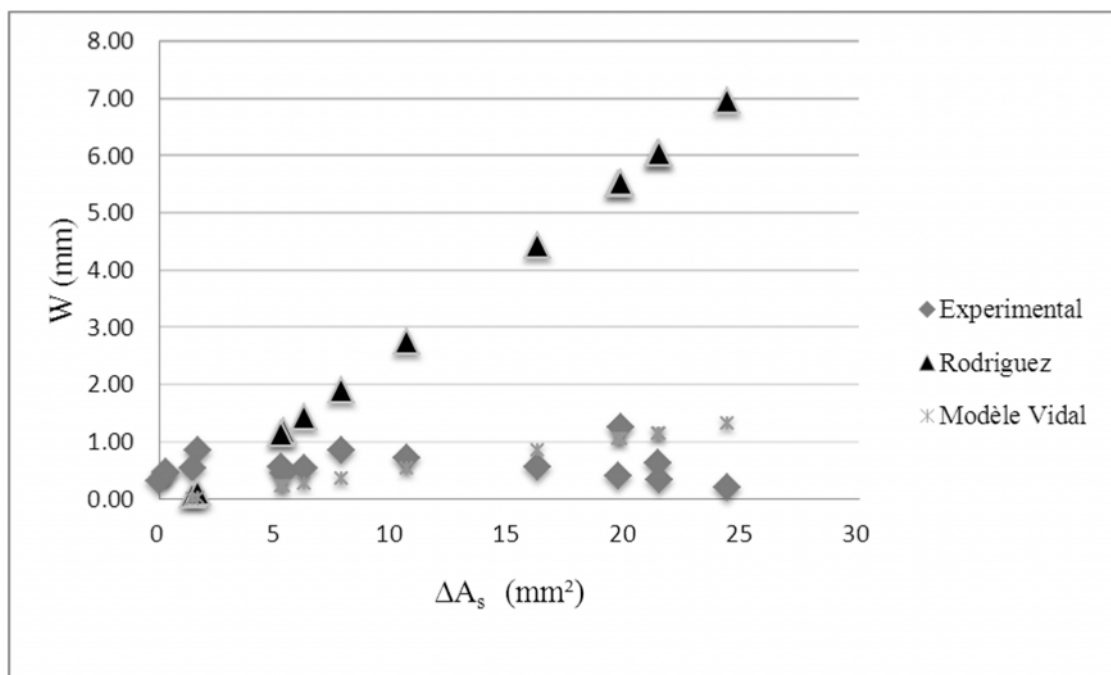


Figure IV.11 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).

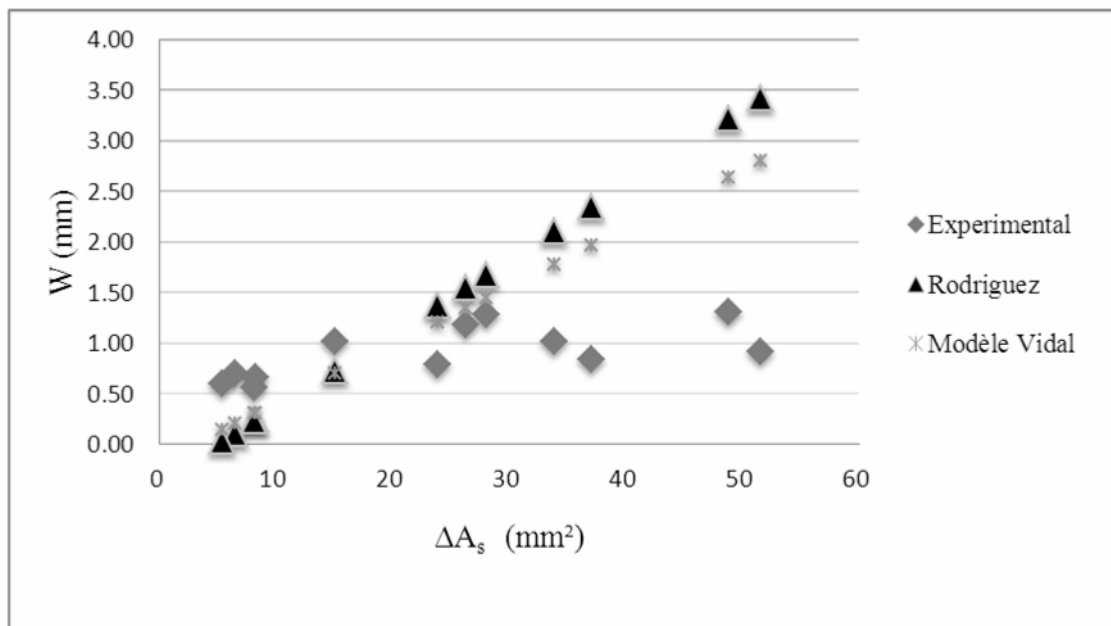


Figure IV.12 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).

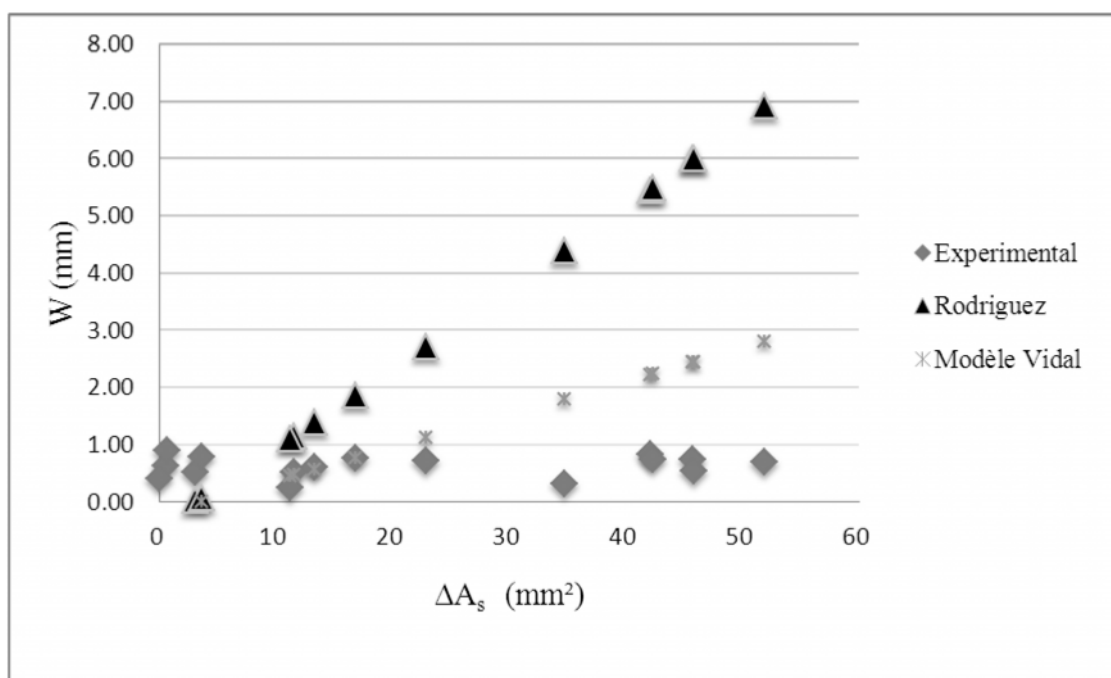


Figure IV.13 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).

La comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle de Rodriguez présentés dans les Figures IV.10 à IV.13 montrent une surestimation de la corrosion de l'acier ; d'où la plupart des valeurs expérimentales de la perte de section sont inférieures aux valeurs prévisionnelles du modèle. (Voir tab IV.1 à IV.4).

Le modèle de Vidal est meilleur que le modèle de Rodriguez pour prédire la perte de section d'acier dans le stade de la corrosion localisée, mais dans la deuxième phase de la corrosion correspondant à la corrosion générale les valeurs expérimentales de la perte de section sont inférieures aux valeurs prévisionnelles du modèle de Vidal.

Dans cette étude on propose une nouvelle relation liant les largeurs des fissures à la corrosion des armatures Pour l'étape de configuration de la corrosion générale.

IV.3. MODELE PROPOSÉ

Pour la tendance générale de la corrosion, on propose dans la présente étude un nouveau paramètre caractérisant la corrosion des armatures, il s'agit du paramètre A_{sm} qui représente la perte moyenne de section. Ce paramètre remplacera la perte locale de section, paramètre utilisé dans littérature pour décrire la corrosion des armatures dans la deuxième étape de la propagation des fissures.

Les barres de la poutre corrodée ont été d'abord pesées. la perte moyenne de section A_{sm} de chaque barre a été obtenue en mesurant la perte de masse m , puis en utilisant l'équation. (4.3) semblable à l'équation (3.2 du chapitre III).

$$\Delta A_{sm} = A_{s_0} \left[1 - \frac{m'}{m} \right] \quad (4.3)$$

Avec A_{s_0} : section d'armature initiale non corrodée en mm^2 ,

ΔA_{sm} : perte moyenne de section en mm^2 ,

m' : masse résiduelle du tronçon par unité de longueur en g/ml,

m : masse référence de l'armature non corrodée par unité de longueur en g/ml.

A partir de l'équation (4.3) et en utilisant les modèles existants notamment ceux de Rodriguez et al [60.61] et de Vidal et al [50], l'expression empirique (4.4) liant l'ouverture de la fissure à la perte moyenne de la section sous le régime de la corrosion générale est proposée :

$$w = \frac{1}{3} \times \exp \left[0,011 \times \Delta A_{sm} + \frac{\phi_0}{e} \right] \quad (4.4)$$

Où

w est la largeur de la fissure (mm),

ΔA_{sm} est la perte moyenne de section (mm^2),

e est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ϕ_0 est le diamètre d'armature initial en mm.

Les Figures IV.14 à IV.17 illustrent les résultats expérimentaux de la perte moyenne de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées correspondant respectivement aux poutres : (1T16 à 20 kN ; 2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN) et montrent aussi les résultats obtenus en utilisant les modèles de Vidal, de Rodriguez et du modèle proposé.

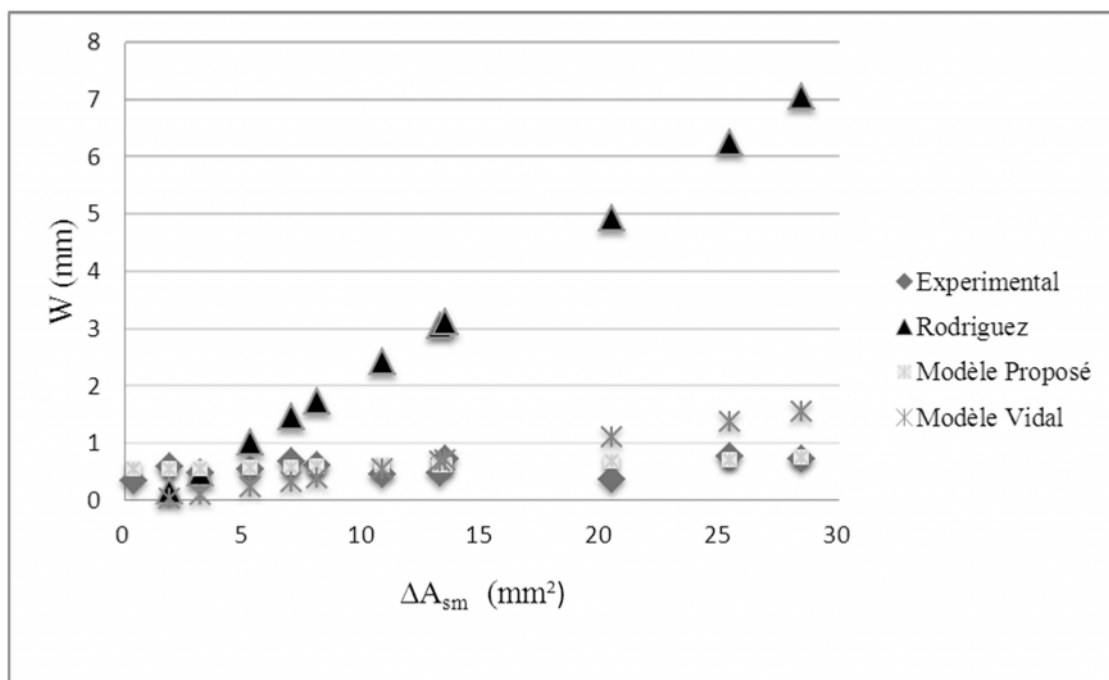


Figure IV.14 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).

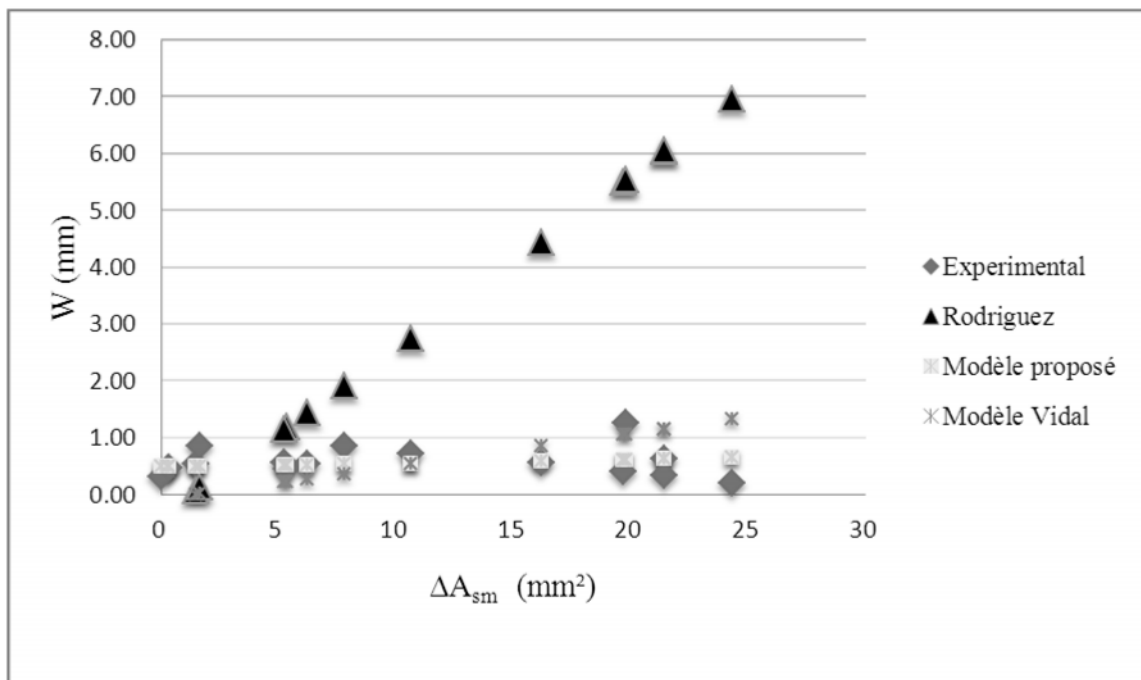


Figure IV.15 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).

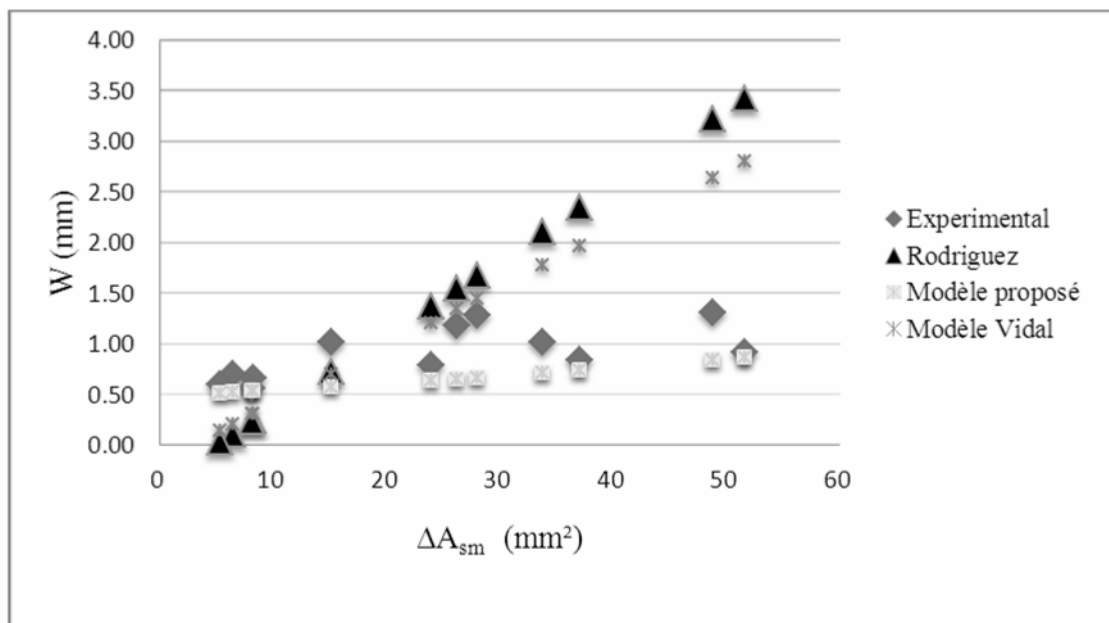


Figure IV.16 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).

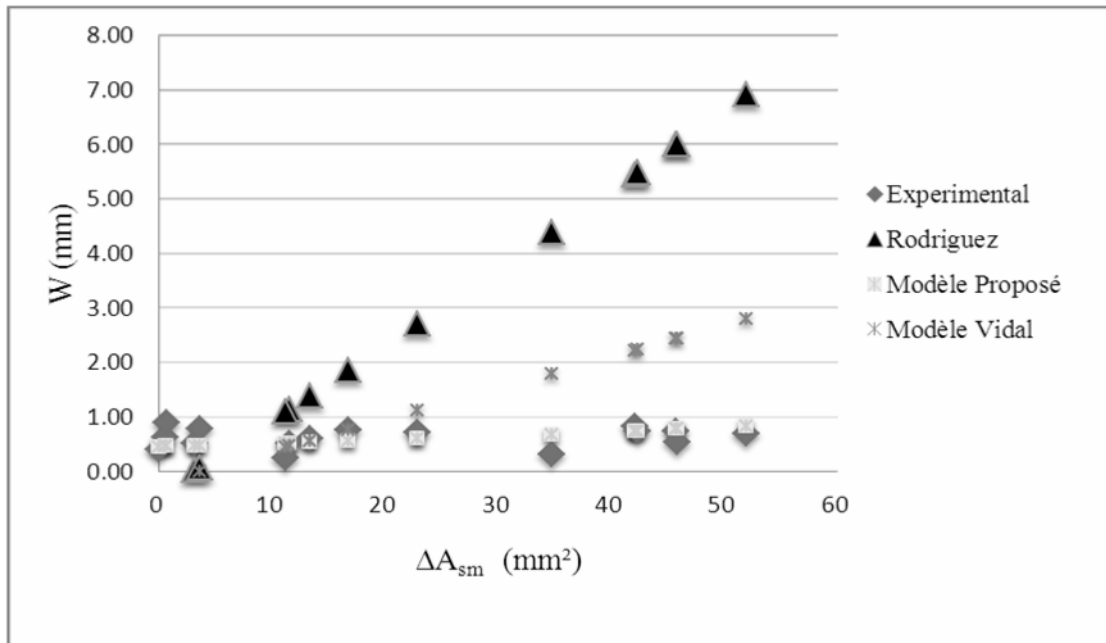


Figure IV.17 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).

Les points sont évidemment bien corrélés à une relation exponentielle aplatie. Cela confirme que la perte moyenne de section d'acier est un paramètre plus approprié pour décrire la propagation des fissures dans la deuxième phase.

Les tableaux suivants montrent les écarts entre le résultat expérimental « la perte moyenne de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées correspondantes respectivement aux poutres : (1T16 à 20 kN ; 2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN) » et le résultat des modèles Vidal, Rodriguez, et du modèle proposé.

Tableau IV.1 Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 1T16 à 20 kN).

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
ΔAs	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
5,244	0,550	0,223	60%	1,021	-86%	0,566	-3%
8,087	0,610	0,386	37%	1,740	-185%	0,585	4%
13,224	0,490	0,681	-39%	3,052	-523%	0,620	-27%
20,442	0,370	1,097	-196%	4,927	-1232%	0,674	-82%
6,977	0,690	0,322	53%	1,458	-111%	0,578	16%
28,452	0,730	1,557	-113%	7,052	-866%	0,738	-1%
25,411	0,760	1,382	-82%	6,240	-721%	0,713	6%
13,467	0,730	0,695	5%	3,115	-327%	0,622	15%
1,881	0,590	0,029	95%	0,177	70%	0,545	8%
3,130	0,470	0,101	78%	0,490	-4%	0,553	-18%
10,786	0,450	0,541	-20%	2,427	-439%	0,603	-34%
0,377	0,350	-0,057	116%	-0,198	157%	0,536	-53%

Tableau IV.2 Écart entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 20 kN).

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
ΔA_s	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
1,461	0,540	0,003	99%	0,064	88%	0,493	9%
7,814	0,850	0,368	57%	1,915	-125%	0,530	38%
1,668	0,850	0,015	98%	0,124	85%	0,494	42%
5,355	0,450	0,227	50%	1,193	-165%	0,515	-15%
0,270	0,440	-0,066	115%	-0,277	163%	0,486	-11%
10,642	0,720	0,531	26%	2,754	-282%	0,547	24%
19,676	0,400	1,050	-163%	5,502	-1276%	0,607	-52%
19,799	1,260	1,057	16%	5,540	-340%	0,608	52%
24,334	0,210	1,318	-528%	6,963	-3216%	0,640	-205%
21,410	0,630	1,150	-83%	6,042	-859%	0,619	2%
6,212	0,530	0,276	48%	1,444	-172%	0,521	2%
21,439	0,330	1,152	-249%	6,051	-1734%	0,619	-88%
0,013	0,32	-0,080	125%	-0,351	210%	0,485	-52%
5,217	0,56	0,219	61%	1,153	-106%	0,515	8%
16,225	0,57	0,852	-49%	4,440	-679%	0,583	-2%
0,310	0,48	-0,063	113%	-0,266	155%	0,487	-1%

Tableau IV.3 Écart entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 30 kN).

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
ΔA_s	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
15,109	1,025	0,706	31%	0,734	28%	0,576	44%
37,048	0,838	1,968	-135%	2,343	-180%	0,740	12%
23,902	0,789	1,212	-54%	1,374	-74%	0,637	19%
51,596	0,914	2,804	-207%	3,430	-275%	0,873	5%
33,827	1,019	1,783	-75%	2,105	-107%	0,713	30%
48,836	1,307	2,646	-102%	3,223	-147%	0,846	35%
26,266	1,181	1,348	-14%	1,548	-31%	0,654	45%
28,046	1,285	1,450	-13%	1,678	-31%	0,667	48%
6,498	0,702	0,211	70%	0,111	84%	0,522	26%
5,354	0,596	0,146	76%	0,029	95%	0,515	14%
8,290	0,669	0,314	53%	0,241	64%	0,533	20%
8,177	0,560	0,308	45%	0,232	59%	0,532	5%

Tableau IV.4 Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 3T10 à 20 kN).

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
ΔA_s	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
3,150	0,510	-0,016	1,03	0,014	0,97	0,477	0,06
16,802	0,767	0,769	0,00	1,864	-1,43	0,557	0,27
3,595	0,789	0,010	0,99	0,073	0,91	0,479	0,39
11,525	0,524	0,466	0,11	1,142	-1,18	0,525	0,00
0,583	0,629	-0,163	1,26	-0,328	1,52	0,463	0,26
22,856	0,724	1,118	-0,54	2,703	-2,74	0,597	0,18
42,093	0,820	2,224	-1,71	5,452	-5,65	0,743	0,09
42,353	0,747	2,239	-2,00	5,490	-6,35	0,745	0,00
51,945	0,690	2,790	-3,04	6,912	-9,02	0,832	-0,21
45,765	0,735	2,435	-2,31	5,992	-7,15	0,775	-0,05
13,365	0,605	0,572	0,06	1,393	-1,30	0,536	0,11
45,827	0,534	2,438	-3,57	6,001	-10,24	0,776	-0,45
0,027	0,409	-0,195	1,48	-0,402	1,98	0,460	-0,13
11,229	0,253	0,449	-0,78	1,102	-3,36	0,523	-1,07
34,764	0,322	1,802	-4,60	4,389	-12,64	0,684	-1,12
0,669	0,905	-0,158	1,17	-0,316	1,35	0,464	0,49

Les écarts obtenus du modèle proposé sont plus proche que ceux des modèles Vidal et Rodriguez.

IV.4.COMPARAISON AVEC D'AUTRES RESULTATS EXPERIMENTAUX

IV.4.1. Rappels du programme expérimental

Un long programme expérimental a été initié en 1984 au L.M.D.C. (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions - TOULOUSE) dans le but d'améliorer la compréhension du développement de la corrosion des armatures dans le béton armé, son incidence sur le comportement mécanique, mais aussi l'influence de la sollicitation sur le développement de la corrosion. Cet important projet de recherche a donc consisté à réaliser des études à échéances régulières sur des poutres de dimensions courantes en bâtiment, conservées dans un environnement agressif sous charge. Ces poutres se divisent en deux groupes, poutre de type A et poutre de type B, qui se différencient par leur ferrailage. Durant sa thèse, Castel [60] a mené ses recherches sur la corrosion en effectuant l'étude sur une poutre corrodée de type B (notée B1CL1). Vidal [50] a décidé de procéder à l'étude d'une poutre corrodée de type A (notée A1C11) de ferrailage différent, suivant le même mode opératoire que celui appliqué par Castel, afin de compléter ses analyses.

- Dimensionnement et ferrailage des poutres corrodées

Des poutres de section 150x280 mm et de 3 mètres de longueur ont été maintenues dans un brouillard salin de taux de salinité équivalent à celui de l'eau de mer, et soumises à un chargement en flexion 3 points de différentes intensités. L'ensemble de ces poutres est divisé en deux groupes A et B qui se différencient par leurs ferrillages définis suivant deux types de dimensionnement (Figure IV.18).

- ✓ Les poutres A : elles ont été dimensionnées suivant la réglementation française BAEL 83 [64] en vigueur lors de la réalisation, aux Etats Limites de Service en fissuration très préjudiciable (ambiance agressive) avec notamment une épaisseur d'enrobage maximale de 4cm.
- ✓ Les poutres B : elles ont été dimensionnées suivant la réglementation française BAEL 83 [64] aux Etats Limites de Service en fissuration non préjudiciable (ambiance non agressive) avec notamment une épaisseur d'enrobage minimale de 1 cm.

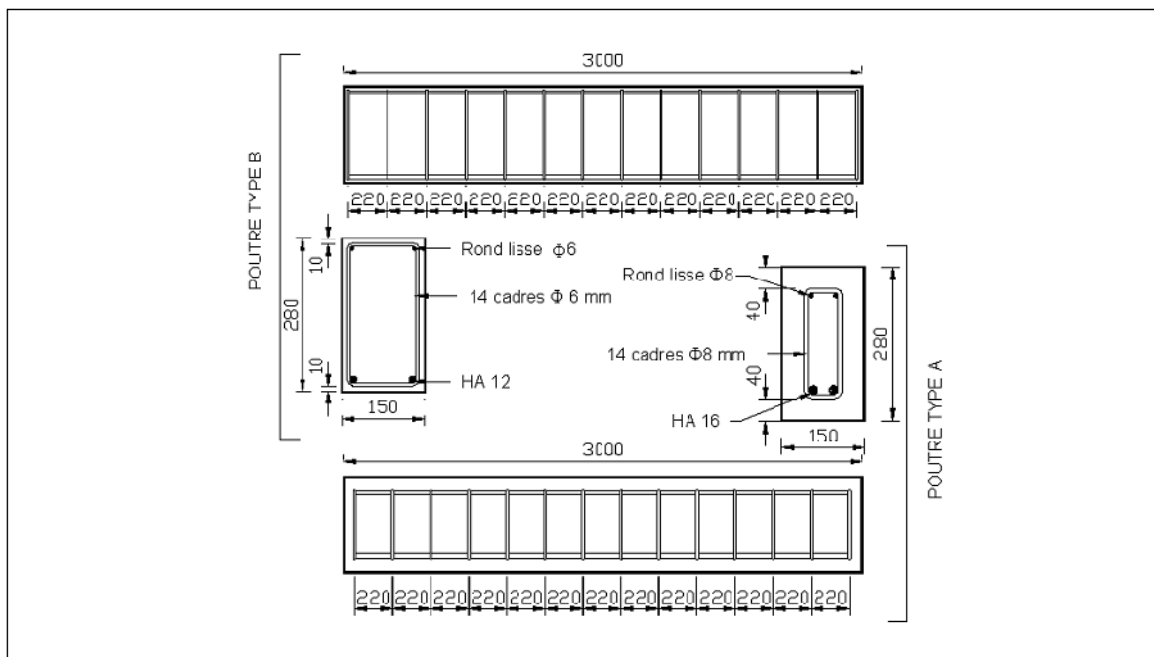


Figure IV.18 Plan de ferrailage des poutres de types A et B

- Chargement des poutres

Les poutres ont été soumises à un chargement en flexion 3 points à l'aide d'un dispositif (Figure IV.19) constitué de deux tiges $\phi 16\text{mm}$ en acier Fe40 et de deux profilés UAP 80 renforcés en Fe24. Une poutre de type B était associée à une poutre de type A.

La poutre de type B est positionnée au-dessus avec la partie tendue située normalement en partie inférieure. Au contraire, la poutre de type A placée en dessous est «à l'envers». La partie supérieure par laquelle le béton a été coulé, correspond à la zone tendue de ce type de poutre.

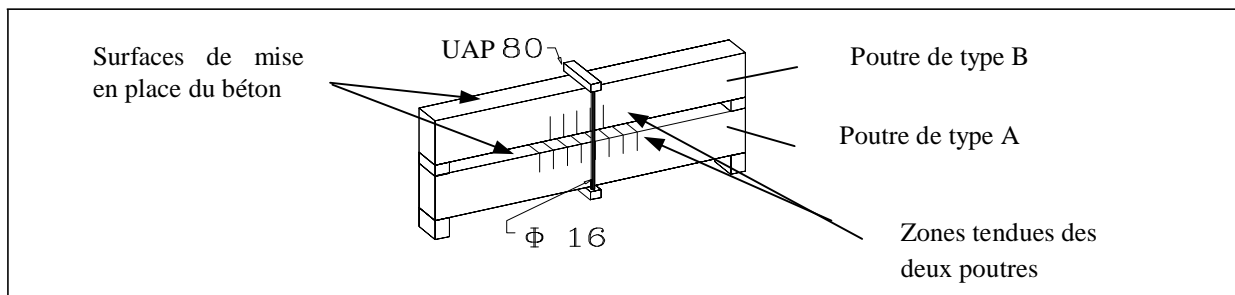


Figure IV.19 Dispositif de mise en charge.

- Distribution de la corrosion le long des armatures

Les distributions des pertes de sections d'acier le long des armatures tendues pour les poutres A1C11 et B1C11 sont exposées respectivement dans les figures : IV.20 et IV.21

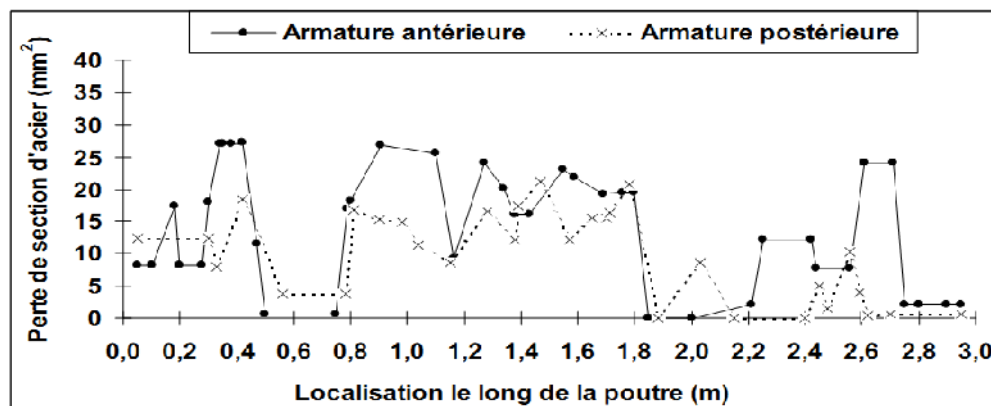


Figure IV.20 Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures tendue de la poutre A1C11.

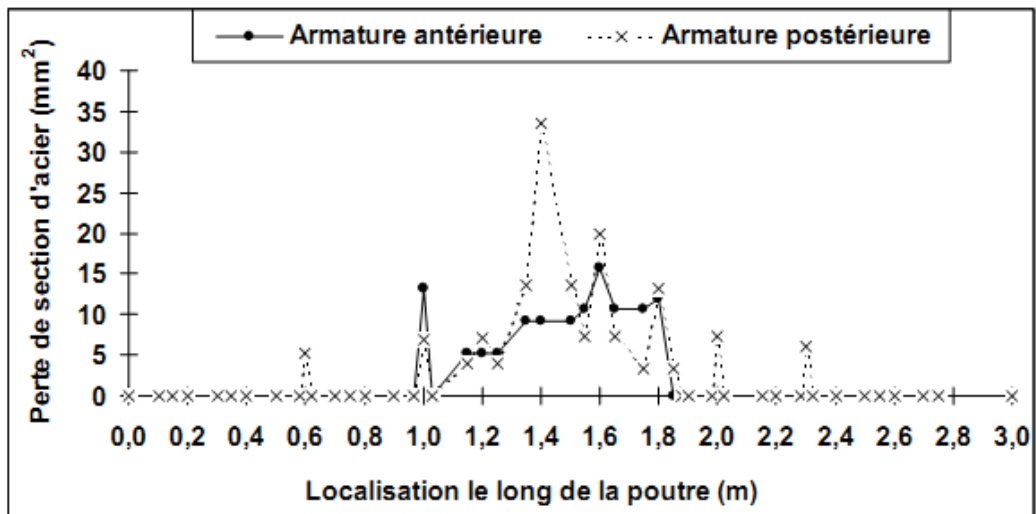


Figure IV.21 Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue de la poutre B1C11.

- Cartes de fissurations avec les ouvertures des fissures:

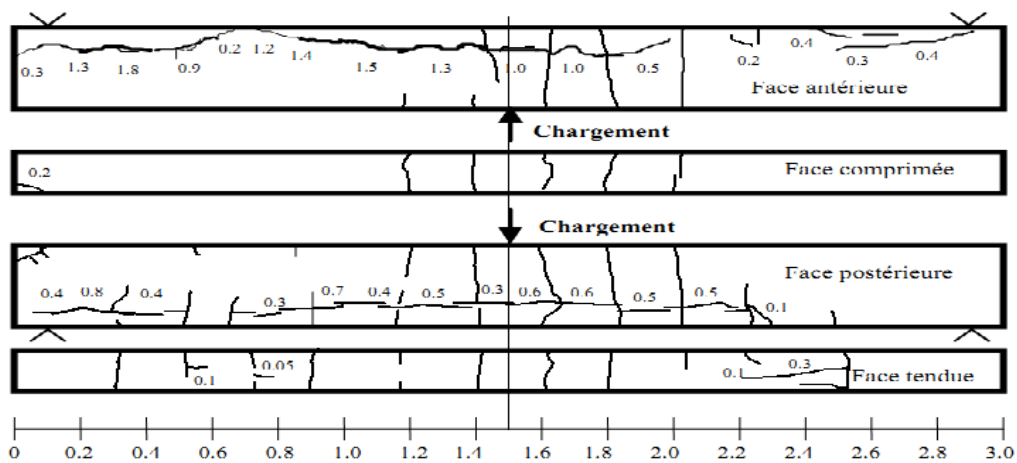


Figure IV.22 Carte de fissuration à 17 ans de la poutre A1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

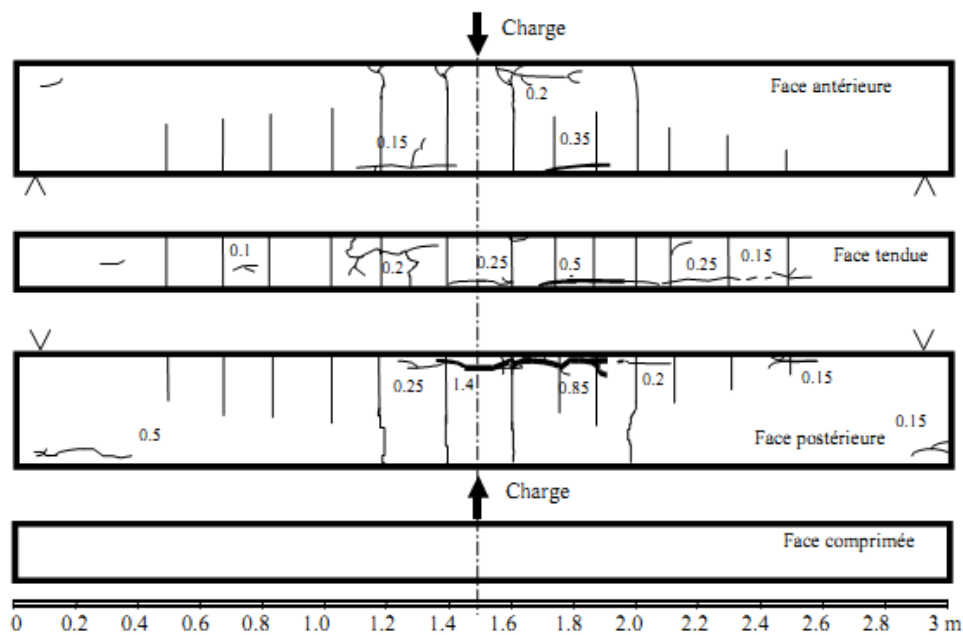


Figure IV.23 Carte de fissuration à 14 ans de la poutre B1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

Les Figures IV.24 ; IV.25 illustrent les résultats expérimentaux de la perte moyenne de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées correspondent respectivement aux poutres : (A1C11 ; B1C11) et montrent une comparaison avec la modélisation de Vidal et le modèle proposé.

Le modèle proposé doit estimer la perte moyenne de l'acier tout en restant dans le côté sécuritaire (légère sur estimation de Asm).

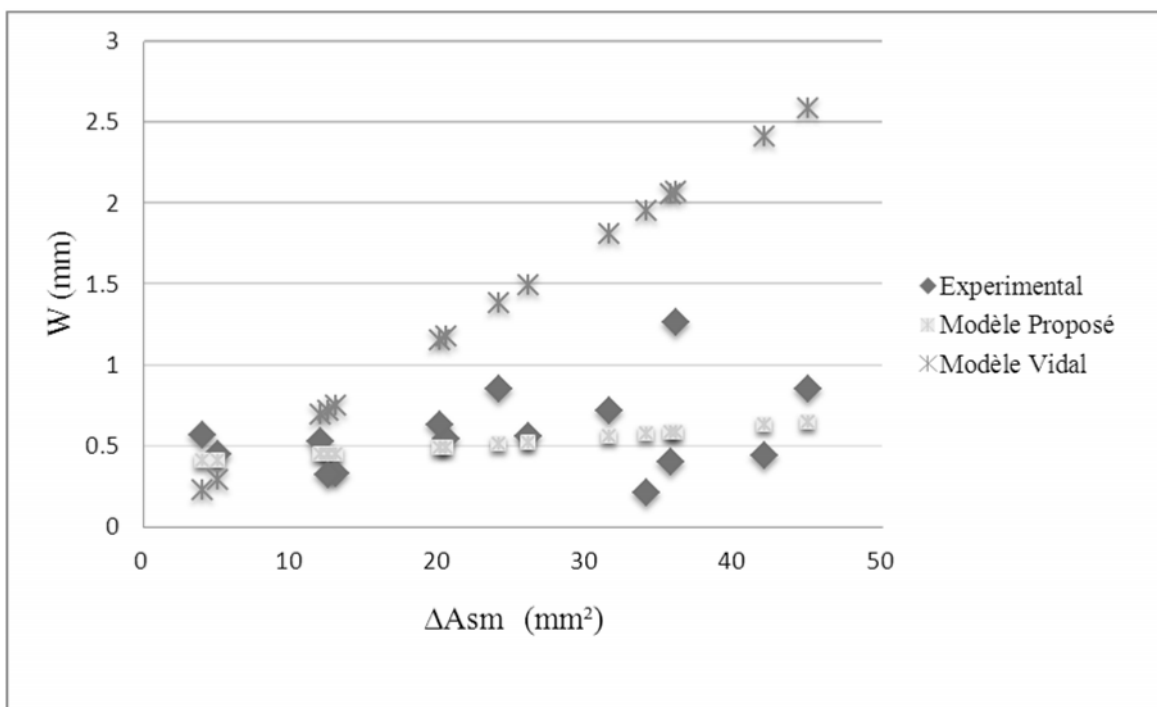


Figure IV.24 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre A1C11).

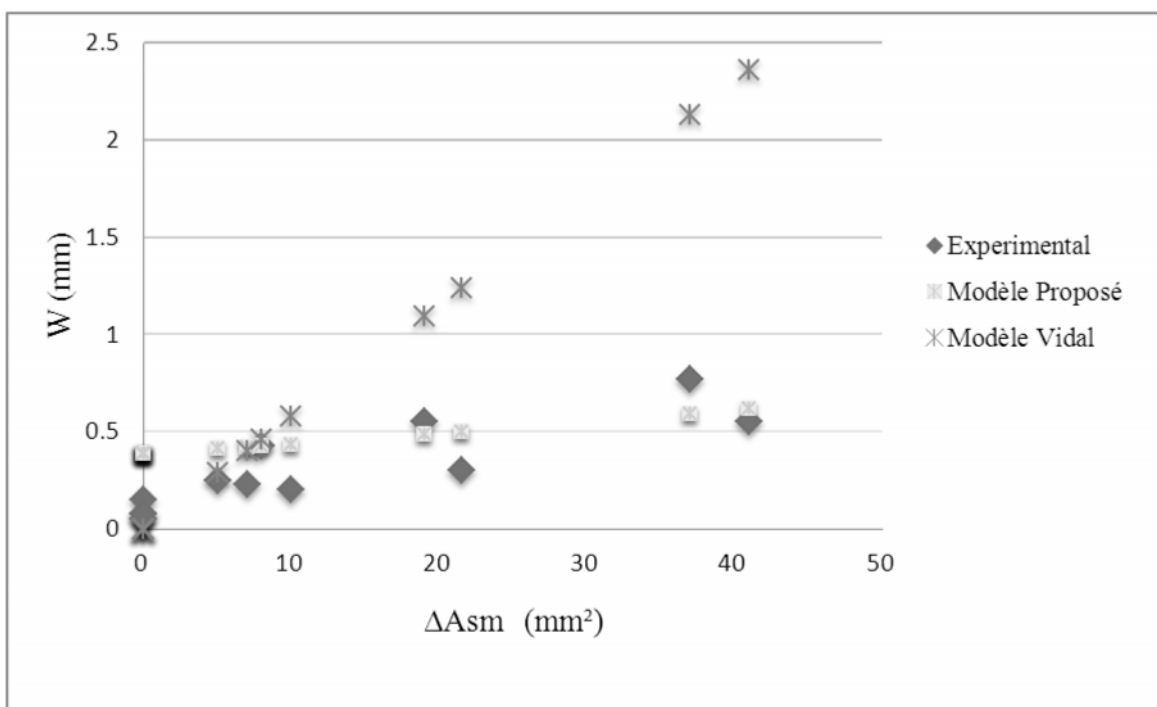


Figure IV.25 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre B1C11).

Pour une fissure donnée due à la corrosion, la prédiction de la perte de section due à la corrosion localisée sur le modèle de Vidal [50] est toujours plus élevée à la perte moyenne de section prévue par le modèle proposé. En raison de la distribution complexe de corrosion des barres d'armature noyées dans une véritable structure de corrosion, il est impossible d'en savoir au préalable si la poutre est en "phase de corrosion localisée" ou en "phase de corrosion générale".

Par conséquent, dans la pratique, les deux modèles peuvent être utilisés ensemble pour déterminer les minimales et les limites maximales du niveau de la corrosion des armatures pour évaluer le changement dans le comportement mécanique de la structure corrodée. Il convient de noter que, en vertu de la tendance générale à la corrosion, la prédiction de modèle de Vidal [50] peut-être trop prudente.

IV.5. ETAPES DE CALCUL D'UNE POUTRE CORRODÉE A L'ELS

Description des différentes étapes pour le calcul d'une poutre corrodée à ELS :

- La première étape consiste à reproduire la carte de fissuration de chaque face de poutre corrodée :

L'élaboration de la carte de fissuration est réalisée en relevant la position précise des fissures de flexion et des fissures longitudinales dues à la corrosion. Les ouvertures des fissures provoquées par l'expansion des produits de corrosion sont ensuite mesurées à l'aide d'une binoculaire avec une précision de l'ordre de 0,02 mm.

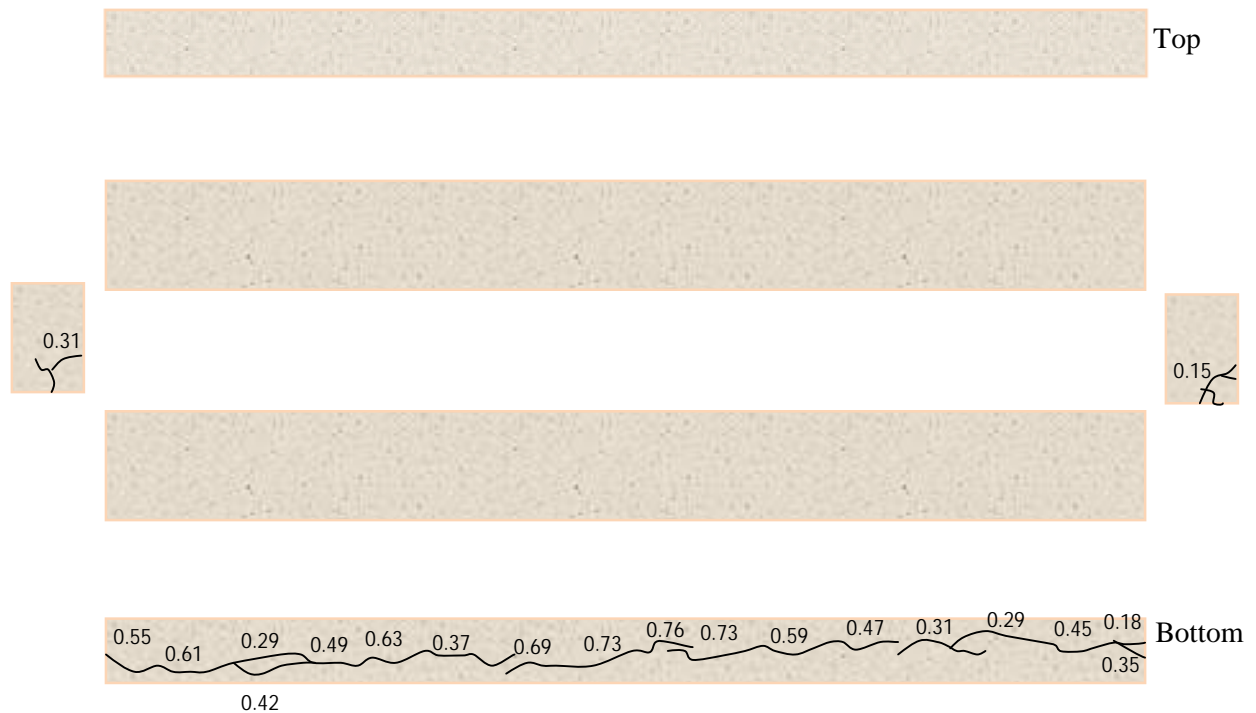


Figure IV.26 Carte de fissuration de la poutre (séries 2 - 1T16 à 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

- La deuxième étape consiste à définir les caractéristiques de poutre corrodée :

Les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- Le module d'élasticité des matériaux, acier et béton,
- La résistance en compression et en traction du béton,

Les paramètres géométriques de la poutre sont les dimensions de la section de béton :

- La hauteur h ,
- La largeur b ,
- La longueur L .

- La troisième étape consiste à définir les conditions d'appuis et le type de chargement de poutre corrodée :

On détermine les moments les plus défavorables à l'état limite de service pour une poutre dans le cas de flexion à 4 points.

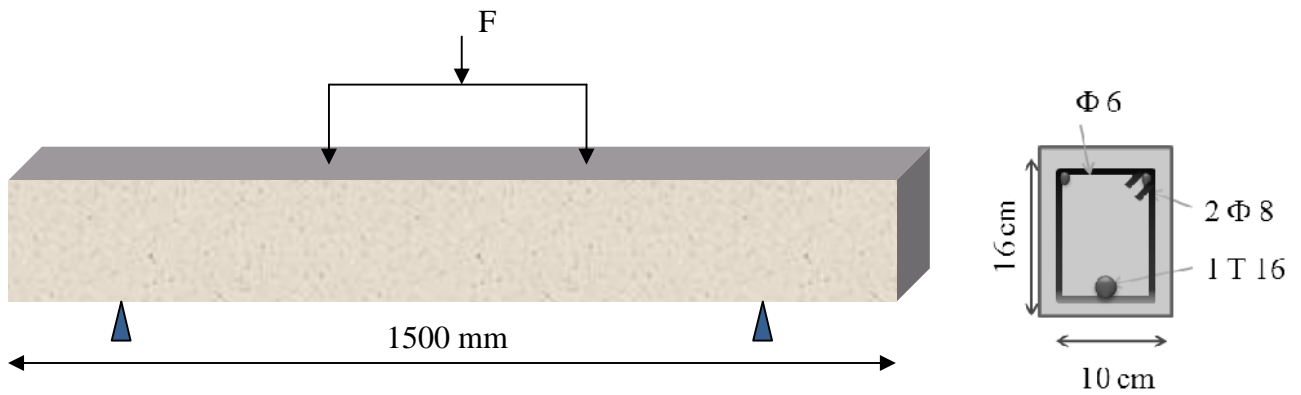


Figure IV.27 caractéristiques de poutre corrodée

a [m]	F [kN]	A_s [cm ²]	$A's$ [cm ²]	e [mm]	e' [mm]	F_{c28} [Mpa]
0,35	20	2.011	1.005	3.4	3.0	45.90

- La quatrième étape est le passage de la fissuration vers la distribution des pertes de section :

A partir des cartes de fissuration, la répartition des réductions de section d'armature tendue de la poutre est établie par l'intermédiaire du modèle empirique qui traduit l'ouverture de fissure de corrosion en terme de réduction de section d'armature.

Les répartitions de perte de section pour les armatures tendues sont présentées dans la Fig.IV.28.

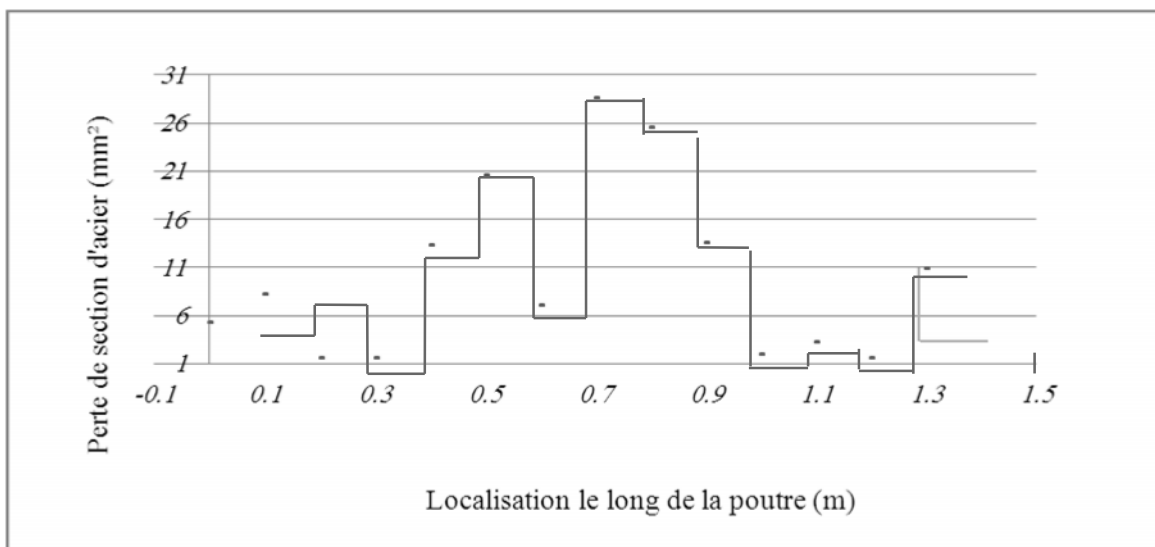


Figure IV.28 Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue

- La cinquième étape est le passage de la corrosion au comportement des poutres corrodées.

Les effets de la corrosion sont intégrés dans le calcul des inerties ; dans le calcul de l'inertie nous tenons compte de la perte de section d'acier, et de la valeur de variable d'endommagement D_c dues à la corrosion.

A l'aide du modèle de Castel [10] expliqué au deuxième chapitre on peut calculer la valeur de l'inertie moyenne (I_m) pour une poutre corrodée ; et puis déduire la flèche pour chaque valeur de l'abscisse (x) par la formule suivante :

$$y''(x) = -\frac{M(x)}{EI_m} \quad (4.5)$$

Avec :

$M(x)$ est l'expression du moment fléchissant en fonction de (x).

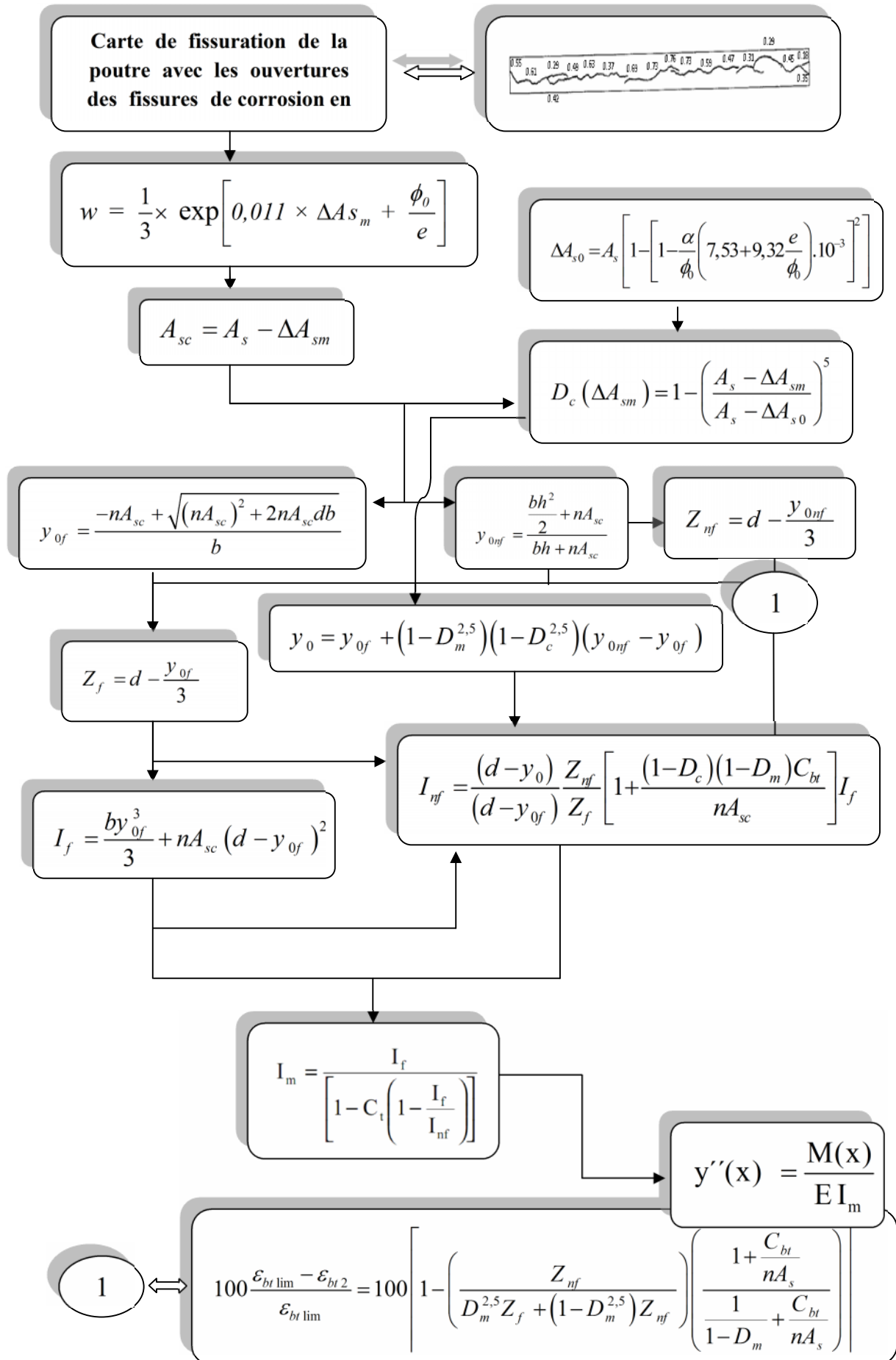
I_m est l'inertie moyenne.

E est le module d'élasticité longitudinal.

On intégrera deux fois cette équation pour pouvoir calculer les valeurs des flèches prises par la poutre dans ses différentes sections.

- **Organigramme de calcul :**

L'organigramme suivant résume les différentes étapes de calcul d'une poutre corrodée à ELS :



Pour chaque valeur du pourcentage de corrosion on peut estimer la valeur de flèche correspondante et tracer la courbe (Déformation -%Corrosion) pour chaque série de poutres.

La comparaison entre les résultats expérimentaux avec les calculs analytiques permet de valider le modèle proposé.

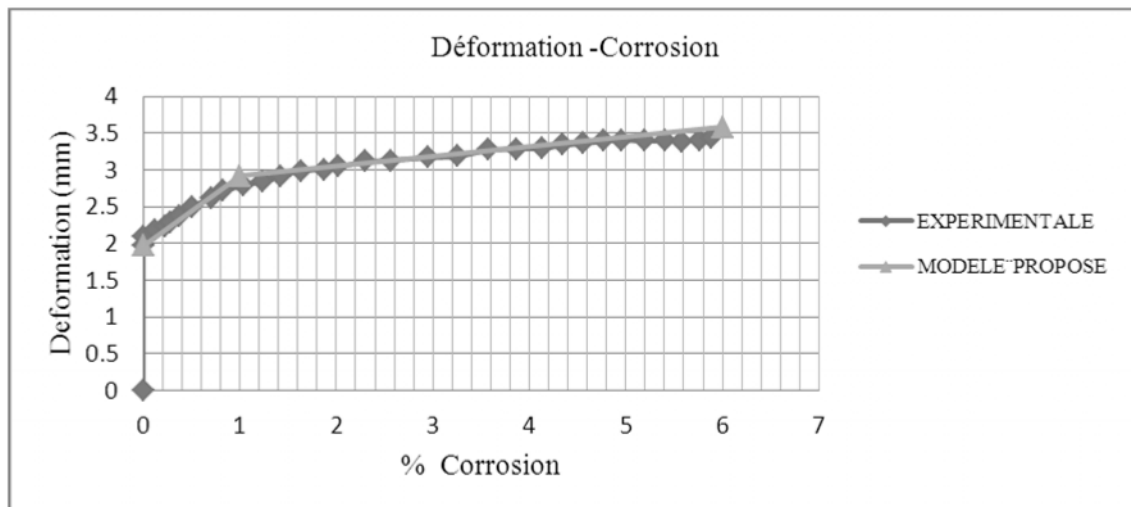


Figure IV.29 Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).

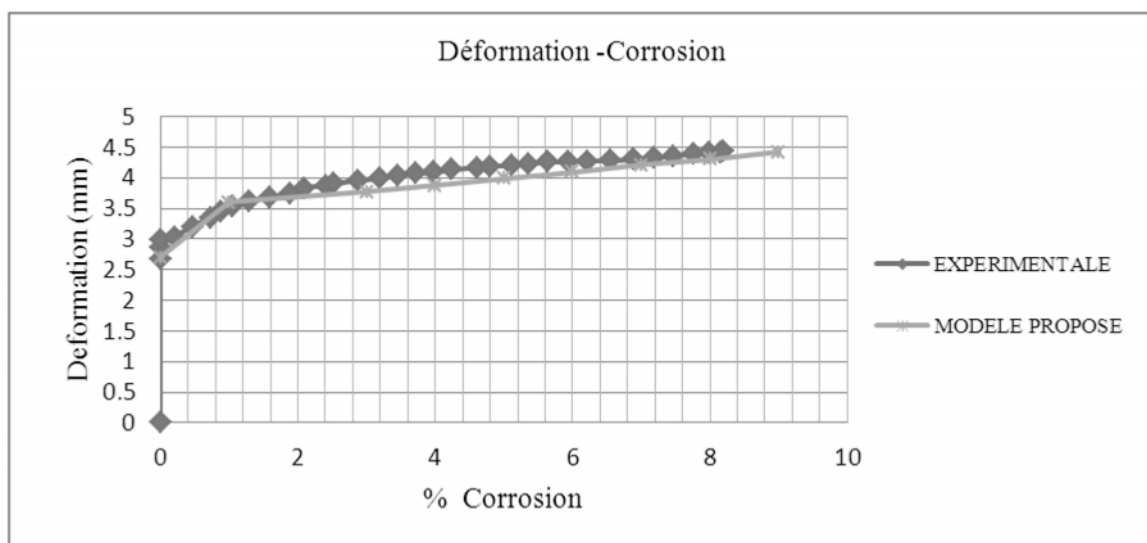


Figure IV.30 Déformation -%Corrosion (2T12 30 kN).

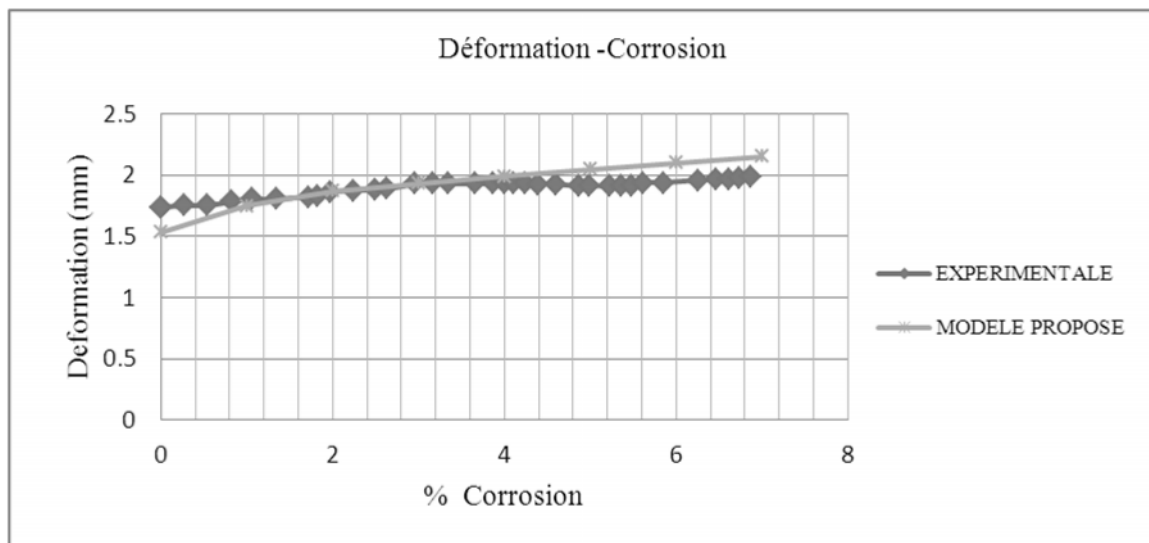


Figure IV.31 Déformation -%Corrosion (2T12 20 kN).

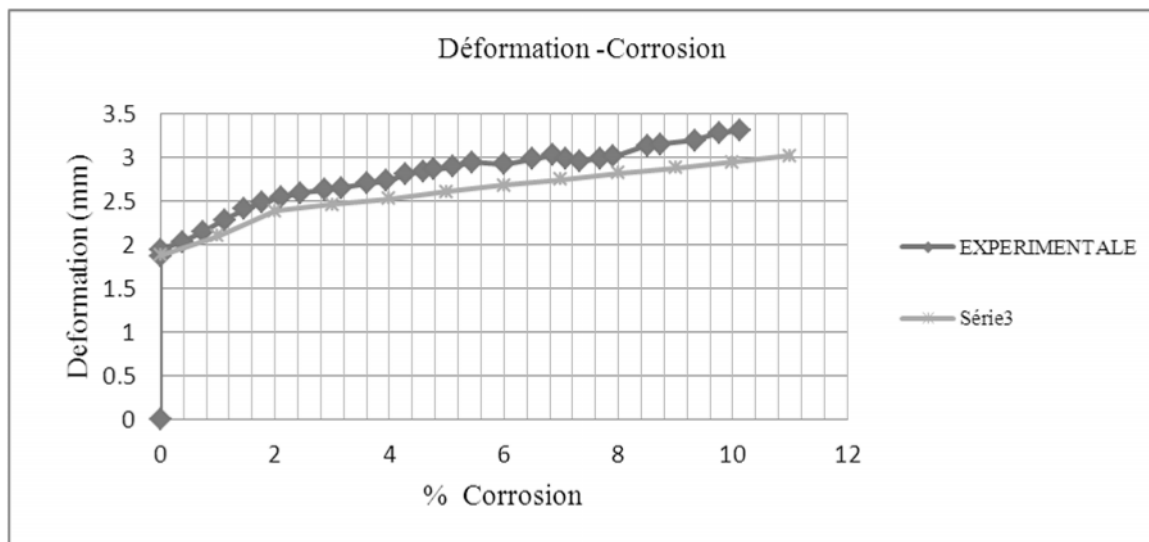


Figure IV.32 Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).

Dans les figures ci-dessus on remarque une bonne corrélation entre le modèle analytique et les résultats expérimentaux.

On rappelle que tous ces étapes sont présentées sur un fichier numérique sous format **Excel** permettant le traçage des différentes courbes présentées précédemment (voir annexe).

IV.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a proposé un modèle associé à la relation empirique reliant l'ouverture de fissure et la perte de section d'acier. On note que la perte moyenne de section d'acier est un paramètre plus approprié pour décrire la propagation des fissures dans le deuxième stade de propagation de la fissuration. L'expression empirique proposée prévoit la propagation des fissures sous motif corrosion générale.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les principales causes de dégradations des bétons proviennent des attaques physiques et chimiques supportées dans le temps par les structures placées dans un environnement plus ou moins agressif. Les dégradations peuvent provenir de défauts initiaux dus soit à une conception mal adaptée, soit à une mauvaise mise en œuvre des bétons. Pour les causes chimiques de dégradation telle que la corrosion « attaque des matériaux par les agents chimiques. Sur les métaux, la corrosion est une oxydation ».

La corrosion de l'acier n'est pas dépendante d'un unique paramètre mais de plusieurs dont les interactions concourent ou non à la corrosion, parmi les facteurs influents de la corrosion on peut constater : l'influence de l'enrobage, la composition du béton, l'humidité, la résistivité du béton, les fissures de flexion, la qualité de l'interface acier-béton, le rapport eau/ciment et l'épaisseur d'enrobage, et l'endommagement mécanique, ainsi que l'effet de l'oxygène.

Durant cette étude, nous nous étions fixés pour objectif de savoir le comportement des poutres dégradées par corrosion des armatures. L'étude physico-chimique d'une poutre corrodée a permis de connaître l'initiation et le développement de la corrosion dans le béton armé. En se basant sur des données expérimentales, nous avons pu élaborer une nouvelle méthode d'évaluation de l'état de corrosion. Cette méthode consiste en une relation empirique reliant l'ouverture des fissures de corrosion à la réduction de section d'armature.

L'étude a été divisée suivant quatre chapitres :

Le premier chapitre a traité les différents aspects de la corrosion dans le béton, les facteurs influents la corrosion, les mécanismes de propagation de corrosion des armatures et les différents essais de corrosion accélérée.

Le deuxième chapitre est dédié à la modélisation du comportement local du béton armé fissuré, nous sommes intéressés aussi au comportement de poutres dégradées par corrosion des armatures.

Nous avons étudié les méthodes d'évaluation non destructives de l'état local de corrosion. Ces méthodes consistent en une relation empirique reliant l'ouverture des fissures de corrosion à la réduction locale de section d'armature.

Le troisième chapitre est consacré à la partie expérimentale réalisée au laboratoire de génie civil de l'université de Witwatersrand Johannesburg en Afrique du sud, dont le but était d'étudier l'influence de la corrosion sur l'état limite de service (déformation et ouverture de fissure), le travail est effectué sur 4 séries de poutres soumises à une flexion 4 points ,ce qui nous a permis de tracer le diagramme taux de corrosion en fonction de déformation et de dresser les cartes de fissurations et de préciser la position des fissures de flexion et les fissures longitudinales provoquées par la corrosion des armatures ainsi que de mesurer les pertes de section d'armatures dues a la corrosion, cette réduction de section à été déduite des mesures de pertes de masse le long de chaque armature de la poutre .

En fin le quatrième chapitre se consacre à la proposition du modèle associé à la relation empirique reliant l'ouverture de fissure et la perte de section moyenne d'acier, cette dernière est le paramètre le plus approprié pour décrire la propagation des fissures dans le deuxième stade de propagation de la fissuration. L'expression empirique proposée prévoit la propagation des fissures sous motif corrosion générale.

Les résultats ont montré une bonne corrélation entre la méthode analytique et les résultats expérimentaux et la comparaison entre ces résultats et ceux obtenus par les calculs analytiques a permet de valider le modèle proposé.

Comme perspective à notre travail, nous suggérons :

- Etablir un programme de calcul par la méthode des éléments finis capable de modéliser l'effet de la corrosion sur les éléments structuraux (poteaux, poutres,...etc.).
- La prise en compte des caractéristiques influant sur les procédures de dégradations de béton armé.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Almusallam A.**, «Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars», *Construction and Building Materials*, vol.9, n°5, 1995, 295-303.
- [2] **BAEL 91**, «Béton Armé aux Etats Limites», Réglementation française de conception, calcul et construction des ouvrages en béton armé par la méthode des états limites, 1991.
- [3] **Eurocode 2** – «Calcul des structures en béton armé, partie 1.1, règles générales et règles pour les bâtiments», AFNOR, 1992.
- [4] **ACI, 2009 Committee 318**, «Building Code Requirements for Reinforced Concrete», (ACI 318), American Concrete Institute, Detroit, 2009.
- [5] **CBA 93** Règles de conception et de calcul des structures en béton arme C.B.A document technique règlementaire D.T.R. B.c.2-41
- [6] **François R., Arliguie G., Maso J.C.**, «Durability of reinforced concrete», Synthesis Report, L.M.D.C. I.N.S.A.-U.P.S. 1994, Toulouse, France.
- [7] **Schiessl P., Raupach M.**, «Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion in concrete», *ACI Materials Journal*, 94, n°1, Jan-Feb 1997.
- [8] **Castel A., François R., Arliguie G.**, «Factors other than chloride level influencing corrosion rate of reinforcement», Fifth CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete», SP-192, V.M. Malhotra Editor, vol.1, Barcelone, June 4-9-2000b, 629-644.
- [9] **Mohammed T.U., Otsuki N., Hisada M.**, «Corrosion of steel bars with respect to orientation in concrete», *ACI Materials Journal*, 96, 2, March-April 1999, 154-159.
- [10] **Castel A., François R., Arliguie G.**, «Mechanical Behavior Model of corroded reinforced concrete», *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences – Série IIb/Mécanique*, Editions ELSEVIER, (330), 2002, 45-50.
- [11] **EVANS U.R., J. Franklin Institute** 208 (1929), p. 45 cité dans “ROBIN J., Introduction aux méthodes électrochimiques, Edition MASSON et C ie (1967), 357 p.”
- [12] **WAGNER C., TRAUD W.**, Uber die Deutung von Korrosions vorgengen durch Uberlagerung von electrochemischen Teil vorgengen und ubre die Potential bildungam Mischel Elektroden, *Z. Elektrochem.* 44 (1938), pp. 391-402.
- [13] **Tuutti K.** Corrosion of steel in concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute CBI no.4-82, 1982:486 1982:486.
- [14] **Page C.L.**, «Mechanism of corrosion protection in reinforced concrete marine structures», *Nature*, 258 (11), 1975, 514-515.

Références Bibliographiques

- [15] **Raupach M.**, «Chloride-induced macrocell corrosion of steel in concrete-theoretical background and practical consequences», *Construction and Building Materials*, vol.10, 5,1996, 329-338.
- [16] **Pech-Canul M. A., Castro P.**, «Corrosion measurements of steel reinforcement in concrete exposed to a tropical marine atmosphere», *Cement and Concrete Research*, vol.32, 3, March2002, 491-498.
- [17] **Otsuki N., Miyazato S., Diola N., Suzuki H.**, «Influences of bending crack and water-cement ratio on chloride-induced corrosion of main reinforcing bars and stirrups», *ACI Materials Journal*, 97, 4, Jul-Aug 2000, 454-464.
- [18] **Mohammed T.U., Otsuki N., Hisada M.**, «Corrosion of steel bars with respect to orientation in concrete», *ACI Materials Journal*, 96, 2, March-April 1999, 154-159.
- [19] **Yonezawa T., Ashworth V., Procter R.P.M.**, «Pore solution composition and chloride effects on the corrosion of steel in concrete», *Corrosion Engineering*, 44, n°7, 1988, 489-499.
- [20] **Lambert P., Page C.L., Vassie P.R.W.**, «Investigations of reinforcement corrosion : 2. Electrochemical monitoring of steel in chloride-contaminated concrete», *Materials and Structures*, 24, 1991, 351-358.
- [21] **Duffaut P., Duhoux L., Heuze B.**, «Corrosion des aciers dans le béton armé. Essais réalisés dans l'estuaire de la Rance de 1959 à 1971», *Annales de l'ITBTP*, n°305, 1973.
- [22] **ACI committee 222**, «Corrosion of metal in concrete», *Journal Proceedings*, 82 (1), 1985, pp.3-32.
- [23] **Danilecki W.**, «An investigation into the effect of crack width on the corrosion of reinforcement in reinforced concrete», *RILEM Symposium on the Durability of Concrete*, Prague, 1969.
- [24] **Otsuki N., Miyazato S., Diola N., Suzuki H.**, «Influences of bending crack and water-cement ratio on chloride-induced corrosion of main reinforcing bars and stirrups», *ACI Materials Journal*, 97, 4, Jul-Aug 2000, 454-464.
- [25] **Li C.Q.**, «Corrosion initiation of reinforcing steel in concrete under natural salt spray and service loading – Results and analysis», *ACI Materials Journal*, 97, 6, Nov-Dec 2000, 690-697.
- [26] **ACI Committee 224**, *ACI Journal Proceedings*, 20, 35 (1980), revisions published in *ACI Materials Journal*, 87, 419 1990.
- [27] **BRI 1992 : British standards Institution**, *Eurocode2 : Part1 : 1992*, BSI, London
- [28] **JSCE** (Japan Society of Civil Engineers), «Standard specification for design and construction of structures : Part 1 (Design)», Tokyo 1986.

Références Bibliographiques

- [29] **Gowripalan N., Sirivivatnanon V., Lim C.C.**, «Chloride diffusivity of concrete cracked in flexure», *Cement and Concrete Research*, 30, 2000, 725-730.
- [30] **Lorentz T., French C.**, «Corrosion of reinforcing steel in concrete : effects of materials, mix composition and cracking», *ACI Materials Journal*, 92, 2, March-April 1995, 181-190.
- [31] **Arya C., Ofori-Darko F. K.**, «Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete», *Cement and Concrete Research*, 26, 3, March 1996, 345-353.
- [32] **Mohammed T.U., Otsuki N., Hisada M., Shibata T.**, «Effect of crack width and bar types on corrosion of steel in concrete», *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13, 3, May-June 2001, 194-201.
- [33] **Jacobsen S., Marchand J., Boisvert L.**, «Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete», *Cement and Concrete Research*, vol. 26, 6, June 1996, 869-881.
- [34] **François R., Arliguie G., Maso J.C.**, «Durability of reinforced concrete», *Synthesis Report*, L.M.D.C. I.N.S.A.-U.P.S. 1994, Toulouse, France.
- [35] **Castel A., Francy O., François R., Arliguie G.**, «Chloride diffusion in reinforced concrete beam under sustained loading», présenté au 5^e CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, publié dans le 5^e CANMET/ACI International Conference on Advances in Concrete Technology, Singapore, 2001.
- [36] **François R., Maso J-C.**, «Effect of damage in reinforced concrete on carbonation or chloride penetration», *Cement and Concrete Research*, vol.18, 1988, 961-970.
- [37] **Castel A., François R., Arliguie G.**, «Effect of loading on carbonation in reinforced concrete elements», *Cement and Concrete Research*, 29, 1999, 561-565.
- [38] **NDZANA AKONGO Grégoire & TCHOUMI Samuel** « Réhabilitation des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures ».
- [39] **Molina F.J., Alonso C., Andrade S.**, « Cover cracking as a function of rebar corrosion : Part 2 : Numerical model », *Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, pp. 532-548.
- [40] **Arliguie, 1997** ;Données tirées du document (AFPC-AFREM (DURABILITE DES BETONS) Ginette ARLIGUIE ; « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité » ; Laboratoire des Matériaux et Durabilité des Constructions (L.M.D.C.) ; 1997.
- [41] **P. LE BESCOP, F.ADENOT, C.GALLE, P.LOVERA** ; Dégénération des matériaux à base de liants hydrauliques en milieu saturé- Application au comportement à long terme des colis « béton » ; CE Saclay et CE Caradache, France.
- [42] **ZDUNEK A., PRINE D., LI Z., LANDIS E., P. SHAH S.**; “Early Detection

Références Bibliographiques

of Steel Rebar Corrosion by Acoustic Emission Monitoring"; Paper No. 547 presented at CORROSION95, the NACE International Annual Conference and Corrosion Show.

- [43] **Gonzalez J.A., Andrade C., Alonso C., Feliù S.**, «Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting generation on concrete embedded steel reinforcement», *Cement and Concrete Research*, 25 (2), 1995, 257-264.
- [44] **HAMDAN Z.** ; « Evolution de la corrosion des aciers du béton armé en ambiances agressives » ; LMDC INSA Toulouse ; Thèse N° ordre 237 ; 1993.
- [45] **VALLS S., VASQUEZ E.**; “Accelerated carbonation of sewage sludge-cement-sand mortars and its environmental impact”; Article; 2002.
- [46] **AUSTIN et LYONS.** “Electrochemical Behavior of Steel-Reinforced Concrete During Accelerated Corrosion Testing”; *Corrosion*; Vol.60; N°2; pp.203-212; 2004.
- [47] **El Maadawy T., Soudki K.A.**, «On the effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete», *Journal of Materials in Civil Engineering*, Jan-Feb 2003, 41-47.
- [48] **ZONGJIN, ZDUEK, LANDIS, P.SHAH**; “Application of Acoustic Emission Technique to Detection of Reinforcing Steel Corrosion in Concrete”; *ACI Materials Journal*; January-February 1998; Volume 95, N°1.
- [49] [**Ferrigno, 1999**] **FERRIGNO R.**, “Coplanar interdigitated band electrodes for electrosynthesis. Part 6. Hypochlorite electrogeneration from sea water electrolysis”; *Electrochimica acta* ; 1999, vol. 44, n° 17, pp. 2871-287
- [50] **T. Vidal**, « Requalification des structures dégradées par corrosion des armatures » . LMDC INSA Toulouse ; Thèse N° ordre 713 ; 2003.
- [51] **Almusallam A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Rasheeduzzafar**, «Effect of reinforcement corrosion on bond strength», *Construction and Building Materials*, vol.10, n°2, 1996, 123-129.
- [52] **Capozucca R.**, «Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion», *Construction and Building Materials*, vol.9, n°5, 1995, 295-303.
- [53] **Mangat P.S., Elgarf M.S.**, «Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams», *Materials and Structures*, vol.32, March 1999, 89-97.
- [54] **Al-Sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basunbul I.A., Rasheeduzzafar**, «Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members», *ACI Structural Journal*, vol.87, n°2, Mars-Avril 1990, 220-231.
- [55] **Ballim Y., Reid J.C., Kemp A.R.**, «Deflection of RC beams under simultaneous load and steel corrosion», *Magazine of Concrete Research*, 53, 3, June 2001, 171-181.

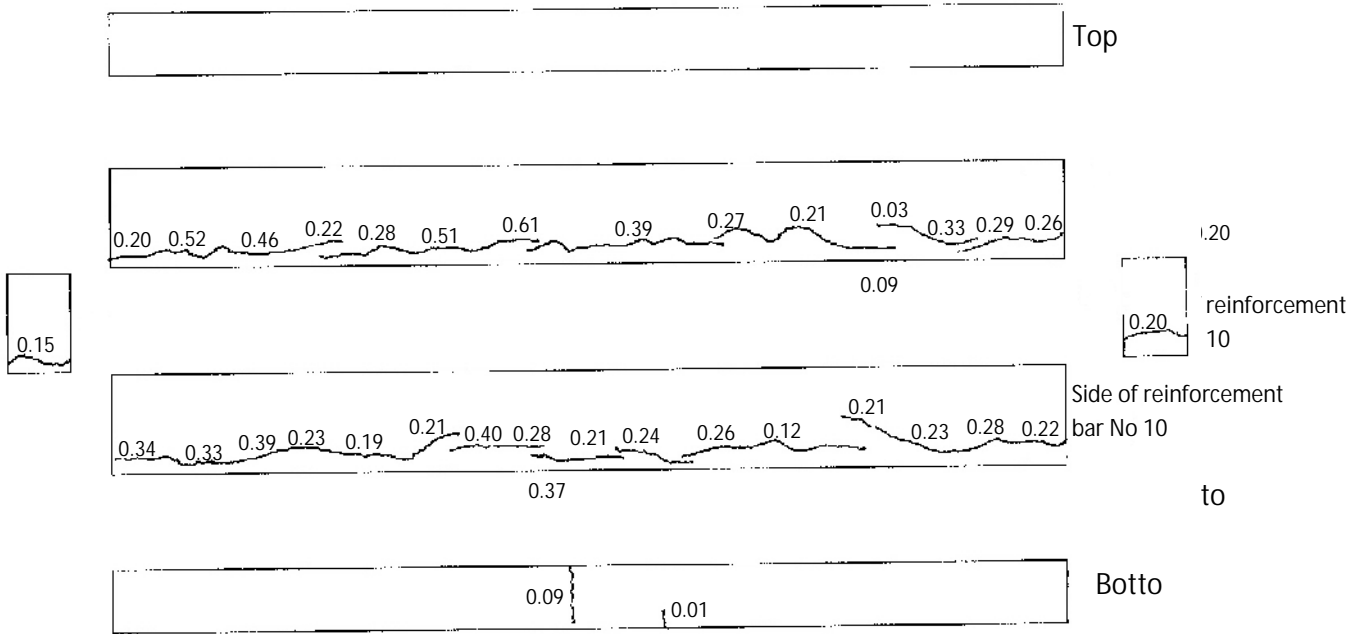
Références Bibliographiques

- [56] **Cabrera J.G.**, «Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion», *Cement and Concrete Composites*, 18, 1996, 47-59.
- [57] **Alonso C., Andrade C., Rodriguez J., Diez J.M.**, «Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion», *Materials and Structures*, 31, 1998, 435-441.
- [58] **Castel A.**, «Couplage mécanique et corrosion dans les éléments en béton armé», Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier de Toulouse, 2000*a*.
- [59] **Yoon S., Wang K., Weiss J., Shah S.P.**, «Interaction between loading, corrosion, and serviceability of reinforced concrete», *ACI Materials Journal*, vol.97, n°6, Nov-Dec 2000,637-644.
- [60] **Castel A., François R., Arliguie G.**, «Mechanical behavior of corroded reinforced concrete beams – Part 1: Experimental study of corroded beams», *Materials and Structures*, 33, 2000*c*, 539-544.
- [61] **Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M.**, «Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement», *Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Protection*, édité par R.K. Dhir et M.R. Jones, Dundee, 1996
- [62] **Fulton's** ; *concret technology* 8ème édition ,éditeurs Brian Addis et Gill Owens 2001,by cement & concret institut ,Mirand ;South Africa.
- [63] **BS 1881**,Part 121 : 1983Testing concrete. Method for determination of static modulus of elasticity in compression
- [64] **BAEL 83**, «Béton Armé aux Etats Limites», Réglementation française de conception, calcul et construction des ouvrages en béton armé par la méthode des états limites, 1983.

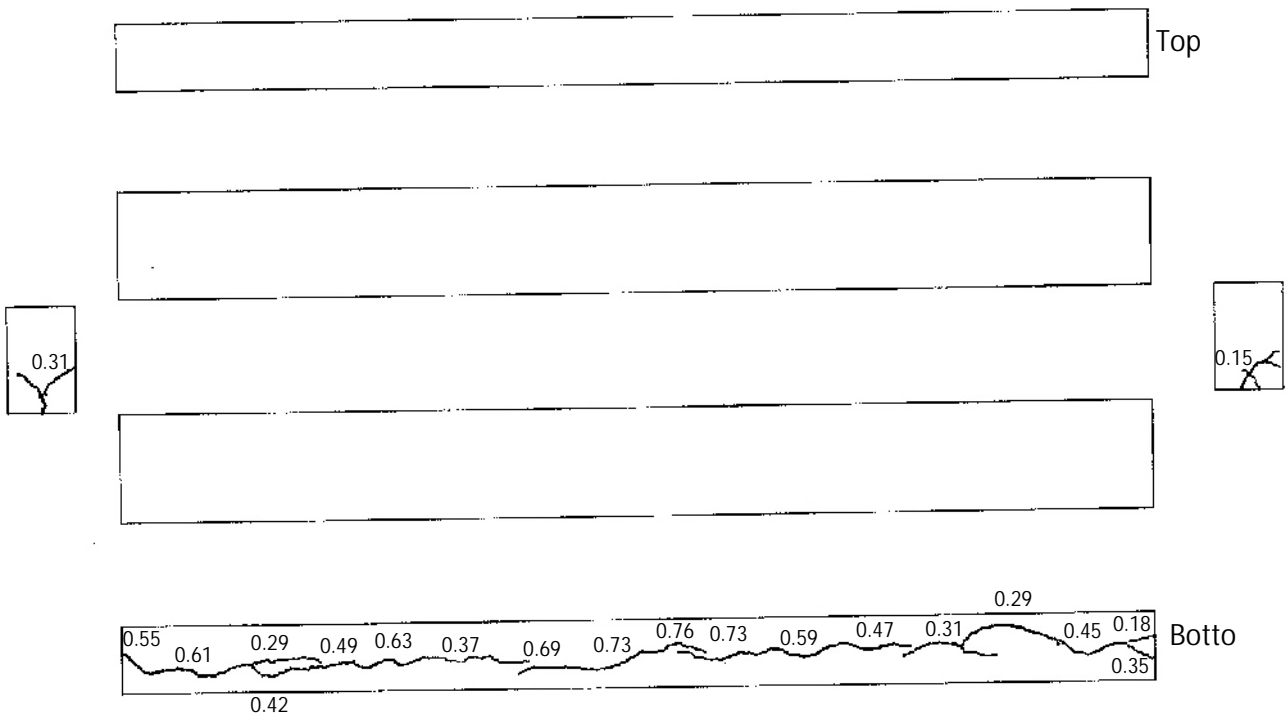
ANNEXES

ANNEXES

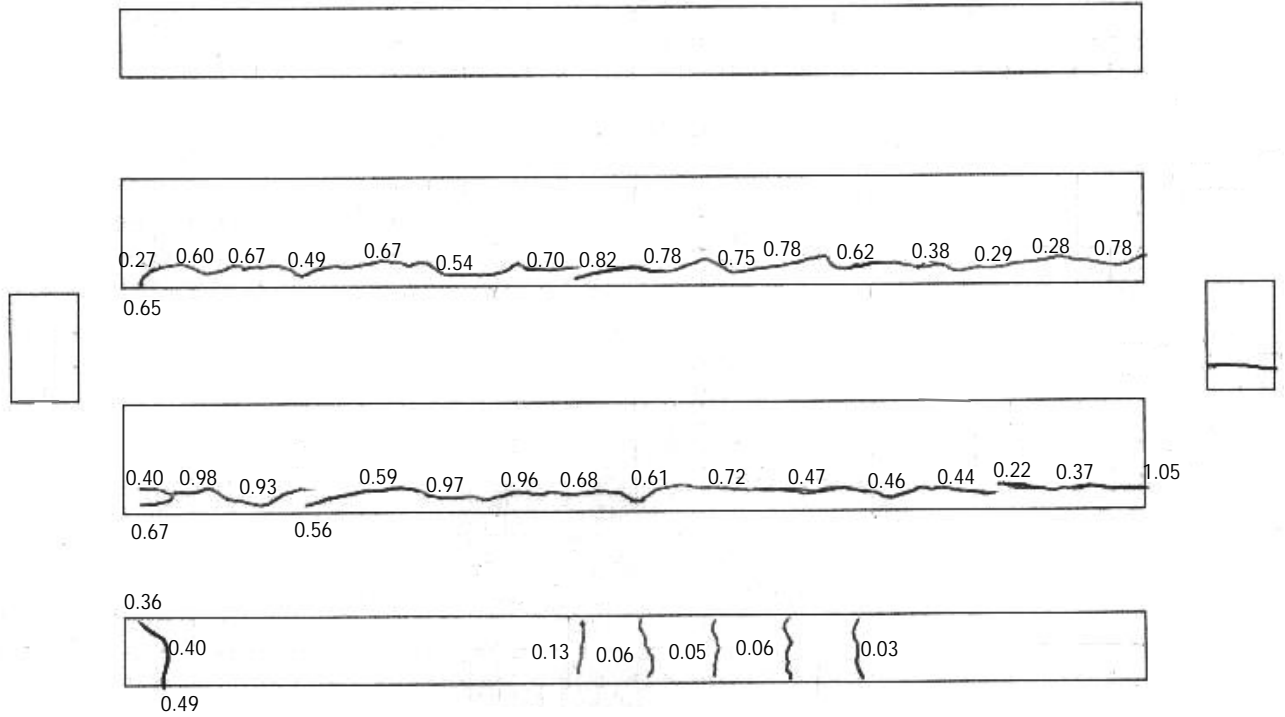
Annexe 1 : Les cartes de fissuration avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm



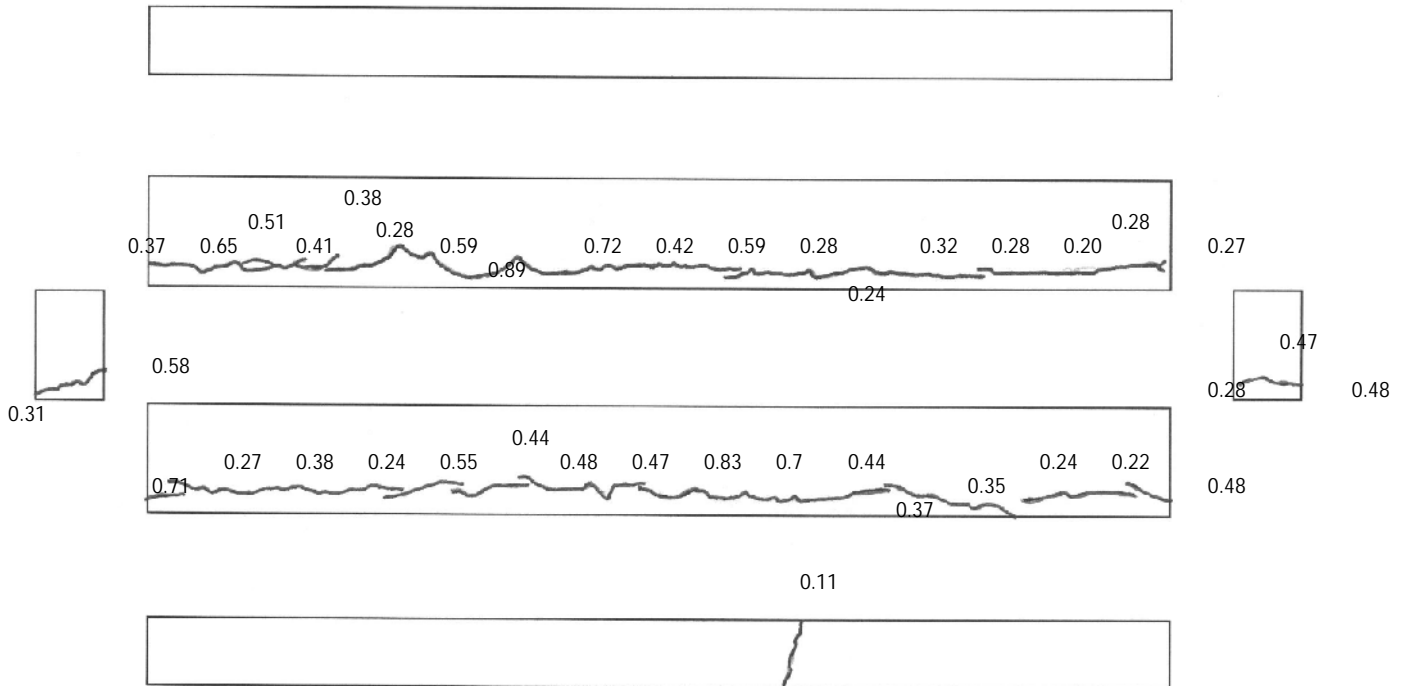
Map cracking of the beam CRI Series 1 (reinforcement bar 1 and 10)



Map cracking of the beam CRI Series 2 (reinforcement bar No 3)



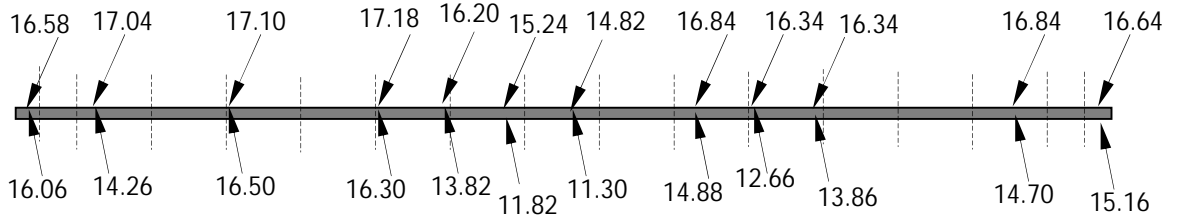
Map cracking of the beam CR1 Series 3 (reinforcement bar No 1, 2 and 3)



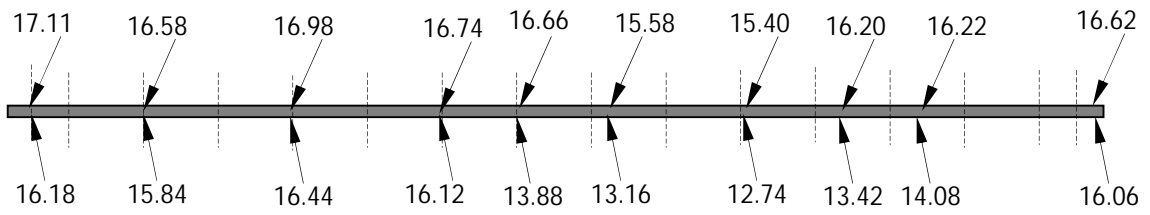
Map cracking of the beam CR1 series 4 (reinforcement bar No 1 and 6)

Annexe 2 : Diamètres des barres après corrosion

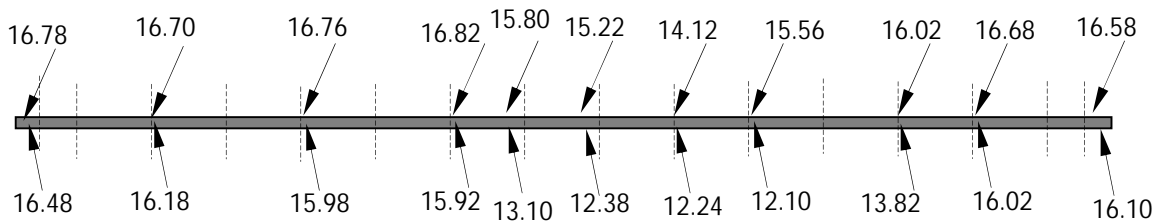
T16



Reinforcing bar No: 1



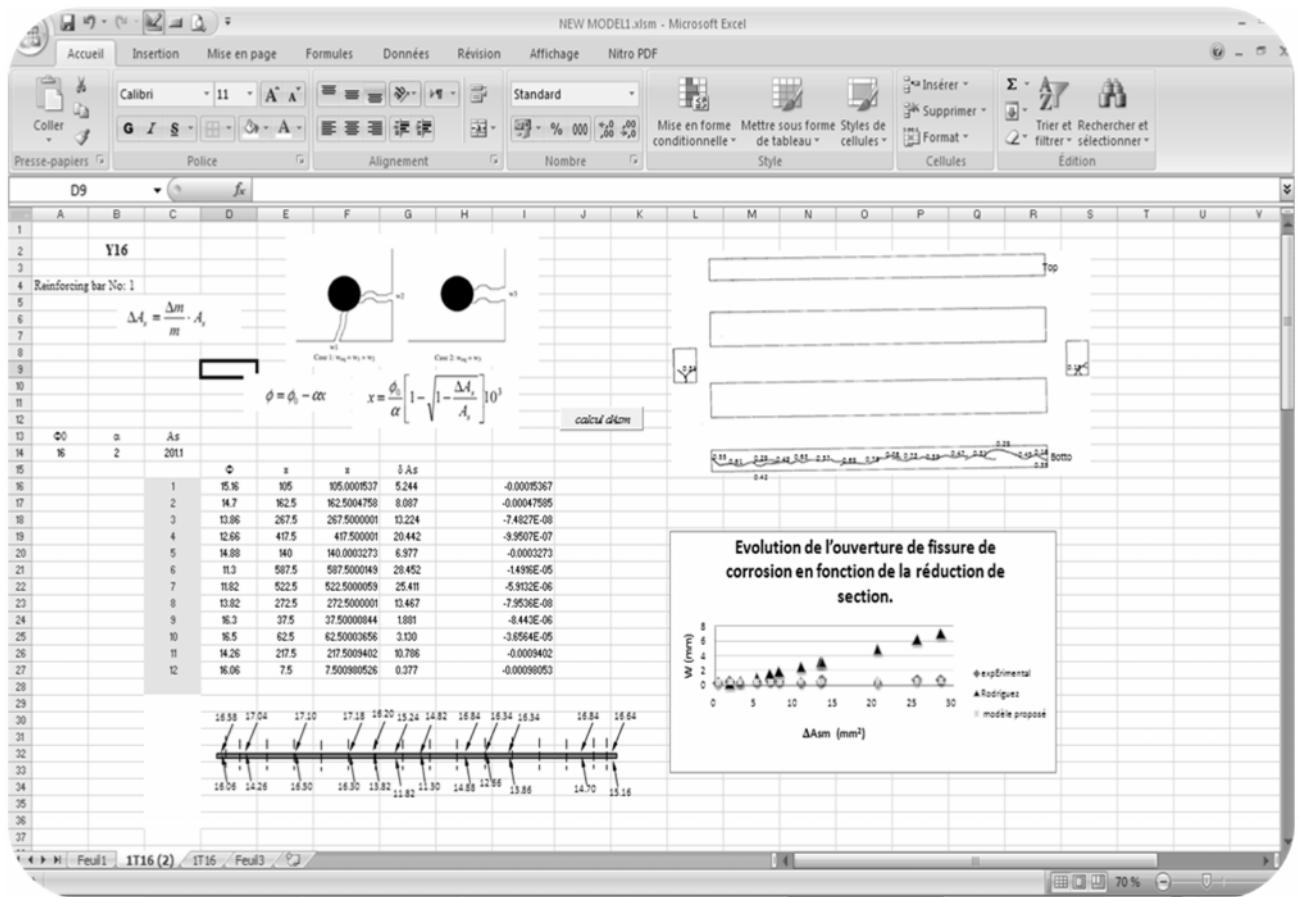
Reinforcing bar No: 2



Reinforcing bar No: 3

Pitting corrosion localisation of the reinforcement bars

Annexe 3 : Interfaces de calcul format Excel



calcul de dc et dmaxi [Mode de compatibilité] - Microsoft Excel

Accueil Insertion Mise en page Formules Données Affichage Nitro PDF

Police Arial 10 Bold Italic Underline Text Color Background Color

Standard Mise en forme conditionnelle de tableau de cellules Styles de cellules

Insérer Supprimer Formater Edition

Titre et Rechercher et filtrer Sélectionner

91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150 151 152 153 154 155 156 157 158 159 160 161 162 163 164 165 166 167 168 169 170 171 172 173 174 175 176 177 178 179 180 181 182 183 184 185 186 187 188 189 190 191

Variable d'endommagement D_{rel} : $\phi_w = 0.729$

$$Y_{rel} = \frac{bh^2 + nA_s}{bh + nA_s} = 7.6383773$$

$$Z_{rel} = d - \frac{Y_{rel}}{3} = 10.09794541$$

$$Y_{rel} = \frac{-nA_s + \sqrt{(nA_s)^2 + 2nA_s db}}{b} = 4.32266889$$

$$Z_{rel} = d - \frac{Y_{rel}}{3} = 11.957837$$

$$Y_0 = Y_{rel} + (1 - D_m^{2.5})(1 - D_c^{2.5})(Y_{rel} - Y_{rel}) = 6.02626183$$

%Déplacement virtuel = $100 \frac{\epsilon' w - \epsilon_{lim}}{\epsilon_{lim}} = 100 \frac{\epsilon' w - \epsilon_{lim}}{\epsilon_{lim}}$

$$\% \text{Déplacement virtuel} = 100 \left(1 - \frac{Z_{rel}}{D_m Z_1 + (1 - D_m) Z_{rel}} \left(\frac{1 + C_m}{nA_s} - \frac{1 + C_m}{1 - D_m nA_s} \right) \right)$$

7. Dép. virt. = 42.38

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

$\frac{M_{ser}}{I_{ser}}$	$\frac{A_s}{I_{ser}}$	$\frac{Z_{rel}}{I_{ser}}$	$\frac{Y_{rel}}{I_{ser}}$
7.73	0.077	7.536	7.3

Calcul des modules de déformations :

$$E_s = 11000 \text{ (MPa)}$$

$$E_c = 27700 \text{ (MPa)}$$

$$E_{rel} = \frac{E_s}{1 + \phi_w} = 8000 \text{ (MPa)}$$

Calcul des modules de déformations :

$$M_{ser} = 352.84 \text{ kNm}$$

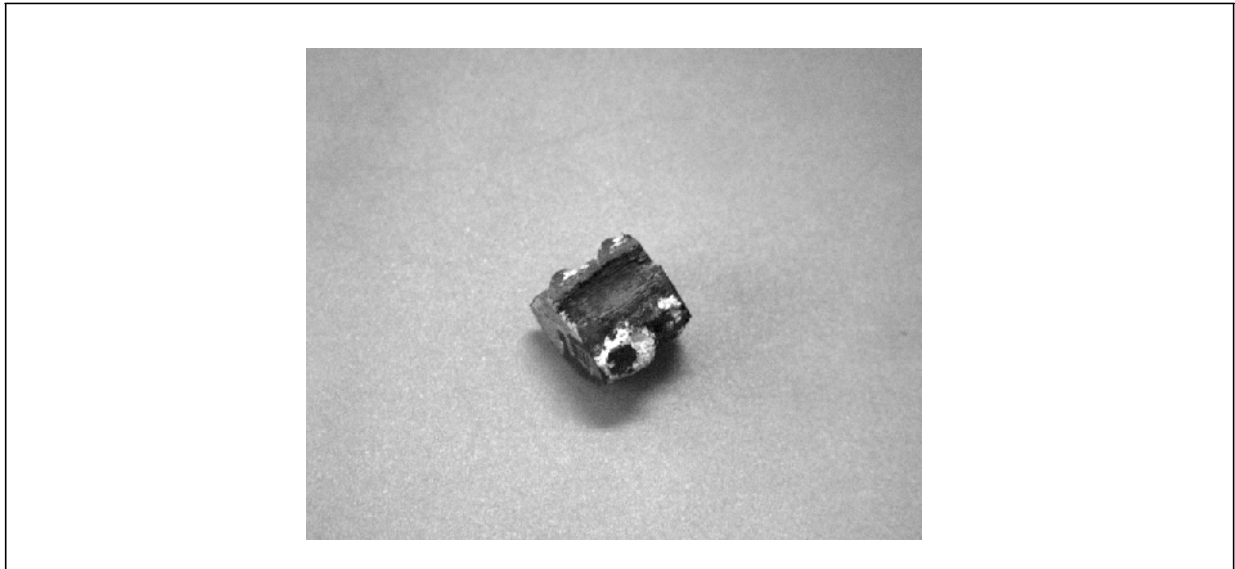
$$I_{ser} = 0.27 \text{ m}^4$$

$$Z_{rel} = 2.74 \text{ m}$$

7. Dép. virt. = 42.38

$$\% \text{Déplacement virtuel} = 100 \left(1 - \frac{Z_{rel}}{D_m Z_1 + (1 - D_m) Z_{rel}} \left(\frac{1 + C_m}{nA_s} - \frac{1 + C_m}{1 - D_m nA_s} \right) \right)$$

Annexe 4 : Photographie d'un tronçon d'armature avec une piqûre de corrosion [50]



Annexe 5 : Photographie d'une zone d'armature corrodée uniformément [50]



RÉSUMÉ

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

Le but de notre étude est de savoir le comportement des poutres dégradées par corrosion des armatures. L'étude physico-chimique d'une poutre corrodée a permis de connaître l'initiation et le développement de la corrosion dans le béton armé. En se basant sur ces données expérimentales, nous avons pu élaborer une nouvelle méthode d'évaluation de l'état de corrosion. Cette méthode consiste en une relation empirique reliant l'ouverture des fissures de corrosion à la réduction de section d'armature.

MOTS CLES : Béton ; corrosion ; armatures ; béton armé ; poutres ; fissures.

عدة أجسام متواجدة في الوسط الطبيعي بإمكانها التوغل داخل الخرسانة هاته الأخيرة بطبيعتها مسامية من بين هاته العوامل العدوانية يمكن أن نذكر ثاني أكسيد الكربون المتواجد في الهواء وكذا الكلور المتواجد في الأملاح الناتجة عن التلحيج التي تعتبر لأكثر شيوعاً، هذه العوامل هي المسؤولة عن أكسدة أسلاك التسليح والتي بدورها تعتبر من أهم الأسباب المؤدية لاهتراء منشآت الخرسانة المسلحة، هاته الأكسدة تتطور بفعل الزمن وتؤثر بكثرة على عمل المنشآت على طول

الهدف من هاته الدراسة هو معرفة عمل العوارض المهترئة بفعل أكسدة أسلاك التسليح، الدراسة الفيزيوكيميائية لعارضة مؤكسدة مكنتنا من معرفة بداية وكذا تطور الأكسدة في الخرسانة المسلحة، استناداً لهاته المعطيات التطبيقية تمكنا من إعداد طريقة جديدة يمكننا من خلالها معرفة درجة الأكسدة، هذه الطريقة تعتمد على العلاقة النظرية التي تربط التشققات الناجمة عن عملية الأكسدة وتآكل ونقص أسلاك التسليح.

كلمات مفتاحية :

ABSTRACT

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

The purpose of this study is the knowledge of the work of the beams degraded by a corrosion of her steel. The study physico-chemical of a beam corroded has permitted to know the initiation and the development of the corrosion in the structural concrete. Based on these experimental informations, we had elaborated a new evaluation method of the corrosion level. This method based on an empiric relation attaching the opening of the corrosion fissures and the reduction of the section of steel.

Key words: concrete ; corrosion ; steel ; concrete structures ; beams ; fissures.