

THESE

Préparée au

LABORATOIRE DE MECANIQUE DE LILLE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LILLE 1

Spécialité : GENIE CIVIL

Par

Mickaël DEKOSTER

ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME DEGRADE PAR LA CORROSION

Soutenue le 20 mai 2003, devant la commission d'examen composée de :

Messieurs

DELMAS Yves
BUYLE-BODIN François
PONS Gérard
PERA Jean
PETRE-LAZAR Ilie
CLEMENT Jean-Luc
MAUREL Olivier

Président
Directeur de thèse
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur

RESUME

Une des causes principales de dégradation des structures en béton armé est la corrosion des armatures. La durée de vie de la structure dépend des agressions physiques et chimiques de l'environnement ainsi que de la capacité des matériaux constitutifs du béton armé à se protéger contre ces agressions. La corrosion va se développer principalement selon deux processus : la carbonatation du béton qui va amener une corrosion lente et uniforme le long de l'armature, et l'attaque par les chlorures qui, lorsqu'ils se retrouvent en quantité suffisante aux abords de l'armature, génèrent des piqûres de corrosion, ce processus étant rapide en terme de cinétique et fortement localisé.

Quand la corrosion devient active, le comportement mécanique des structures va être sérieusement modifié. La première conséquence est la réduction de section de l'armature corrodée. L'acier corrodé ne disparaît pas mais se transforme en rouille qui va occuper un volume plus important que l'acier sain. Cette augmentation volumique va induire une pression de rouille sur le béton environnant et ainsi le fissurer. Cette situation ferme un cycle qui va favoriser à nouveau la corrosion. La fissuration longitudinale et l'accumulation des produits résultant de la corrosion vont dégrader fortement l'interface entre l'acier et le béton et le comportement de l'adhérence en sera fortement modifié. La combinaison de ces différents éléments va mener au mieux à une altération de l'aspect extérieur de l'ouvrage et au pire à une diminution des performances mécaniques.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de la corrosion sur le comportement mécanique des structures. Pour approcher le comportement du béton armé corrodé, de nombreux modèles sont disponibles pour le béton et l'acier. Différents modèles de type éléments joints sont proposés pour l'étude du comportement de l'interface acier-béton, mais ceux-ci nécessitent la connaissance au préalable de nombreux paramètres expérimentaux. Dans l'optique de proposer aux maîtres d'ouvrage une méthode simple d'évaluation des structures en béton armé corrodé, nous avons mis au point un type d'élément d'interface qui ne nécessite que la connaissance de l'état de corrosion à un instant donné. Nous avons validé ce type d'élément à partir de deux séries d'études : la première en modélisant des essais d'adhérence de type « pullout test », « beam test » ou tirant, la seconde sur deux études du comportement en flexion de poutres corrodées, une en corrosion généralisée, l'autre en corrosion localisée.

Après la validation de ce type d'élément nous avons réalisé une étude expérimentale afin de séparer l'influence de la perte de section et de la perte d'adhérence dans le cas de conditions sévères de corrosion à différentes positions de l'armature. La complémentarité avec un calcul par éléments finis nous a permis d'identifier à partir de quel pourcentage de corrosion l'adhérence pouvait être considérée comme résiduelle. La dernière partie de ce travail a consisté à effectuer de nombreuses simulations, les paramètres modifiés étant la taille, la position et l'intensité de la zone corrodée, ainsi que l'influence du point de chargement de l'essai de flexion trois points.

*A la mémoire
de mes pères.*

REMERCIEMENTS

Le présent travail a été effectué au Laboratoire de Mécanique de Lille et à l'Université des Sciences et Technologies de Lille. Je remercie M. le Professeur Guy CAIGNEART de m'avoir accueilli au sein du laboratoire.

Mes sincères remerciements vont à mon directeur de thèse, M. François BUYLE-BODIN, professeur à l'université de Lille 1. Je tiens à lui exprimer toute ma reconnaissance pour son investissement tout au long de mon travail de thèse.

Je tiens particulièrement à remercier M. Olivier MAUREL, maître de conférences à l'université de Reims Champagne-Ardenne, et co-encadreur de ma thèse, pour avoir accepté de collaborer à cette étude et pour ses précieux conseils qui ont permis à ce travail d'aboutir.

Je tiens également à remercier M. Frédéric SKOZYLAS, professeur à l'Ecole Centrale de Lille, de m'avoir accueilli dans ses locaux afin de mener à bien mon travail.

Je souhaite exprimer mes remerciements respectueux à M. Yves DELMAS, professeur à l'université de Reims Champagne-Ardenne, d'avoir accepté la présidence du jury de thèse et à messieurs Jean PERA et Gérard PONS, respectivement professeurs à L'INSA de Lyon et à l'INSA de Toulouse d'avoir accepté de rapporter mon travail de thèse. J'associe également à ces remerciements M. Jean-Luc CLEMENT, chargé de recherche au Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées de Paris, et M. Ilie PETRE-LAZAR, docteur chercheur à EDF pour avoir accepté d'être examinateur de mon travail.

Je remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de cette entreprise.

Enfin, mes plus chères pensées vont à ma famille, plus particulièrement à ma mère et à mon épouse pour leur soutien et leur présence à mes côtés tout au long de mon parcours.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I. La corrosion des armatures dans le béton : Aspects bibliographiques	5
INTRODUCTION.....	6
I.A Les mécanismes de corrosion des armatures dans le béton	6
I.A.1 Introduction au phénomène de corrosion.....	6
I.A.2 La passivation de l'acier	7
I.A.3 Amorçage et propagation de la corrosion.....	9
I.A.3.1 Amorçage de la corrosion par la carbonatation du béton d'enrobage.....	10
I.A.3.2 Amorçage de la corrosion par la pénétration des chlorures.	11
I.A.4 La propagation de la corrosion.....	13
I.A.4.1 La nature électrochimique de la corrosion.....	13
I.A.4.2 Les facteurs aggravants de la corrosion.....	15
I.A.5 Les conséquences de la corrosion et le lien avec la structure.....	16
I.B L'influence de la corrosion sur le comportement mécanique des structures en béton armé.....	18
I.B.1 Modèles de vieillissement de structures corrodées.....	18
I.B.2 Relation entre la fissuration et la corrosion.	20
I.B.3 Les conséquences de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton	21
I.B.4 Effets de la corrosion sur le comportement de structures fléchies.	22
I.C Modélisation du comportement global des structures corrodées.	24
I.C.1 Description des modèles existants.....	24
I.C.2 Conclusion.	26
CONCLUSION DU CHAPITRE ET OBJECTIFS DU TRAVAIL	26
Chapitre II. Outils numériques et choix pour la modélisation des structures corrodées.	28
INTRODUCTION.....	29
II.A Modélisation du matériau béton.....	30

II.A.1	Type de fissuration.....	30
II.A.2	Modèle élastoplastique.	30
II.A.3	Modèle d'endommagement du béton.	34
II.B	Modélisation des armatures d'acier.	37
II.C	Modélisation des éléments d'interface.	37
II.C.1	Elément d'interface de type ROUILLE.....	38
II.C.1.1	Présentation de l'élément « rouille ».	38
II.C.1.2	Définition de l'élément rouille.	39
II.C.1.3	Prise en compte d'une distribution hétérogène de corrosion.....	41
II.C.2	Eléments d'interface de type JOINT.....	43
II.C.2.1	Généralités.....	43
II.C.2.2	Elément joint de type ressort élastique.	44
II.C.2.3	Elément joint de type Coulomb.	45
II.C.2.4	Elément joint de type Eligehausen.	48
CONCLUSION	49

Chapitre III. Validation des modèles d'interface par des essais d'adhérence.51

INTRODUCTION.....	52
III.A Evolution des paramètres d'adhérence en fonction de la corrosion.	52
III.B Présentation des essais d'adhérence.....	55
III.B.1 Présentation de l'essai d'arrachement ou « pullout ».....	55
III.B.2 Présentation de l'essai tirant.....	56
III.B.3 Présentation de l'essai « beam test. »	56
III.C Modélisation des essais d'adhérence.	57
III.C.1 Modélisation de l'essai « pullout ».....	57
III.C.1.1 Elément joint de type ressort élastique.	58
III.C.1.2 Elément joint de Coulomb	59
III.C.1.3 Elément joint d'Eligehausen.	61
III.C.1.4 Elément de type « rouille ».....	62
III.C.1.5 Analyse de l'essai « pullout ».	63
III.C.2 Modélisation de l'essai tirant.	64
III.C.2.1 Elément joint de type ressort élastique.	64
III.C.2.2 Elément joint de Coulomb.	66

III.C.2.3	Elément joint d'Eligehausen.....	67
III.C.2.4	Elément de type « rouille ».....	69
III.C.2.5	Analyse de l'essai tirant.....	70
III.C.3	Modélisation de l'essai « beam test ».....	70
III.C.3.1	Eléments joint de type ressort élastique.....	71
III.C.3.2	Elément joint de Coulomb.	72
III.C.3.3	Elément joint d'Eligehausen.....	73
III.C.3.4	Elément de type « rouille ».....	73
III.C.3.5	Analyse de l'essai « beam test ».....	74
CONCLUSION	75

Chapitre IV. Comportement en flexion des poutres en béton armé soumise à une corrosion localisée ou généralisée. 76

INTRODUCTION.....	77
IV.A Contexte expérimental.....	77
IV.A.1 Corrosion hétérogène et localisée.	77
IV.A.1.1 Présentation des corps d'essais.....	78
IV.A.1.1.a Corps d'épreuve.....	78
IV.A.1.1.b Matériaux : béton.....	79
IV.A.1.1.c Matériaux : acier.....	80
IV.A.1.2 Dispositif de mise en charge de longue durée.....	80
IV.A.1.2.a Type de chargement.....	80
IV.A.1.2.b Comportement charge-flèche en flexion 3 points à 28 jours.....	81
IV.A.1.3 Ambiances de conservation.....	82
IV.A.1.3.a Mode de conservation des poutres corrodées.....	82
IV.A.1.3.b Mode de conservation des poutres témoins.....	83
IV.A.2 Corrosion homogène et généralisée.....	83
IV.B Calculs par éléments finis.....	84
IV.B.1 Procédure utilisée pour le calcul.....	84
IV.B.2 Résultats du calcul par éléments finis sur les poutres en flexion.....	86
IV.B.2.1 Corrosion localisée.....	87
IV.B.2.1.a Comportement global, analyse des courbes charge-flèche.....	87
IV.B.2.1.b Comportement local, analyse des courbures.....	90
IV.B.2.1.c Analyse des essais de corrosion localisée.....	96
IV.B.2.2 Corrosion généralisée.....	96

IV.B.2.2.a Corrosion généralisée avec un modèle élastoplastique pour le béton.....	96
IV.B.2.2.b Corrosion généralisée avec un modèle d'endommagement.	100
CONCLUSION	103

Chapitre V. Approche expérimentale de la perte d'adhérence d'une structure en béton armé. 105

INTRODUCTION.....	106
--------------------------	------------

V.A Etude expérimentale du comportement mécanique de poutres privées d'adhérence.	107
---	------------

V.A.1 Corps d'épreuve.....	107
----------------------------	-----

V.A.2 Conditions d'essais.....	109
--------------------------------	-----

V.A.3 Dispositif d'étude du comportement mécanique.....	110
---	-----

V.A.3.1 Dispositif pour l'analyse globale.....	110
--	-----

V.A.3.2 Dispositif pour l'analyse locale.	111
--	-----

V.A.4 Etude du comportement mécanique des poutres.	113
---	-----

V.A.4.1 Etude du comportement mécanique global.	113
--	-----

V.A.4.2 Etude du comportement mécanique local.....	121
--	-----

V.A.4.3 Conclusion de la partie expérimentale.....	122
--	-----

V.B Etude par éléments finis du comportement mécanique de poutres privées d'adhérence.	123
--	------------

V.B.1 Présentation des essais.....	123
------------------------------------	-----

V.B.2 Etude par éléments finis du comportement mécanique des poutres.	123
--	-----

V.B.2.1 Etude du comportement mécanique global.	123
--	-----

V.B.2.2 Etude de l'influence de la perte de section et de la perte d'adhérence.....	126
---	-----

V.B.2.3 Etude du comportement mécanique local.....	129
--	-----

CONCLUSION	131
-------------------------	------------

Chapitre VI. Simulations par éléments finis d'essais de flexion de poutres en béton armé corrodé..... 133

INTRODUCTION.....	134
--------------------------	------------

VI.A Présentation des essais.....	134
--	------------

VI.B Etude de l'influence de la corrosion sur une poutre en conditions de service.	136
--	------------

VI.B.1 Conditions de chargement.....	136
--------------------------------------	-----

VI.B.2 Simulation en service pour une position centrée de la zone corrodée.....	137
VI.B.3 Simulation en service pour une position excentrée de la zone corrodée.....	140
VI.C Etude de l'influence de la corrosion sur une poutre chargée à ruine.	146
VI.C.1 Conditions de chargement.....	147
VI.C.2 Simulation à ruine pour la zone corrodée en position centrée.....	147
VI.C.3 Simulation pour une position excentrée de zone corrodée (ruine).	150
CONCLUSION	157
CONCLUSION ET PERSPECTIVES.....	158
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	163
ANNEXES.....	168

INTRODUCTION GENERALE

La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimiques de l'environnement, ainsi que par la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre ces attaques. La corrosion des armatures en acier est une des causes majeures de dégradation des structures en béton armé. Le béton d'enrobage par son pH basique protège naturellement l'armature des agressions de l'environnement. Dès les premiers instants de la mise en place du béton, le pH élevé va conférer à l'acier un état de passivation, protégeant les armatures grâce à une fine couche d'oxyde de fer stable. Cette protection va être mise en péril principalement par deux phénomènes. La dépassivation peut intervenir suite à la carbonatation du béton par le dioxyde de carbone de l'air. Ce phénomène va causer une corrosion plutôt lente et généralisée (vitesse de corrosion de l'ordre de $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Une concentration importante de chlorures aux niveaux des armatures, combinée ou non avec la carbonatation, formera des piqûres de corrosion, engendrant un processus rapide et fortement localisé (vitesse de corrosion de l'ordre de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Quand la fine couche de protection est détruite, l'acier est dépassivé, la période dite d'initiation est terminée et nous entrons alors dans une nouvelle phase dite de propagation de la corrosion [TUU 82].

Les conséquences de la corrosion sur la structure sont non négligeables et se reflètent de différentes façons dépendantes ou non. Une des premières conséquences est la réduction de section de l'armature corrodée, qui aura des répercussions sur d'autres paramètres. En effet, celle-ci va s'accompagner 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. Par réaction, cette augmentation de volume va induire une pression de rouille dans le béton environnant et provoquer sa fissuration. Ce phénomène aura une conséquence directe sur le processus de corrosion, car la fissuration va faciliter la pénétration des agents agressifs et donc accélérer la corrosion.

Un second mécanisme subit l'influence de la corrosion, l'adhérence entre l'acier et le béton sera modifiée en fonction de l'état de l'interface. Expérimentalement, l'adhérence évolue suivant trois phases. Dans la première, correspondant aux faibles pourcentages de corrosion, l'adhérence augmente légèrement du fait de l'augmentation de la rugosité de la barre apportée par la rouille adhérente. La seconde phase correspond à la chute brutale de l'adhérence

résultant de l'accumulation de produits de corrosion autour de l'armature, ayant pour effet direct d'émousser les nervures des barres d'acier et de provoquer une fissuration longitudinale responsable d'une perte de confinement. La transmission de l'effort entre l'acier et le béton se trouve ainsi reportée de plus en plus loin des fissures transversales ou primaires. Dans la troisième phase, la contrainte d'adhérence évolue de façon constante avec une valeur très faible, environ 10% du maximum de contrainte observé pour un pourcentage de corrosion nul. Cette phase correspond à un comportement résiduel. La combinaison de tous les paramètres précédemment cités va provoquer dans les cas les moins graves une altération de l'aspect extérieur des ouvrages, et dans les cas les plus graves une diminution de la capacité portante.

Au-delà des méthodes d'évaluation de la corrosion, il est important pour le maître d'ouvrage de pouvoir évaluer l'état global de la structure en fonction des différentes mesures effectuées. L'objectif de ce travail est de présenter une méthode simple et efficace d'évaluation du comportement des structures suivant différents schémas de corrosion. Cette évaluation devra se faire en termes de performance effective des structures par une analyse globale des réponses, en isolant les paramètres importants du comportement : la charge et la flèche en service, mais aussi la charge et la flèche à ruine.

De nombreuses études ont déjà été effectuées sur l'influence de la corrosion sur le comportement mécanique des structures. La plupart modélise la structure selon sa section transversale afin d'étudier plus précisément le développement de la fissuration. Les études qui modélisent la structure dans le sens longitudinal utilisent des lois d'adhérence particulièrement complexes à mettre en œuvre, car celles-ci nécessitent au préalable une étude en laboratoire des paramètres qui composent le modèle.

Dans notre étude nous avons considéré la structure dans le sens longitudinal et utilisé un type particulier d'élément d'interface, l'élément « rouille », pour évaluer la capacité portante de la structure. Le paramètre important pour notre modélisation est la connaissance de l'état de corrosion, en termes d'intensité, de position et d'étendue. Nous n'avons pas pris en compte l'amorçage de la corrosion. Il existe différentes méthodes de mesures permettant d'évaluer la localisation et l'intensité de la corrosion. Grâce à notre méthode de calcul, il sera possible d'en déduire l'état de la structure en terme de capacité portante et d'évaluer l'impact de la corrosion sur sa durée de vie. Les grands axes de notre travail sont les suivants :

- **Prise en compte d'un état d'endommagement à un instant donné, sans considérer l'historique de la corrosion.**
- **Evaluation de la capacité portante d'une structure corrodée en fonction d'un état de corrosion observé et évalué.**
- **Utilisation d'un élément d'interface qui nécessite uniquement la connaissance de l'état de corrosion en terme d'intensité, de position et d'étendue.**

Le premier chapitre est consacré au phénomène de corrosion et précise le processus physico-chimique de développement de la corrosion et ses conséquences sur le comportement mécanique des structures. Un élément de structure corrodé présente trois caractéristiques principales : une section d'armatures réduite, une fissuration supplémentaire et une dégradation de l'interface acier-béton. Ces phénomènes peuvent apparaître localement (corrosion localisée) ou s'appliquer sur toute la poutre (corrosion généralisée)

C'est à partir de l'état des connaissances établi dans le premier chapitre, que nous présentons dans le deuxième chapitre les principes de la méthode de calcul simplifiée du comportement global de poutres corrodées en béton armé. La corrosion se traduit par une diminution de la section des armatures et une modification du comportement de l'interface acier-béton en fonction du taux de corrosion. Le béton peut être considéré avec un comportement élastoplastique ou élastique endommageable. L'acier est modélisé simplement par un comportement élastoplastique. Il est nécessaire de prendre en compte également l'interface entre l'acier et le béton. La rouille formée lors de la corrosion est considérée comme un troisième corps placé entre l'acier et le béton. Cette couche peut transmettre les déplacements, les déformations et les contraintes entre le béton et l'armature. L'adhérence directe entre l'acier et le béton est remplacée par deux pseudo adhérences entre l'acier et la rouille d'une part et la rouille et le béton d'autre part. L'épaisseur de la couche de rouille évolue, comme la section d'acier, en fonction de la corrosion. L'intérêt de ce type d'élément est qu'il nécessite uniquement la connaissance de l'état de corrosion d'une structure en terme d'intensité, d'étendue et de localisation.

Le chapitre 3 permet d'évaluer la pertinence de l'élément « rouille » à partir d'essais d'adhérence, par comparaison avec différents modèles d'interface de type joint. Les essais

d'adhérence utilisés sont les essais d'arrachement (« pullout test »), de tirant et de poutre (« beam test »). L'élément « rouille » ne convient pas pour l'essai d'arrachement (comportement local), mais permet de simuler très correctement les essais tirant et « beam test » .

Le chapitre 4 porte sur la mise en œuvre de la méthode simplifiée, en validant l'utilisation de l'élément « rouille » par comparaisons avec des essais expérimentaux sur des poutres en béton armé corrodé localement ou globalement et sollicitées en flexion. La méthode de calcul consistant à diminuer la section d'acier et à placer un élément « rouille » entre l'acier et le béton permet d'évaluer correctement la rigidité de flexion, la charge de plastification des armatures, et la charge et la flèche ultime des poutres.

Le chapitre 5 est consacré à une campagne expérimentale ayant pour but d'analyser l'effet de la perte d'adhérence sur des poutres sollicitées en flexion. Des poutres ont été fabriquées avec les armatures tendues privées d'adhérence par l'intermédiaire de gaines plastiques sur des longueurs et positions variables. L'objectif est de pouvoir évaluer ensuite avec un calcul par éléments finis à partir de quel pourcentage de corrosion, l'adhérence peut être considérée comme résiduelle. La comparaison de deux calculs, l'un considérant uniquement la perte d'adhérence et l'autre considérant la perte d'adhérence et la perte de section a permis de quantifier l'influence de ces deux paramètres sur le comportement global des poutres corrodées.

Le chapitre 6 est consacré au calcul de la réponse d'une poutre sollicitée en flexion simple en fonction de différents paramètres relatifs à la corrosion : la taille de la zone corrodée (en variant de très localisé à généralisé), la position du centre de la zone corrodée le long de l'armature, le pourcentage de corrosion et la position du point de chargement. Sont ainsi examinés le comportement en service et à la ruine (charge, flèche et rigidité). Ces résultats doivent permettre aux maîtres d'ouvrage de pouvoir évaluer la durée de vie de la structure en fonction de sa dégradation par la corrosion dans un certain nombre de cas-types.

Chapitre I. La corrosion des armatures dans le béton : Aspects bibliographiques.

Dans ce chapitre, nous présentons dans un premier temps le processus de développement de la corrosion des armatures. Les aspects physico-chimiques qui sont mis en jeu dans le phénomène permettent de comprendre les mécanismes généraux de la corrosion. Dans un second temps, l'influence de la corrosion sur le comportement mécanique des structures est analysée. La perte de section d'acier, la dégradation de l'interface acier-béton et la fissuration du béton se révèlent être les paramètres influents sur le comportement global des structures. Enfin, nous présentons les différents modèles existants pour l'évaluation du comportement global. A partir de leur analyse, nous orientons notre étude vers l'utilisation d'un type particulier d'élément d'interface pour représenter le comportement mécanique de l'interface acier-béton.

INTRODUCTION

La durée de vie d'un ouvrage peut se définir par le temps durant lequel l'utilisation de l'ouvrage se fait en toute sécurité. Cette durée de vie est influencée par de nombreux paramètres tels que la durabilité des matériaux, la durabilité des assemblages de plusieurs matériaux, l'évolution de l'environnement, et pour ce qui nous intéresse ici, le cumul des dégradations et actions pathologiques. La dégradation des ouvrages en béton armé est la conséquence de multiples mécanismes, par exemple les cycles gel/dégel, l'alcali-réaction, les défauts d'homogénéité, l'attaque des sulfates, et enfin la corrosion des armatures, qui est la cause d'environ 80 % des dégradations d'ouvrages. Le mécanisme de corrosion relève de plusieurs domaines, la chimie, la physique et la mécanique. Dans ce chapitre, après avoir analysé les mécanismes physico-chimiques relatifs à la corrosion, nous verrons l'influence que le phénomène peut avoir sur le comportement mécanique de structures en béton armé.

Nous ferons également un bilan des modèles qui ont déjà été présentés dans de nombreuses études pour déterminer le comportement global des structures corrodées. Ces modèles présentent un grand intérêt pour la compréhension des phénomènes relatifs à la corrosion, mais la plupart nécessite au préalable la connaissance des conditions d'adhérence afin d'identifier les paramètres. D'autres considèrent la corrosion dans le sens transversal et évaluent principalement la fissuration. Dans notre étude, l'accent sera mis sur l'utilisation d'un type d'élément d'interface qui nécessite uniquement la connaissance de l'état de la corrosion en terme d'intensité et d'étendue.

I.A Les mécanismes de corrosion des armatures dans le béton.

Dans cette partie, nous allons faire un bilan général des connaissances sur le mécanisme physico-chimique de corrosion des armatures dans le béton [DUV 92], c'est à dire le processus qui aura une influence néfaste sur le comportement mécanique des structures dégradées.

I.A.1 Introduction au phénomène de corrosion.

Dans le béton armé, l'association de l'acier et du béton forme un couple qui a fait ses preuves, comme en témoigne le développement des ouvrages en béton armé depuis plus d'un siècle. La corrosion ne se développe pas tant que le béton assure une certaine durabilité en

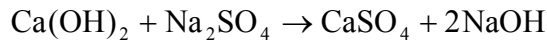
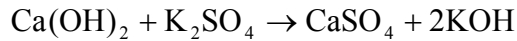
protégeant physiquement et chimiquement les armatures. En effet, l'hydratation du ciment a produit une solution interstitielle basique de pH élevé (environ 13) qui confère une stabilité permanente à la couche de rouille adhérente aux armatures noyées dans le béton, phénomène appelé passivation.

Cependant, cette protection disparaît avec le temps et un bon nombre de constructions en béton armé laissent apparaître des désordres plus ou moins prononcés. Par exemple aux Etats-Unis, quatre ponts routiers sur dix présentent un état déficient en raison de la corrosion [OCDE 89]. Les exemples les plus frappants sont situés dans les états côtiers du golfe arabique, très exposés aux conditions climatiques agressives combinées à des pratiques constructives inadéquates [FOO 93, MAS 90, RASH 85]. Toutes ces situations entraînent des conséquences économiques graves et engendrent des coûts énormes de réparation et de réhabilitation, notamment aux Etats-Unis et au Royaume-Uni [SHRP 89, HOB 96].

Deux processus peuvent altérer la protection naturelle qu'apporte le béton d'enrobage aux armatures. D'abord l'évolution de la phase aqueuse interstitielle, le pH diminue suite à la transformation des composés hydratés du ciment et le béton d'enrobage n'offre plus la protection nécessaire à l'acier. Il s'agit du phénomène de carbonatation du béton à partir du dioxyde de carbone contenu dans l'air. Le second processus est la pénétration d'agents agressifs, notamment les ions chlore, jusqu'au niveau des armatures. Les ouvrages situés en milieu marin, en sites industriels pollués, les ponts, routes, aires de stationnement soumis à l'action des sels de déverglaçage répandus en hiver, sont particulièrement concernés par ces infiltrations. Ces deux phénomènes sont dépendants de différents facteurs relatifs au béton, notamment sa qualité et l'épaisseur d'enrobage des armatures. Des normes sont directement liées aux paramètres précédemment cités comme la limitation de la teneur en chlorures, l'imposition d'une épaisseur minimale d'enrobage, ainsi que la limitation de l'ouverture des fissures (fissuration non préjudiciable).

I.A.2 La passivation de l'acier.

Très tôt après le coulage, le pH de la solution interstitielle des bétons se situe aux environs de 13,5. Lors des réactions d'hydratation, les silicates réagissent avec l'eau pour donner des hydrates (C-S-H) et de la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) légèrement soluble. Cette portlandite réagit avec les sulfates alcalins présents dans le ciment pour donner les hydroxydes correspondants :



Le pH élevé est dû à la présence des ions OH^- provenant des bases alcalines et de la chaux dont la solubilité dépend précisément de la concentration en ion OH^- . Au bout de quelques heures, la solution interstitielle s'enrichit progressivement en bases alcalines NaOH et surtout KOH, alors que la concentration en chaux décroît et devient négligeable à long terme [LON 73] ; ceci explique que le pH reste supérieur à 13 alors qu'une solution saturée de chaux n'a qu'un pH de 12,5.

Pourbaix [POU 66] a analysé le comportement de l'armature en établissant des diagrammes d'équilibre qui comprennent en abscisse le pH et en ordonnée le potentiel du métal par rapport à une solution de ces sels. Ces diagrammes font intervenir les réactions susceptibles de se former. Le diagramme Fe-H₂O à 25° (Figure 1.1) donne la variation du potentiel de fer repéré par rapport à l'électrode normale à hydrogène ENH ou à une électrode de référence au calomel saturée ECS en fonction du pH à 25° C. Dans le diagramme Fe-H₂O, il existe trois domaines distincts de comportement du fer : l'immunité I où il ne se corrode pas, la corrosion II où se forment des ions Fe^{2+} et FeOOH^- et la passivité III où le fer se recouvre de Fe_3O_4 (courbe 1) ou Fe_2O_3 (courbe 2).

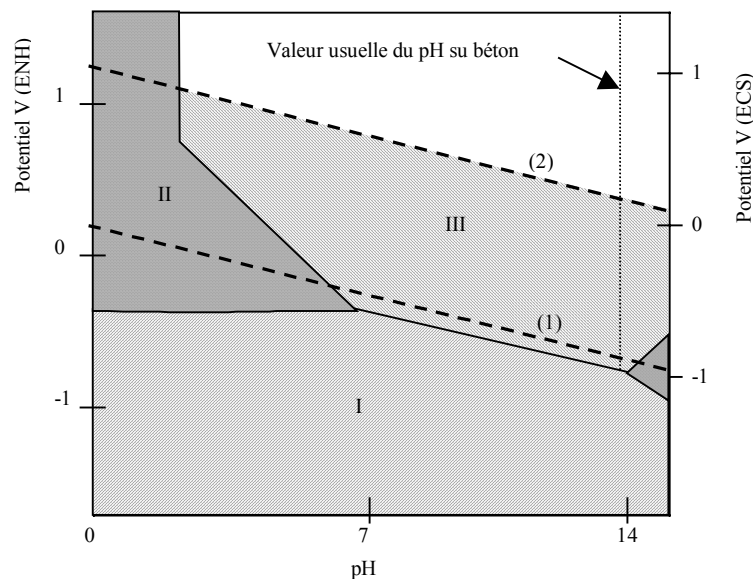


Figure. 1.1. Diagramme de Pourbaix pour le système Fe-H₂O.

Pour des structures exposées à l'air dans des conditions normales, les mesures de potentiel de corrosion donnent des valeurs variant entre -200 mV et $+100$ mV (échelle ECS) s'inscrivant nettement dans la partie supérieure du domaine de passivité présenté par le diagramme de Pourbaix. L'analyse de la couche passive montre que l'acier dans le béton est effectivement recouvert d'une pellicule fine d'une solution solide de $\text{Fe}_3\text{O}_4\text{-Fe}_2\text{O}_3\gamma$ dont l'épaisseur varie entre 10^{-3} et 10^{-1} μm [SAG 90]. Lorsque la couche passive se détruit et que la corrosion se développe, le potentiel évolue vers des valeurs franchement négatives entre -400 mV et -600 mV.

La formation d'une couche passive à la surface de l'acier est la règle générale. Le développement de l'hydratation se traduit par un enrichissement en ions OH^- au cours du temps, et ne peut avoir que des effets bénéfiques sur la stabilité de cette couche.

I.A.3 Amorçage et propagation de la corrosion.

En terme de cinétique, Tuutti [TUU 82] a proposé un modèle d'évolution du béton d'enrobage et de l'armature en deux étapes successives. La première étape est une phase d'initiation ou d'amorçage de la corrosion. Elle va consister à réunir les conditions suffisantes pour que le métal soit dépassivé, c'est à dire que la fine couche passive qui protège le métal soit détruite. La durée de cette étape dépend de l'environnement de l'armature. La carbonatation du béton d'enrobage par le dioxyde de carbone de l'air ou la pénétration des chlorures jusqu'à la surface du métal sont des acteurs de ces modifications.

Quand le métal est dépassivé, il s'ensuit une phase de propagation où la corrosion va se développer par des réactions d'oxydation à la surface des armatures. Le gonflement qui en résulte engendre une pression de rouille amenant à la fissuration et à l'éclatement du béton d'enrobage. Ces désordres, en plus de nuire à l'esthétique d'un ouvrage, en altèrent sérieusement les performances mécaniques. La destruction du béton d'enrobage est considérée comme un critère d'affaiblissement de la capacité fonctionnelle de l'ouvrage, même si la réduction de section des armatures ne contribue pas encore à produire de défauts structurels.

De nombreux paramètres communs aux deux étapes, tels que la perméabilité du béton, l'épaisseur d'enrobage, mais aussi l'humidité relative et les effets thermiques, influent sur la

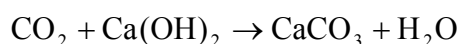
cinétique de corrosion. D'autres facteurs comme les gradients de concentration qui assurent la diffusion des espèces agressives ou la capacité de fixation des ions chlore par les composés du ciment, sont propres à la période d'amorçage.

La durée de la phase d'initiation est primordiale pour la conservation des armatures. Le béton et les ouvrages eux-mêmes doivent être conçus pour retarder au maximum la dépassivation des aciers.

I.A.3.1 Amorçage de la corrosion par la carbonatation du béton d'enrobage.

La carbonatation des composés hydratés par le dioxyde de carbone de l'air réduit le pH de la solution interstitielle à une valeur telle que la pellicule d'oxyde protégeant l'acier n'est plus stable. Le film passif se détruit, et la corrosion peut alors se développer. La carbonatation a fait l'objet de nombreuses études [PAR 87] ; nous allons rappeler les mécanismes, ainsi que l'influence de divers facteurs et les conséquences sur la corrosion des aciers.

La carbonatation résulte de la réaction entre le dioxyde de carbone (CO₂) et les hydroxydes du ciment, et surtout la chaux (Ca(OH)₂) pour donner du carbonate de calcium (CaCO₃). Cette réaction provoque une neutralisation du béton, dont le pH passe d'environ 12,5 à 9. Dans la pratique, la mesure de ce pH sert de détecteur de la carbonatation.



La pénétration du dioxyde de carbone dans le béton se fait beaucoup plus rapidement lorsque le béton est assez sec que lorsqu'il est humide. Mais la réaction de carbonatation n'a lieu que s'il reste de la solution interstitielle dans les pores du béton. Les conditions les plus favorables à la pénétration du dioxyde de carbone correspondent à une humidité relative de l'ordre de 65%.

La profondeur de carbonatation appelée épaisseur de la zone carbonatée est déterminée à l'aide d'un indicateur coloré. L'indicateur le plus couramment utilisé est la phénol-phtaléine, qui est incolore pour des pH supérieurs à 9,5 et qui a une teinte rose pour les pH inférieurs.

Le dioxyde de carbone pénètre dans le béton sous forme gazeuse. Il est donc important d'évaluer la perméabilité au gaz du béton d'enrobage. Cette grandeur peut se déterminer de façon non destructive [GRI 90]. Elle dépend du volume relatif des pores non saturés, c'est à dire de la teneur en eau du béton pour une humidité relative donnée. Mais cette perméabilité au gaz n'est qu'un indicateur de la valeur de la profondeur de carbonatation et de l'évolution de celle-ci. Sa mesure permet surtout de caractériser l'homogénéité du béton du point de vue de la facilité de pénétration des gaz. Ainsi elle permet de valider les résultats d'une mesure de profondeur de carbonatation et, éventuellement de déterminer les endroits où des prélèvements sont à effectuer pour déterminer les paramètres indicateurs de la durabilité des bétons.

De nombreuses formules ont été proposées pour décrire la vitesse de carbonatation en fonction du temps. Après une réaction initiale qui dépend essentiellement des conditions de cure, on peut admettre que la cinétique du phénomène obéit à un processus de diffusion du dioxyde de carbone à travers la couche de carbonate formé. L'épaisseur de la couche carbonatée augmente proportionnellement à la racine carrée du temps [BAK 88].

$$x = At^{1/2}$$

De nombreux paramètres propres à la composition du béton influent sur le coefficient de diffusion du gaz carbonique. L'augmentation du rapport eau sur ciment a tendance à le faire augmenter [BAR 87], tandis qu'une augmentation de la résistance en compression du béton à 28 jours aura tendance à le faire diminuer [TSU 80].

D'autres espèces chimiques sont susceptibles de détruire la passivité de l'acier et d'amorcer la corrosion, comme les chlorures qui sont étudiés ci-dessous.

I.A.3.2 Amorçage de la corrosion par la pénétration des chlorures.

L'eau de gâchage du béton peut contenir des chlorures, venant par exemple des adjuvants. Ces chlorures sont en partie fixés par le ciment et ne se trouvent pas dans l'eau interstitielle du ciment durci. Ils sont dits liés et ne participent à la corrosion des armatures. Par contre, les chlorures qui sont dissous dans l'eau du milieu environnant (embruns, sels de déverglaçage) pénètrent dans le béton, de sorte que leur concentration est forte en surface et faible à cœur.

La migration de ces ions chlorures peut s'effectuer plus ou moins facilement à l'intérieur du béton. On peut envisager que les chlorures pénètrent par diffusion dans le béton sous l'effet d'un gradient de concentration. Ces chlorures libres sont ainsi susceptibles d'atteindre en quantité suffisante l'armature et provoquer sa dépassivation.

La vitesse de pénétration des chlorures libres dans les pores du béton varie suivant les conditions d'exposition. Elle peut être décrite par un processus de diffusion. De nombreux modèles reposent sur la deuxième loi de Fick où la concentration $C(x,t)$ en chlorures, à une profondeur x au bout du temps t , vérifie l'équation :

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

D_a est un coefficient de diffusion apparent ou coefficient de diffusivité qui tient compte des possibilités de « piégeage » des ions chlorures par réaction chimique avec les aluminates ou par adsorption à la surface des pores. Différentes solutions de l'équation de Fick ont été proposées impliquant une fonction d'erreur [TUU 82, BAZ 79/2, BER 88]. Dans un milieu semi infini on a :

$$C(x, t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2} \sqrt{D_a t} \right) \right]$$

La solution suivante peut être utilisée avec une bonne approximation [RAH 86] :

$$\ln C(x, t) = \ln C_0 - \frac{x^2}{4D_a t}$$

Dans ces expressions, C_0 est la concentration en ions chlore à la surface de l'échantillon.

Le processus de corrosion des armatures peut s'amorcer lorsque les chlorures atteignant l'armature sont en quantité suffisante pour dépassiver l'acier. Cette teneur en ions chlore doit être d'autant plus importante que le pH de la solution interstitielle est lui-même plus élevé. Or, la valeur du pH est directement conditionnée par les ions OH^- et, plus que la teneur propre en ions Cl^- , il est préférable d'utiliser le rapport Cl^-/OH^- des ions activants Cl^- par rapport aux

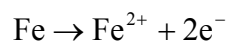
ions passivants OH⁻. Le seuil critique de dépassivation à partir duquel la corrosion des armatures est amorcée correspond à un rapport Cl⁻/OH⁻ de 0,6 [HAU 67]. Selon Raharinaivo [RAH 86], le seuil de dépassivation est associé à un changement de nature des produits d'oxydation à la surface de l'acier, l'hydroxyde formé est instable, contient du chlore et se transforme en un composé intermédiaire dit « rouille verte » avant de donner finalement de l'oxyde ferrique hydraté contenant du chlore. Lorsque la migration des chlorures s'effectue dans un milieu carbonaté superficiellement, le seuil de dépassivation sera atteint plus rapidement et la corrosion s'en trouvera aggravée [TUU 82].

I.A.4 La propagation de la corrosion.

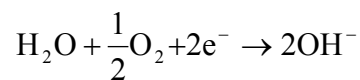
I.A.4.1 La nature électrochimique de la corrosion.

La destruction de la couche passive et l'attaque du métal s'effectuent par un mécanisme de piles électrochimiques nécessitant la conjonction de certaines conditions (oxygène, eau). La corrosion électrochimique implique l'existence d'une anode, d'une cathode et d'un milieu électrolytique pour constituer une pile.

A l'anode se déroule le processus de dissolution du métal :



Dans un milieu neutre ou alcalin, les électrons libérés par la réaction anodique sont consommés à la cathode par réduction de l'oxygène :



L'anode et la cathode à la surface du métal sont reliées par le métal conducteur qui permet le passage des électrons, tandis que le milieu électrolytique environnant assure le transport des ions par diffusion et referme le circuit de la pile (Figure 1.2).

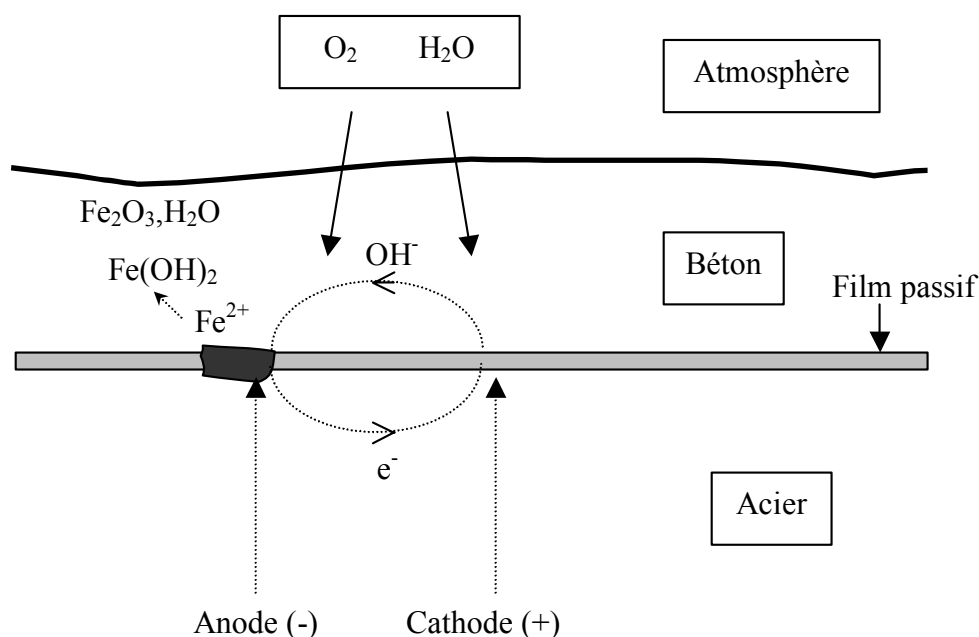
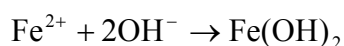


Figure. 1.2. Mécanisme de la corrosion électrochimique.

Les ions ferreux réagissent ensuite avec les ions OH⁻ pour former de l'hydroxyde ferreux légèrement soluble :



Les réactions se poursuivent en présence d'oxygène pour donner Fe(OH)₃ et Fe₂O₃, puis une oxydation lente conduit aux oxydes hydratés Fe₂O₃.H₂O et à la magnétite Fe₃O₄. La « rouille » est formée d'un mélange de ces trois constituants.

Le courant de corrosion qui se développe entre l'anode et la cathode est contrôlé soit par polarisation anodique, soit par polarisation cathodique, soit par la chute de potentiel qui dépend de la résistivité du milieu [AND 96, AND 01, VES 99]. L'oxygène et l'eau sont impliqués dans la réaction cathodique. Ainsi, même si la couche passive est détruite, la corrosion ne se propage pas lorsque le béton est sec ou immergé totalement dans l'eau.

La quantité de fer dissoute est proportionnelle au courant de corrosion débité en accord avec la loi de Faraday [HAN 99] et elle décroît lorsque la résistivité du milieu électrolytique augmente.

I.A.4.2 Les facteurs aggravants de la corrosion.

De nombreux facteurs vont avoir une influence sur la propagation de la corrosion. La vitesse de corrosion est plus élevée en présence des ions chlore qui agissent comme un catalyseur. La concentration des chlorures dans la zone proche des armatures est d'autant plus importante que le pourcentage de corrosion est élevé (Figure 1.3). Le premier effet de ces ions est la diminution de la résistivité du béton, alors que de faibles rapports E/C, un taux d'humidité restreint, ainsi qu'une diminution de la température conduisent à une résistivité élevée. De plus la fissuration du béton d'enrobage facilite l'accès du dioxyde de carbone et des chlorures et renforce encore le phénomène de corrosion. Ce phénomène sera étudié dans la suite de ce chapitre.

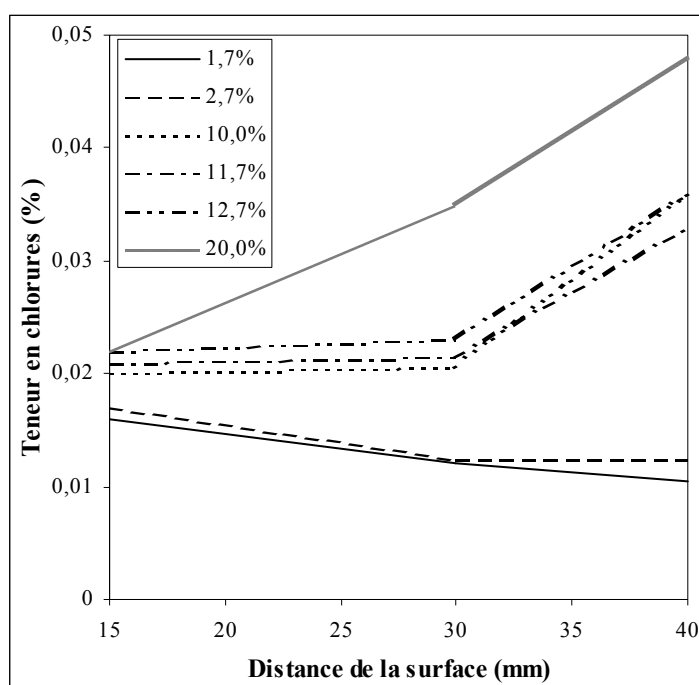


Figure. 1.3. Teneur en chlorures en fonction de la distance de la surface d'un spécimen de tirant en béton armé (armature à 40 mm) [AML 99].

I.A.5 Les conséquences de la corrosion et le lien avec la structure.

La figure 1.4 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 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 [MOL 93]. 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.

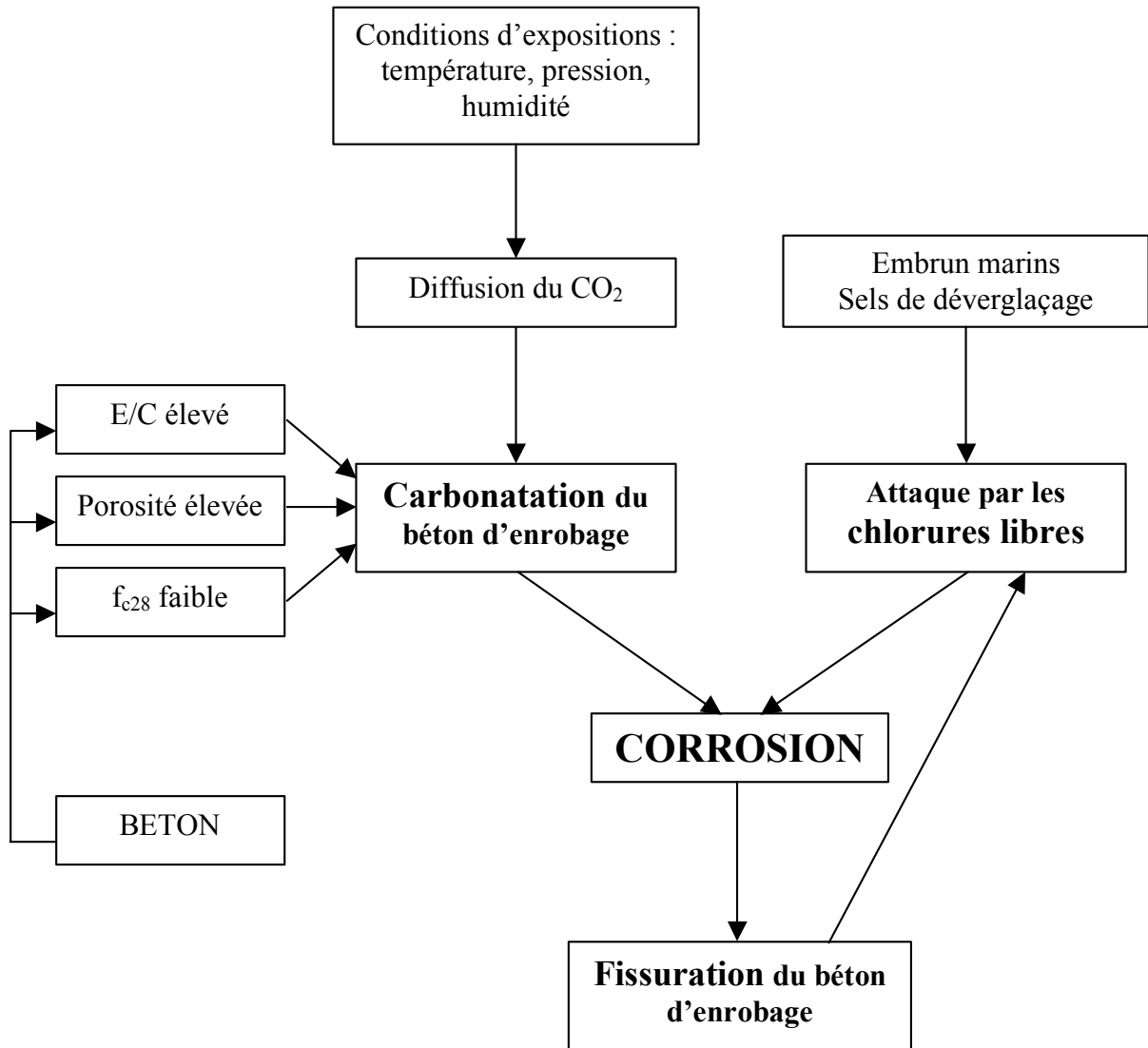


Figure. 1.4. Le mécanisme de propagation de la corrosion.

I.B L'influence de la corrosion sur le comportement mécanique des structures en béton armé.

La corrosion des armatures est l'une des principales causes de dégradation précoce des structures en béton armé. Quand les agents agressifs ont atteint les armatures, à cause soit de la carbonatation du béton d'enrobage soit de l'attaque par les chlorures, la sécurité et l'état de service des structures se trouvent fortement altérés, tout d'abord par le comportement de l'acier. En effet l'armature subit une perte de section ainsi qu'une modification de ses propriétés mécaniques. Ensuite, le comportement du béton d'enrobage évolue, il va se fissurer à cause des produits résultant de la corrosion. Enfin, la diminution de l'adhérence acier-béton est observée. Dans cette partie, nous allons examiner l'influence que peut avoir chaque paramètre sur le comportement mécanique des structures en béton armé corrodé.

I.B.1 Modèles de vieillissement de structures corrodées.

Comme nous avons pu le voir précédemment, la corrosion est généralement divisée en deux phases. Tuutti [TUU 82] a présenté un modèle conceptuel de dégradation fréquemment cité dans la littérature. François et al. [FRA 94] ont précisé l'évolution de la dégradation dans le cas du béton fissuré, ce qui est toujours le cas. Bamforth [BAM 97] a proposé un modèle basé sur le modèle de Tuutti, mais a divisé la phase de propagation en quatre stades. La corrosion démarre à t_0 , mais atteint un niveau conséquent à t_1 . Le temps t_2 est marqué par l'apparition des fissures longitudinales. La perte de section est effective au temps t_3 , tandis que la structure perd de son intégrité au temps t_4 . Les trois modèles présentés ici sont repris sur la figure 1.5.

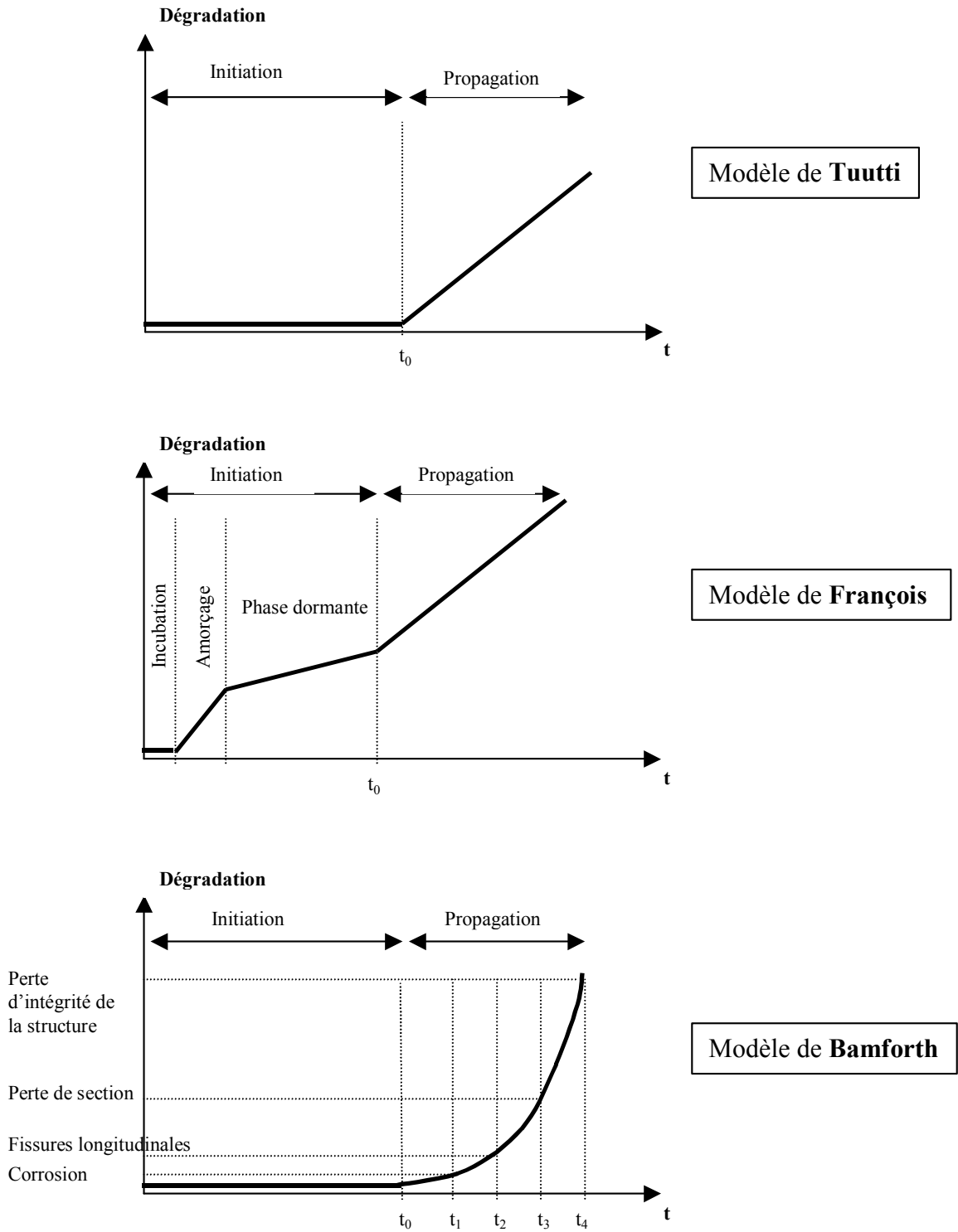


Figure. 1.5. Modèle de d'évolution de la corrosion au cours du temps.

I.B.2 Relation entre la fissuration et la corrosion.

Une structure en béton armé va normalement développer des fissures en fonctionnement. Les réglementations fixent des conditions d'ouverture limite de ces fissures. Une étude menée par Goto [GOT 71] sur les fissures formées autour d'armatures en traction montrent qu'après la formation d'un réseau de fissures primaires, l'augmentation du chargement va provoquer la perte d'adhésion au voisinage des fissures, transférant la charge aux nervures (reliefs) de l'armature, ce qui a pour effet de causer des fissures internes. Des fissures primaires supplémentaires vont apparaître seulement si la force transférée entre l'acier et le béton couvre la moitié de la distance entre deux fissures (ou une fissure et l'extrémité de l'échantillon). Lorsque la corrosion se développe autour de l'armature, les produits générés vont avoir tendance à augmenter le volume global de l'armature de deux ou trois fois le volume de l'armature saine. Ceci aura pour effet l'apparition de fissures longitudinales le long de la barre d'acier, dont la largeur évoluent avec le pourcentage de corrosion [CAS 00, AML 99, ALM 96, CAB 92, ALS 90]. Cette situation va renforcer la dégradation de l'interface entre l'acier et le béton. Ainsi le mécanisme primaire de fissuration sera fortement modifié, car la corrosion va émousser progressivement les nervures de l'armature. L'effort n'est plus transféré suffisamment entre l'acier et le béton, ce qui va causer une diminution du nombre de fissures primaires et donc une augmentation de l'espace entre ces fissures [ROD 97, MAN 99, AML 99]. Le tableau 1.1 montre un exemple d'évolution des fissures avec le pourcentage de corrosion dans le cas d'essais tirants

Corrosion (%)	0	1.7	2.7	10.0	11.7	12.7	20.0
Nombre de fissures longitudinales	0	1	1	1	3	4	3
Largeur moyenne des fissures longitudinales (mm)	—	0,15	0,2	6,0	3,0	4,0	9,0
Nombre de fissures primaires	10	9	8	3	5	3	0
Espace moyen entre les fissures primaires (mm)	83.3	80.9	100	167	200	238	—

Tableau. 1.1. Evolution des fissures avec la corrosion [AML 99].

I.B.3 Les conséquences de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton.

L'adhérence entre l'acier et le béton est un des facteurs essentiels pour obtenir de bonnes performances des structures en béton armé. Dans le cas des barres nervurées, la contrainte d'adhérence est principalement développée par l'interaction mécanique entre les nervures et le béton environnant. Nous avons vu dans la partie précédente que la corrosion a une double influence sur la fissuration, le développement de la fissuration longitudinale et la diminution des fissures primaires ou transversales. Ce mécanisme implique une altération de l'interaction entre l'acier et le béton, et donc affaiblit l'adhérence entre les deux matériaux.

Globalement le comportement de l'adhérence comporte plusieurs phases dans son évolution avec la corrosion (Figure 1.6). A partir d'essais d'adhérence réalisés par de nombreux auteurs [ALS 90, CAB 96, ALM 96, AUY 00, COR 02], nous pouvons distinguer trois phases essentielles en relation avec la contrainte d'adhérence maximale.

Pour de faibles pourcentages de corrosion, avant la formation des fissures primaires, il apparaît une augmentation du frottement entre l'acier et le béton. Cette augmentation est causée par l'augmentation de la rugosité de la barre d'acier en raison de la formation d'une fine couche de rouille stable et adhérente. Ceci explique dans les études expérimentales le saut initial de l'adhérence maximale en fonction de la corrosion.

A la fin de ce stade, l'apparition des fissures primaires va avoir pour effet de diminuer l'adhérence, mais le confinement de la barre par le béton est encore important. Avec le développement de la corrosion, l'adhérence maximale va subir une chute importante. En effet, la dégradation très importante de la surface de l'acier va provoquer l'émoussement, voire la disparition, des nervures, rendant très faibles les interactions entre l'acier et le béton. De plus le confinement du béton environnant sera diminué par l'ouverture de fissures longitudinales.

Le dernier stade correspond à une très faible diminution de l'adhérence maximale en fonction de la corrosion. Le confinement de la barre est alors fortement diminué, et une augmentation de la corrosion n'aura quasiment plus d'effet sur la dégradation de l'interface. Il en restera une contrainte résiduelle.

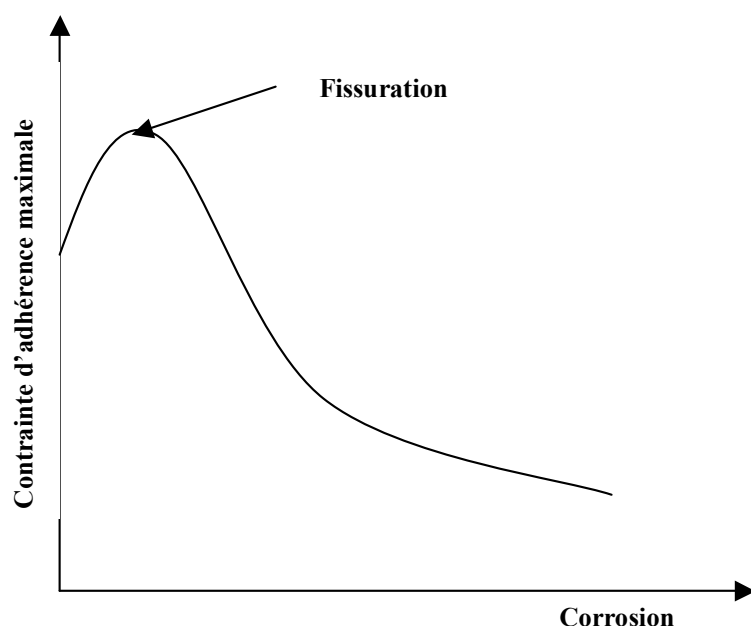


Figure. 1.6. Représentation schématique de la variation de l'adhérence maximale avec la corrosion.

I.B.4 Effets de la corrosion sur le comportement de structures fléchies.

Plusieurs facteurs influent sur le comportement en flexion de structures corrodées (Figure 1.7), la réduction de section d'acier, la perte d'adhérence entre l'acier et le béton, l'endommagement du béton dans les parties tendues et comprimées. La difficulté est de faire le lien entre ces paramètres afin d'en connaître l'influence. En ce qui concerne l'endommagement du béton tendu, le profil de fissuration est relativement bien connu grâce aux différentes campagnes expérimentales présentées dans la partie précédente.

Pour le comportement en flexion, Castel [CAS 00] a observé sur des poutres vieilles en ambiance saline que le profil de fissuration dû à la corrosion des armatures comprimées n'avait pas d'influence significative. L'intérêt de son étude était de voir l'effet couplé de la réduction de section de l'acier tendu et de la perte d'adhérence entre l'acier et le béton. Il a observé que pour le comportement mécanique en flexion de poutres en béton armé en service, la perte d'adhérence était responsable d'au moins 50% des dégradations des poutres. En effet, la contribution du béton tendu entre les fissures est nettement diminuée, causant l'affaiblissement de l'adhérence. Au contraire, dans le cas du comportement à ruine, c'est la perte de section qui est la principale responsable de la diminution de la capacité portante des structures. Cet effet se traduit par la perte importante de ductilité des poutres soumises à la

corrosion localisée [CAS 00, ROD 97, ALM 97]. En effet, lorsque la corrosion est localisée, les armatures tendues vont subir une concentration de contraintes dans la zone corrodée se traduisant par une plastification précoce de l'acier dans cette zone. Lorsque tout l'acier se plastifie, la réserve de déformation plastique dans la zone corrodée est largement consommée, ce qui entraîne une rupture précoce de l'acier. Néanmoins, dans le cas d'une corrosion uniforme et généralisée, la ductilité des poutres (en terme de flèche) est beaucoup moins affectée [MAN 99, ALS 90, CAB 96, LEE 98], et la perte d'adhérence joue probablement un rôle important dans ce phénomène.

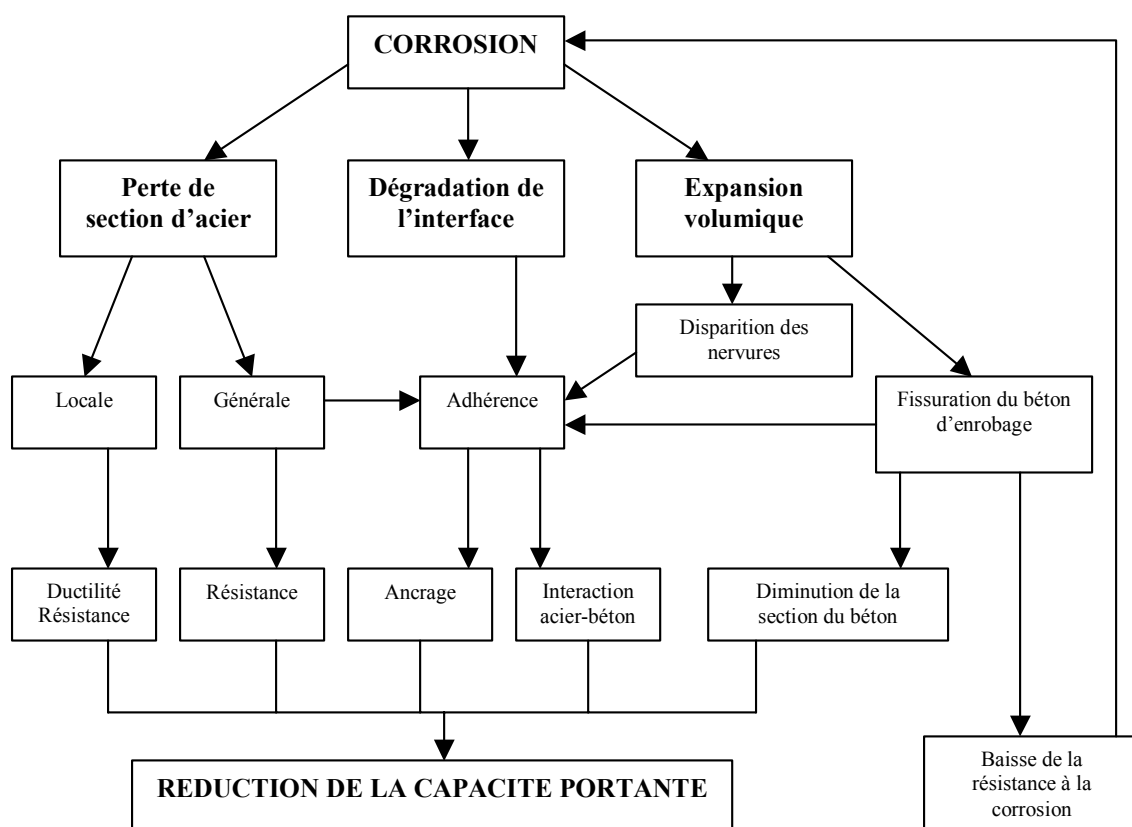


Figure. 1.7. Effets de la corrosion sur le comportement mécanique de structures corrodées [CAI 99]

I.C Modélisation du comportement global des structures corrodées.

I.C.1 Description des modèles existants.

De nombreuses méthodes de calcul analytique et par éléments finis peuvent être utilisées pour la prédiction du comportement de structures fléchies dégradées par la corrosion.

Dagher et Kulendran [DAG 92] ont estimé l'état de fissuration autour des armatures à partir d'un volume connu de produits de corrosion. Leur objectif était de fournir un outil prédictif de la dégradation de l'interface acier-béton.

Molina [MOL 93] a proposé un modèle numérique utilisant la méthode des éléments finis afin d'évaluer le faciès de fissuration d'une section. La corrosion est modélisée par une combinaison de déformations initiales simulant l'augmentation du volume « acier+rouille » et par une modification des propriétés élastiques de l'acier, celles-ci évoluant de l'acier sain vers la rouille.

Noghabai [NOG 99] a utilisé la méthode des éléments finis basée sur le concept de fissure élémentaire incluse, appelée bande interne de radoucissement. Dans cette méthode, une forte discontinuité est introduite dans l'élément fissuré par un critère de résistance. Cette méthode permet de modéliser le comportement de la fissuration transversale de sections de poutres corrodées.

Lee [LEE 98] a proposé une méthode de calcul par éléments finis d'évaluation de structures corrodées prenant en compte la dégradation des propriétés mécaniques de l'acier et de l'interface acier-béton. Les propriétés mécaniques du béton sont inchangées lors de la corrosion contrairement à celles de l'acier et de l'adhérence acier-béton. La section de la barre reste constante mais les propriétés mécaniques de l'acier (limite élastique et module d'Young) évoluent en fonction du pourcentage de corrosion. La loi contrainte d'adhérence-déformation de cisaillement est représentée par une loi bilinéaire, dont les paramètres (contrainte maximale d'adhérence et rigidité d'adhérence) évoluent en fonction de la corrosion. Cette méthode permet d'identifier l'évolution du comportement global de structures corrodées, mais

nécessite la connaissance des lois d'adhérence, pour lesquelles l'identification des paramètres dépend des conditions d'essais.

Coronelli [COR 02] a proposé un modèle d'adhérence tenant compte de la corrosion des armatures, de la fissuration radiale du béton et du confinement. La donnée du taux de corrosion et de la géométrie complète de la poutre permettent de traduire à la fois l'état de fissuration local autour de la barre et l'évolution de la capacité portante de la poutre. L'application de ce modèle nécessite trois étapes de calcul. La première étudie le comportement local d'une section transversale, la seconde étudie les efforts locaux dans l'axe longitudinal de la poutre et la troisième se place à l'échelle de la structure. S'il permet la prise en compte de nombreux paramètres, l'utilisation de ce modèle demeure complexe.

Capozucca [CAP 95] a proposé une méthode analytique qui prend en compte l'expansion volumique de la rouille et la réduction de l'adhérence due à une diminution du confinement pour calculer la rigidité et la résistance de poutres fléchies. Cependant cette méthode est également dépendante de la connaissance des lois d'adhérence (contrainte d'adhérence en fonction du glissement acier-béton).

L'approche de Rezaie [REZ 99] a pris en compte le raidissement de poutres en béton armé par une modélisation analytique des parties tendues sous forme d'un tirant. La perte d'adhérence entre l'acier et le béton a été modélisée par un glissement horizontal dans la loi force-déplacement du tirant, paramétré par un coefficient global. Le problème de cette méthode est de ne pas prendre en compte explicitement la corrosion.

Castel [CAS 00] a développé un modèle analytique de fonctionnement local et global de poutres en béton armé après fissuration. Ce modèle intègre l'évolution de l'adhérence entre l'acier et le béton et permet de combiner la perte d'adhérence à la réduction de section d'acier dans le cas de poutres corrodées. Ce modèle présente un énorme intérêt, mais sa mise en œuvre est relativement complexe car il nécessite l'utilisation de nombreux paramètres afin d'analyser, d'abord le comportement local en section non fissurée puis pour un tronçon de poutre fissuré et enfin par l'intégration des phénomènes sur toute la poutre.

I.C.2 Conclusion.

Les méthodes d'évaluation du comportement de structures corrodées sont nombreuses. La plupart considère la corrosion dans une section transversale impliquant à l'échelle de la structure une corrosion uniforme ce qui n'est pas forcément le cas dans la réalité. Les modèles qui prennent en compte l'évolution de l'adhérence acier-béton en fonction de la corrosion sont dépendants de lois expérimentales obtenues à partir d'essais d'arrachement. Ces lois varient avec les conditions d'essai. De plus, certains modèles sont complexes à mettre en œuvre et nécessitent la connaissance de nombreux paramètres mécaniques et géométriques. Ce type de modèles est difficilement utilisable par un maître d'ouvrage souhaitant évaluer la capacité portante d'une structure corrodée à partir d'un diagnostic in-situ de la dégradation de la structure.

CONCLUSION DU CHAPITRE ET OBJECTIFS DU TRAVAIL

L'objectif général de notre étude est de proposer une méthode d'évaluation des structures en béton armé corrodé permettant d'en prédire le comportement résiduel. Cette approche est nécessaire aux gestionnaires d'ouvrage afin de pouvoir à partir de cartographies de la corrosion évaluer les performances globales de la structure.

Les différents mécanismes mis en jeu dans le processus de corrosion influent sur le comportement mécanique des structures. En effet, lorsque la corrosion est amorcée, son action aura une influence sur différents éléments de la structure. Dans un premier temps, l'acier va subir une perte de section qui va affecter la capacité de résistance des armatures. La production de rouille résultant de la perte de section va provoquer la fissuration du béton et dégrader fortement l'interface entre l'acier et le béton.

Pour traduire la dégradation de structures corrodées, les paramètres pris en compte sont la perte de section de l'acier, la dégradation de l'adhérence et le comportement du béton d'enrobage. Nous avons considéré que la section d'acier évoluait linéairement avec le pourcentage de corrosion supposé connu. La difficulté réside dans la définition du comportement d'interface à utiliser. Deux possibilités s'offrent à nous. La première considère des éléments d'interface de type ressort [LEE 98], mais cette approche nécessite la connaissance de nombreux paramètres. La seconde approche est basée sur les travaux de Molina et al. [MOL 93] et consiste à faire varier les propriétés de l'armature de l'acier sain

vers la rouille en fonction des paramètres relatifs à la corrosion (temps et vitesse). La rouille présente des propriétés mécaniques fortement altérées. Nous avons considéré le même phénomène, mais en intégrant un élément entre l'acier et le béton, que l'on peut qualifier d'élément « rouille ». Tous les phénomènes liés à la corrosion sont intégrés dans l'épaisseur de l'élément de rouille qui va varier avec le pourcentage de corrosion. L'intérêt de ce type d'élément est qu'il nécessite uniquement, d'une part la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des poutres en béton armé, et d'autre part l'état de la corrosion en terme d'intensité (pourcentage) et d'étendue. A partir, par exemple, de mesures de potentiel ou d'impédance sur une structure dégradée, l'utilisation de cette méthode permettra d'en déduire la capacité portante.

Dans la suite du travail, le type d'élément choisi sera validé sur des essais d'adhérence, puis sur deux campagnes expérimentales [FRA 94, LEE 98]. Une campagne expérimentale menée par nos soins permettra d'étudier l'influence de l'adhérence sur le comportement en flexion de structures fléchies. Enfin des simulations sur différents cas de corrosion seront effectuées afin de pouvoir prédire l'évolution de la capacité portante d'une poutre en fonction de différents paramètres comme le chargement, la position et l'étendue de la zone corrodée, ainsi que le pourcentage de corrosion.

Chapitre II. Outils numériques et choix pour la modélisation des structures corrodées.

Dans ce chapitre, nous présentons les différents modèles à notre disposition pour l'évaluation du comportement des structures corrodées. Trois matériaux composent la structure. Le béton peut-être modélisé suivant une approche élastoplastique ou élastique endommageable. L'acier est modélisé par une loi de comportement élastoplastique, dont la section est modifiée linéairement en fonction de la corrosion. L'interface peut-être considérée par deux approches. La première consiste à intégrer des lois d'interface de type élément joint, mais le problème réside dans le fait que les paramètres qui les composent doivent être définis au préalable en laboratoire. La seconde approche, principale originalité de notre travail, utilise un élément d'interface de type massif l'élément rouille qui nécessite uniquement la connaissance de l'état de corrosion.

INTRODUCTION

Dans le précédent chapitre, nous avons défini les causes et les conséquences que peut avoir la corrosion sur les structures en béton armé, celles-ci pouvant être de trois ordres, chimique, physique et mécanique.

Pour modéliser les structures en béton armé dégradées par la corrosion des armatures, il faut prendre en compte l'évolution des différents paramètres relatifs à cette structure. La première conséquence de la corrosion est la perte de section d'acier subie par l'armature [CAS 00] qui aura des répercussions importantes sur les autres paramètres. En effet le processus de corrosion va entraîner une diminution de la section d'acier et le développement de rouille à la surface de l'armature. Le volume de rouille peut être évalué de deux à trois fois la perte de volume d'acier [BEE 78] jusqu'à quatorze fois [CAP 95]. La rouille produite aura pour effet de fissurer le béton environnant [AND 93] et à nouveau de favoriser l'introduction d'oxygène, et donc d'accélérer le processus de corrosion. L'apparition de cette rouille entraînera une dégradation de l'interface acier-béton.

Pour la prédiction du comportement de structures en béton armé soumises à la corrosion des armatures, nous avons choisi de prendre en compte la perte de section de l'armature conjuguée à l'apparition d'une couche d'éléments dégradés à l'interface acier-béton. Cette couche a les caractéristiques mécaniques de la rouille, elle est en adhérence parfaite avec l'acier et le béton. Ce type d'élément simplifié sera appelé élément « rouille ».

Pour les lois de comportement de l'acier et du béton, nous avons arrêté notre choix sur des lois fréquemment utilisées pour la modélisation du béton armé : un modèle élastoplastique ou d'endommagement pour le béton, et un modèle élastoplastique pour l'acier.

Ce chapitre présente les principes de la méthode de calcul utilisant l'élément « rouille », mais aussi que d'autres types de lois d'interface.

II.A Modélisation du matériau béton.

Le comportement du béton peut être représenté par deux modèles différents avec fissuration réparties : modèle élastoplastique ou modèle élastique endommageable dont nous allons rappeler les fondements.

II.A.1 Type de fissuration.

L'important dans la modélisation du béton armé est de savoir modéliser correctement l'évolution de la fissuration au cours du chargement. Deux approches s'opposent concernant cette modélisation. D'un côté la modélisation de la fissure peut être discrète. Les discontinuités géométriques dues à la fissuration sont incorporées entre les frontières d'éléments connectés [NGO 67, BLA 81, HIL 94, ING 84]. Cette approche nécessite un changement continu des connexions entre les nœuds.

L'autre façon de modéliser la fissuration du béton consiste en l'approche par fissuration répartie [RAS 68, SUI 73, BAZ 79, BAZ 83]. Dans ce cas, le béton fissuré est considéré comme un milieu continu. La description de la fissuration se traduit par des relations de comportement entre les contraintes et les déformations. Cette approche est très utilisée à l'heure actuelle car elle n'impose aucune restriction sur l'orientation des fissures et permet de conserver le même maillage tout au long d'un calcul. Cette approche a subi de nombreuses critiques. Notamment le concept de fissuration répartie ne serait pas capable de prédire une rupture locale. Rots [ROT 85] a néanmoins démontré que ce concept pouvait mener à des prédictions réalistes concernant la rupture locale du béton, par le fait que le modèle prenait correctement en compte les effets de l'adoucissement en traction due à la micro fissuration et à la refermeture des fissures.

Les modèles que nous avons utilisés entrent dans le cadre de la représentation par fissuration répartie.

II.A.2 Modèle élastoplastique.

Les modèles élastoplastiques considèrent que le domaine post-fissuré correspond à un écrouissage négatif dans la direction de la fissure avec un écoulement normal à la surface de rupture, traduisant l'anisotropie. L'écrouissage n'est plus isotrope, mais découplé. Les

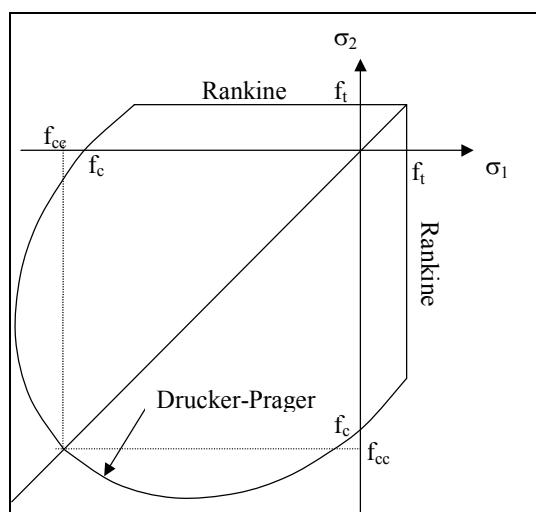
surfaces qui décrivent les seuils de fissuration dans les deux directions évoluent indépendamment.

Le modèle utilisé dans le cadre de notre étude a été développé au CEA par G. Nahas [NAH 86], puis modifié par C. Leprêtre [LEP 88]. Il est implanté dans le code de calcul CASTEM 2000. Il s'agit d'un modèle à fissuration répartie fixe, avec double fissuration possible uniquement à 90° . Il traite la fissuration entièrement en plasticité, avec écrouissage négatif dans la direction de la fissuration.

Le modèle est décrit à l'origine en trois dimensions, mais il est implanté également en axisymétrique, en déformation et planes et en contraintes planes. Nous l'avons utilisé en contraintes planes.

La surface limite est décrite par trois critères qui rendent compte des différents modes de sollicitation du béton ; Drucker-Prager en compression et bi-compression, Rankine (ou critère des contraintes principales maximales) pour la fissuration en traction (Figure 2.1)

L'écoulement est associé, l'écrouissage est négatif, et isotrope pour le critère de Drucker-Prager. Le comportement est donc supposé élastique avant l'atteinte de la surface ultime. En général, un incrément de contrainte n'enfreint qu'un critère à la fois. Dans ce cas, la surface transgressée évolue indépendamment des autres. Le viol d'un des deux critères en traction induit alors une anisotropie : la contrainte ultime de traction est réduite dans cette direction.



Dans le cas où deux critères sont transgressés simultanément, il existe en général une solution unique pour les deux multiplicateurs plastiques, donnée par un système de deux équations traduisant l'écoulement associé. Dans le cas où l'incrément de contraintes n'est pas dans le cône des normales des critères (Figure 2.2), l'écoulement est tenté suivant un seul critère.

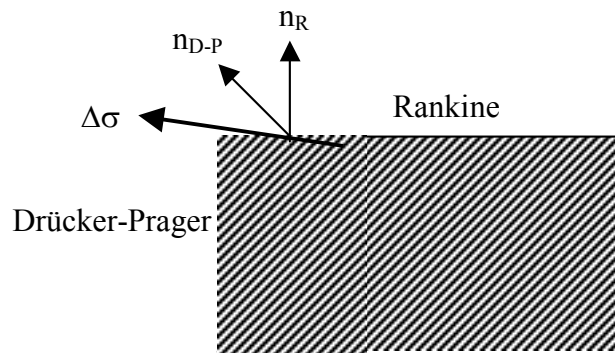


Figure. 2.2. Transgression simultanée de deux critères, en dehors du cône des normales.

Pour un matériau non fissuré, le critère est décrit dans le repère des contraintes principales. Si celui-ci est enfreint, un angle de fissuration est calculé, et les critères de traction pour un béton fissuré sont utilisés. Ceux-ci sont écrits dans le repère de la fissure, qui se forme perpendiculairement à la direction de traction maximale :

$$\begin{cases} \sigma'_1 \leq R_1 = f_t + h_1 \lambda_1 \\ \sigma'_2 \leq R_2 = f_t + h_2 \lambda_2 \end{cases}$$

σ' : contrainte exprimée dans le repère de la fissure
 R_i : résistances en traction dans les deux directions liées à la fissure
 f_t : résistance en traction simple
 h_i : modules d'écrouissage
 λ_i : multiplicateurs plastiques.

L'incrément de déformation plastique est donc lui aussi exprimé dans le repère de fissuration. La création d'une fissure s'accompagne d'une chute du module en cisaillement, toujours dans le repère de la fissure. Ceci est obtenu en multipliant le module de cisaillement initial par un facteur compris entre zéro et un et considéré comme une caractéristique du matériau.

Le traitement de la refermeture de fissure est régi par des critères et un écoulement spécifiques. Dans le cas unidimensionnel, ce comportement est représenté sur la figure 2.3.

Le critère s'écrit : $\sigma_1' \geq 0$ si $\lambda_1 > 0$

Et l'écoulement se fait selon les règles suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \sigma_1' = 0 \text{ et } \lambda_1 > 0 \text{ (fissure ouverte) et } d\sigma_1' < 0 \\ \quad \text{Alors } d\varepsilon^p = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot d\lambda_1 \text{ (trajet 4 des figures 2.3)} \\ \text{Si } \sigma_1' > 0 \text{ ou } \lambda_1 = 0 \\ \quad \text{Alors } d\varepsilon^p = 0 \text{ (trajet 3 de la figure 2.3 - b)} \end{array} \right.$$

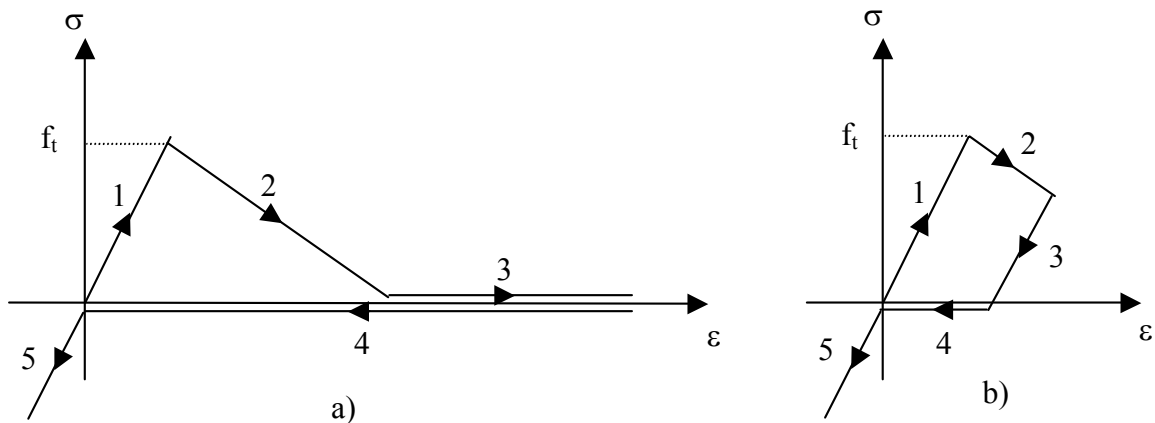


Figure. 2.3. Modèle CEA : comportement uniaxial du béton fissuré

Le modèle peut donc traiter les décharges locales survenant au cours d'un chargement global monotone. Toutefois, après refermeture complète d'une fissure, il a été constaté [FLE 96] que le modèle ne conserve pas les directions de fissuration, mais uniquement les dernières résistances en traction. Ainsi, par exemple, après refermeture complète d'une fissure qui s'est ouverte jusqu'à contrainte nulle, la résistance en traction est nulle dans toutes les directions. Signalons aussi qu'une fissure complètement refermée ne se rouvre qu'après atteinte de la résistance en traction résiduelle (Figure 2.4).

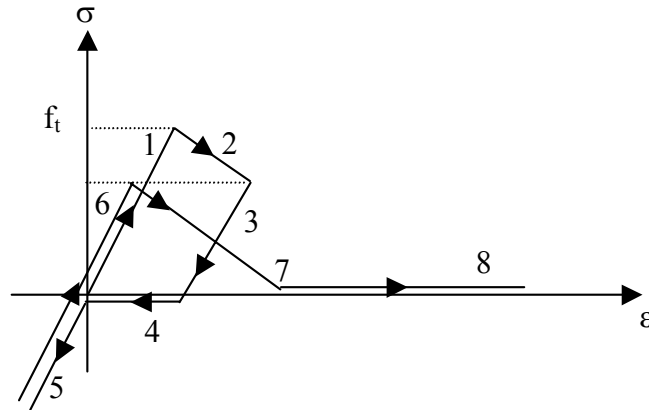


Figure. 2.4. Modèle CEA : Exemple de réouverture de fissure.

II.A.3 Modèle d'endommagement du béton.

Une seconde approche pour modéliser le béton est basée sur la théorie de l'endommagement, initiée en 1958 par Kachanov. De nombreux modèles sont basés sur cette théorie, en particulier le modèle utilisé dans nos travaux, développé par Mazars [MAZ 84].

Dans ce modèle, l'incrément de déformations n'est plus décomposé en une partie élastique et une partie non élastique. L'effet de la fissuration est introduit en modifiant la raideur du matériau par l'intermédiaire d'un variable d'endommagement D (Figure 2.5). Cette variable prend une valeur comprise entre 0 (matériau sain non fissuré) et 1 (ruine).

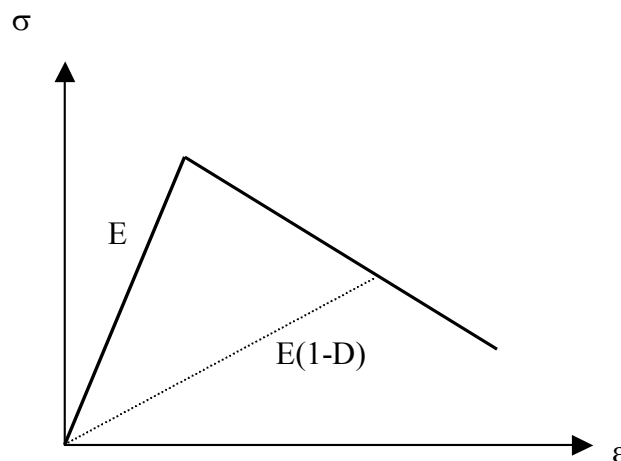


Figure. 2.5. Modèle d'endommagement

Les relations liant les contraintes aux déformations sont :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (i, j, k, l \in [1, 3]) ; \quad (2.1)$$

où σ_{ij} et ε_{ij} sont les composantes du tenseur des contraintes et des déformations ; C_{ijkl} , les composantes de l'opérateur d'élasticité et D , la variable d'endommagement. La variation de cet endommagement est fonction de la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ telle que :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_1^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} ; \quad (2.2)$$

où les ε_i sont les déformations principales et :

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = 0 \text{ si } \varepsilon_i < 0 \text{ ou } \langle \varepsilon_i \rangle_+ = \varepsilon_i \text{ si } \varepsilon_i \geq 0. \quad (2.3)$$

L'évolution de l'endommagement est contrôlée par les conditions ci-après :

$$\begin{aligned} \text{si } F(\tilde{\varepsilon}) &= \tilde{\varepsilon} - \kappa \text{ et } \dot{F}(\tilde{\varepsilon}) = 0, \\ \text{alors } D &= f(\kappa) \text{ avec } \mathcal{D} \geq 0, \\ \mathcal{D} &= 0 ; \end{aligned} \quad (2.4)$$

où $f(\kappa)$ est la loi d'évolution de l'endommagement. L'équation (2.4) définit le domaine élastique réversible. La variable d'écrouissage κ prend pour valeur, le maximum entre $\tilde{\varepsilon}$ et un seuil d'endommagement κ_0 , interprété comme la déformation de traction uniaxiale atteinte au pic de contrainte f_t , soit :

$$\kappa_0 = \frac{f_t}{E} \quad (2.5)$$

L'endommagement D peut être considéré comme la combinaison d'un endommagement de traction D_t et d'un endommagement de compression D_c :

$$D = \alpha_t D_t + \alpha_c D_c ; \quad (2.6)$$

où α_t et α_c sont deux coefficients tels que $\alpha_t = 1, \alpha_c = 0$ en traction uniaxiale et $\alpha_t = 0, \alpha_c = 1$ en compression uniaxiale.

Si $\kappa = \max(\tilde{\varepsilon}, \kappa_0)_{\text{chargement}}$, les endommagements D_t et D_c sont donnés par :

$$\begin{cases} D_t = 1 - \frac{\kappa_0(1 - A_t)}{\kappa} - \frac{A_t}{\exp(B_t(\kappa - \kappa_0))} \\ D_c = 1 - \frac{\kappa_0(1 - A_c)}{\kappa} - \frac{A_c}{\exp(B_c(\kappa - \kappa_0))} \end{cases} \quad (2.7)$$

Pour un béton courant, les coefficients A_c, A_t, B_c, B_t admettent des valeurs comprises entre :

$$1 \leq A_c \leq 1,5 ;$$

$$10^3 \leq B_c \leq 2.10^3 ;$$

$$0,7 \leq A_t \leq 1,2 ;$$

$$10^4 \leq B_t \leq 5.10^4 .$$

Les coefficients α_t et α_c sont des fonctions (sans dimension) des déformations :

$$\alpha_t = \sum_1^3 \left(\frac{\langle \varepsilon_i^t \rangle_+ \langle \varepsilon_i \rangle_+}{\tilde{\varepsilon}^2} \right) \text{ et } \alpha_c = \sum_1^3 \left(\frac{\langle \varepsilon_i^c \rangle_+ \langle \varepsilon_i \rangle_+}{\tilde{\varepsilon}^2} \right) \quad (2.8)$$

Les déformations $\varepsilon_i = \varepsilon_i^t + \varepsilon_i^c$ dans les directions principales, sont calculées à partir des formules $\varepsilon_{ij}^t = (1 - D)C_{ijkl}^{-1}\sigma_{kl}^+$ et $\varepsilon_{ij}^c = (1 - D)C_{ijkl}^{-1}\sigma_{kl}^-$. Dans ces expressions, les σ_{kl}^+ et σ_{kl}^- sont les composantes du tenseur des contraintes positives et négatives, la décomposition étant effectuée dans les directions principales du tenseur selon le signe des contraintes principales.

II.B Modélisation des armatures d'acier.

Les aciers sont modélisés par des éléments linéiques ne résistant qu'à la traction et à la compression. Les éléments sont alors connectés aux éléments continus représentant le béton ou aux éléments d'interface qui sont utilisés dans notre étude. Dans le cas d'une poutre simplement appuyée soumise à la flexion, la représentation discrète peut parfaitement simuler le comportement réel [MER 90].

Suivant les situations qui seront abordées, nous utiliserons un modèle élastoplastique pour l'acier, soit parfait soit écrouissable. Les éléments utilisés seront de type « barre » à deux nœuds. Dans le cas particulier de la corrosion, nous ferons l'hypothèse que l'évolution de la section d'acier au cours du processus est linéaire et fonction du degré de corrosion :

$$A_c = A*(1 - \eta) \quad (2.9)$$

où A_c est la section de l'armature corrodée, A la section de l'armature vierge, et η le degré de corrosion.

II.C Modélisation des éléments d'interface.

Dans cette partie, nous présentons les différentes possibilités de prise en compte des éléments d'interface.

Une première approche se situe dans le contexte des travaux effectués par Molina, Andrade et Alonso [MOL 93] qui considéraient l'acier et la rouille comme un matériau unique. Les propriétés mécaniques de ce matériau varient linéairement de celles de l'acier vers celles de la rouille considérée comme principalement composée d'eau. Dans notre étude nous considérons l'acier et la rouille comme deux matériaux distincts, la rouille jouant le rôle d'interface entre l'acier et le béton.

Une seconde approche considère l'utilisation d'éléments de contact d'épaisseur nulle, appelés éléments joints, qui modélisent la gaine de béton dégradée autour de l'armature d'acier. Ce type d'élément a déjà été validé dans le cadre d'essais d'adhérence sur des structures non corrodées [CLE 87].

II.C.1 Élément d'interface de type ROUILLE.

II.C.1.1 Présentation de l'élément « rouille ».

La corrosion des armatures a pour effet de produire de la rouille qui va occuper un volume deux à trois fois plus important que le matériau sain [BEE 78], avec les conséquences que cela peut impliquer en terme de fissuration sur le béton d'enrobage (Figure 2.6). Pour appréhender cette expansion, deux phases sont considérées dans le processus de corrosion : la perte de section d'armature d'acier (cf. II.B) et la production de rouille.

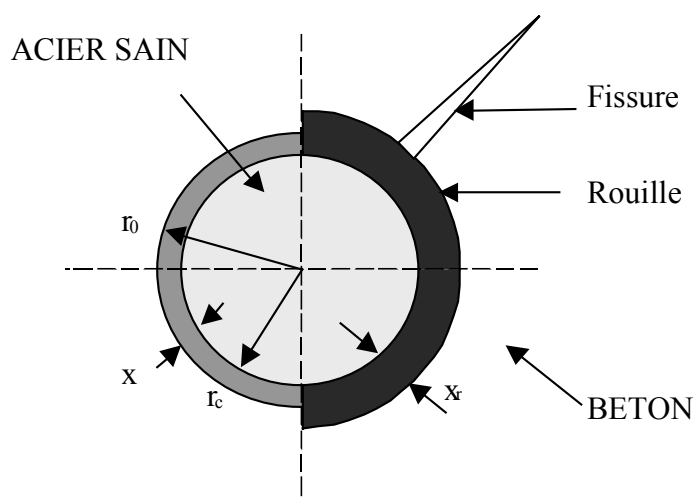


Figure. 2.6. Représentation d'une section d'armature corrodée [ROD 90]

Pour le calcul par éléments finis, la rouille formée est assimilée à un troisième corps entre l'acier et le béton. Cette couche peut transmettre les déplacements, les déformations et les contraintes entre le béton et l'armature. L'adhérence directe entre l'acier et le béton est remplacée par deux pseudo adhérences entre l'acier et la rouille d'une part, et la rouille et le béton d'autre part.

L'objectif est de pouvoir prédire l'évolution du comportement global d'une poutre fléchie corrodée à partir de l'état de corrosion et des caractéristiques mécaniques et géométriques. Ce type d'élément décrit de manière simplifiée le comportement de l'interface acier-béton. La dégradation locale de l'interface à la périphérie de la barre (production de rouille, éclatement de la gaine) est représentée par l'élément de type « rouille ». Dans le cadre d'une approche simplifiée, seul un calcul en deux dimensions sur la longueur de poutre a été considéré. Le pourcentage de corrosion d'une section de poutre est égal à la moyenne des pourcentages de

corrosion de chacune des armatures tendues de la section. La corrosion des armatures comprimées n'a pas un rôle prépondérant dans le comportement en flexion de poutres [CAS 00] et n'est donc pas prise en compte dans notre méthode de calcul.

En outre, nous avons fait l'hypothèse que le béton d'enrobage est solidaire de l'armature et de la partie supérieure, et ce quel que soit le pourcentage de corrosion. En réalité, en fonction de l'enrobage, la production de rouille peut entraîner une fissuration radiale et une délamination de la couche d'enrobage qui ne contribue plus aux maintien des performances.

II.C.1.2 Définition de l'élément rouille.

L'équation (2.10) représente la production de rouille x_r , variant de deux à environ quinze fois la pénétration d'attaque x correspondant à la perte de section d'armature d'acier due à la corrosion. Dans notre étude, un coefficient multiplicateur α_r égal à 1 a été utilisé (cf. Annexe I) soit une production de rouille correspondant à deux fois la pénétration d'attaque [MOL 93]. En injectant dans l'équation (2.9) les différents paramètres permettant de calculer les sections, on obtient l'équation (2.11) qui précise la relation entre la production de rouille x_r , le rayon initial de l'armature r_0 , le degré de corrosion η (compris entre 0 et 1) et le coefficient multiplicateur α_r .

$$x_r = (1 + \alpha_r)x \quad (2.10)$$

$$x_r = (1 + \alpha_r)r_0(1 - \sqrt{1 - \eta}) \quad (2.11)$$

Les propriétés mécaniques de la rouille sont considérées comme quasi équivalentes à celles de l'eau, qui en est le principal constituant [MOL 93]. Ces valeurs sont :

$$\nu_r = 0,5 \quad (2.12)$$

$$K_r = 2,0 \text{ GPa} \quad (2.13)$$

pour le coefficient de poisson ν_r et le module d'incompressibilité isotrope K_r .

En pratique, l'équation (2.12) n'est pas utilisable en l'état et il faudra prendre le coefficient de Poisson légèrement inférieur à cette valeur. Le module d'Young, calculé par l'équation (2.14) aura une valeur non nulle, mais proche de zéro.

$$E_r = 3(1 - 2\nu_r)K_r \quad (2.14)$$

Dans leur modélisation, Molina, Andrade et Alonso considéraient l'acier et la rouille comme un matériau unique dont les propriétés mécaniques variaient linéairement des propriétés de l'acier à celle de la rouille. Dans notre étude, l'acier et la rouille sont considérés comme des matériaux distincts, et seules leurs sections évoluent avec la corrosion. Pour l'acier, l'utilisation d'éléments linéiques permet de modifier facilement cette section. Pour la rouille, des éléments plans sont utilisés (triangle à trois nœuds). Le problème est de rendre plan un système qui ne l'est pas (Figure 2.7).

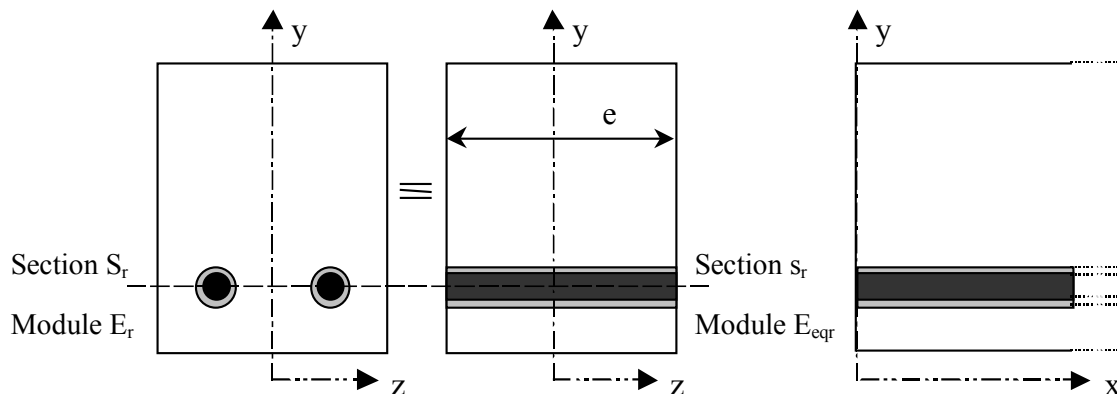


Figure. 2.7. Sections réelle et fictive de rouille.

Pour passer d'un problème tridimensionnel à un problème plan, la rouille est remplacée par deux plaques équivalentes ayant une déformation de traction égale à la déformation réelle. Nous avons uniquement supposé l'égalité des rigidités en traction de la rouille sans chercher à conserver l'égalité des rigidités de flexion. Cette hypothèse nous permet de fixer l'épaisseur de la plaque de rouille équivalente et d'en déduire le module équivalent (E_{eqr}). De plus, cela nous permet d'adapter l'élanement des éléments finis de rouille à ceux du béton et de l'acier. Le maillage de la poutre sera constitué d'éléments finis (béton et rouille) de taille équivalente. Nous utiliserons l'équation (2.15) qui exprime le module équivalent [MAZ 84] en fonction du module d'Young de la rouille (E_r), de la section réelle (S_r), et de la section fictive (s_r).

La section réelle de rouille produite est représentée par l'équation (2.16), et la section fictive de rouille est donnée par l'équation (2.17). Pour le calcul, la rouille est considérée comme deux couches d'éléments finis ayant une section égale à s_r , soit une section totale égale à $2s_r$.

Un modèle élastique est utilisé [HAN 99, PRA 95]. Quand les sections réelle et fictive sont connues, l'équation (2.18) exprime le module équivalent.

$$E_{\text{eqr}} = E_r \frac{S_r}{s_r} \quad (2.15)$$

$$\begin{aligned} S_r(\eta) &= 2\pi[(r_0 + \alpha_r x)^2 - (r_0 - x)^2] \\ S_r(\eta) &= 2\pi(1 + \alpha_r)r_0^2(1 - \sqrt{1 - \eta})[2 + (\alpha_r - 1)(1 - \sqrt{1 - \eta})] \end{aligned} \quad (2.16)$$

$$s_r(\eta) = x_r e = (1 + \alpha_r)xe = (1 + \alpha_r)r_0 e(1 - \sqrt{1 - \eta}) \quad (2.17)$$

$$E_{\text{eqr}}(\eta) = E_r \frac{2\pi r_0}{e} [2 + (\alpha_r - 1)(1 - \sqrt{1 - \eta})] \quad (2.18)$$

Il est intéressant de noter que le module équivalent ne dépend pas explicitement du degré de corrosion pour le cas particulier où $\alpha_r = 1$, mais que la relation implicite qui les lie devient effective lors de la mise en place du maillage, car la taille des éléments finis va dans tous les cas dépendre du degré de corrosion.

II.C.1.3 Prise en compte d'une distribution hétérogène de corrosion.

Suite à des essais menés au L.M.D.C. (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Construction) de Toulouse [FRA 94] sur des poutres confinées dans un brouillard salin, il a été observé que la corrosion est rarement distribuée de façon homogène le long de l'armature (Figure 2.8).

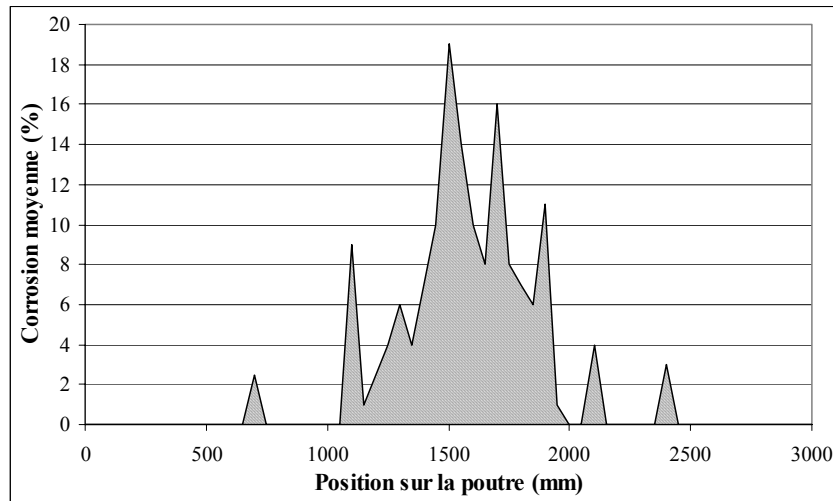


Figure. 2.8. Profil moyen de corrosion le long de l'armature [CAS 00]

Le calcul doit être adapté à ces conditions réelles, sachant qu'une discontinuité dans la taille des éléments est incompatible avec la théorie des éléments finis. Pour résoudre ce problème, le calcul du module équivalent de rouille est reconsidéré. La taille des éléments de rouille est fixée le long de l'armature par une taille référence correspondant au degré de corrosion minimum n_{\min} . La section fictive de rouille est donc constante le long de l'armature :

$$s_r(\eta) = x_r e = (1 + \alpha_r) x e = (1 + \alpha_r) r_0 e (1 - \sqrt{1 - \eta_{\min}}), \quad (2.19)$$

et seul le module équivalent de rouille est modifié :

$$E_{\text{eqr}}(\eta) = E_r \frac{2\pi r_0}{e} \frac{(1 - \sqrt{1 - \eta})}{(1 - \sqrt{1 - \eta_{\min}})} [2 + (\alpha_r - 1)(1 - \sqrt{1 - \eta})] \quad (2.20)$$

Dans ce cas, quel que soit le coefficient α_r utilisé, le module équivalent de rouille dépend explicitement du degré de corrosion, alors que la taille des éléments finis mis en place lors du maillage dépend uniquement de n_{\min} .

II.C.2 Eléments d'interface de type JOINT

Après avoir présenté notre approche pour l'interface acier-béton dans le cas de la corrosion, nous nous intéressons aux différentes façons de représenter le comportement d'interface par l'intermédiaire d'éléments de contact.

II.C.2.1 Généralités

Une zone de contact entre deux solides est définie comme le lieu géométrique des points communs aux deux solides. Le voisinage des zones de contact est généralement soumis à de fortes concentrations de contraintes impliquant des déformations irréversibles.

La zone de contact est représentée par une surface repérée en chacun de ces points par un trièdre constitué d'une normale à la surface et de deux directions tangentielles (Figure 2.9).

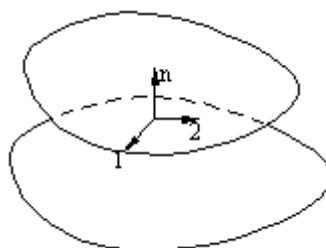


Figure. 2.9. Définition de la zone de contact.

Dans le cas de l'interface acier-béton, le contact se fait par adhésion. La résistance en cisaillement est due à la présence d'aspérités, mais également à l'adhérence entre l'armature et le béton d'enrobage.

Dans le cadre d'une analyse par éléments finis, l'interaction entre l'acier et le béton peut se caractériser par un comportement normal correspondant au contact ou à la séparation des deux corps, mais aussi par un comportement de cisaillement traduisant le glissement entre les deux corps.

Pour notre étude, trois type d'éléments implantés dans CASTEM 2000 sont utilisés, l'élément d'adhérence, l'élément joint de type Coulomb, l'élément joint de type Eligehausen. Dans le prochain chapitre, nous testerons la capacité de ces éléments de contact à représenter

le comportement de l'interface acier-béton de structures corrodées et les comparerons avec l'élément « rouille »

II.C.2.2 Élément joint de type ressort élastique.

Dans l'espace à deux dimensions, ce modèle se compose de deux ressorts fictifs : un ressort tangentiel et un ressort normal à la surface de contact. Les systèmes d'équations sont traduits dans le repère local du joint (Figure 2.10).

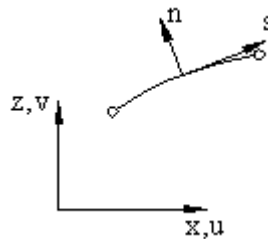


Figure 2.10. Définition du repère local pour l'élément d'adhérence.

Le système est défini par la relation suivante :

$$F = D\{q\} \quad (2.21)$$

Avec le déplacement en chaque nœud :

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta v_s \end{Bmatrix},$$

la matrice d'élasticité :

$$D = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix},$$

et le vecteur de force,

$$F = \begin{Bmatrix} F_n \\ F_s \end{Bmatrix}.$$

Ce modèle nécessite la connaissance de deux caractéristiques mécaniques : K_s et K_n traduisant les rigidités normale et tangentielle.

II.C.2.3 Élément joint de type Coulomb.

L'élément joint de type Coulomb est basé sur le critère de frottement de Coulomb, combiné avec un critère de résistance en traction (autorisant ou non le décollement et permettant le recollement) et un critère de non pénétration des corps [FEL 94].

II.C.2.3.a Comportement du joint en compression.

Quand le joint est comprimé, le comportement est dans un premier temps élastique réversible, et lui est associé le module d'Young E_c . Au delà d'une limite de contrainte en compression donnée $\bar{\sigma}_n$, un raidissement du joint est observé lié à l'écrasement des aspérités. Dans le modèle, le module d'élasticité devient égale à E_f et si une décharge du joint est effectuée, il apparaît une déformation permanente ε_p (Figure 2.11).

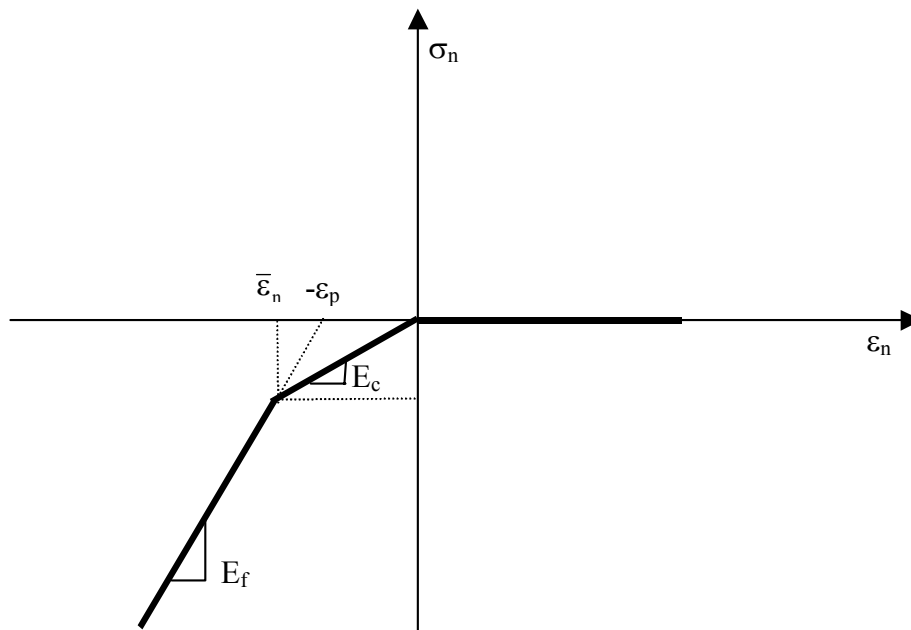


Figure. 2.11. Comportement du joint en compression.

Les trois possibilités sont traduites dans les relations suivantes :

si $\sigma_n < 0$, le joint est fermé,

si $\sigma_n > 0$, le joint est ouvert,

si $\varepsilon > -\bar{\varepsilon}_n$, alors $\sigma_{\text{joint}} = E_c \varepsilon$,

si $\varepsilon \leq -\bar{\varepsilon}_n$, alors $\sigma_{\text{joint}} = \left(-E_c \bar{\varepsilon}_n \right) + \left[\left(\varepsilon + \bar{\varepsilon}_n \right) E_f \right]$.

II.C.2.3.b Comportement en cisaillement.

Dans le cas où le joint est comprimé et cisailé, le comportement en cisaillement est régi par le critère de Mohr-Coulomb (Figure 2.12) :

$$f_1(\sigma) = |\tau| + \sigma_n \operatorname{tg} \delta - c \leq 0 \quad (2.22)$$

où $\tau = \sqrt{\tau_{1n}^2 + \tau_{2n}^2}$.

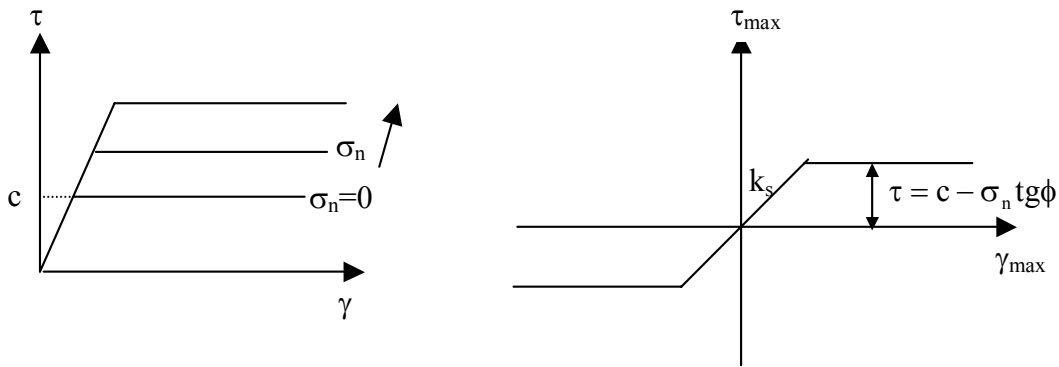


Figure. 2.12. Comportement du joint en cisaillement

II.C.2.3.c Paramètres du modèle joint de Coulomb.

En résumé, le modèle de Mohr-Coulomb est décrit par les équations suivantes :

$$\begin{cases} \varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \\ \sigma = E\varepsilon^e = E(\varepsilon - \varepsilon^p) \end{cases} \quad (2.23)$$

Ces équations sont couplées aux deux critères de plasticité :

$$\text{Critère de cisaillement : } f_1(\sigma) = |\tau| + \sigma_n \operatorname{tg}\delta - c \leq 0 \quad (2.24)$$

$$\text{Critère de compression : } f_2(\sigma) = \sigma_n \leq 0 \quad (2.25)$$

Pour définir le repère local de l'élément joint en deux dimensions, l'axe \mathbf{k} est dirigé du nœud 1 vers le nœud 2, l'axe \mathbf{h} est orthogonal à \mathbf{k} dans le sens de l'ouverture du joint (Figure 2.13).

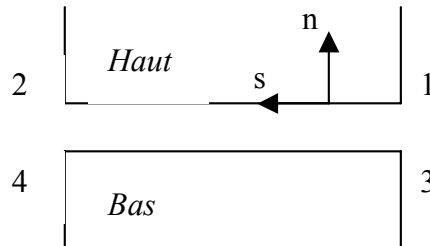


Figure. 2.13. Définition du repère du joint.

Les caractéristiques mécaniques utilisées pour ce modèle sont :

E_c , k_s représentant respectivement les raideurs normale et de cisaillement. Elle seront déterminées expérimentalement,

E_f , la deuxième pente,

$$\bar{\varepsilon}_n = \frac{\varepsilon_p}{\frac{E_c}{E_f} - 1}, \quad \varepsilon_p \text{ est la déformation permanente correspondant à l'écrasement des aspérités,}$$

c , la cohésion sera déterminée expérimentalement,

ϕ , l'angle de friction.

$E_f = 1000 \text{ N/mm}^3$ et $\bar{\varepsilon}_n = 0,01$ sont déterminés à partir d'une étude paramétrique [CLE 87].

$\phi = 10^\circ$ est identifié à partir des essais de Dorr [DOR 75].

II.C.2.4 Élément joint de type Eligehausen.

D'après Eligehausen [PAO 96], la solution analytique de la relation adhérence-glissement se décompose en trois parties (Figure 2.14) :

1. une relation non linéaire initiale, $\tau = \tau_1 \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha$, valable pour $s \leq s_1$,
2. un plateau, $\tau = \tau_1$ pour $s_1 \leq s \leq s_2$,
3. Pour $s \geq s_2$, τ diminue linéairement jusqu'à la valeur ultime de frottement τ_3 au glissement s_3 . Cette valeur s_3 est supposée être égale à l'espacement entre deux reliefs.

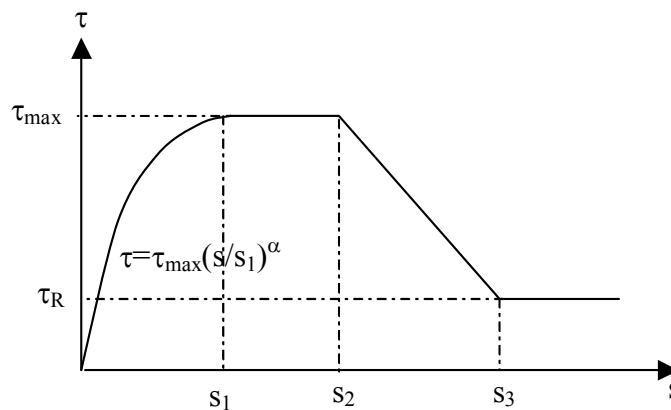


Figure. 2.14. Relation adhérence-glissement d'après Eligehausen

Les valeurs de s_1 (le glissement à la fin de l'étape non linéaire), s_2 (le glissement à la fin du plateau d'adhérence), s_3 (l'espacement entre deux reliefs), α (coefficient réel), τ_{\max} (la contrainte de cisaillement maximale correspondant à s_1) et τ_R (résistance résiduelle correspondant au glissement s_3) sont proposées par Eligehausen pour les cas de béton avec confinement ou sans confinement (Tableau 2.1) :

	2	3	4	5
Valeur	Béton non confiné *		Béton confiné **	
	Condition d'adhérence		Condition d'adhérence	
	Bonne	Autre cas	Bonne	Autre cas
s_1	0,6mm	0,6mm	1,0mm	
s_2	0,6mm	0,6mm	3,0mm	
s_3	1,0mm	2,5mm	Espacement des reliefs	
α	0,4		0,4	
τ_{\max}	$2,0\sqrt{f_{ck}}$	$1,0\sqrt{f_{ck}}$	$2,5\sqrt{f_{ck}}$	$1,25\sqrt{f_{ck}}$
τ_R	$0,15 \tau_{\max}$		$0,4 \tau_{\max}$	
* : Ecrasement par le béton fissuré				
** : Ecrasement par l'effort tranchant entre béton et acier.				

Tableau. 2.1. Paramètres de la relation adhérence-glisement d'Eligehausen.

CONCLUSION

Ce chapitre présentait les différents modèles de matériaux et d'interfaces pouvant être utilisés pour l'évaluation des structures dégradées par la corrosion des armatures.

Le comportement du béton peut être représenté par deux modèles, le modèle développé par le CEA basé sur un critère élastoplastique et le modèle d'endommagement scalaire basé sur le critère de Mazars.

L'acier est modélisé de façon simple suivant une loi élastoplastique parfaite ou à écrouissage isotrope, sa section évoluant linéairement suivant le degré de corrosion.

Nous avons représenté le comportement de l'interface par le biais d'un élément « rouille » qui doit permettre de développer une méthode simplifiée d'évaluation du comportement global des structures dégradées par la corrosion. La dégradation de l'adhérence lors de la corrosion est représentée au niveau de l'interface par un matériau de type massif qui prend en compte les caractéristiques mécaniques et géométriques de la rouille. Nous présentons

également d'autres lois fréquemment utilisées pour modéliser l'interface acier-béton : le ressort élastique, le modèle joint de Coulomb et le modèle d'Eligehausen.

Dans le chapitre suivant nous procéderons à la comparaisons entre l'élément « rouille » et les modèles classiques d'interface sur plusieurs essais conventionnels d'adhérence, l'essai d'arrachement ou « pullout test », l'essai tirant, , et l'essai d'adhérence par flexion ou « beam test ».

Chapitre III. Validation des modèles d'interface par des essais d'adhérence.

Dans ce chapitre nous présentons la validation de l'élément de type « rouille » dans le cadre d'essais d'adhérence conventionnels. La comparaison a été effectuée avec trois types d'éléments contact, l'élément de type ressort élastique, l'élément joint de Coulomb et l'élément joint d'Eligehausen pouvant être employés pour décrire la dégradation de l'adhérence due à la corrosion. Une étude bibliographique sur les d'essais a permis de proposer une loi d'évolution trilinéaire de l'adhérence maximale en fonction de la corrosion. Cette loi a été utilisée pour simuler trois types d'essais d'adhérence, l'essai tirant, l'essai d'arrachement ou « pullout » et l'essai d'adhérence par flexion ou « beam test ».

INTRODUCTION

Les trois matériaux constitutifs de ces structures sont modélisés selon les modèles présentés dans le chapitre précédent. Pour le béton, deux modèles peuvent être utilisés, le premier basé sur un concept élastoplastique [NAH 86, LEP 88] et le second sur la théorie de l'endommagement [MAZ 84]. L'acier est modélisé simplement selon un modèle élastoplastique en considérant que la section est modifiée linéairement suivant le degré de corrosion. Enfin, pour les éléments d'interface trois type d'éléments joints (Ressort élastique, Coulomb, Eligehausen) et un élément de type massif, l'élément « rouille », seront utilisés.

Afin de comparer les performances des éléments de contact, une première simulation est effectuée sur des essais conventionnels d'adhérence. Le but est d'analyser le comportement local des différents modèles afin d'en vérifier la pertinence. Les trois types d'essais sont : l'essai tirant, l'essai d'arrachement ou « pullout », et enfin l'essai dit « beam test ». Pour les trois modèles d'interface de type joint (ressort élastique, joint Coulomb, joint Eligehausen, cf. II.C.2.), les éléments de béton et d'acier sont interconnectés par des éléments joints sans épaisseur. Dans le cas de l'élément d'interface de type « rouille », la première couche d'éléments au contact de l'acier représente l'interface. La taille étant fixée, le pourcentage de corrosion influencera le module d'Young équivalent (cf. II.C.1.).

Pour l'ensemble des calculs de ce chapitre, le modèle élastoplastique pour le béton a été retenu parmi d'autres c'est lui là qui a fourni le meilleur rapport entre le temps de calcul et la réponse observée. Pour l'acier, un modèle élastoplastique parfait est utilisé. Une étude bibliographique sur le rôle de la corrosion sur les essais d'adhérence nous permettra de fixer une évolution générale des paramètres des lois d'adhérence.

III.A Evolution des paramètres d'adhérence en fonction de la corrosion.

Les résultats des essais « pullout » présentés plus loin sont exprimés par une relation entre une contrainte d'adhérence moyenne et le glissement. Il est intéressant de noter que la valeur maximale de la contrainte d'adhérence évolue avec le pourcentage de corrosion [ALS 90, CAB 96]. Le ratio adhérence est déterminé par le rapport entre la contrainte d'adhérence maximale pour un pourcentage de corrosion donné et la contrainte d'adhérence maximale pour un état non corrodé (Figure 3.1). Globalement, elle présente une augmentation pour des

valeurs de corrosion inférieures à 1%, puis ensuite une diminution pour atteindre une valeur résiduelle. Ces résultats seront utilisés par la suite pour déterminer l'évolution des paramètres d'adhérence relatifs à chaque modèle en fonction du pourcentage de corrosion. La valeur de la rigidité tangentielle, exprimée comme le rapport de la contrainte d'adhérence par le glissement correspondant, évolue de façon identique à l'adhérence maximale.

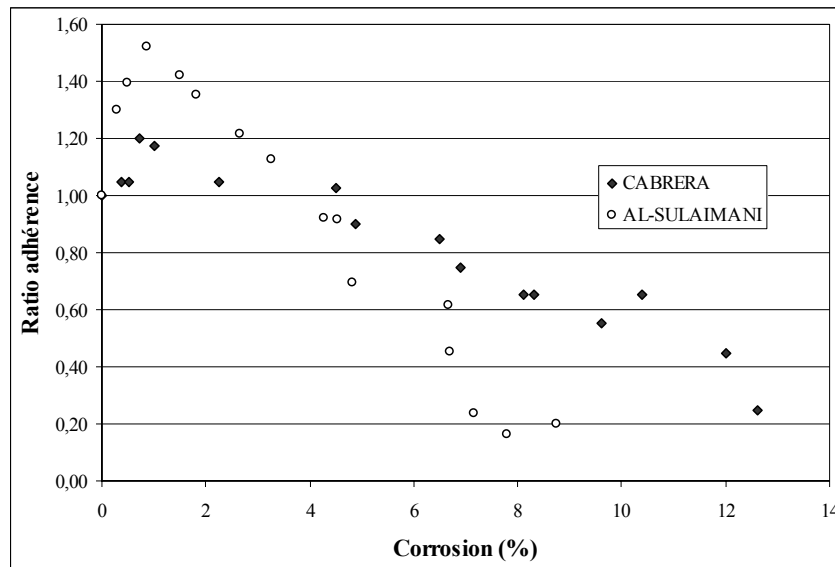


Figure. 3.1. Evolution de l'adhérence limite en fonction de la corrosion pour les essais « pullout » [ALS 90, CAB 96].

A partir de cet état des connaissances, nous proposons une évolution de l'adhérence maximale et de la rigidité tangentielle en fonction du degré de corrosion de la structure (figure 3.2). Ce modèle est régi par trois droites :

$$\text{si } \eta \leq \eta_d, \quad \text{alors } \gamma(\eta) = \left(\frac{\gamma_d - 1}{\eta_d} \right) \eta + 1 \quad (3.1)$$

$$\text{si } \eta_d < \eta \leq \eta_f, \quad \text{alors } \gamma(\eta) = \frac{1}{\eta_d - \eta_f} [(\gamma_d - \gamma_f)\eta + \gamma_f \eta_d - \gamma_d \eta_f] \quad (3.2)$$

$$\text{si } \eta > \eta_f, \quad \text{alors } \gamma(\eta) = \gamma_f \quad (3.3)$$

γ représente le rapport de l'adhérence maximale pour un degré de corrosion donné par l'adhérence maximale initiale (pour un degré de corrosion nul). Sur la figure 3.1, γ correspond au ratio :

$$\gamma(\eta) = \frac{\tau_{\max}(\eta)}{\tau_{\max}^{\text{ini}}} \quad (3.4)$$

Les couples d'indice « d » correspondent à la dépassivation de l'acier, les couples d'indice « f » correspondent au point où l'adhérence devient résiduelle.

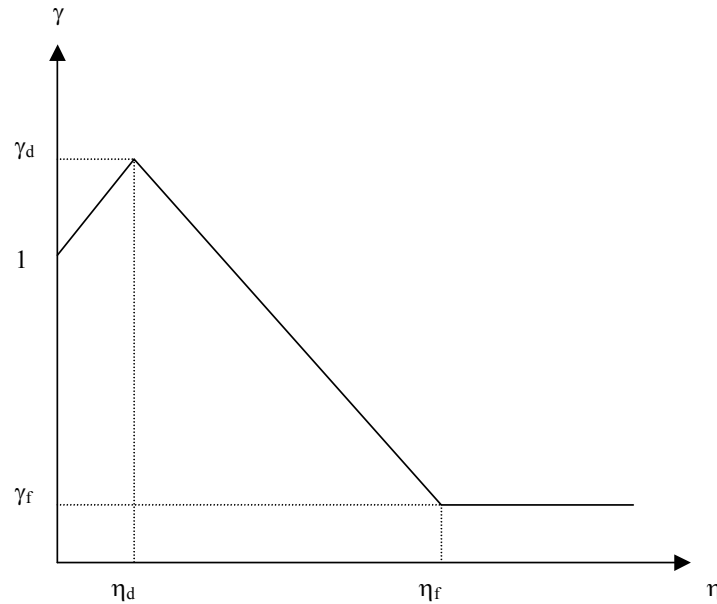


Figure. 3.2. Modèle de comportement trilineaire de l'adhérence maximale.

Par la suite, le jeu de paramètres qui est conforme aux conclusions des études expérimentales.

$$\gamma_d = 1,2$$

$$\gamma_f = 0,1$$

$$\eta_d = 0,01$$

$$\eta_f = 0,15$$

III.B Présentation des essais d'adhérence.

III.B.1 Présentation de l'essai d'arrachement ou « pullout ».

L'essai d'arrachement ou « pullout » est conventionnellement utilisé pour évaluer l'adhérence entre l'acier et le béton. Son principe est représenté sur la figure 3.3. Un prisme en béton est posé sur une plaque trouée qui laisse passer l'armature d'acier. Le but est d'exercer un effort de traction sur l'acier afin de solliciter fortement l'interface entre l'acier et le béton. Afin de réduire l'influence du confinement, l'acier n'adhère pas au béton sur une longueur égale au 1/5^{ème} de la longueur du prisme.

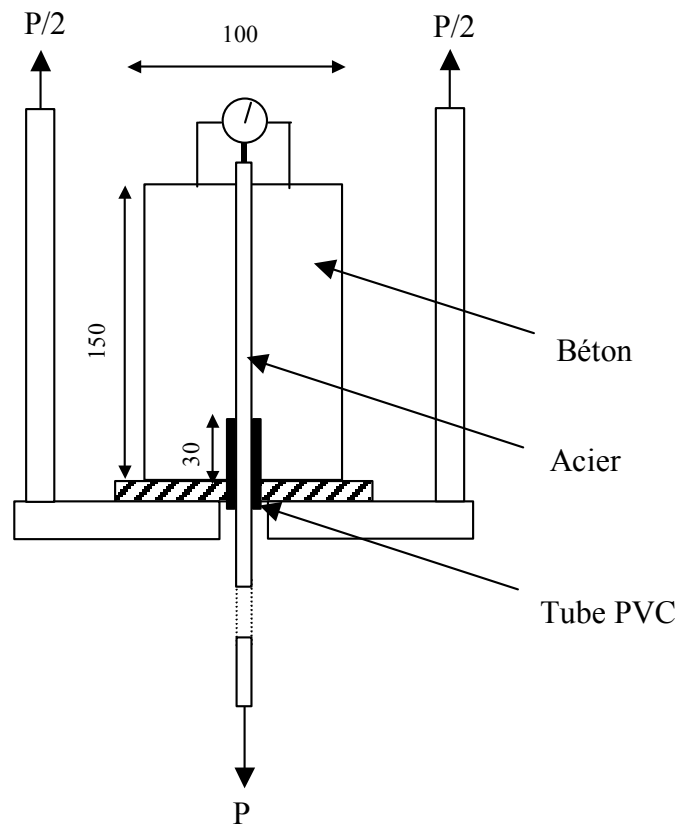


Figure. 3.3. Principe de l'essai d'arrachement ou « pullout ».

Pour tester la pertinence des éléments d'interface, nous avons utilisé la campagne expérimentale menée par Al-Sulaimani [ALS 90] complémentaire aux essais « beam test » mais basée sur un programme d'essais « pullout » ou d'arrachement ayant pour objectif la simulation de conditions sévères de corrosion.

III.B.2 Présentation de l'essai tirant.

Pour étudier les essais de type tirant, nous avons utilisé une étude expérimentale effectuée par Amleh [AML 99].

Chaque spécimen utilisé est renforcé par une armature n°20 (diamètre de 19,5 mm) conforme à la norme ASTM Standard A 615-72 (1972) et à la Canadian Standard Association (CSA) Standard G30.14-M83 (1983). La limite élastique spécifique est de 400 MPa. La limite d'élasticité expérimentale obtenue sur six échantillons est de 432 MPa. Le béton utilisé est conforme à la norme ASTM C 192-90, avec une résistance spécifique à la compression à 28 jours de 25 MPa et un rapport eau/ciment (w/c) de 0.45.

La corrosion de la barre d'acier du tirant a été obtenue grâce à un processus électrochimique avec la formation d'une anode, d'une cathode siège d'un processus de réduction et d'un électrolyte capable de conduire le courant [AML 99]. La géométrie des corps d'épreuve est présentée sur la figure 3.4.

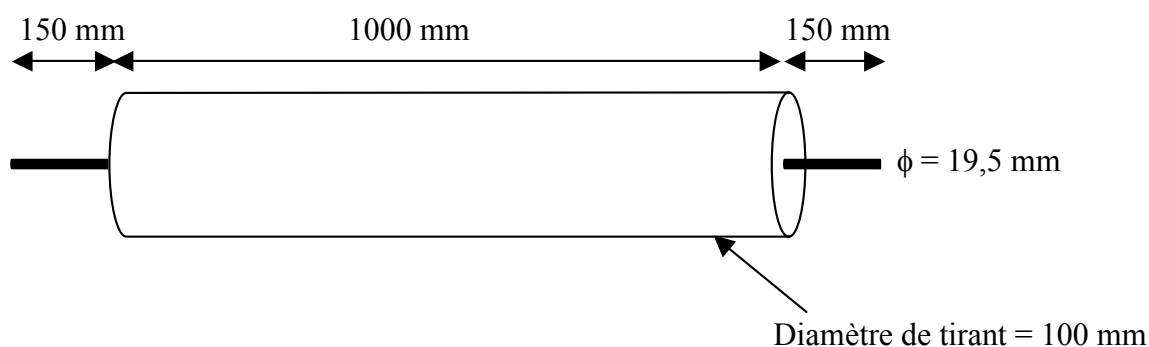


Figure. 3.4. Tirant en béton armé.

III.B.3 Présentation de l'essai « beam test. »

Pour réaliser l'essai « beam test », nous nous sommes référés à l'étude effectuée par Al-Sulaimani [ALS 90] sur des poutres fléchies de petites dimensions corrodées de façon accélérée. La figure 3.5 présente les caractéristiques de l'essai « beam test ».

La corrosion des armatures est obtenue comme pour l'essai tirant par un processus électrochimique. L'acier utilisé présente une limite élastique moyenne de 450 MPa. Une

armature de 12 mm de diamètre est placée dans la partie tendue de la poutre et deux armatures de 10 mm de diamètre dans la partie comprimée. Le béton présente une résistance moyenne à la compression de 30 MPa.

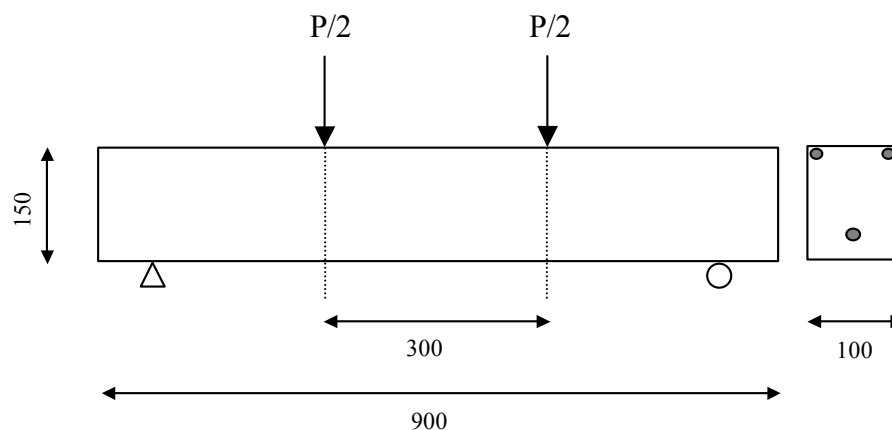


Figure 3.5. Principe de l'essai « beam test »

III.C Modélisation des essais d'adhérence.

III.C.1 Modélisation de l'essai « pullout ».

L'essai « pullout » est modélisé à l'aide des éléments finis. Trois calculs sont effectués en utilisant les trois types d'éléments de contact, ainsi que l'élément d'interface de type « rouille ». Le calcul est effectué en contraintes planes. Les éléments béton sont des triangles à trois nœuds TRI3 et les éléments d'acier sont des éléments barre à 2 nœuds BARR2 ne travaillant qu'en traction et en compression. Les éléments ont une taille de 5 mm. Le calcul a été mené en exploitant les conditions de symétrie comme le montre la figure 3.6.

Les conditions aux limites imposées sont donc le blocage horizontal des nœuds appartenant à l'armature, le blocage vertical de la partie inférieure de l'élément en béton du à la plaque sur laquelle repose le prisme. La partie correspondant à $1/5^{\text{ème}}$ de la zone de contact entre l'acier et le béton est privée d'adhérence : les nœuds créés pour l'acier et le béton ne sont pas connectés.

Le calcul est mené en imposant une condition en déplacement à l'extrémité de la barre d'acier. Les résultats seront traités en retenant le glissement à l'autre extrémité de l'acier et en calculant la contrainte d'adhérence moyenne sur la partie adhérente.

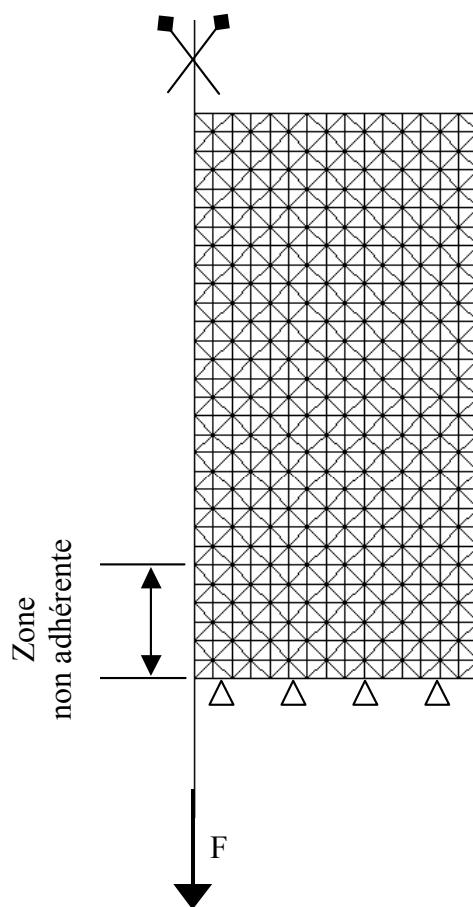


Figure. 3.6. Maillage utilisé pour l'essai « pullout ».

III.C.1.1 Élément joint de type ressort élastique.

L'élément de type ressort élastique est défini par deux composantes, la raideur normale (K_n) et la raideur tangentielle (K_s). L'essai « pullout » témoin [ALS 90] permet d'identifier la raideur tangentielle à 80 kN/mm^3 et une étude paramétrique par rapport à cet essai a déterminé la rigidité normale égale à 320 kN/mm^3 . Ces deux valeurs sont relatives uniquement à l'essai témoin. dans le cadre des essais corrodés, le paramètre relatif à la rigidité tangentielle K_s est évalué à partir du modèle trilineaire d'évolution de l'adhérence maximale (cf. III.A.) et sera fonction du pourcentage de corrosion.. Les propriétés mécaniques des matériaux sont résumées dans le tableau 3.1.

Pullout	Béton				Acier			Interface	
	E_b	f_c	f_t	ν_b	E_a	f_y	ν_a	K_s	K_n
	(GPa)	(MPa)	(MPa)		(GPa)	(MPa)		(N/mm ³)	(N/mm ³)
	36	30	4,3	0,2	200	450	0,3	80	320

Tableau. 3.1. Paramètres utilisés pour l'essai « pullout ».

La figure 3.7 montre l'évolution pour différents pourcentages de corrosion. La phase élastique est bien retrouvée, ce qui montre la nécessité de caler les paramètres du modèle sur les résultats expérimentaux. Ce modèle est satisfaisant dans la phase initiale des courbes pour de faibles glissements. On note l'absence de palier d'adhérence dans la phase ultime de la courbe : la linéarité du modèle explique ce comportement.

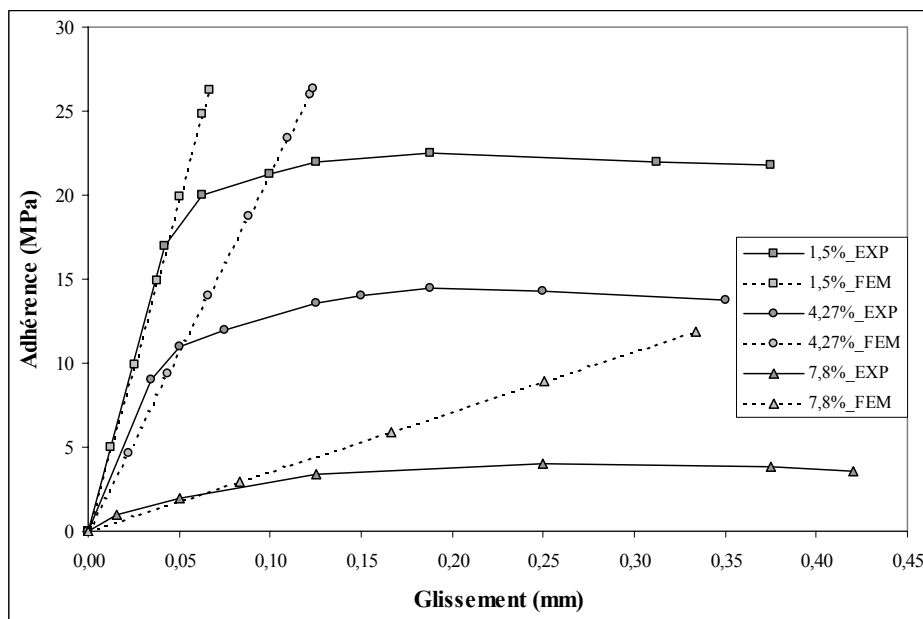


Figure. 3.7. Comparaison des courbes adhérence-glissement avec l'élément joint de type ressort élastique.

III.C.1.2 Élément joint de Coulomb

Dans le cas de l'utilisation de l'élément joint de Coulomb, le modèle tri linéaire est encore utilisé, mais cette fois le paramètre relatif à la cohésion c est introduit de la même façon que la rigidité tangentielle K_s . Les paramètres pour l'acier et le béton sont identiques à ceux adoptés pour les essais avec l'élément joint de type ressort élastique, mais la loi d'adhérence est

modifiée. Les différents paramètres du modèle de Coulomb sont introduits en considérant l'étude sur l'adhérence réalisée par Clément [CLE 87] Les données de l'élément d'interface sont réunies dans le tableau 3.2.

Pullout	Interface					
	K_s	K_n	c	ϵ_n	E_f	ϕ
	(N/mm ³)	(N/mm ³)	(MPa)		(N/mm ³)	(°)
	80	320	2	0,01	1000	10

Tableau. 3.2. Paramètre de l'élément joint de Coulomb pour l'essai « pullout ».

La figure 3.8 présente les courbes d'évolution pour l'élément joint de type Coulomb. La partie élastique des courbes est moins précise que pour le ressort élastique, mais le calcul reproduit correctement les différentes phases du comportement de la liaison acier-béton.

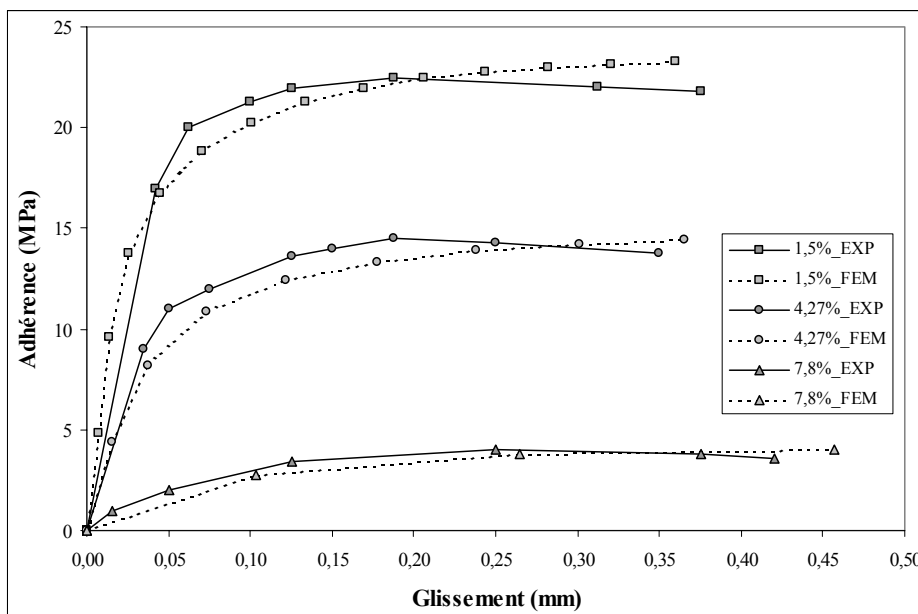


Figure. 3.8. Comparaison des courbes adhérence-glisement avec l'élément joint de type Coulomb

III.C.1.3 Élément joint d'Eligehausen.

Le jeu de paramètres utilisés est défini dans le tableau 2.1 (cf. II.C.2.4). La particularité de cet élément de contact est qu'il présente une loi directe d'évolution entre l'adhérence et le glissement. Dans le tableau 3.3, les paramètres choisis sont issus des données expérimentales obtenues par Al-Sulaimani [ALS 90]. La raideur tangentielle K_s et l'adhérence maximale τ_{\max} sont modifiées en fonction du pourcentage de corrosion suivant le modèle d'évolution trilineaire de l'adhérence maximale. Les paramètres relatifs à l'acier et au béton sont identiques à ceux utilisés pour les calculs précédents.

Pullout	Interface					
	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	α	τ_{\max} (MPa)	τ_R (MPa)
	0,25	0,25	1,25	0,4	15	1,5

Tableau. 3.3. Paramètre de l'élément joint d'Eligehausen pour l'essai « pullout »

Les résultats des simulations sont présentés sur la figure 3.9. Les résultats obtenus avec l'élément joint de type Eligehausen ont une précision supérieure à l'élément joint de Coulomb. En effet, la phase élastique et le palier d'adhérence sont simulés très précisément quel que soit le pourcentage de corrosion de l'armature.

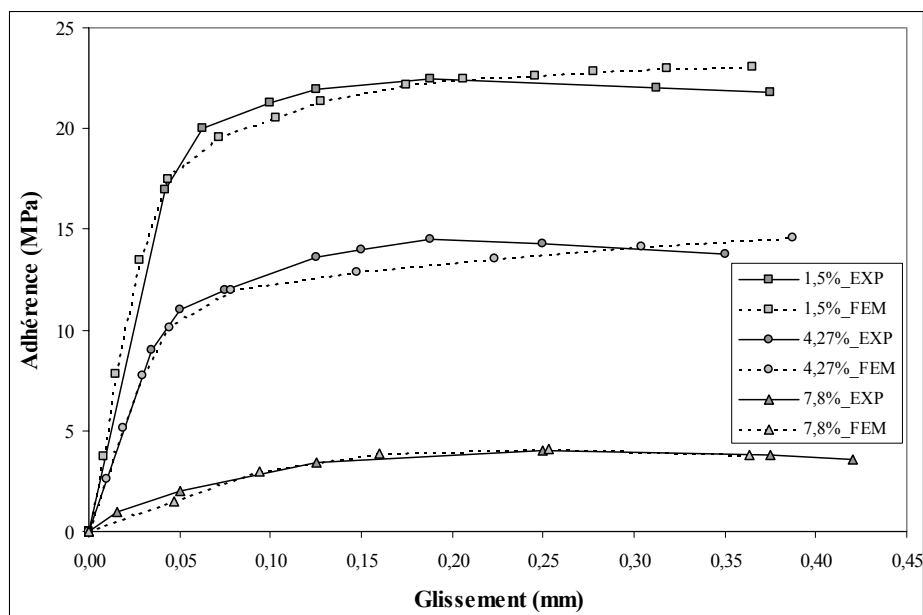


Figure. 3.9. Comparaison des courbes adhérence-glissement avec l'élément joint de type Eligehausen

III.C.1.4 Élément de type « rouille ».

Pour les éléments d'interface de type « rouille », le paramètre utilisé est le module d'Young. La loi de comportement est élastique et le module d'Young est égal à 12 MPa. La taille des éléments sera modifiée en fonction de la corrosion (cf. II.C.1.).

Les résultats sont présentés sur la figure 3.10. On constate que l'élément « rouille » n'est pas du tout adapté à ce type d'essai. En effet, les essais « pullout » sont directement dépendant de l'adhérence alors que les caractéristiques mécaniques relatives à l'élément « rouille » sont proches de celles de l'eau. Ceci permet d'expliquer que cet élément d'interface n'est pas adapté à la représentation du comportement local de zones sollicitées en cisaillement.

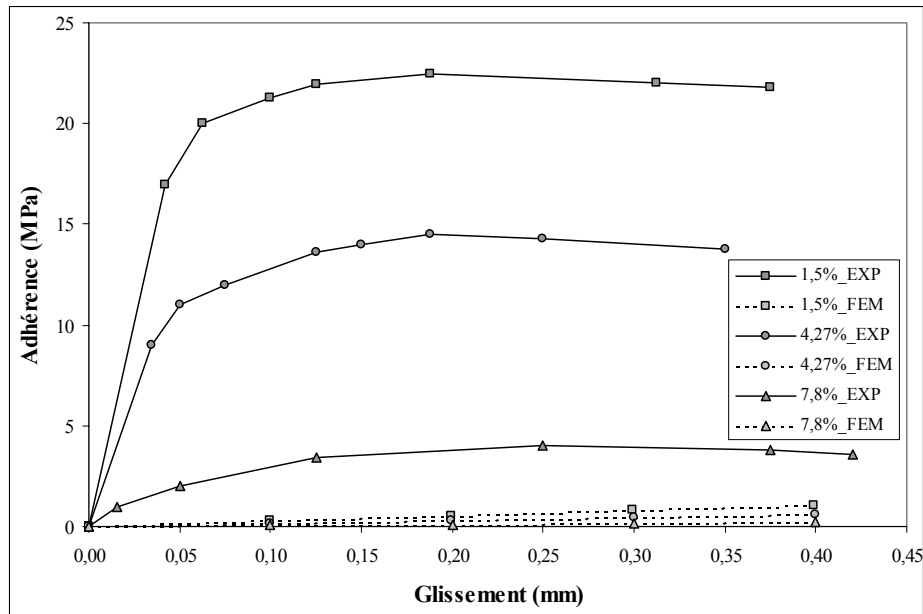


Figure. 3.10. Comparaison des courbes adhérence-glissement avec l'élément « rouille ».

III.C.1.5 Analyse de l'essai « pullout ».

L'essai « pullout » présente la particularité de reposer directement sur la relation entre l'adhérence moyenne et le glissement. Deux faits sont néanmoins à souligner. Tout d'abord le calcul avec l'élément de type « rouille » n'est pas du tout adapté à l'analyse du comportement local. Ceci s'explique par les propriétés même de l'élément d'interface qui imposent un glissement important dans ce type d'essai et qui ne reflètent pas les résultats expérimentaux. De plus, dans les essais expérimentaux, la corrosion n'est pas très avancée, ce qui implique que la part d'adhérence due à l'appui du béton sur les nervures est encore importante. Dans les cas de corrosion aggravée (pourcentage de corrosion supérieur à 20%), cette part d'adhérence est beaucoup plus faible diminuant significativement le rôle des nervures.

Enfin, on observe que les éléments de type joint répondent correctement aux essais « pullout » grâce aux données expérimentales qui ont permis de déterminer le modèle trilineaire d'évolution de l'adhérence maximale en fonction de la corrosion. Un des objectifs pour l'utilisation des éléments joints pourrait être l'établissement, à partir d'essais d'arrachement en laboratoire, des lois d'évolutions de l'adhérence en fonction de différents paramètres comme la qualité du béton (physique et mécanique), la densité d'armature, l'épaisseur d'enrobage.

III.C.2 Modélisation de l'essai tirant.

Trois calculs sont effectués en utilisant les trois types d'éléments de contact. Un calcul est effectué en utilisant l'élément d'interface de type « rouille ».

La structure est calculée en contraintes planes comme présenté sur la figure 3.11. Tous les éléments ont 5 mm de coté. Les éléments béton sont des triangles à 3 nœuds (TRI3). Les éléments d'acier sont des éléments barre à 2 nœuds (BARR2) ne travaillant qu'en traction et en compression.

Un quart de la structure est discrétisé et les conditions limites imposées sont le déplacement imposé à l'extrémité de la barre, le blocage des nœuds du béton sur la symétrie horizontale et le blocage des nœuds de l'acier sur la symétrie verticale. Le calcul par éléments finis a été mené en déplacement imposé.

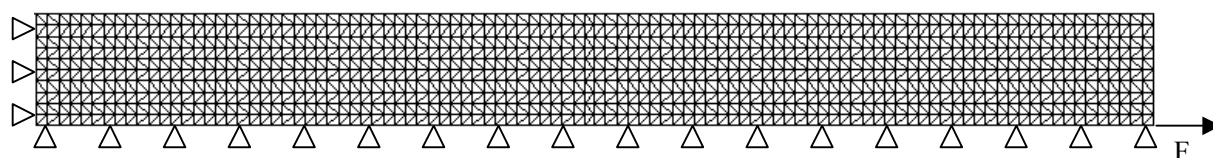


Figure. 3.11. Maillage d'un quart de tirant.

III.C.2.1 Élément joint de type ressort élastique.

Les paramètres utilisés pour les éléments d'interface seront identiques à ceux utilisés pour la simulation de l'essai d'arrachement. Les données modifiées sont celles relatives au béton et à l'acier. Le tableau 3.4 reprend les différents paramètres.

Tirant	Béton				Acier			Interface	
	E_b	f_c	f_t	ν_b	E_a	f_y	ν_a	K_s	K_n
	(GPa)	(MPa)	(MPa)		(GPa)	(MPa)		(N/mm ³)	(N/mm ³)
	32	25	3,8	0,2	200	400	0,3	80	320

Tableau. 3.4. Paramètres utilisés pour l'essai tirant.

Des simulations sont comparées aux résultats des essais expérimentaux sur la figure 3.12. Les calculs ont été effectués pour trois degrés de corrosion, 1,7%, 10% et 20%.

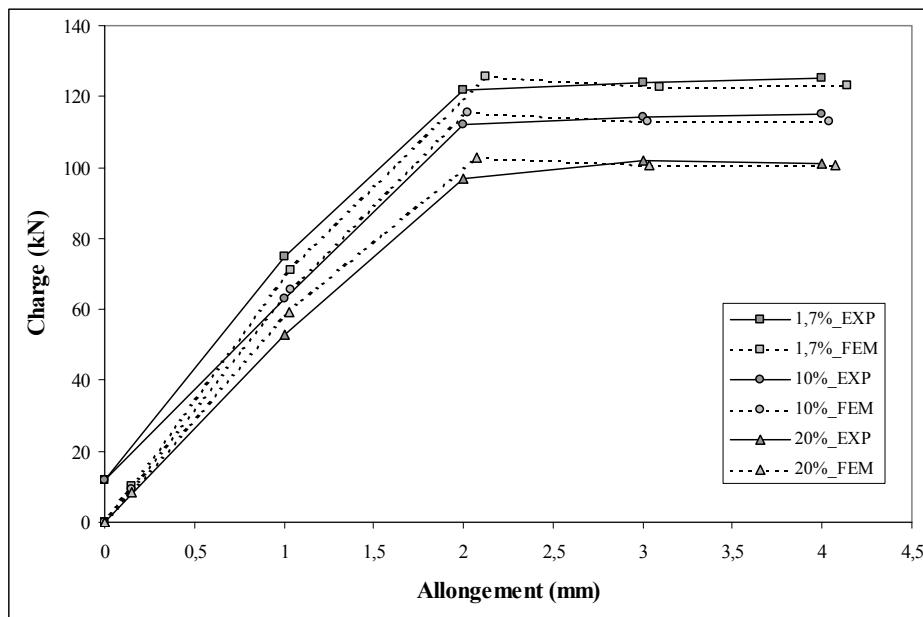


Figure. 3.12. Comparaison des courbes charges-allongement avec l'élément joint de type ressort élastique.

Sur la figure 3.12, nous pouvons remarquer que les points caractéristiques de la courbe expérimentale sont bien identifiés. Il existe un décalage avec les résultats expérimentaux, mais globalement l'allure des courbes calculées correspond à celles des courbes expérimentales.

La concordance des résultats peut s'expliquer par le fait que dans l'allure globale de la courbe, c'est l'armature qui est prépondérante. En effet, expérimentalement, les mesures sont faites directement sur l'acier, en charge et en allongement. Donc l'adhérence n'est que très peu influente sur l'allure globale des courbes. Son effet n'est sensible que dans la première partie des courbes pour des charges très petites où l'adhérence est quasiment parfaite.

La figure 3.13 montre l'évolution de la charge ultime pour les différents pourcentages de corrosion. Cette charge ultime expérimentale (EXP) est bien évaluée avec le calcul par éléments finis (FEM) utilisant les éléments d'adhérence.

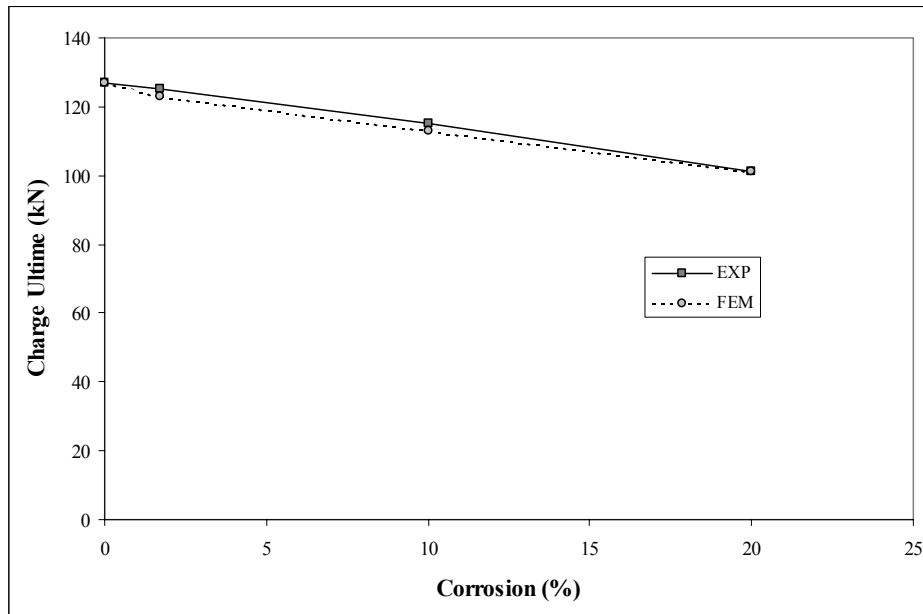


Figure. 3.13. Evolution de la charge ultime pour l'essai tirant avec l'élément joint de type ressort élastique

III.C.2.2 Élément joint de Coulomb.

Pour le calcul sur les essais tirant avec les éléments joints de type Coulomb, les paramètres utilisés sont récapitulés dans le tableau 3.4. L'interface entre l'acier et le béton présente un comportement identique à celui défini pour l'essai « pullout » (Tableau 3.2). Les résultats du calcul avec les éléments joints de type Coulomb sont présentés en figure 3.14.

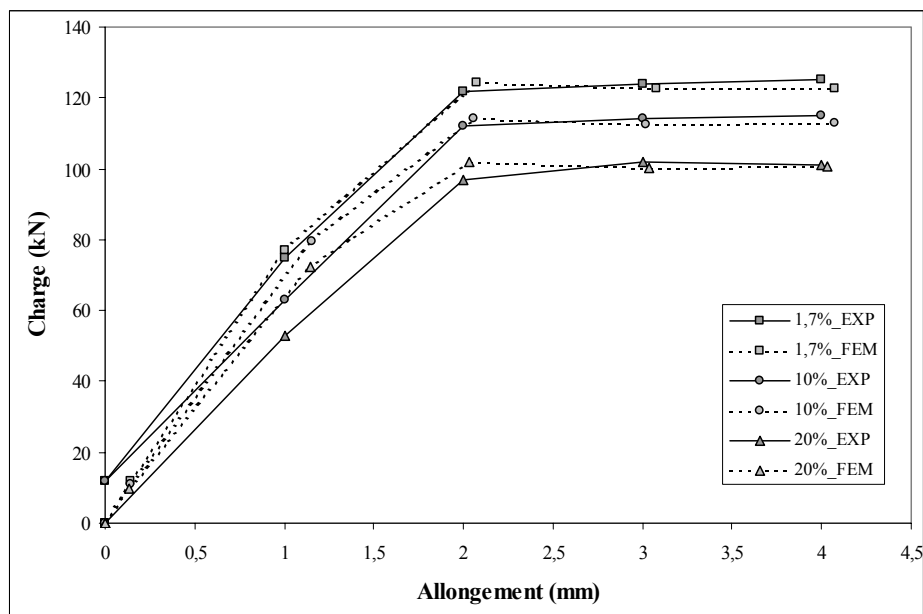


Figure. 3.14. Comparaison des courbes charges-allongement avec l'élément joint de type Coulomb.

De même que pour les essais avec les éléments de type ressort élastique, l'allure des courbes obtenues est conforme à celles des essais, surtout dans la phase correspondante à la plastification des armatures. Globalement le comportement diffère peu entre le calcul avec les éléments de type ressort élastique et l'élément joint de Coulomb. Ce résultat confirme le fait que l'acier joue un rôle majeur dans le comportement mécanique du tirant et qu'un modèle simple pour l'interface semble suffisant pour évaluer le comportement global. La figure 3.15 présente l'évolution de la charge ultime pour différents pourcentages de corrosion.

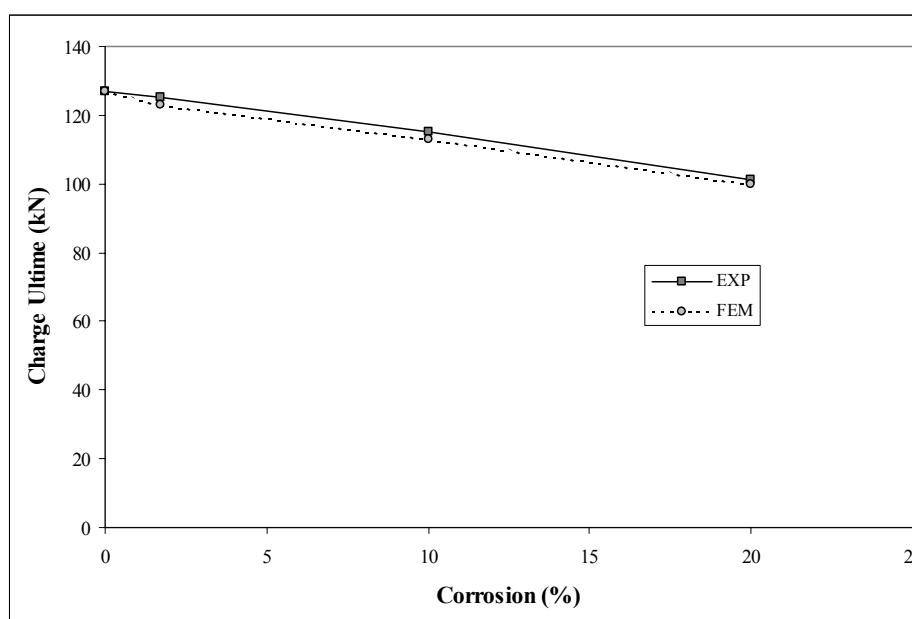


Figure. 3.15. Evolution de la charge ultime pour l'essai tirant avec l'élément joint de type Coulomb

Comme pour les éléments de type ressort élastique, la charge ultime est bien retrouvée en utilisant les éléments de type Coulomb.

III.C.2.3 Élément joint d'Eligehausen.

Comme pour les éléments joints de type ressort élastique et de Coulomb, nous avons considéré que le comportement de l'interface entre l'acier et le béton était identique à celui de l'essai « pullout ». Les paramètres choisis pour modéliser l'interface sont définis dans le tableau 3.3. Les paramètres relatifs à l'acier et au béton sont présentés dans le tableau 3.4. Les résultats du calcul avec l'utilisation du modèle d'Eligehausen sont présentés sur la figure 3.16.

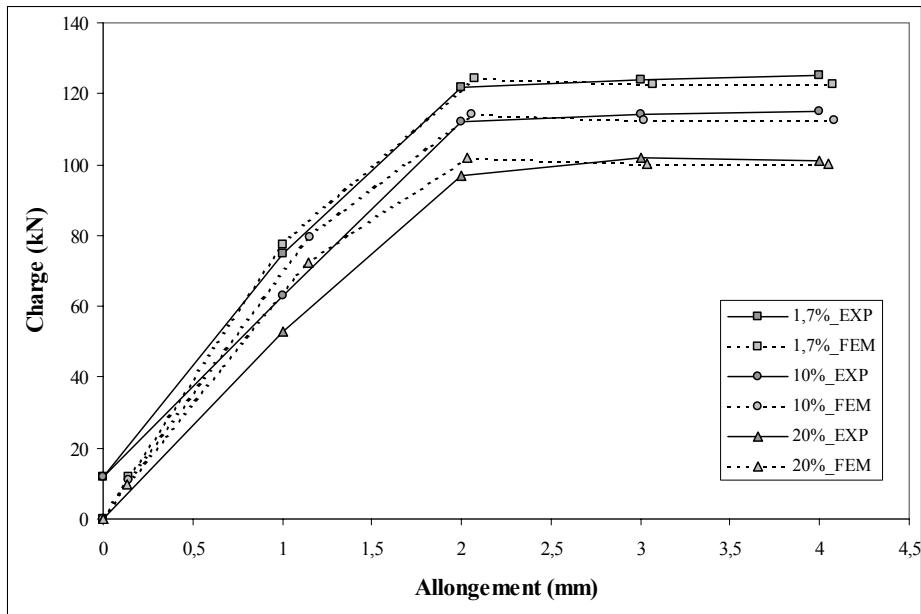


Figure. 3.16. Comparaison des courbes charges-allongement avec l'élément d'Eligehausen.

Les courbes obtenues sur cette figure sont très proches de celles obtenues pour l'essai avec les éléments joints précédents. Ces résultats montrent que le choix de l'élément d'interface de type joint n'influe pas considérablement sur la réponse globale pour l'essai tirant. La figure 3.17 qui montre l'évolution de la charge ultime en fonction de la corrosion confirme cette analyse.

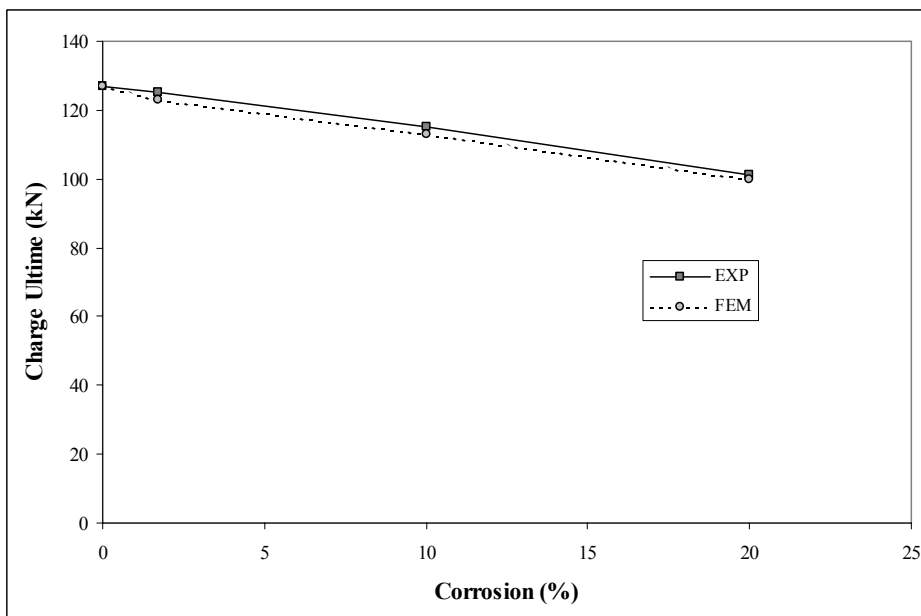


Figure. 3.17. Evolution de la charge ultime pour l'essai tirant avec l'élément d'Eligehausen

III.C.2.4 Élément de type « rouille ».

Comme pour l'essai « pullout », le paramètre utilisé est le module d'Young dont la valeur est prise égale à 12 MPa. La taille des éléments est modifiée en fonction de la corrosion. La figure 3.18 compare les courbes charge-flèche obtenues avec cet élément aux résultats d'essais de tirants avec des pourcentages de corrosion variables.

Les courbes calculées présentent une forme identique à celles des courbes expérimentales excepté dans le cas de faibles pourcentages de corrosion où l'élément « rouille » ne représente pas la phase de comportement avant fissuration du béton.

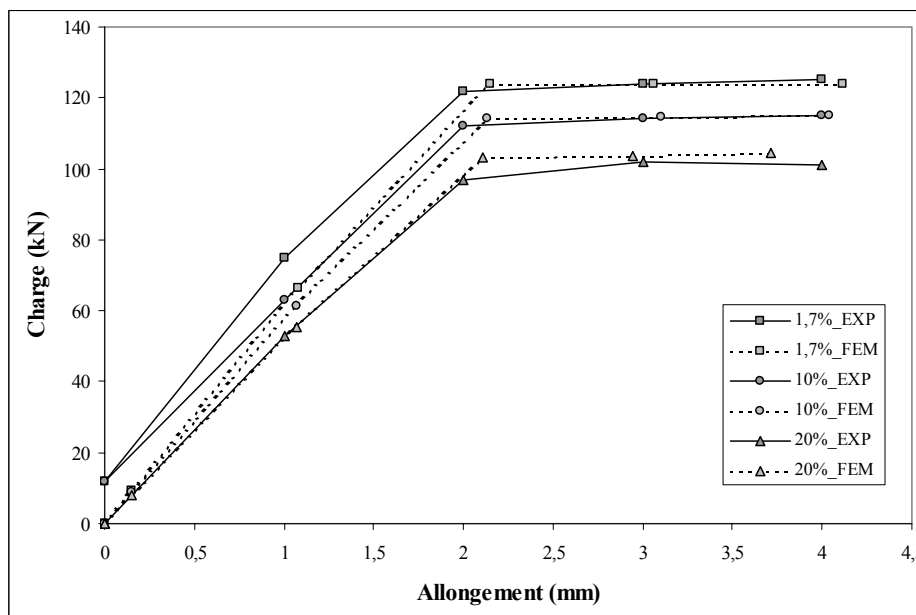


Figure. 3.18. Comparaison des courbes charges-allongement avec l'élément « rouille ».

La figure 3.19 nous montre que les points globaux sont bien retrouvés grâce à l'élément « rouille » et que pour simuler le comportement global du tirant, il est aussi performant que les éléments de type joint dans la phase post-fissuration du tirant.

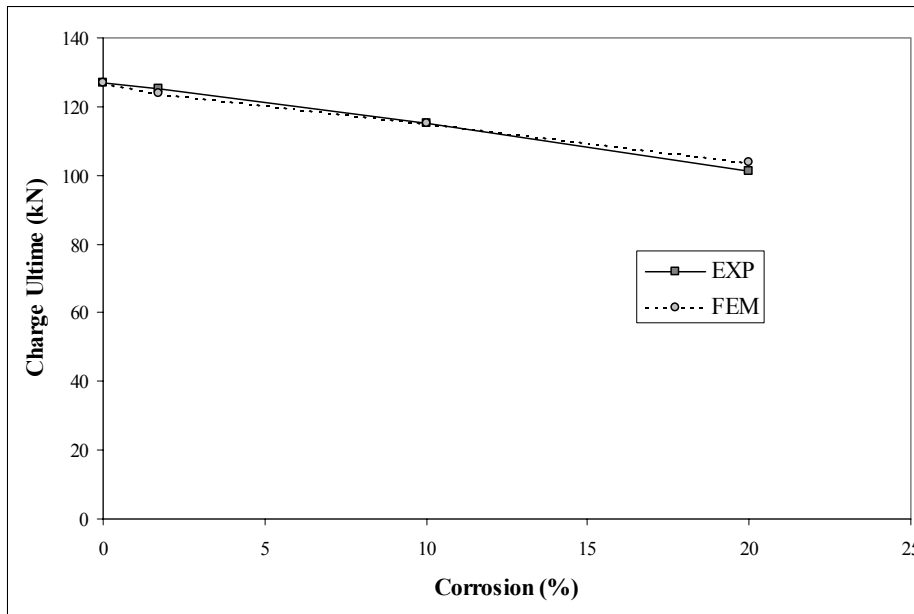


Figure. 3.19. Evolution de la charge ultime pour l'essai tirant avec l'élément « rouille »

III.C.2.5 Analyse de l'essai tirant.

Dans l'optique d'une approche simplifiée de l'évaluation du comportement des structures dégradées par la corrosion, l'essai tirant présente un intérêt particulier. En effet, le calcul avec les éléments de type « rouille » est satisfaisant. En comparaison avec les éléments joints, il fournit une évaluation correcte de la charge ultime du tirant corrodé (caractérisée par la limite élastique de l'acier) et représente correctement son comportement en phase post-fissurée.

Les résultats issus des simulations d'essais tirants corrodés laissent à penser que l'élément d'adhérence n'a pas une influence considérable sur le comportement ultime. Car ce sont surtout les modifications de l'acier dues à la corrosion qui seraient prépondérantes dans ce type d'essai.

III.C.3 Modélisation de l'essai « beam test ».

Pour cet essai, le même type d'élément que pour les essais tirant et « pullout » a été utilisé. Des éléments TRI3 pour le béton et BARR2 pour l'acier, ainsi qu'une taille identique d'élément : 5 mm. La structure a été maillée en tenant compte de la symétrie (Figure 3.20). Les conditions aux limites imposées sont le déplacement nul suivant la verticale pour le point

représentant l'appui, le déplacement horizontal nul pour tous les nœuds sur la ligne de symétrie, enfin le déplacement imposé sur le point d'application de la charge.

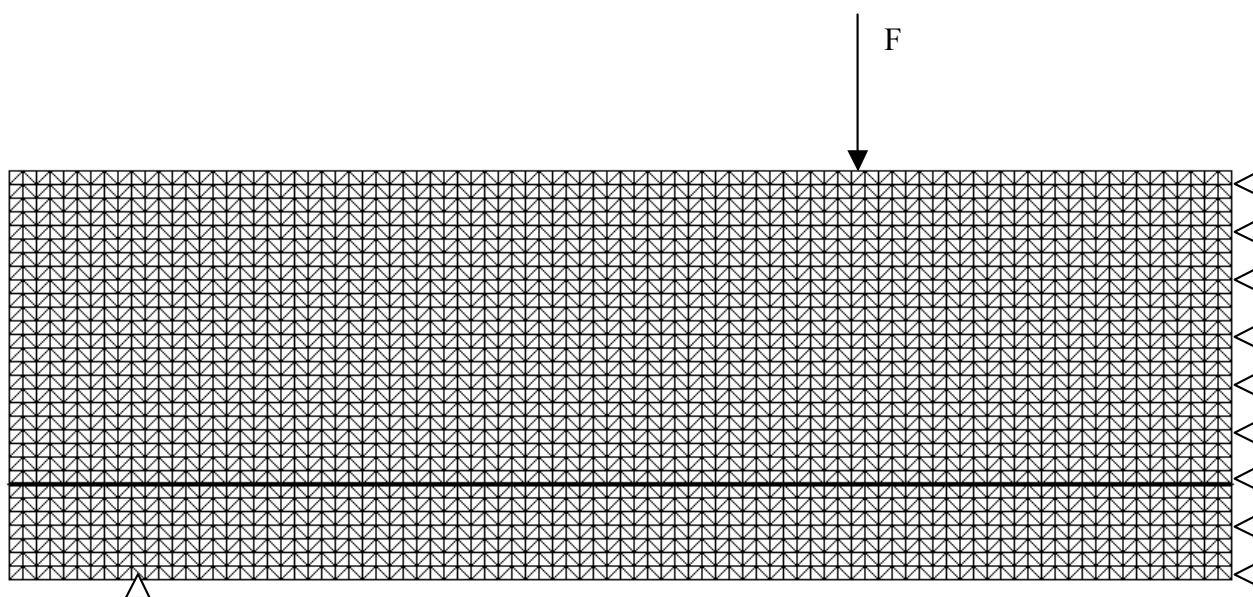


Figure. 3.20. Maillage de la demi-poutre pour l'essai « beam test ».

III.C.3.1 Eléments joint de type ressort élastique.

Nous considérons toujours que l'interface entre l'acier et le béton se comporte de la même façon que pour les essais « pullout » et tirant, et donc que les paramètres utilisés pour les éléments d'interface sont identiques. Les données relatives à l'acier et au béton sont les mêmes que celles utilisées pour l'essai « pullout » car les corps d'épreuve viennent d'une même composition de béton. (Tableau 3.1). Les résultats sont présentés sur la figure 3.21.

L'allure des courbes est bien retrouvée pour les deux pourcentages de corrosion, les valeurs de charge maximum sont également correctes, avec cependant une légère surestimation dans la phase initiale de la courbe pour un pourcentage de corrosion de 4.1%.

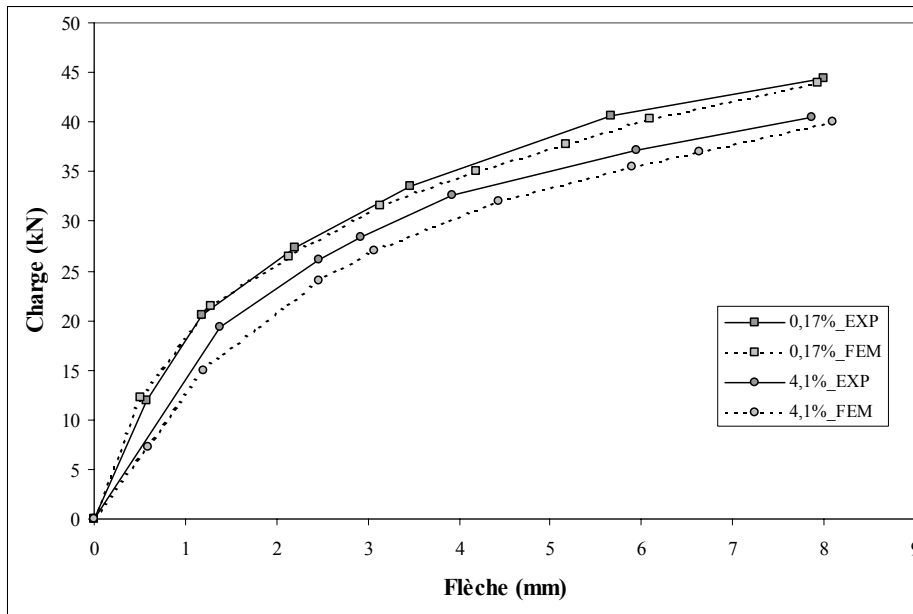


Figure. 3.21. Courbe charge flèche : essai « beam test » avec l'élément joint de type ressort élastique.

III.C.3.2 Élément joint de Coulomb.

Comme pour les essais tirant et « pullout », les calculs ont été menés avec le jeu de paramètres du tableau 3.2. Les résultats sont présentés en figure 3.22. Comme pour l'élément joint de type ressort élastique, et malgré une légère surestimation des courbes expérimentales, le calcul avec les éléments joints de type Coulomb est satisfaisant pour l'essai « beam test ».

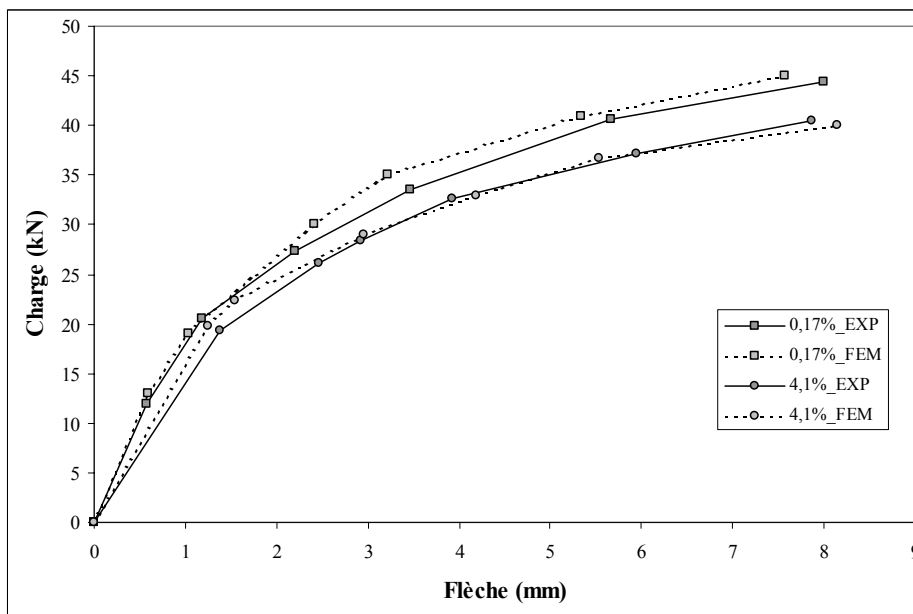


Figure. 3.22. Courbe charge flèche : essai « beam test » avec l'élément joint de type Coulomb.

III.C.3.3 Élément joint d'Eligehausen.

Nous considérons toujours que le comportement de l'interface entre l'acier et le béton est identique à celui adopté pour les essais « pullout » et tirant. Les paramètres choisis pour l'interface sont ceux définis dans le tableau 3.3. Les paramètres relatifs à l'acier et au béton ont été présentés dans le tableau 3.4. Les résultats du calcul de type « beam test » avec l'utilisation du modèle d'Eligehausen sont présentés sur la figure 3.23.

Les simulations obtenues par utilisation de l'élément joint de type Eligehausen fournissent une meilleure évaluation du comportement global d'essais « beam test » corrodés que celles obtenues avec l'élément joint de type Coulomb ou ressort élastique.

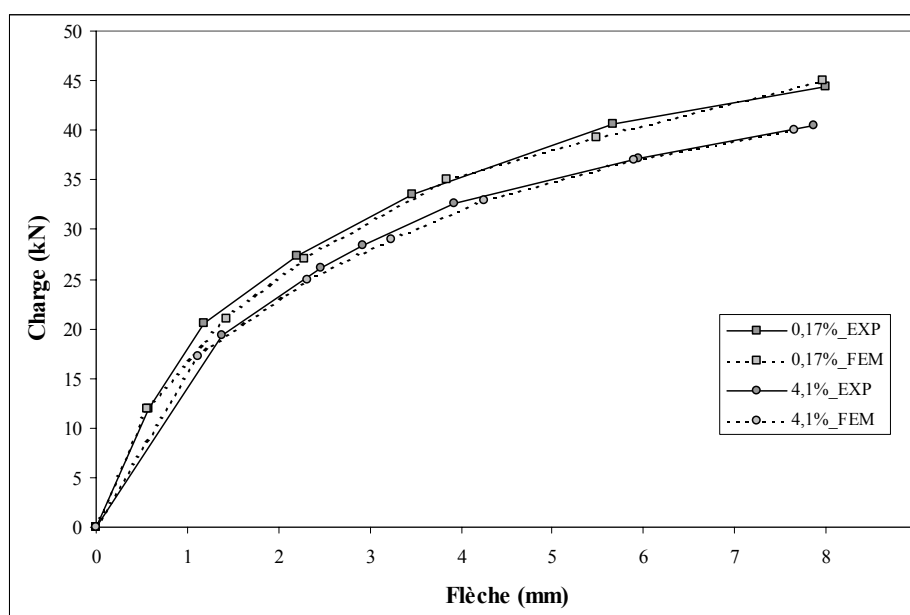


Figure. 3.23. Courbe charge flèche : essai « beam test », avec l'élément joint de type Eligehausen

III.C.3.4 Élément de type « rouille ».

Comme pour les essais « pullout » et tirant, le module d'Young est pris égal à 12 MPa. La taille de ces éléments sera modifiée en fonction de la corrosion (cf. II.C.1.).

L'allure des courbes est moins bien retrouvée que pour les essais avec les éléments joints. La représentation du comportement global est correcte mais un palier intervient dans la phase initiale des courbes calculées dû à une prédominance du comportement en flexion. En effet, la

portée de ce type de poutre est faible par rapport à la hauteur de la section, ce qui laisse à penser que les phénomènes dus à l'effort tranchant ne sont pas correctement représentés par l'élément de type « rouille ».

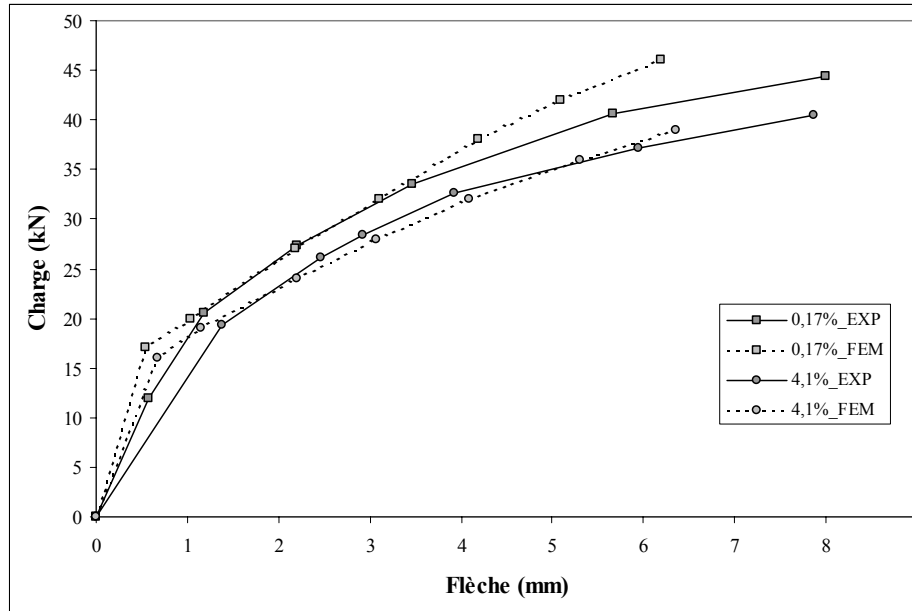


Figure. 3.24. Courbe charge flèche : essai « beam test » avec l'élément « rouille »

III.C.3.5 Analyse de l'essai « beam test »

Nous pouvons remarquer que le choix de l'élément d'interface influence peu la réponse globale de la structure, comme dans le cas des essais tirant. Ceci confirme la possibilité d'utilisation de l'élément « rouille » dans le cadre d'une approche simplifiée pour l'évaluation du comportement global de structures en béton armé corrodées. Le contexte de l'essai « beam test » est légèrement différent de celui des essais de flexion de poutres que nous utiliserons pour l'analyse du comportement global. En effet, les dimensions des éprouvettes de l'essai « beam test » sont réduites (portée d'effort tranchant) et peuvent engendrer des perturbations dans le comportement en flexion. L'effort tranchant qui est influent dans ce cas le sera moins dans le chapitre suivant en raison des dimensions plus grandes des poutres que nous allons utiliser.

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons modélisé les trois types d'essais conventionnels d'adhérence pour des éléments corrodés, l'essai tirant, l'essai « beam test » et l'essai d'arrachement ou « pullout ». L'objectif était de comparer différents modèles d'interface. Concernant les essais tirant et « beam test », les résultats sont satisfaisants quel que soit le modèle utilisé. Par contre, pour l'essai « pullout », les éléments joints sont délicats à utiliser car ils nécessitent la connaissance des lois d'évolution des paramètres de chaque modèle en fonction du degré de corrosion de l'échantillon. Par rapport à cela, il serait intéressant de réaliser une campagne expérimentale établissant une base de données en fonction des différents paramètres relatifs au béton armé ou à la corrosion.

L'essai « pullout » montre également les limites de l'élément « rouille » pour les faibles pourcentages de corrosion. Nous pouvons expliquer ceci par la constitution de la rouille. En effet, dans l'essai « pullout », c'est l'adhérence qui est directement impliquée dans le comportement. L'élément « rouille » au contact entre l'acier et le béton est supposé principalement constitué d'eau, offrant une faible résistance à la traction.

Le but du chapitre suivant sera de présenter une méthode simplifiée d'évaluation du comportement global en flexion des structures dégradées par la corrosion des armatures, insistant en particulier sur les relations entre le pourcentage de corrosion et la charge ultime, la flèche ultime et la rigidité des structures. Cette étude sera menée avec l'utilisation de l'élément « rouille » en raison de sa simplicité d'emploi. Les calculs par éléments finis seront confrontés à deux études expérimentales, la première basée sur une corrosion généralisée [LEE 98] et la seconde sur une corrosion localisée [FRA 94]. La sensibilité du calcul par éléments finis sera étudiée suivant deux paramètres, le pourcentage de corrosion et la taille de l'élément « rouille ».

Chapitre IV. Comportement en flexion des poutres en béton armé soumises à une corrosion localisée ou généralisée.

Dans ce chapitre, nous validons l'élément « rouille » à partir de campagnes expérimentales effectuées sur des poutres corrodées soumises à un chargement de flexion. Une campagne correspond à une étude en conditions réalistes de vieillissement. Cette étude correspond à une corrosion plutôt localisée au centre des poutres. La deuxième campagne expérimentale a été réalisée en corrosion accélérée électriquement qui fournit une distribution plutôt généralisée. La validation a été effectuée en considérant différentes tailles d'éléments finis à l'interface acier-béton (1, 2, 3, 5 et 10 mm). La comparaison a été faite sur les comportements global (courbes charges-flèches) et local (courbures) des poutres fléchies corrodées.

INTRODUCTION

Le chapitre précédent portait sur la validation du type d'élément d'interface appelé élément « rouille » pour le calcul d'essais d'adhérence. Les résultats ont montré que cet élément est simple d'emploi et performant pour une analyse globale de structures, mais l'essai « pullout » a montré ses limites dans le cas d'une analyse locale.

Ce chapitre présente une étude par éléments finis du comportement en flexion de poutres en béton armé soumises à la corrosion des armatures, plus particulièrement l'étude de la courbe charge-flèche en fonction du pourcentage de corrosion. Pour cela, le comportement de l'interface de la poutre corrodée a été pris en compte par l'élément « rouille » pour mener la comparaison entre le calcul par éléments finis et deux études expérimentales avec corrosion généralisée pour l'une et localisée pour l'autre [DEK 02, DEK 03/1].

Le but de ce chapitre est de valider une méthode simplifiée d'évaluation du comportement global en flexion des structures en béton armé soumises à la corrosion des armatures. Particulièrement, les relations entre le pourcentage de corrosion et les différentes valeurs caractéristiques d'une courbe charge-flèche, la charge ultime, la flèche ultime ainsi que la rigidité seront précisées. Nous allons utiliser deux modèles de béton (élastoplastique et endommagement) et faire varier la taille des éléments « rouille » afin d'étudier la sensibilité du modèle.

IV.A Contexte expérimental.

IV.A.1 Corrosion hétérogène et localisée.

L'étude est basée sur un programme expérimental initié en 1984 au LMDC de Toulouse (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions) [FRA 94, CAS 00]. L'objectif principal était alors d'étudier le processus de corrosion des armatures dans le béton armé en se rapprochant le plus possible de conditions réelles de vieillissement de la structure.

IV.A.1.1 Présentation des corps d'essais.

IV.A.1.1.a Corps d'épreuve

Les éléments fabriqués sont des poutres en béton armé de section 150×280 mm et de longueur 3000 mm. Ces poutres sont de deux groupes distincts A et B (Figure 4.1). Elles se différencient par leur cage d'armatures et l'épaisseur d'enrobage.

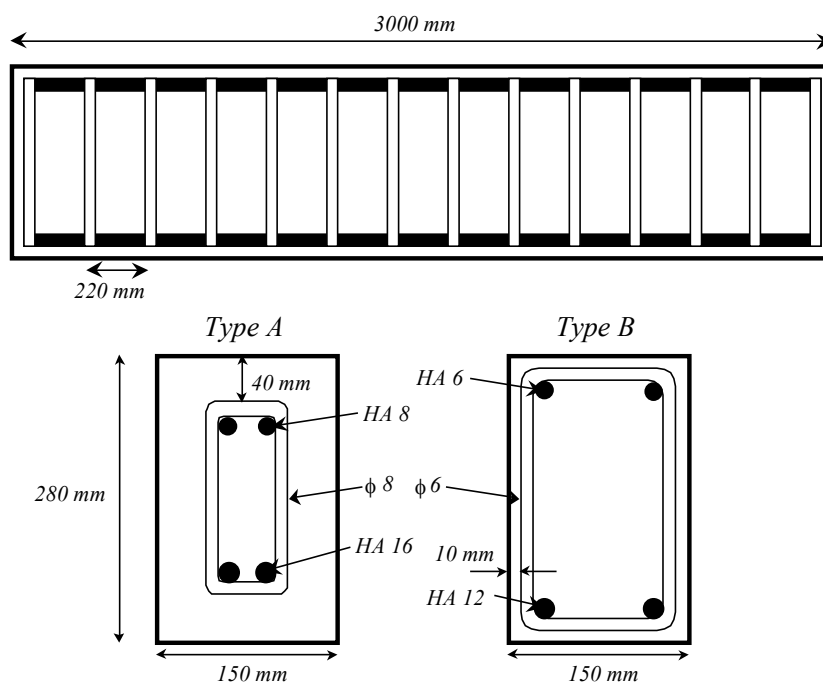


Figure. 4.1. Plan de ferrailage des poutres de type A et B [FRA 94]

Poutres de type A : ces poutres étaient conformes à la réglementation française en vigueur au moment de la fabrication (B.A.E.L. 83) vis à vis des états limites de service en fissuration très préjudiciable. Les principaux critères étaient:

Φ armatures ≥ 8 mm

enrobage ≥ 40 mm

contrainte de l'acier $< \min 0,5f_e$ ou 110η (f_e étant la limite élastique de l'acier et η le coefficient d'adhérence)

Poutres de type B : ces poutres sont conformes à la réglementation française vis à vis des états limites de service en fissuration non préjudiciable. Les principaux critères étant:

Φ armatures ≥ 6 mm

enrobage ≥ 10 mm

Les enrobages requis, 10 mm et 40 mm, étaient les valeurs minimales et maximales imposées alors par le règlement français.

IV.A.1.1.b Matériaux : béton

Pour chaque échantillon, la composition du béton était la suivante:

Granulats roulés silico-calcaires 5/15 mm	1220 kg/m ³
Sable	820 kg/m ³
Ciment CPA 55R (CEM I 42,5 R)	400 kg/m ³
Eau	200 kg/m ³

Tableau. 4.1. Composition du béton

La quantité d'eau a été ajustée à chaque gâchée pour obtenir une ouvrabilité constante au cône d'Abrams de 7 cm.

Il a été procédé à des essais de traction par fendage et de compression sur des éprouvettes de contrôle âgées de 28 jours. La résistance moyenne de traction par fendage à 28 jours est $f_{t28} = 4,7$ MPa . La moyenne de la contrainte de rupture en compression à 28 jours est:

$$f_m = 45,4\text{MPa} \quad \text{avec un écart type de} \quad s = 2,4\text{MPa}$$

d'où la contrainte caractéristique: $f_{c28} = f_m - 1,28s = 42,3\text{MPa}$ qui a été la valeur utilisée pour la mise en œuvre des calculs réglementaires de béton armé.

IV.A.1.1.c Matériaux : acier

Des aciers naturellement mi-durs de type Fe40 de limite élastique théorique $f_e = 400\text{MPa}$ et $\eta = 1,6$ ont été utilisés.

IV.A.1.2 Dispositif de mise en charge de longue durée

Les poutres sont chargées en flexion simple, en associant une poutre de type A à une poutre de type B (Figure 4.2). La poutre de type A se retrouve ainsi à l'envers par rapport à une utilisation normale. Le dispositif de mise en charge est constitué de deux tiges filetées $\Phi 16$ mm en Fe40 et de deux profilés UAP80 renforcés en Fe24. Chaque système est instrumenté à l'aide de quatre jauges extensométriques [FRA 88]. L'ensemble constitue ainsi un capteur de force permettant de charger les poutres de béton armé mais aussi théoriquement de contrôler et de réajuster la charge au cours du temps.

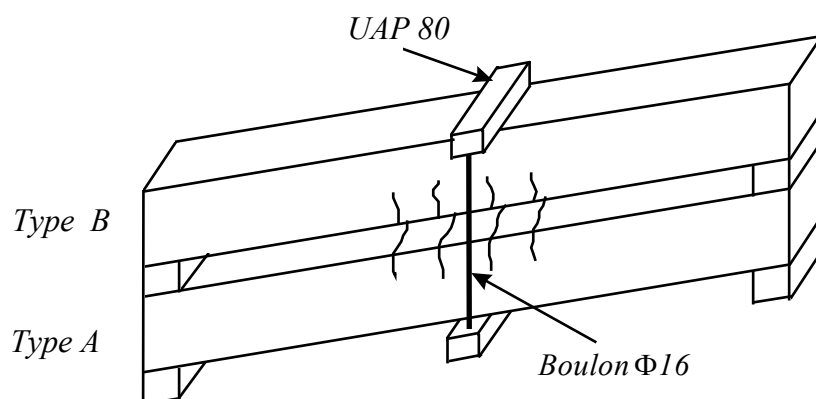


Figure. 4.2. Dispositif de mise en charge [FRA 94]

IV.A.1.2.a Type de chargement

Les charges correspondant aux valeurs réglementaires ont été appliquées aux corps d'épreuve. Les deux sollicitations retenues sont les charges de service correspondant à un dimensionnement:

Aux ELU (Etat Limite Ultime) qui correspondent à la charge de dimensionnement la plus courante.

Aux ELS (Etat Limite de Service) fissuration préjudiciable, qui est la charge de service la plus faible applicable à un élément de béton armé (uniquement pour les poutres de type A qui respectent les prescriptions réglementaires).

Les poutres étant chargées par couple (une poutre de type A associée à une poutre de type B), les sections d'armatures ont été déterminées de sorte que:

la sollicitation 1 correspond pour la poutre de type A à la charge de service déterminée aux ELS fissuration très préjudiciable, et pour la poutre de type B à la charge de service déterminée par un dimensionnement aux ELU. On obtient $M_{ser1} = 13,5 \text{ kNm}$. La charge appliquée correspondante est égale à 19,3 kN.

la sollicitation 2 correspond pour la poutre de type A à la charge de service déterminée par un dimensionnement aux ELU. On peut alors caractériser cette charge pour la poutre de type B comme imposant aux aciers tendus une contrainte normale double de celle autorisée aux ELS fissuration très préjudiciable. On obtient $M_{ser2} = 21,2 \text{ kNm}$. La charge appliquée correspondante est égale à 30,3 kN.

IV.A.1.2.b Comportement charge-flèche en flexion 3 points à 28 jours

Les résultats des essais de flexion simple réalisés sur quatre poutres de type A et B âgées de 28 jours sont présentés sur la figure 4.3. Ils rendent compte d'un coefficient de sécurité important entre la charge de ruine et la charge de service déterminée par un dimensionnement aux ELU. Le coefficient obtenu est 1,65 pour les poutres de type A et 2 pour les poutres de type B.

Les poutres de type A ont un pourcentage d'acier ($\Omega = \frac{A_s}{bd} = 1,2\%$) deux fois plus élevé que celles des poutres de type B ($\Omega = \frac{A_s}{bd} = 0,6\%$). Le moment d'inertie (par rapport au centre de gravité) des poutres de type A ($I_G = 27799 \text{ cm}^4$) est presque le même que celui des poutres de type B ($I_G = 27836 \text{ cm}^4$). On a donc une résistance plus élevée pour le type A (presque 1,3 fois).

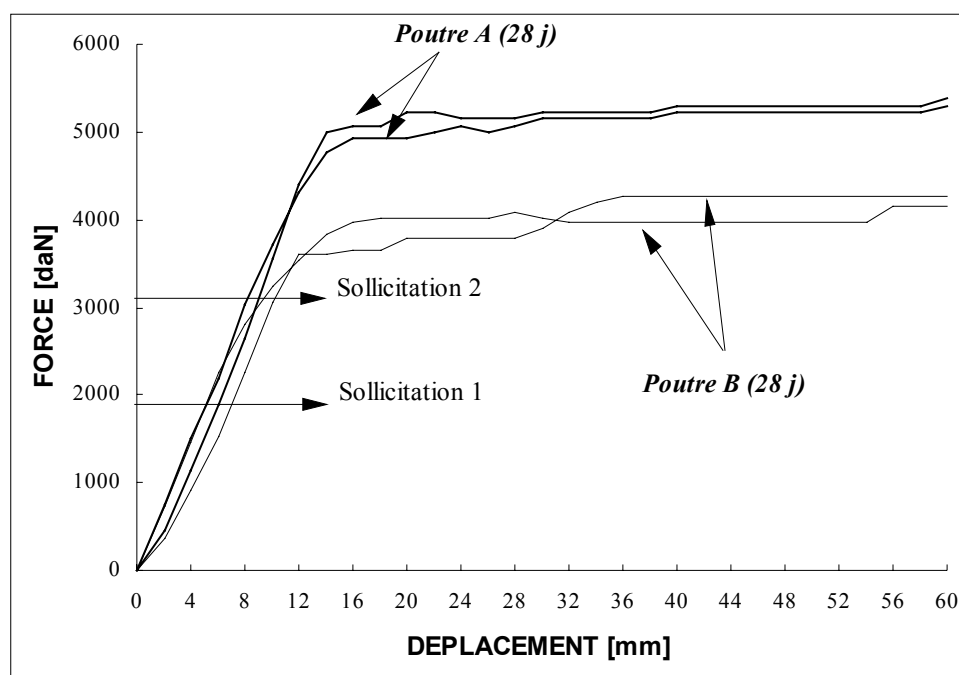


Figure. 4.3. Comportement en flexion 3 points des deux poutres de type A et des deux poutres de type B âgées de 28 jours [FRA 94].

IV.A.1.3 Ambiances de conservation.

Le comportement mécanique des poutres corrodées a été comparé à celui des poutres témoins. Les corps d'épreuve se différencient par leur mode de conservation depuis 1984, date de leur fabrication.

IV.A.1.3.a Mode de conservation des poutres corrodées.

Les poutres ont été exposées pendant quatorze ans à une ambiance saline. Le brouillard salin est généré par quatre pulvérisateurs en plexiglas alimentés en air comprimé à 0,1 MPa et en eau salée à 35 g de NaCl par litre, cette concentration en sel étant équivalente en masse à celle de l'eau de mer. La surface supérieure correspondant à la face de coulage est la zone de béton comprimée qui est la plus exposée à la pulvérisation.

Historique des pulvérisations depuis 1984 :

De 0 à 6 ans : pulvérisation continue, la température étant quasi constante et égale à celle du laboratoire (environ 20°C).

De 6 à 9 ans : pulvérisation par cycles (une semaine de pulvérisation et une semaine de séchage), la température étant quasi constante et égale à celle du laboratoire (environ 20°C), l'humidité relative étant d'environ 50%.

De 9 à 14 ans : pulvérisation par cycles (une semaine de pulvérisation et une semaine de séchage), les poutres ayant été démenagées dans une enceinte extérieure au laboratoire, la température est variable et correspond à celle du climat toulousain.

IV.A.1.3.b Mode de conservation des poutres témoins.

Les poutres témoins ont été conservées dans une enceinte confinée à la température du laboratoire (environ 20°C) et des cycles d'humidification ont été effectués.

Historique des cycles d'humidification :

De 0 à 6 ans : cycles de 15 jours de séchage et 7 jours d'humidification à 100% d'humidité relative, ceci afin de pouvoir réaliser des mesures de potentiel.

De 6 à 14 ans : arrêt des cycles d'humidification, l'humidité relative est alors égale à celle du laboratoire.

Dans notre étude comparative nous utilisons les résultats d'essais menés sur des poutres de type B dans le cadre d'une étude générale [CAS 00]. La poutre témoin est la B1T et la poutre corrodée B1CL1. Celle-ci atteint 19% de corrosion moyenne sur les armatures tendues au centre de la poutre (cf. figure 2.8, II.C.1.2).

IV.A.2 Corrosion homogène et généralisée.

Une campagne d'essai a été menée par Lee [LEE 98] avec pour objectif de mettre en évidence la relation entre le pourcentage de corrosion et la performance globale de la structure en béton armé dégradée par la corrosion des armatures. Des essais de flexion ont été effectués sur des poutres endommagées par la corrosion des armatures tendues. Trois types d'échantillons ont été utilisés : une poutre saine (BS, nommée poutre témoin) ; une poutre

modèle avec les armatures de dimension réduite (BD) ; ainsi que des poutres corrodées identiques à la poutre témoin BS, à la différence que leur armatures tendues ont été corrodée par une méthode de corrosion électrochimique (BCD1 pas n°1 de corrosion, BCD2 pas n°2 de corrosion, BCD3, pas n°3 de corrosion). Les caractéristiques sont regroupées dans le tableau 4.2.

N°	Symbole	Nom	Armature tendue	Corrosion (%)
1	BS	Témoin	3-D13	0
2	BD	Modèle	3-D10	0
3	BCD1	Corrosion 1	3-D13	3,8
4	BCD2	Corrosion 2	3-D13	7,9
5	BCD3	Corrosion 3	3-D13	25,3

Tableau. 4.2. Types d'échantillons.

Un générateur de courant appliquait un courant continu de 1A sur les poutres selon des durées différentes correspondant aux trois paliers de corrosion. Le processus a été réalisé de manière à ce que les armatures d'acier dans le béton et une plaque de cuivre immergée dans l'eau servent respectivement d'anode et de cathode. Le pourcentage de corrosion a été déterminé en pesant, après essai, les armatures d'acier nettoyées de leur rouille.

IV.B Calculs par éléments finis.

IV.B.1 Procédure utilisée pour le calcul.

L'analyse numérique a été conduite avec le logiciel CASTEM 2000. Pour la simulation des deux campagnes d'essais qui ont servi de référence, les poutres sont simplifiées en prenant en compte uniquement les armatures longitudinales tendues (Figure 4.4). Les propriétés mécaniques et géométriques des corps d'épreuves sont présentées dans le tableau 4.3.

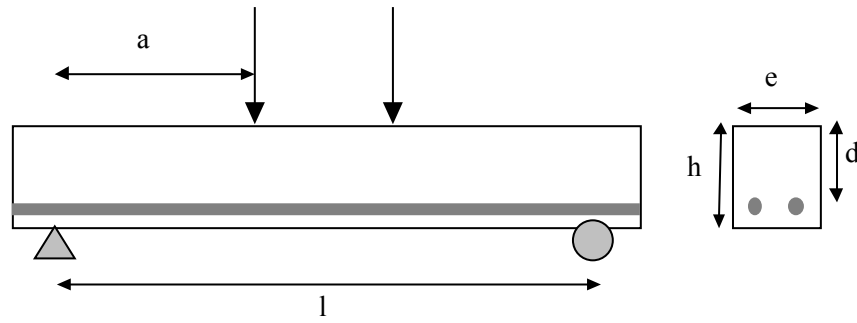


Figure. 4.4. Dimension pour les essais de flexion.

Poutres	Béton								Acier		
	l mm	a mm	e mm	d mm	h mm	E_b GPa	f_c MPa	f_t MPa	ϕ mm	E_s GPa	f_y MPa
Toulouse	2800	1400	150	258	280	36	65,3	6,8	12	250	500
Lee	2000	750	200	220	250	38,5	70,1	3,67	13	197	359,4

Tableau. 4.3. Propriétés géométriques et mécaniques des poutres.

Les poutres sont soumises à la flexion « quatre points » pour les poutres corrodées de façon généralisée [LEE 98] et à la flexion « trois points » pour les poutres corrodées de façon localisée [FRA 94, CAS 00]. La taille utilisée pour les éléments de béton est 25 mm. La figure 4.5 représente le maillage utilisé pour l'essai de corrosion généralisée sur une demi-poutre. Le maillage pour l'essai de corrosion localisée ne diffère que par le fait de modéliser la poutre entière, car la corrosion hétérogène génère une dissymétrie de comportement.

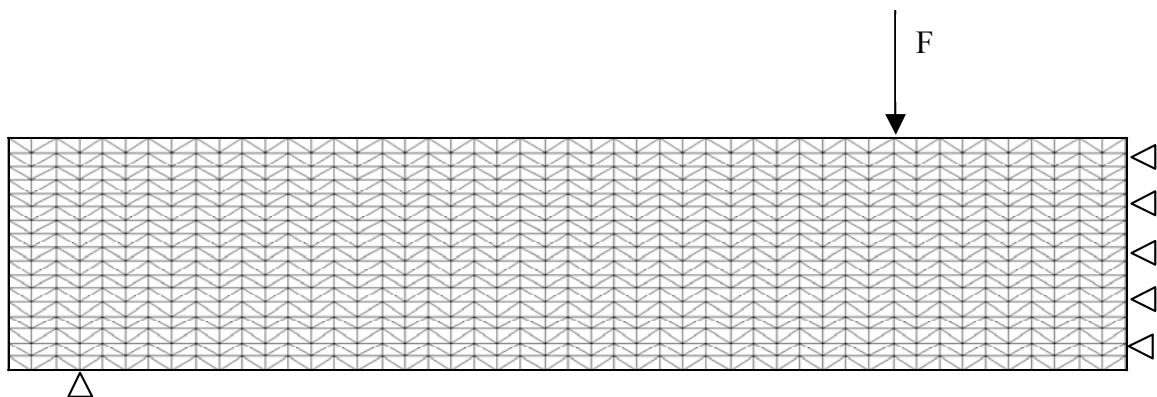


Figure. 4.5. Maillage pour le calcul, corrosion généralisée (demi-poutre).

Le calcul par éléments finis a été effectué avec différentes tailles d'élément « rouille » : 1, 2, 3, 5, 10 mm. Un calcul est également effectué en considérant uniquement la perte de section d'acier (PS). La taille des éléments « rouille » est fixée et le module équivalent est calculé avec l'équation 2.20 (cf. Chapitre 2, II.C.1.2). Pour les essais avec corrosion localisée, la poutre corrodée notée B1CL1 a atteint en son centre 19% de corrosion.

Nous avons effectué un calcul en contraintes planes en utilisant les modèles définis au chapitre II et en procédant par incrément de déplacement avec les conditions aux limites suivantes.

Pour le calcul sur les poutres de Lee en corrosion généralisée, nous avons bloqué suivant la verticale le nœud correspondant à l'appui, nous avons imposé le déplacement vertical sur le nœud correspondant à l'application de la charge et nous avons bloqué suivant l'horizontale tous les nœuds (acier+béton+rouille) correspondant au plan de symétrie (cf. figure 4.5).

Dans le cas des essais de corrosion localisée de Toulouse, nous avons bloqué suivant la verticale les deux nœuds correspondant aux appuis. Un de ces deux nœuds est également bloqué suivant l'horizontale. Enfin nous avons imposé le déplacement vertical au point de chargement.

IV.B.2 Résultats du calcul par éléments finis sur les poutres en flexion.

Les principales caractéristiques des courbes charge-flèche des poutres corrodées ont été comparée à celle des poutres non corrodées. Pour cela, nous avons défini pour chaque valeur caractéristique (charge ultime, flèche ultime, rigidité) un ratio égal au rapport de la valeur correspondant à la poutre corrodée divisée par la valeur correspondant à la poutre témoin non corrodée :

$$R_{\delta} = \frac{\delta_c}{\delta_{nc}}$$

où δ devient respectivement la charge, de la flèche et de la rigidité. c correspond à l'état corrodé et nc à l'état non corrodé.

IV.B.2.1 Corrosion localisée.

IV.B.2.1.a Comportement global, analyse des courbes charge-flèche.

On constate que la taille de l'élément « rouille » influe peu sur le comportement de la charge ultime (Figure 4.6). Pour les tailles égales à 5 ou 10 mm, la différence avec les résultats expérimentaux est seulement de l'ordre de 6%.

La différence est plus marquée sur le ratio flèche ultime (Figure 4.7). Les calculs menés avec des éléments « rouille » de petite taille ou considérant uniquement la corrosion par perte de section (PS) donnent de bons résultats. Pour la taille de 3 mm, la différence avec l'expérience est de 20%. Pour les tailles supérieures l'écart est très important.

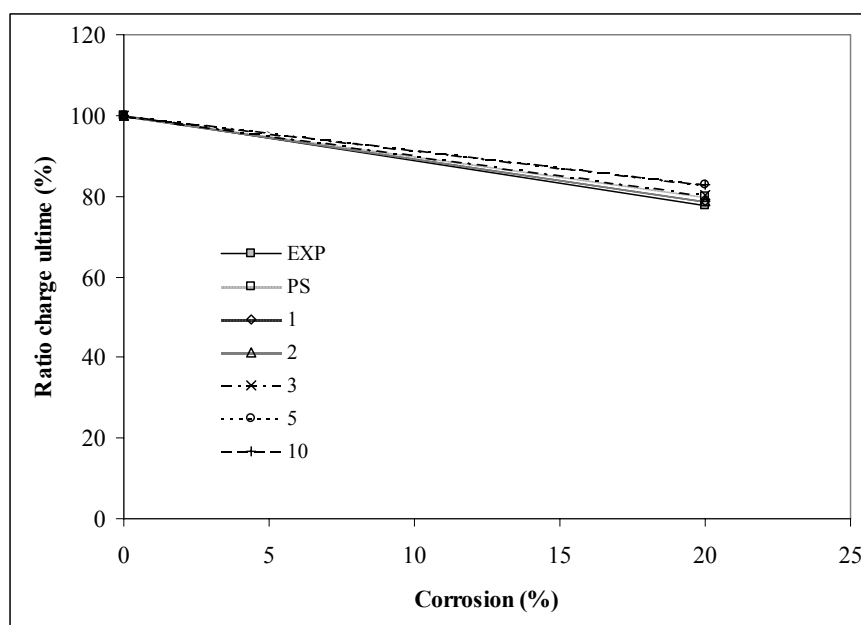


Figure. 4.6. Ratio charge ultime en fonction de la corrosion, corrosion localisée.

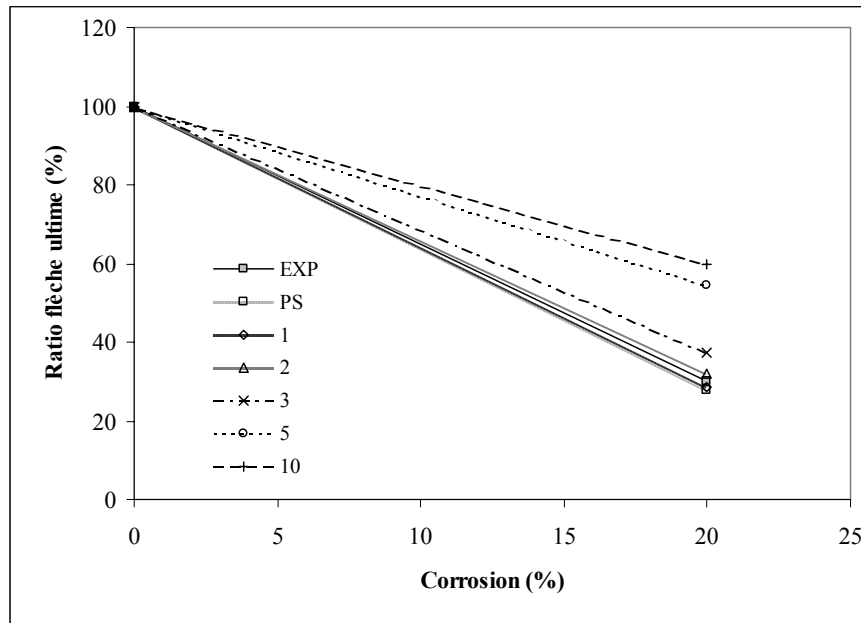


Figure. 4.7. Ratio flèche ultime en fonction de la corrosion, corrosion localisée.

La variation du ratio rigidité de flexion en fonction de la corrosion est présentée figure 4.8. Les résultats montrent une bonne efficacité des éléments « rouille ». Nous pouvons remarquer que le calcul considérant uniquement la perte de section (PS) donne des résultats très différents. Cette différence est de l'ordre de 30%. Une explication possible à cet écart réside dans le fait que la poutre corrodée présente une importante fissure longitudinale dans la zone de corrosion. L'utilisation des éléments « rouille » fournit une meilleure représentation des effets de la fissuration longitudinale que l'utilisation de la perte de section seule.

La comparaison entre les courbes charge-flèche expérimentales et calculées est correcte (Figure 4.9). Cette analyse est menée avec des éléments « rouille » de taille 1 mm, qui sont les plus représentatifs. L'augmentation de la taille de ces éléments n'influe pas sur le tracé de la courbe charge-flèche, mais uniquement sur la valeur de la flèche ultime.

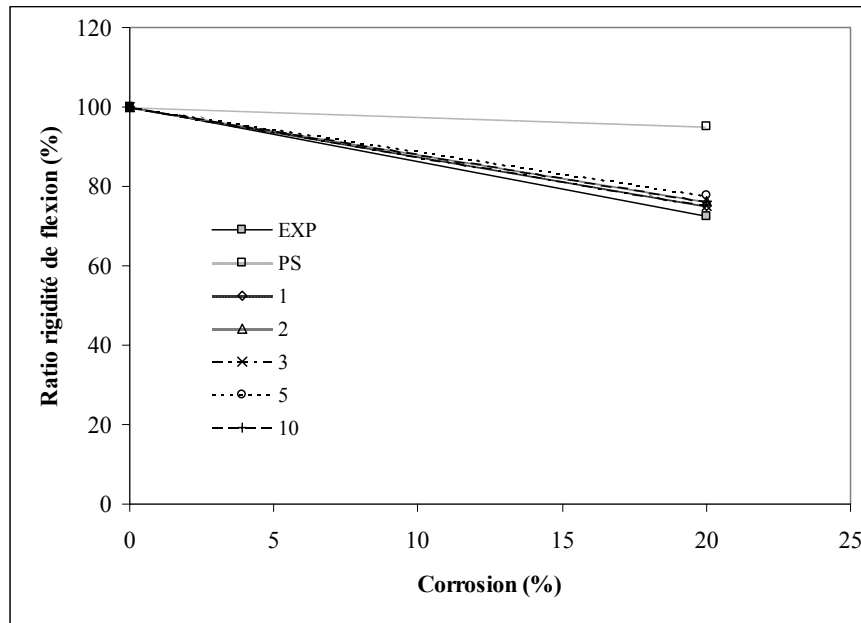


Figure. 4.8. Ratio rigidité de flexion en fonction de la corrosion, corrosion localisée.

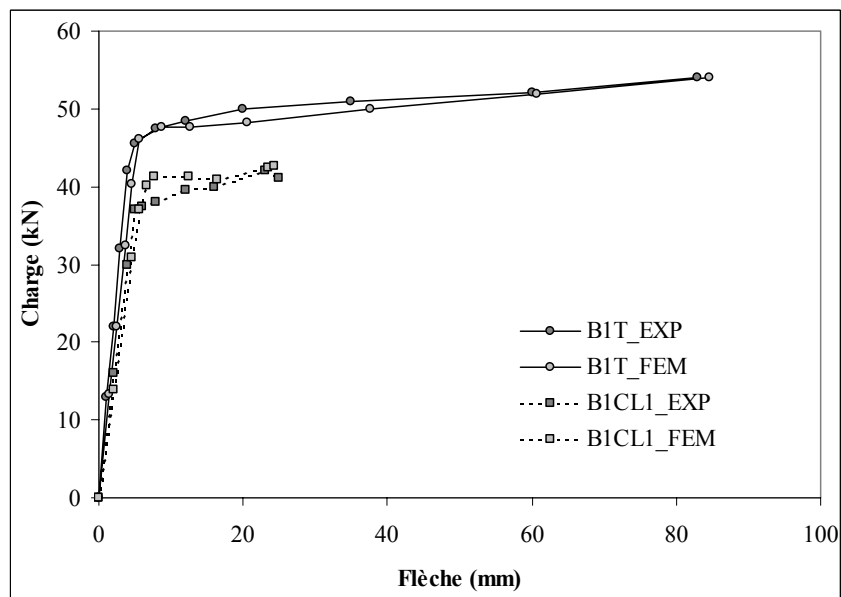


Figure. 4.9. Courbes charge flèche calculées (élément « rouille » 1mm) et expérimentales.

Les différentes courbes présentées dans cette partie montrent l'efficacité de l'élément « rouille » dans le calcul du comportement de structures soumises à une corrosion localisée.

La partie suivante aborde le comportement local par le biais du comportement des courbures des sections de la poutre.

IV.B.2.1.b Comportement local, analyse des courbures.

Pour le calcul des courbures théoriques [CAS 00], une méthode proposée par le BAEL 91 est utilisée. Elle consiste à prendre en compte l'effet rigidifiant du béton tendu situé entre les fissures [REZ 99]. Les courbures $1/r$ sont déterminées à partir des déformations de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{cb\max}$ et des armatures tendues ε_{st} par :

$$\frac{1}{r} = \frac{|\varepsilon_{cb\max}| + |\varepsilon_{st}|}{d} \quad (4.1)$$

d étant la hauteur utile de la section.

Afin de prendre en compte la participation du béton tendu situé entre les fissures, la déformation des armatures est réduite forfaitairement pour obtenir une approximation plus réaliste de la courbure moyenne le long des tronçons de poutres fissurés. Cette diminution est évaluée par :

$$\Delta\varepsilon_{st} = \frac{f_{ij}}{2E_s\rho_f} \text{ à condition que } \rho_f \geq \frac{f_{ij}}{\sigma_s} \quad (4.2)$$

avec : σ_s la contrainte dans l'acier à l'état limite de service

f_{ij} la contrainte de rupture du béton à l'âge de j jours

ρ_f le rapport de la section d'armatures tendues à une aire de béton limitée par le contour de la pièce et une parallèle à l'axe neutre déterminée par celle des deux conditions suivantes qui donne la plus grande surface :

- la hauteur du béton tendu, compté à partir de la fibre extrême, est égale à $0,3d$
- la surface de béton tendu a le même centre de gravité que les armatures tendues.

Si la condition n'est pas respectée ρ_f prend pour valeur f_{ij}/σ_s .

Les calculs de $\varepsilon_{cb\max}$ et de ε_{st} en section fissurée sont réalisés à partir de calculs classiques de béton armé.

Pour calculer les courbures à partir des résultats du calcul par éléments finis, nous avons procédé à partir du calcul des déformations dans le béton sur cinq niveaux de section (Figure

4.10) trois dans la zone comprimée et deux en partie tendue. Nous avons ensuite tracé la droite corrélant le mieux les cinq déformations.

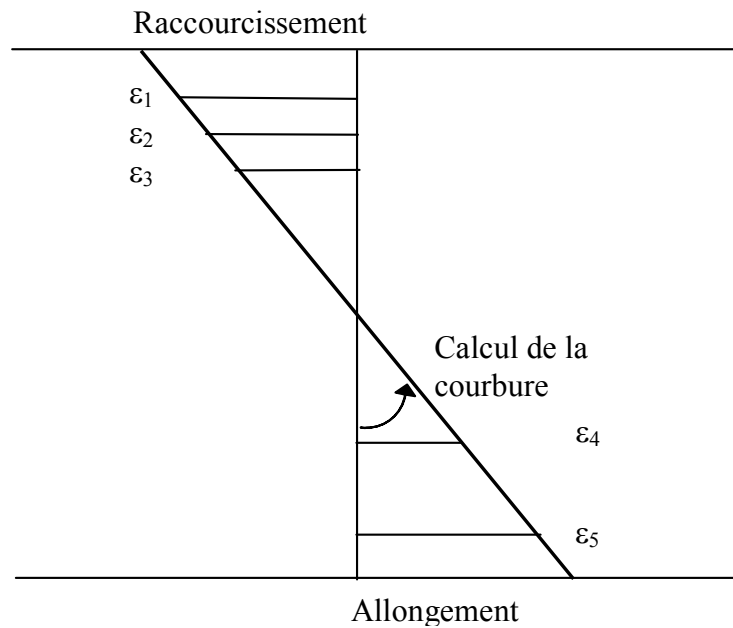


Figure 4.10. Détermination des courbures pour le calcul par éléments finis.

Sur la figure 4.11, nous pouvons observer la distribution des courbures suivant le pas de chargement pour la poutre témoin BIT. L'évolution montre que le calcul est relativement bien calé par rapport à l'expérience et à la théorie.

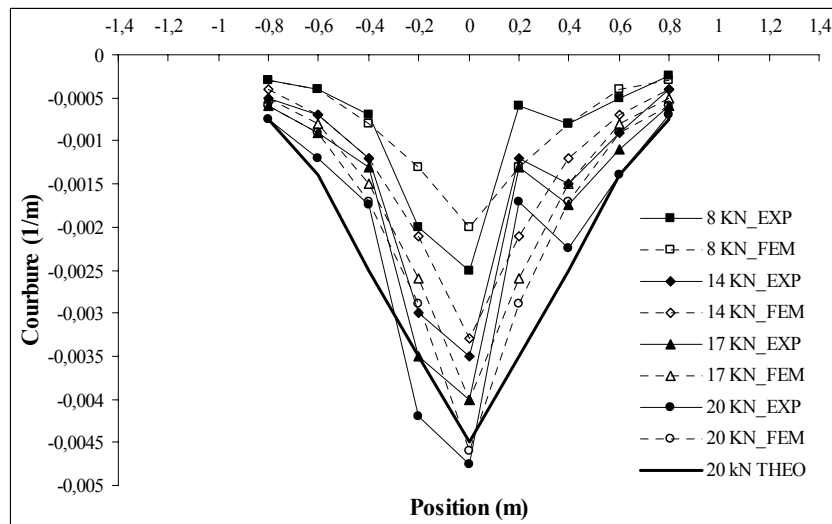


Figure 4.11. Distribution des courbures calculées, poutre BIT.

Pour le calcul des courbures sur la poutre corrodée B1CL1, selon les profils de corrosion, nous disposons de résultats correspondant aux faces antérieure et postérieure de la poutre [CAS 00]. Les résultats pour ces courbures et en fonction de la taille des éléments « rouille » sont présentés figures 4.12 et 4.13.

Le comportement expérimental de la courbure est dissymétrique et présente, pour les deux faces antérieure et postérieure, un deuxième pic éloigné du centre de la poutre. Ceci s'explique par la distribution de la corrosion dans ces zones, avec une fissuration longitudinale importante. Le calcul par éléments finis ne présente pas de dissymétrie et la valeur maximale de courbure est très supérieure à la valeur expérimentale, sauf dans le cas relatif à la perte de section. Le choix du type de représentation pour la corrosion peut expliquer cette différence. En effet, nous avons suivi le processus de corrosion des armatures en fonction de la perte de section expérimentale, c'est à dire que la production de rouille est calculée en fonction du pourcentage de corrosion dont la valeur est maximale au centre de la poutre.

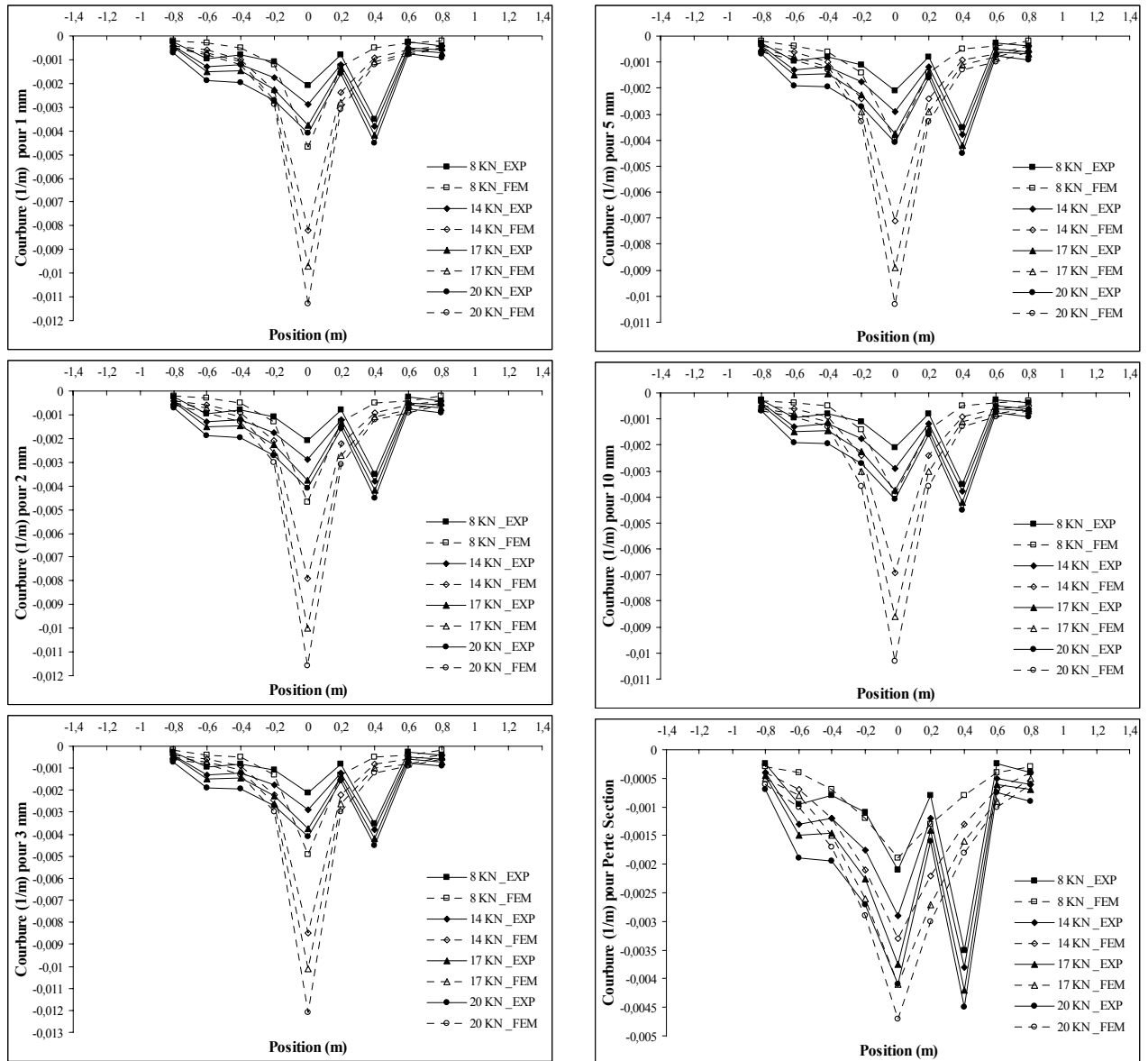


Figure. 4.12. Distribution des courbures calculées, poutre B1CL1 face antérieure.

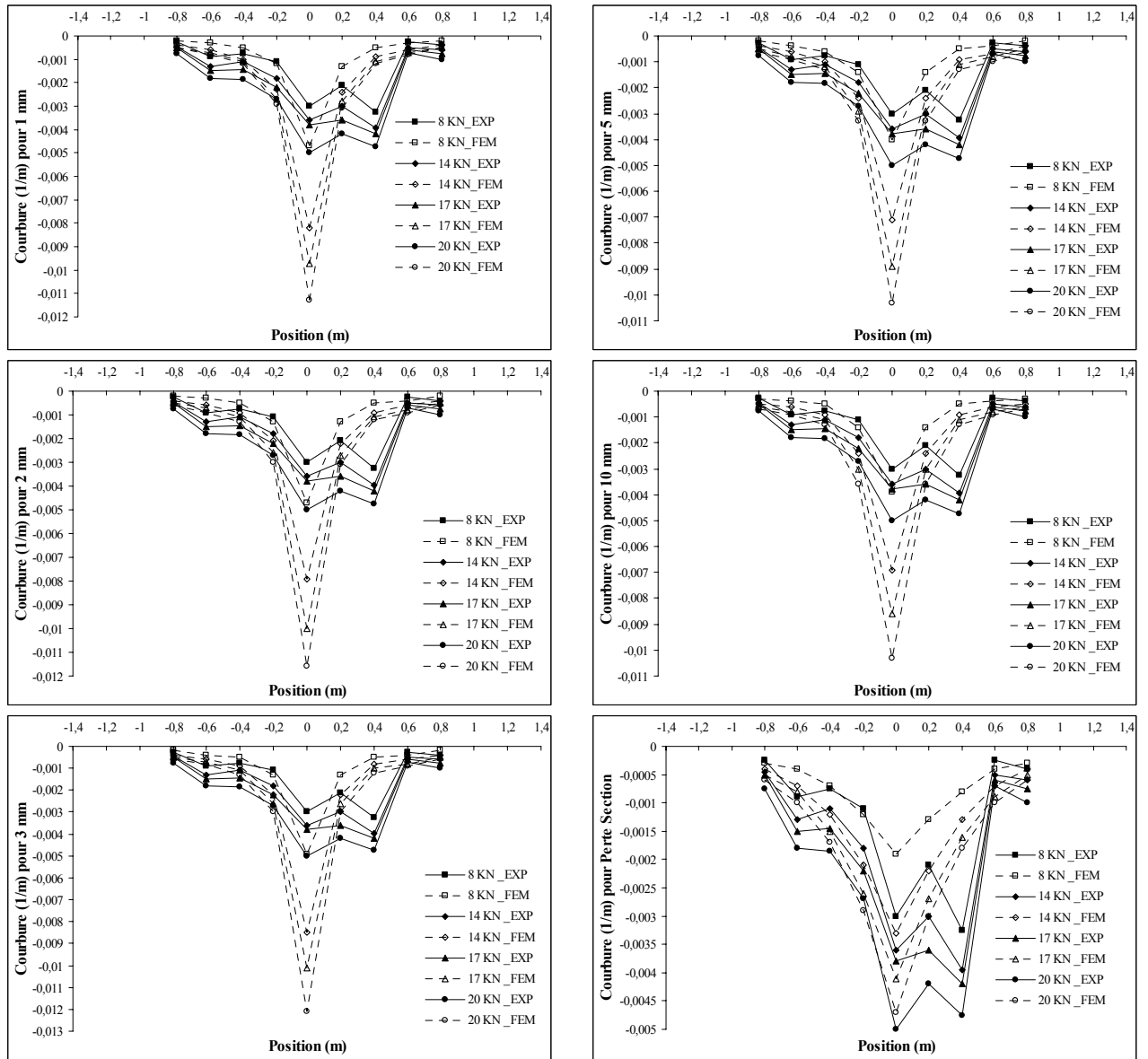


Figure. 4.13. Distribution des courbures calculées, poutre B1CL1 face postérieure.

Les distributions de courbures montrent que pour une étude locale, le choix de l'élément « rouille » n'est pas très adapté. Mais le fait de retrouver une rigidité de flexion correcte (cf. Figure 4.8) nous a incité à analyser la distribution de courbure de manière différente. En effet, à cause de la présence de fissures longitudinales, les courbes expérimentales présentent deux pics. Alors que pour le calcul par éléments finis, nous avons un seul pic au centre. Pour effectuer le lien avec l'étude du comportement global, l'aire sous tendue à la courbe des figures 4.12 et 4.13 a été calculée. Les figures 4.14 et 4.15 présentent les résultats des calculs pour la poutre témoin BIT et la poutre corrodée B1CL1.

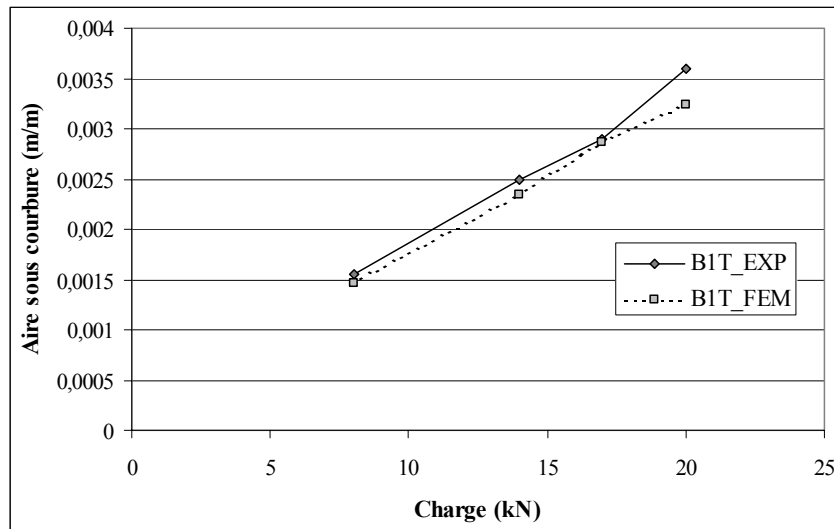


Figure. 4.14. Calcul de l'aire délimitée par la courbure, poutre BIT.

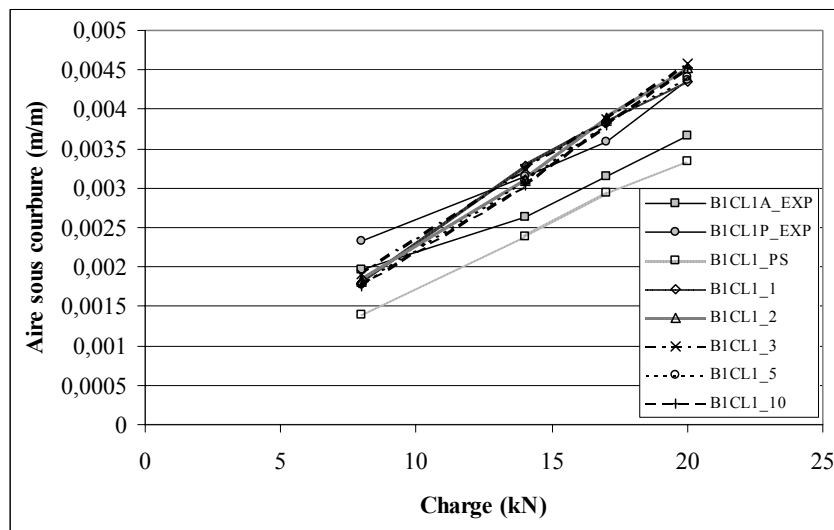


Figure. 4.15. Calcul de l'aire délimitée par la courbure, poutre B1CL1

Les résultats sont particulièrement intéressants, car ils montrent qu'en intégrant les courbures sur toute la poutre, l'utilisation de l'éléments « rouille » fourni une simulation correcte quelle que soit la taille des éléments utilisés. Cela confirme leur intérêt pour l'analyse globale.

IV.B.2.1.c Analyse des essais de corrosion localisée.

Les résultats des comparaisons essais/calculs montrent l'intérêt de l'utilisation de l'élément « rouille » car les principaux paramètres du comportement global sont bien simulés. La représentation des essais est meilleure avec une taille réduite d'élément. Nous avons pu remarquer qu'à l'échelle locale le résultat des calculs était assez éloigné des résultats expérimentaux, mais que l'intégration de ces résultats locaux sur toute la poutre se réajustait afin d'obtenir un comportement correct.

Il est intéressant tester la validité de l'élément « rouille » sur des poutres soumises à la corrosion généralisée car dans le cas de la corrosion localisée, l'armature joue un rôle prépondérant dans la réponse globale de la structure. En effet il apparaît des concentrations de contraintes qui vont singulièrement diminuer la flèche ultime des structures, et la ruine intervient par rupture des aciers. Dans le cas d'une corrosion généralisée, il existe plusieurs modes de rupture qui influenceront sur le comportement global.

IV.B.2.2 Corrosion généralisée.

IV.B.2.2.a Corrosion généralisée avec un modèle élastoplastique pour le béton.

Dans cette partie, les simulations, comme pour le cas de la corrosion localisée, sont effectuées en utilisant le modèle élastoplastique pour le béton.

Les figures 4.16 et 4.17 montrent respectivement l'influence du pourcentage de corrosion sur le ratio charge de plastification des armatures et sur le ratio charge ultime pour différentes tailles d'éléments « rouille ». Nous pouvons remarquer pour la charge de plastification (Figure 4.16) que les résultats expérimentaux sont bien retrouvés, aussi bien pour la perte de section que pour toutes les tailles d'éléments « rouille » utilisées. Pour la charge ultime, les résultats sont corrects pour des tailles d'éléments « rouille » inférieures à 5 mm, ainsi que pour la perte de section (Figure 4.17). Sur cette courbe, il est intéressant de noter que

l'influence de la taille des éléments diminue avec l'augmentation du pourcentage de corrosion.

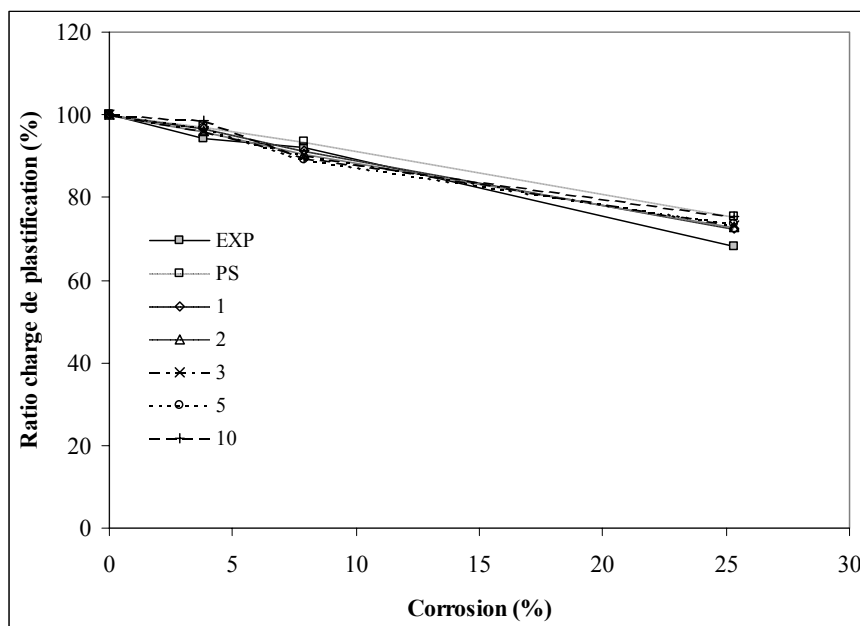


Figure. 4.16. Ratio charge de plastification des armatures en fonction de la corrosion, corrosion généralisée, modèle élastoplastique.

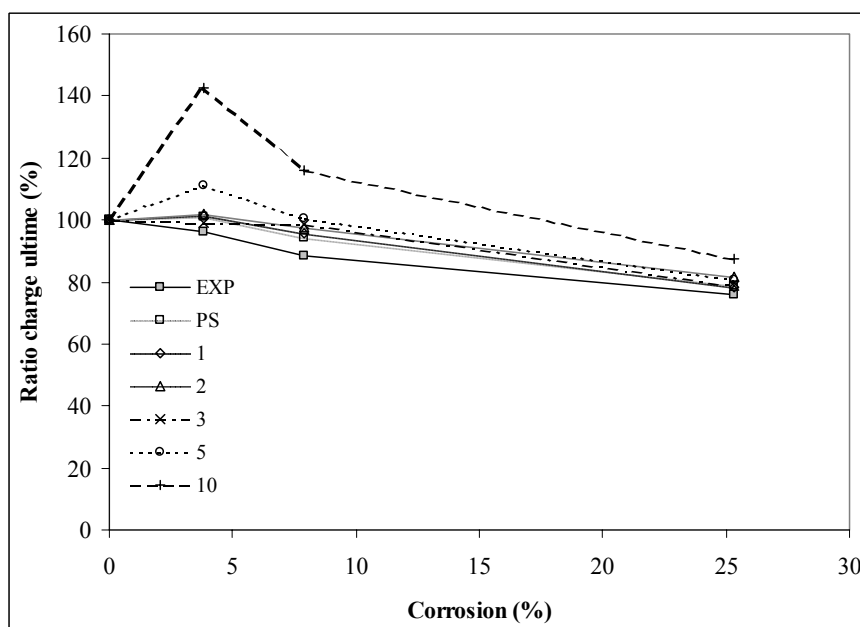


Figure. 4.17. Ratio charge ultime en fonction de la corrosion, corrosion généralisée, modèle élastoplastique.

La figure 4.18 montre l'évolution du ratio flèche ultime pour les différentes tailles d'éléments « rouille ». Il apparaît que l'utilisation d'un modèle élastoplastique influence le comportement à ruine pour les essais de corrosion généralisée, ce qui n'apparaissait pas dans les essais de corrosion localisée. La flèche ultime est très influencée par la taille des éléments « rouille » et plus la taille des éléments croît, plus l'écart entre la flèche calculée et la flèche expérimentale augmente. Les calculs avec une taille d'éléments de 1 ou 2 mm fournissent un résultat proche de celui considérant uniquement la perte de section. Ce phénomène peut être expliqué par le fait qu'un tel modèle de béton ne représente pas correctement les effets de l'adhérence qui interviennent de façon prépondérante avec la corrosion généralisée. Ceci nous laisse penser que le modèle élastoplastique n'est pas adapté au cas de corrosion généralisée avec ruine par perte d'adhérence pour prédire correctement la flèche à ruine. Néanmoins, cette approche est efficace pour apprécier la charge de plastification des armatures et la charge ultime (Figure 4.19), ainsi que l'allure globale de la courbe charge-flèche (Figure 4.20). Le ratio charge ultime corrigé représente la charge calculée correspondant à la flèche ultime expérimentale de la poutre corrodée divisée par la charge ultime de la poutre témoin non corrodée (Figure 4.19). La figure 4.20 compare les courbes charge-flèche calculées avec des éléments « rouille » de 1 mm aux courbes charge-flèche expérimentales.

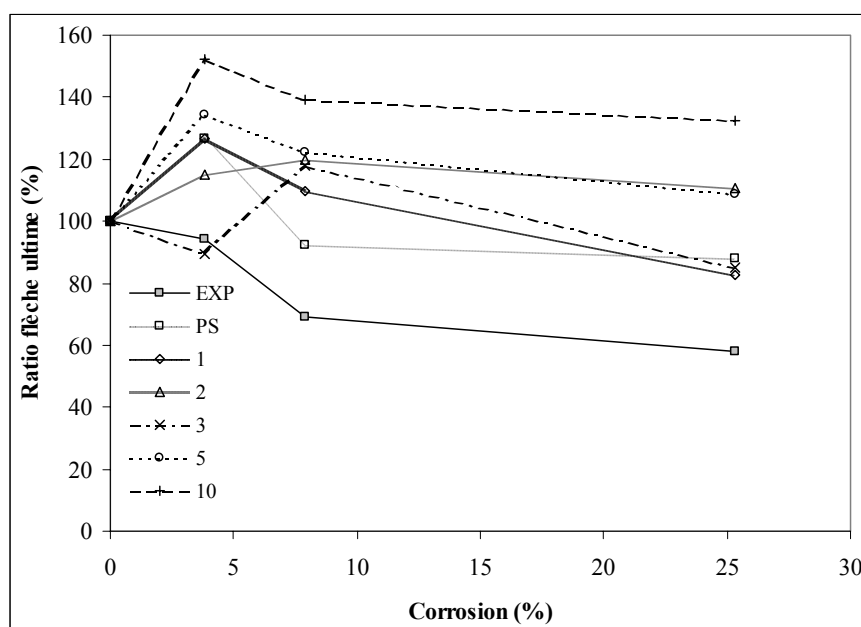


Figure. 4.18. Ratio flèche ultime en fonction de la corrosion, corrosion généralisée, modèle élastoplastique.

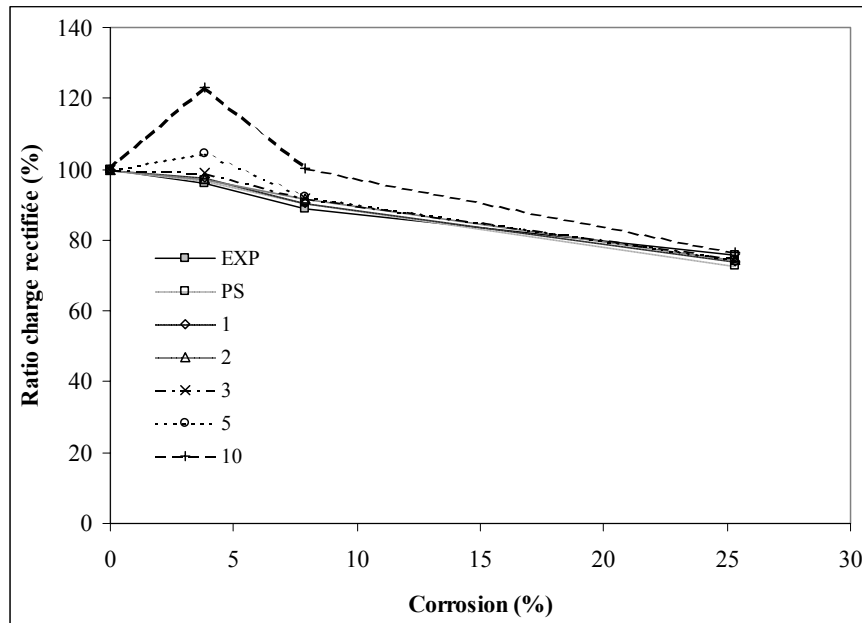


Figure. 4.19. Ratio charge ultime corrigée en fonction de la corrosion, corrosion généralisée, modèle élastoplastique.

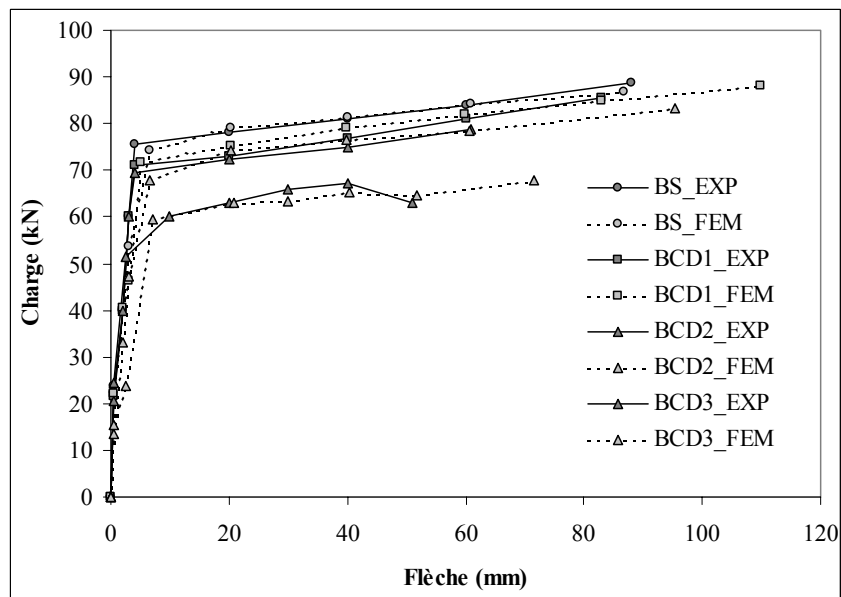


Figure. 4.20. Courbe charge-flèche, modèle élastoplastique, taille d'élément « rouille » : 1 mm.

Le paragraphe suivant utilise un modèle d'endommagement basé sur le critère de Mazars. Ce modèle devrait être plus efficace pour représenter correctement les ruines par flexion et par perte d'adhérence [MAZ 89].

IV.B.2.2.b Corrosion généralisée avec un modèle d'endommagement.

Le calcul est conduit avec un modèle de béton fondé sur la théorie de l'endommagement avec le critère de Mazars [MAZ 84]. Les autres paramètres sont inchangés. La figure 4.21 présente l'évolution du ratio de charge de plastification des armatures et ne présente aucune différence avec l'approche élastoplastique (Figure 4.16). Pour ce qui est du ratio charge ultime (Figure 4.22), les résultats sont meilleurs pour les tailles d'éléments « rouille » de 5 et 10 mm. Pour les autres tailles les résultats sont comparables à ceux de la figure 4.17. L'amélioration est nettement marquée pour l'évolution du ratio flèche ultime (Figure 4.23) en comparaison avec la figure 4.18. Plus la taille des éléments est petite, meilleure est l'approximation. Le meilleur choix tient dans l'utilisation d'éléments « rouille » de taille 1 mm, où l'évaluation de la courbe charge-flèche est la meilleure (Figure 4.24).

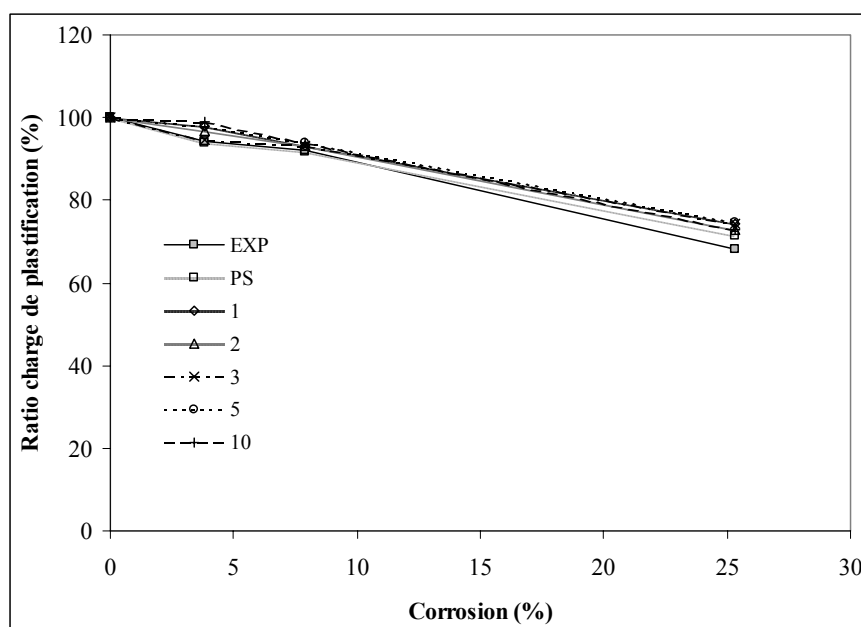


Figure. 4.21. Ratio charge de plastification des armatures en fonction de la corrosion, corrosion généralisée, modèle endommagement.

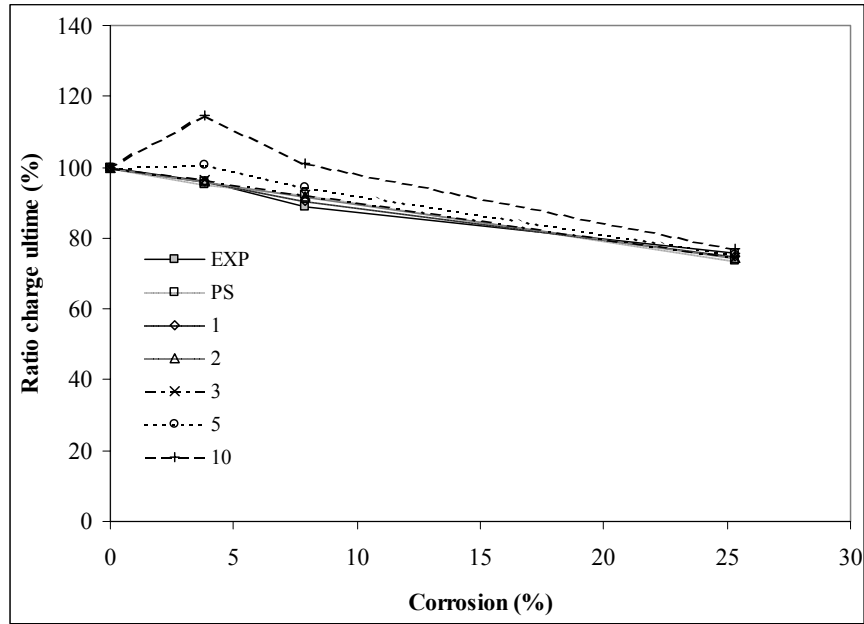


Figure. 4.22. Ratio charge ultime en fonction de la corrosion, corrosion généralisée, modèle endommagement.

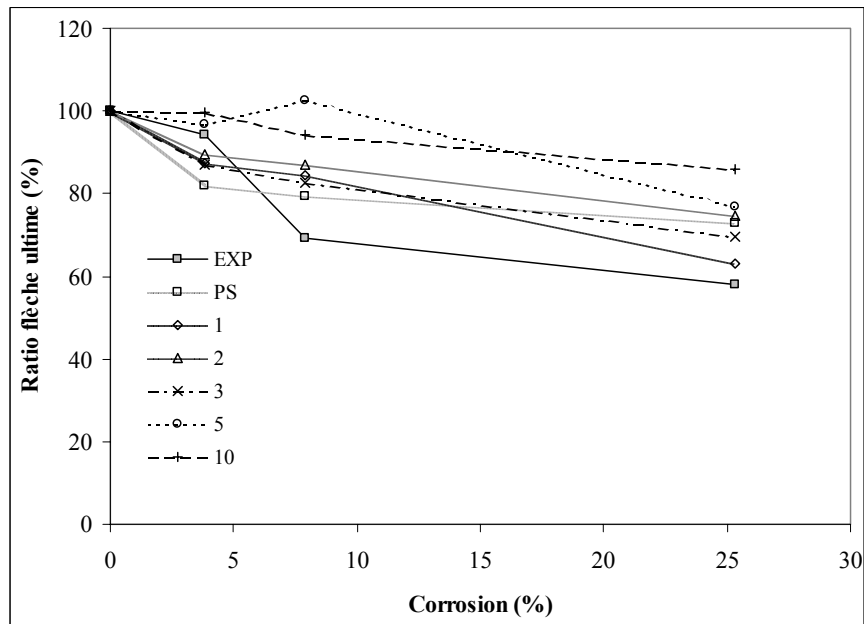


Figure. 4.23. Ratio flèche ultime en fonction de la corrosion, corrosion généralisée, modèle endommagement.

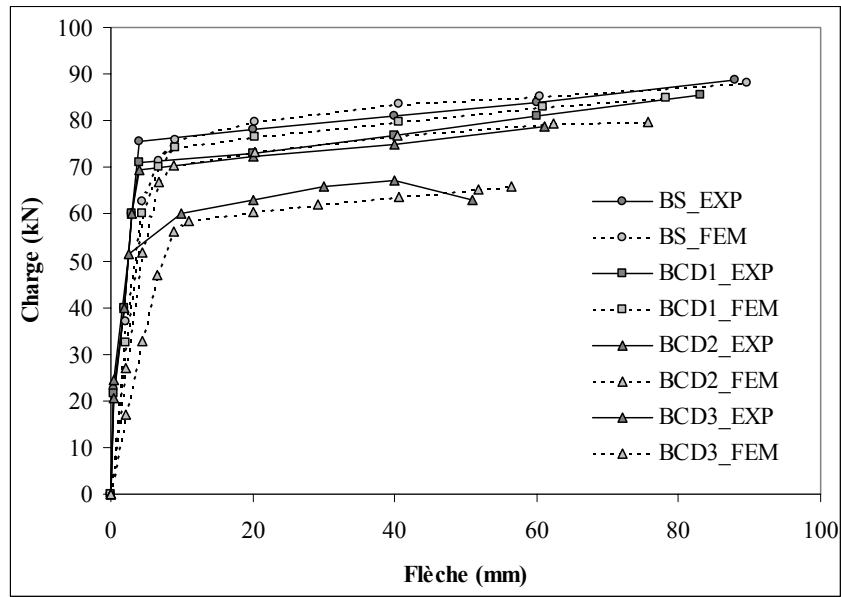


Figure. 4.24. Courbe charge-flèche, modèle endommagement, taille d'élément « rouille » : 1 mm.

Même si la charge ultime est correctement évaluée avec l'approche élastoplastique, l'utilisation d'un modèle d'endommagement est plus précise et la ruine par perte d'adhérence peut-être observée (Figure 4.25). De plus, le choix d'un modèle d'endommagement améliore considérablement le calcul de la flèche ultime pour des ruines par flexion et par perte d'adhérence (Figure 4.26).

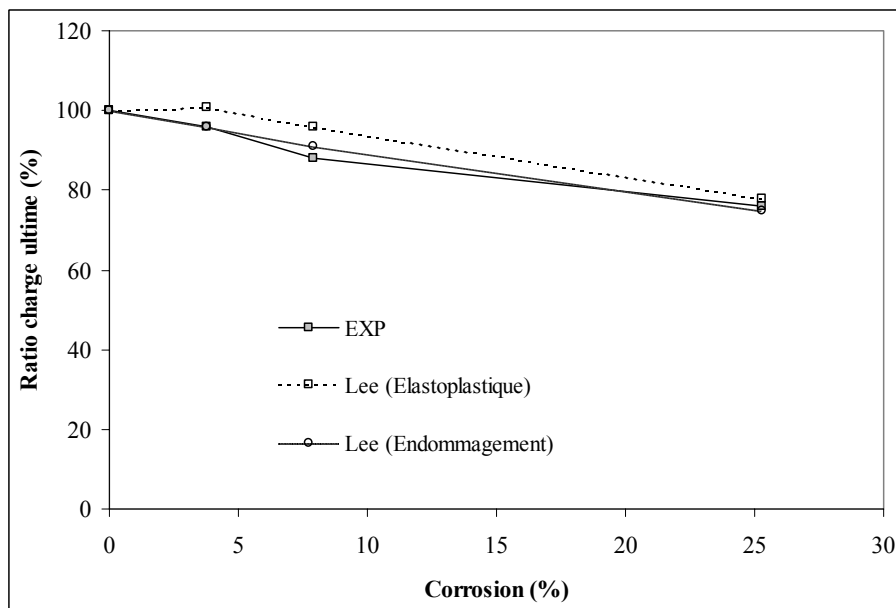


Figure. 4.25. Ratio charge ultime en fonction de la corrosion, comparaison des modèles « béton » utilisés

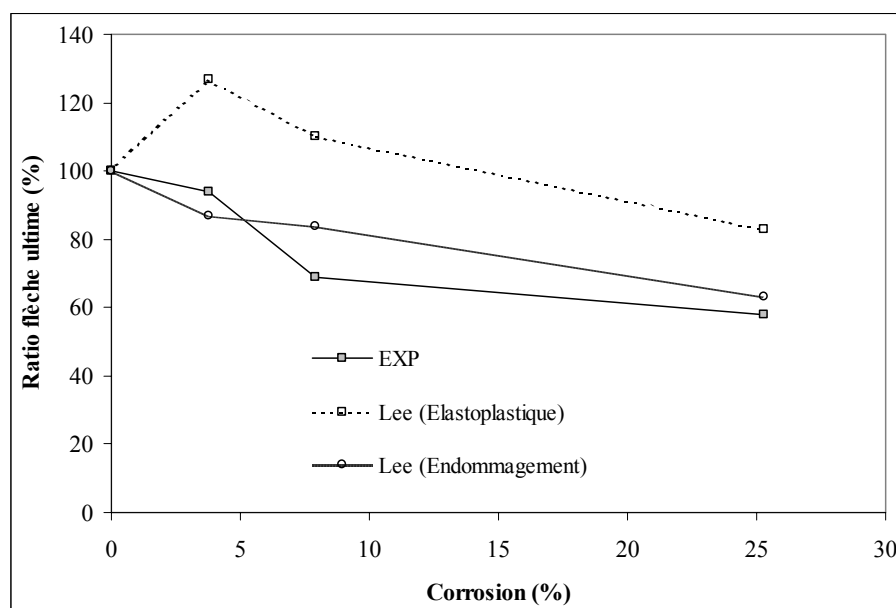


Figure. 4.26. Ratio flèche ultime en fonction de la corrosion, comparaison des modèles « béton » utilisés

CONCLUSION

Pour modéliser le comportement en flexion de poutres corrodées, deux paramètres ont été utilisés. Le premier consiste à diminuer linéairement la section d'armature en fonction de la corrosion, ce qui nous permet d'évaluer correctement la charge de plastification des armatures ainsi que la charge ultime des poutres. Mais nous avons pu remarquer que la rigidité de flexion n'était pas correctement représentée.

La dégradation de l'interface entre l'acier et le béton est prise en compte par une couche d'éléments « rouille », avec des propriétés mécaniques modifiées avec la corrosion. Les résultats de ces calculs, combinant perte de section d'acier et dégradation de l'interface, montrent une bonne relation avec les résultats expérimentaux pour la rigidité de flexion, la charge de plastification des armatures et la charge ultime des poutres. Les deux modèles de béton utilisés pour ce calcul, basés respectivement sur des approches élastoplastique et endommagement sont équivalents pour ces résultats.

Néanmoins, la flèche ultime calculée n'est pas en accord avec les résultats expérimentaux avec le modèle élastoplastique, particulièrement pour la ruine par perte d'adhérence. Par contre, le choix d'un modèle d'endommagement permet la prise en compte de ce mode de ruine et la prédiction de la flèche ultime est beaucoup plus précise. Quant au choix de la taille

des éléments « rouille », l'influence n'est pas énorme mais une taille réduite semble le meilleur compromis.

La suite de notre étude consiste en une campagne d'essais expérimentaux de flexion sur des poutres privées d'adhérence sur toute ou partie de l'armature. Ces essais ont pour objectif d'analyser l'influence de la perte d'adhérence en la séparant de la perte de section afin d'étudier leur part respective dans la dégradation des poutres corrodées.

Chapitre V. Approche expérimentale de la perte d'adhérence d'une structure en béton armé.

Dans ce chapitre, nous présentons une étude expérimentale de l'influence de l'adhérence. Des essais de flexion ont été effectués sur quatre poutres (TEMOIN, ADHCE, ADHTO et ADHAP). La poutre TEMOIN est utilisée comme poutre de référence. L'adhérence des autres poutres a été annulée en entourant l'armature d'une gaine sur différents endroits, la section des armatures restant inchangée : la poutre ADHTO sur toute la longueur de l'armature, la poutre ADHCE sur 80 cm en partie centrale et la poutre ADHAP sur 60 cm à proximité de l'appui mécanique. Nous avons ensuite réalisé un calcul par éléments finis en utilisant l'élément « rouille » sans considérer de perte de section d'acier afin de pouvoir évaluer le pourcentage de corrosion correspondant à une adhérence résiduelle. En réalisant le même calcul, mais en considérant cette fois la perte de section, nous avons pu séparer l'influence de la perte d'adhérence suivant le positionnement de la zone corrodée.

INTRODUCTION

Les résultats du chapitre précédent montrent qu'un calcul qui prend en compte uniquement la perte de section évalue correctement la réduction de la charge de plastification et de rupture, mais par contre sous-estime fortement la perte de rigidité sous la charge de service. L'utilisation de l'élément « rouille » nous a permis d'évaluer correctement cette rigidité. Le phénomène peut être expliqué par le fait qu'il faut prendre en compte à la fois la perte de section et la dégradation de l'adhérence acier-béton. Pour une corrosion localisée, le comportement est localement et globalement fortement influencé par la dégradation de l'adhérence, ce qui s'explique par la diminution de la contribution du béton tendu entre les fissures. Cette diminution entraîne une augmentation de la déformation de traction dans les armatures, d'où résultent une augmentation de la courbure et une diminution de la raideur globale de la poutre en flexion. La perte de ductilité de poutres corrodées localement peut s'expliquer par le fait qu'une concentration de contrainte apparaît au point de corrosion et provoque une plastification précoce de l'armature corrodée, ce qui entraîne localement une augmentation de la déformation plastique. De ce fait, la rupture de l'armature corrodée intervient bien avant la rupture de l'armature de la poutre témoin [CAS 00].

Par contre, pour une corrosion variable en position et en intensité, nous ne disposons pas d'essais expérimentaux. Les seules données expérimentales disponibles sont relatives à des corrosions généralisées. Il est en effet difficile de réaliser expérimentalement une corrosion sur une zone précise d'armature. L'objectif est donc de déterminer l'influence de la position et de la taille de la zone corrodée sur le comportement mécanique de poutres en béton armé corrodé.

Pour représenter une corrosion d'étendue variable, il faut prendre en compte la perte de section et la dégradation de l'adhérence. L'effet de la perte de section peut être aisément quantifié par un calcul éléments finis, contrairement à l'effet de la perte d'adhérence (position et taille) par manque de résultats expérimentaux.

Dans un premier temps, nous avons choisi d'analyser expérimentalement l'effet de la perte d'adhérence. Notre programme d'essais étudie l'influence de la taille et de la position d'une zone d'armature complètement privée d'adhérence, sur le comportement local et global de poutres en béton armé sollicitées en flexion. La perte d'adhérence a été réalisée à l'aide de

gaines en plastique placées autour de l'armature. Ce mode d'essais correspond à une annulation de l'adhérence équivalent à un pourcentage de corrosion très élevé. Les armatures secondaires ainsi que les cadres ne sont pas affectés par le processus de perte d'adhérence car ce sont surtout les armatures tendues qui jouent un rôle important dans le phénomène.

Dans un second temps, nous avons cherché à retrouver par un calcul éléments finis utilisant le modèle « rouille » sans perte de section les résultats des essais expérimentaux.

V.A Etude expérimentale du comportement mécanique de poutres privées d'adhérence.

Dans cette partie, nous allons étudier expérimentalement l'effet de la perte d'adhérence (position et taille de zone) sur le comportement de poutres en béton armé. Les résultats seront ensuite confrontés à une modélisation par éléments finis de ses structures en utilisant l'élément « rouille ».

V.A.1 Corps d'épreuve

Les dimensions des poutres fabriquées sont comparables à celles des corps d'épreuves du LMDC de Toulouse de type B (Figure 5.1). Ces poutres sont conformes à la réglementation française vis à vis des états limites de service en fissuration non préjudiciable (enrobage supérieur ou égal à 10 mm, diamètre d'armature supérieur ou égale à 6 mm). Dans un souci de facilité de fabrication, la longueur des poutres est limitée à 2,1 mètres.

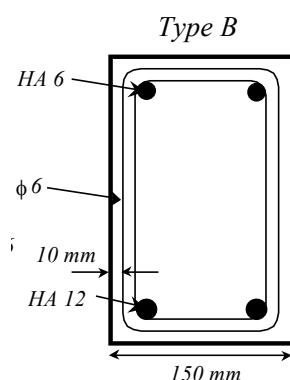


Figure. 5.1. Section des poutres étudiées.

La composition du béton est donnée dans le tableau 5.1. La mise en place du béton dans le coffrage s'est effectuée par vibration à l'aiguille. Des essais de traction par fendage et de compression sur des éprouvettes de contrôle ont fourni les résultats suivant :

La résistance en traction par fendage à 28 jours f_{t28} est de 4.1 MPa, la moyenne de la contrainte de rupture en compression à 28 jours f_{cm28} calculée sur 30 essais est de 36,3 MPa, avec un écart type s de 2,8 MPa.

Les armatures sont constituées d'aciers de type FE500 avec une limite élastique f_e de 500 MPa.

Granulats	8/16 mm	1093 kg/m ³
Sable	0/5 mm	734 kg/m ³
Ciment CPJ-CEM II/B 32,5R		358 kg/m ³
Eau		179 kg/m ³

Tableau. 5.1. Composition du béton.

La suppression de l'adhérence des armatures a été obtenue conformément à la figure 5.2. Nous avons entouré les armatures tendues de tube en PVC sur différentes parties. La première sur toute la longueur de l'armature afin de supprimer totalement l'adhérence entre l'acier et le béton (ADHTO). La seconde en partie centrale entre les abscisses -40 cm et +40 cm (ADHCE). Puis enfin au niveau d'un appui pour l'essai de flexion trois points entre les abscisses +35 cm et +95 cm, afin d'intégrer une perte d'adhérence dissymétrique (ADHAP). Une dernière poutre sert de contrôle. C'est la poutre témoin non privée d'adhérence (TEMOIN). Nous n'avons pas modifié les conditions d'adhérence pour les cadres et les armatures secondaires n'ont pas été modifiées.

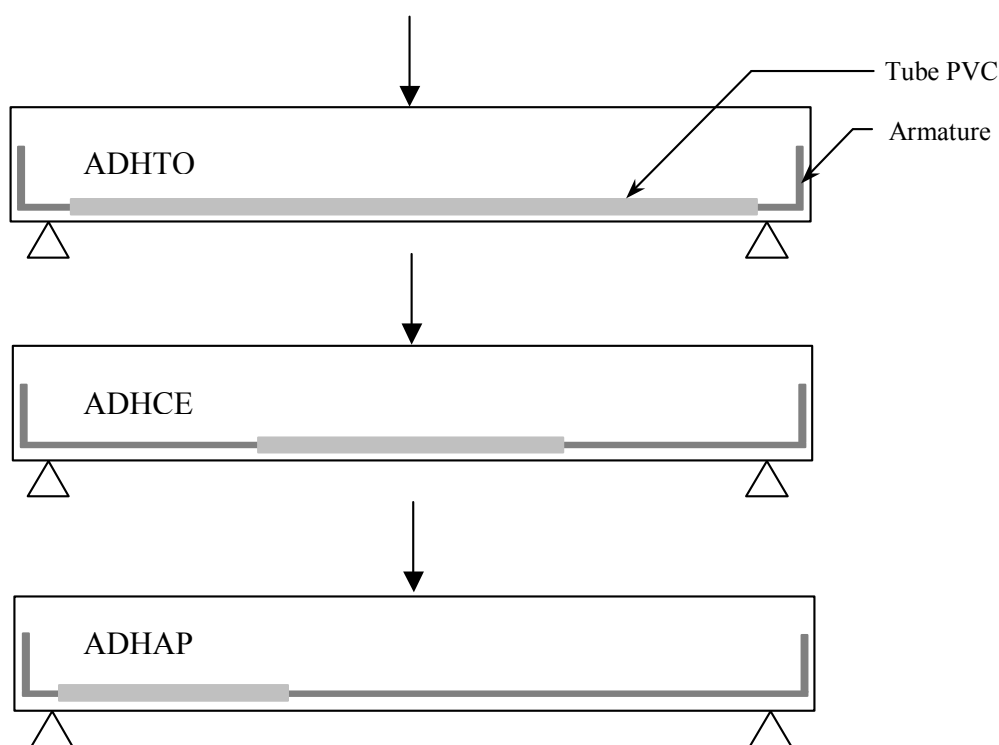


Figure. 5.2. Schéma de répartition de l'annulation d'adhérence le long des armatures tendues.

V.A.2 Conditions d'essais.

Les essais mécaniques ont été réalisés avec l'aide du Groupe Mécanique, Matériaux, Structures (G.M.M.S.) de l'Université de Reims Champagne-Ardenne.

Les essais ont été effectués en flexion trois points (Figure 5.3) en suivant un tracé de chargement particulier : un premier chargement jusqu'à 20 kN, ensuite un premier déchargement, ensuite à nouveau un chargement jusqu'à 30 kN, puis un second déchargement, et enfin un chargement jusqu'à la ruine de la poutre (Figure 5.4).

Afin de dissocier les échelles de comportement ainsi que les éventuelles dissymétries, nous avons réalisé une étude aux échelles globale et locale : l'analyse globale, par la mesure des champs de déplacement à différents endroits de la poutre, et l'analyse locale par la distribution des courbures le long des poutres ainsi que par la progression des fissures.

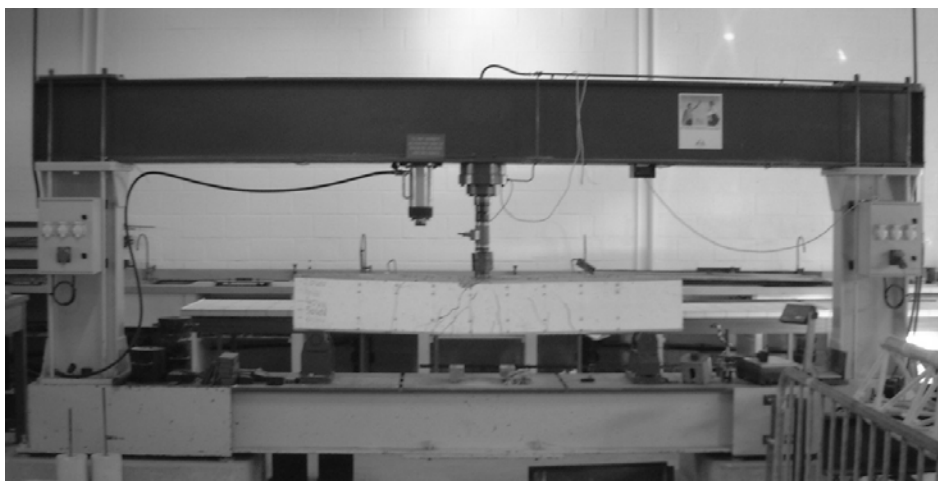


Figure 5.3. Photo représentant le dispositif de chargement.

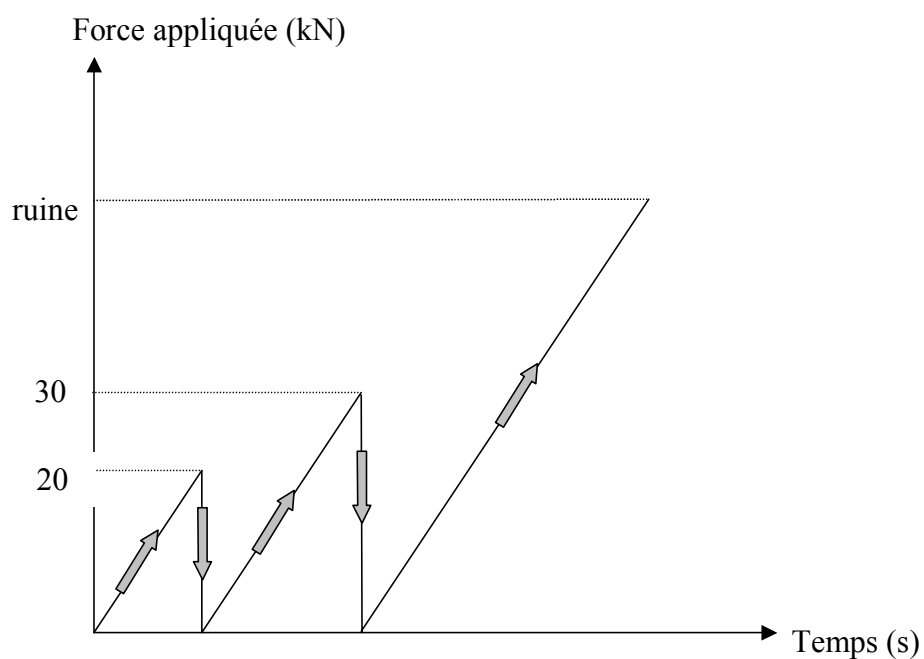


Figure 5.4. Type de chargement effectué sur les différentes poutres.

V.A.3 Dispositif d'étude du comportement mécanique.

V.A.3.1 Dispositif pour l'analyse globale.

Chaque poutre a été soumise à un chargement défini figure 5.4. Comme la répartition des tubes PVC supprimant l'adhérence est dissymétrique, les mesures de déplacement n'ont pas été effectuées uniquement à mi-portée (Figure 5.5). Des comparateurs ont donc été placés en trois positions, au centre (C), à 40 cm à gauche du centre (C-40 cm) et à 40 cm à droite du centre (C+40).

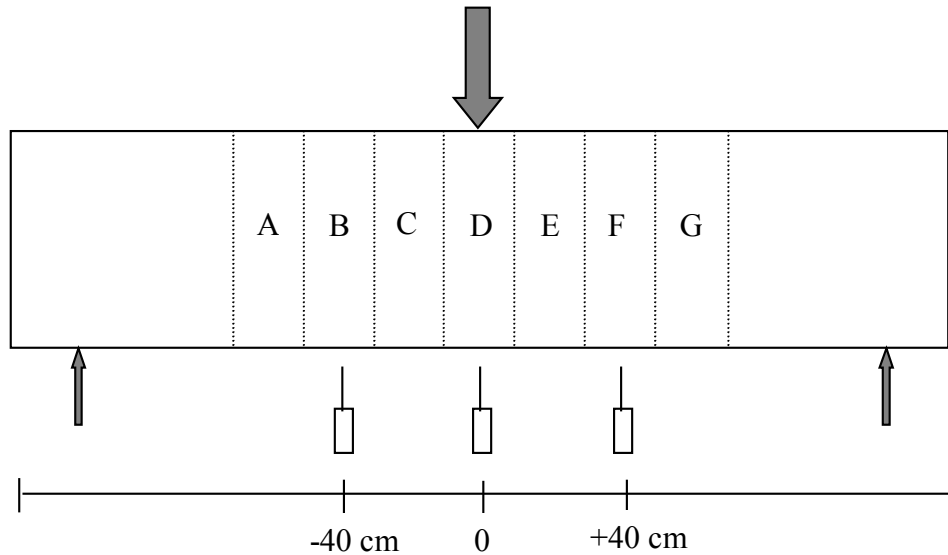


Figure 5.5. Emplacement des comparateurs pour la mesure des déplacements.

V.A.3.2 Dispositif pour l'analyse locale.

L'étude du comportement local a consisté d'une part à relever l'état de fissuration des poutres au cours de l'évolution du chargement. Le déplacement relatif de plusieurs sections droites réparties le long des poutres a été évalué à l'aide d'un déformètre à billes (Figure 5.6), permettant ainsi de déterminer la distribution des courbures locales le long des poutres. Pour cela, plusieurs billes ont été collées sur une face de chaque poutre (figure 5.7) de manière à avoir 7 bases désignées de A à G. Sur chaque intervalle, 4 rangées de billes sont réparties de la manière suivante : 2 en partie comprimée et 2 en partie tendue. Nous avons effectué les mesures pour les différentes étapes du chargement comme définis figure 5.4.

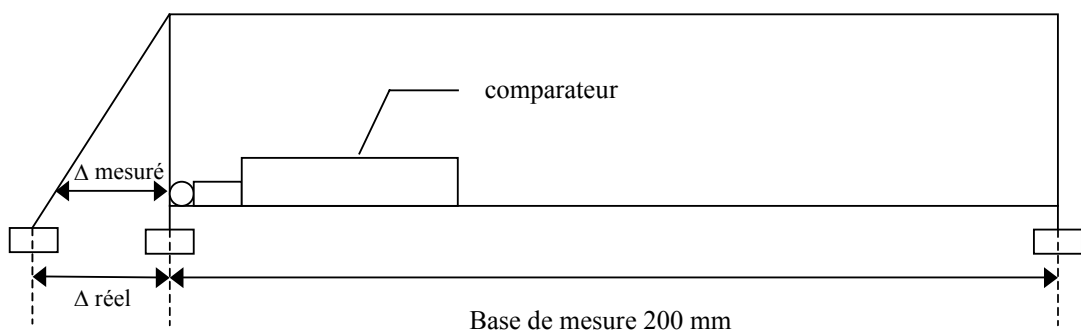


Figure 5.6. Schéma simplifié du déformètre à billes.

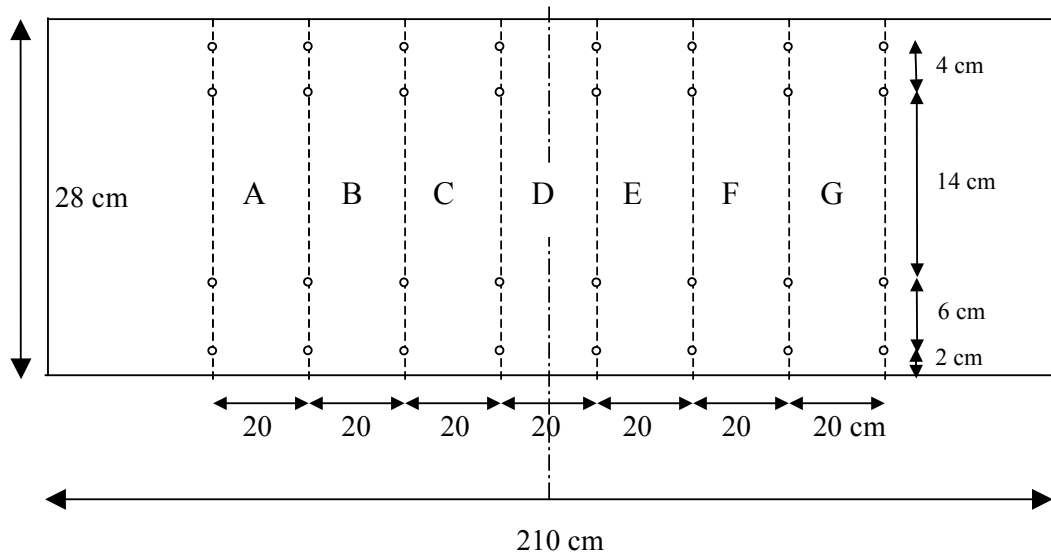


Figure. 5.7. Positon des billes et des différents intervalles de mesure (A-G).

Le déformètre à bille permet de mesurer l'allongement ou le raccourcissement de la distance entre les billes de deux bases et de calculer les déformations moyennes de l'intervalle considéré. La courbure pour chaque intervalle et pour les différents points de chargement a ensuite été déterminée en traçant la droite corrélant le mieux les quatre déformations mesurées sur la hauteur de la poutre (Figure 5.8). L'expérience montre que l'incertitude sur la mesure des déformations est d'environ $\pm 15 \mu\text{m/m}$.

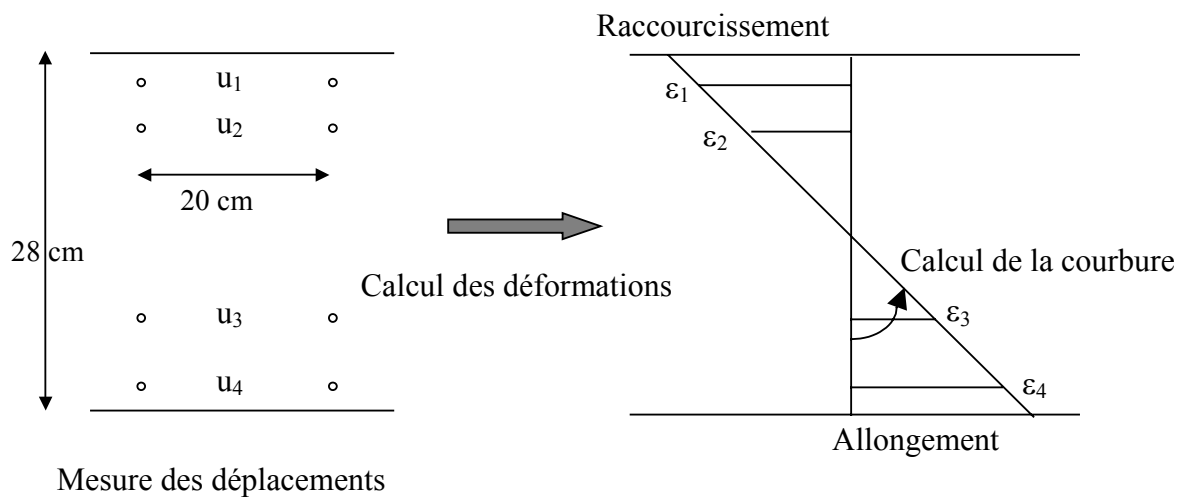


Figure. 5.8. Détermination expérimentale des courbures.

V.A.4 Etude du comportement mécanique des poutres.

L'étude des comportements global (champs de déplacement le long des poutres) et local (distribution des courbures) des corps d'épreuve a été réalisée.

V.A.4.1 Etude du comportement mécanique global.

V.A.4.1.a Poutre TEMOIN.

Les résultats de la poutre TEMOIN montrent un comportement classique d'essai de flexion simple de poutres en béton armé (Figure 5.9). Les courbes correspondant aux points C-40 et C+40 sont présentées figure 5.10. Le profil des courbes est conforme au profil de fissuration de la poutre (Figure 5.11). La charge de fissuration est évaluée à 18 kN et la fissuration se développe pour les faibles charges en partie centrale.

A partir de 40 kN, nous observons l'apparition de fissures inclinées dans les parties proches des appuis, typique d'une fissuration d'effort tranchant. La charge de plastification est de 65 kN. La ruine intervient par plastification des armatures tendues suivie de l'écrasement du béton en partie comprimée pour une charge de 72 kN.

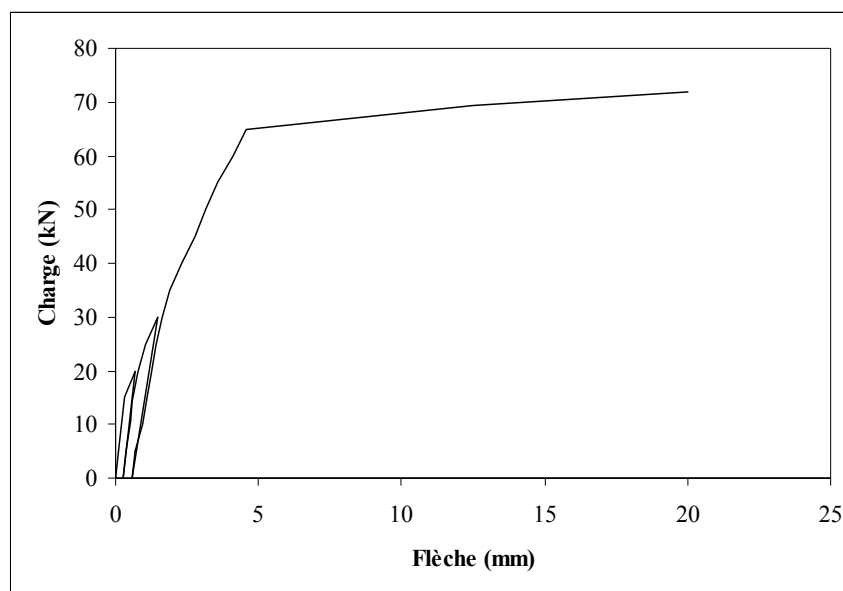


Figure. 5.9. Evolution de la courbe charge-flèche à mi-poutre (C) TEMOIN.

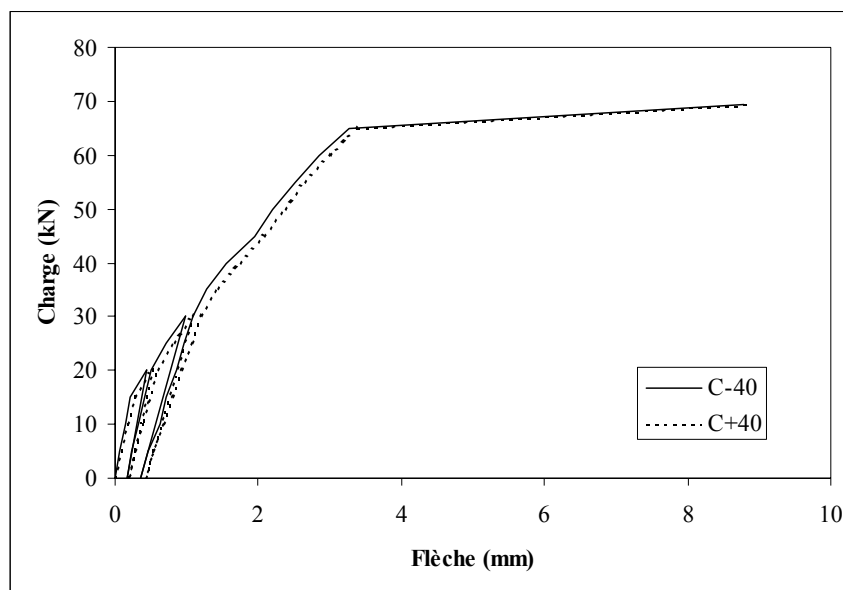


Figure. 5.10. Evolution de la courbe charge-flèche pour la poutre TEMOIN, position C±40.

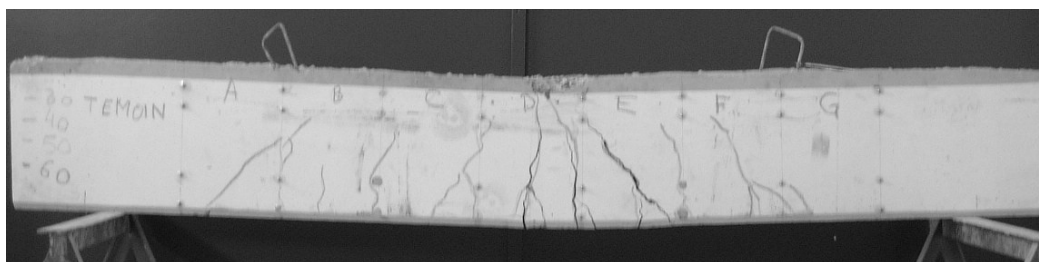


Figure. 5.11. Faciès de fissuration de la poutre TEMOIN.

V.A.4.1.b Poutre ADHCE.

La poutre ADHCE est privée d'adhérence en partie centrale. La courbe charge-flèche à mi-poutre est présentée figure 5.12, celles correspondant aux points distants de plus ou moins 40 cm du centre sur la figure 5.13. La fissuration est précoce, autour de 5 kN à ± 10 cm du centre de la poutre (Figure 5.14). Ceci s'explique par l'absence d'adhérence localisée dans la partie centrale. A partir de 40 kN, apparaissent les premières fissures dues à l'effort tranchant. Aucune autre fissure de flexion n'est apparue dans la partie non adhérente.

La charge de plastification est de 65 kN. La ruine est intervenue par plastification des armatures tendues conjointement à une large ouverture de fissure de flexion à C-10 cm entraînant un écrasement du béton en zone comprimée pour une charge de 67,4 kN.

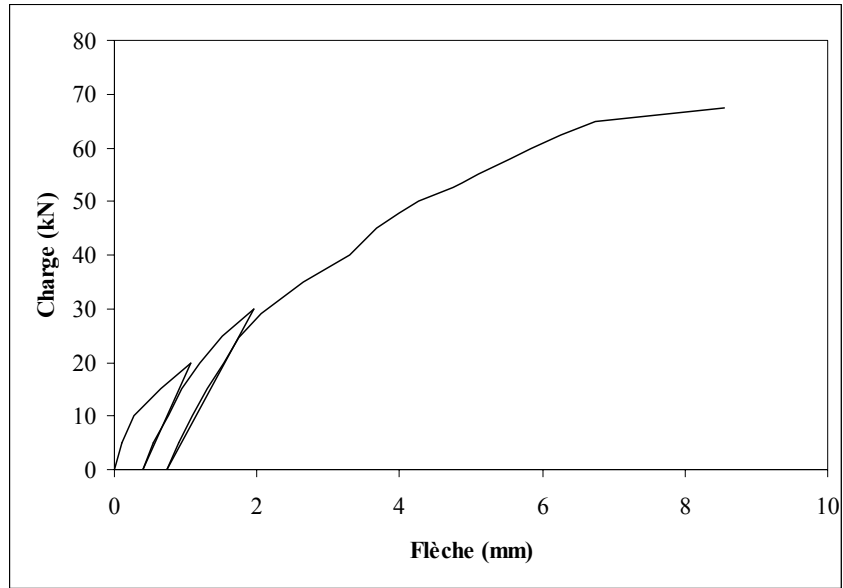


Figure. 5.12. Evolution de la courbe charge-flèche à mi-poutre (C) ADHCE.

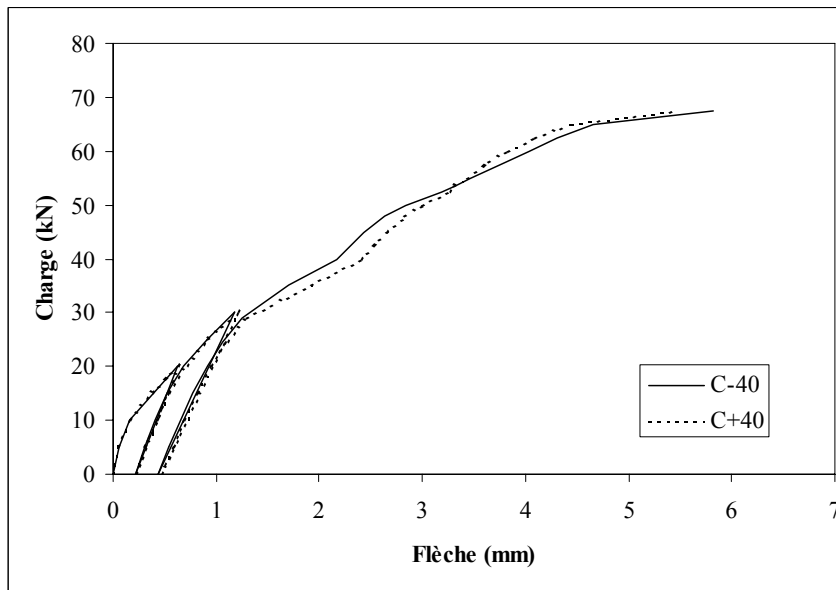


Figure. 5.13. Evolution de la courbe charge-flèche pour la poutre ADHCE, position C±40.

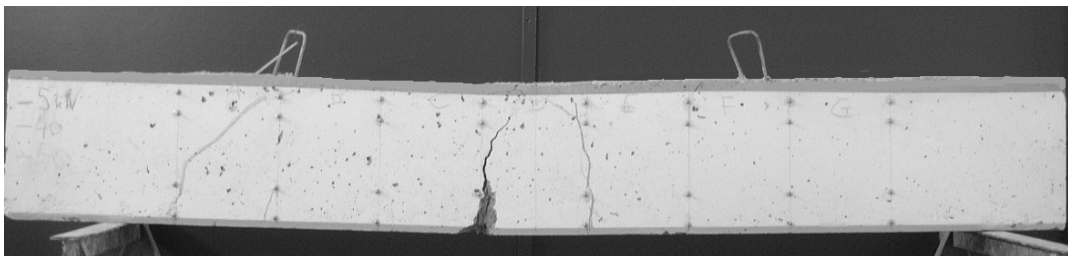


Figure. 5.14. Faciès de fissuration de la poutre ADHCE.

V.A.4.1.c Poutre ADHTO.

La poutre ADHTO est privée d'adhérence sur toute la longueur des armatures tendues. La courbe charge-flèche à mi-poutre est présentée figure 5.15, celles correspondant aux points éloignés de plus ou moins 40 cm du centre sur la figure 5.16. La fissuration est précoce, autour de 8 kN à entre 0 et +10 cm du centre de la poutre (Figure 5.17). La perte d'adhérence provoque une fissuration précoce, et la valeur de la charge de fissuration est modifiée conformément à la valeur de la résistance en traction du béton qui est diminué par les conditions d'essais.

La rigidité de la partie gauche est inférieure à celle de la partie droite, car le réseau de fissuration est légèrement plus développé dans la zone comprise entre C-10 cm et C-30 cm (Figure 5.16). La charge de plastification est de 53,7 kN. La ruine est obtenue à 57,1 kN par plastification des armatures tendues, suivie de l'écrasement du béton comprimé. Lors de la rupture, un éclatement du béton est apparu au niveau d'un crochet d'ancrage dû au fait que celui-ci était vertical au lieu d'être incliné vers l'intérieur de la poutre (Figure 5.17)

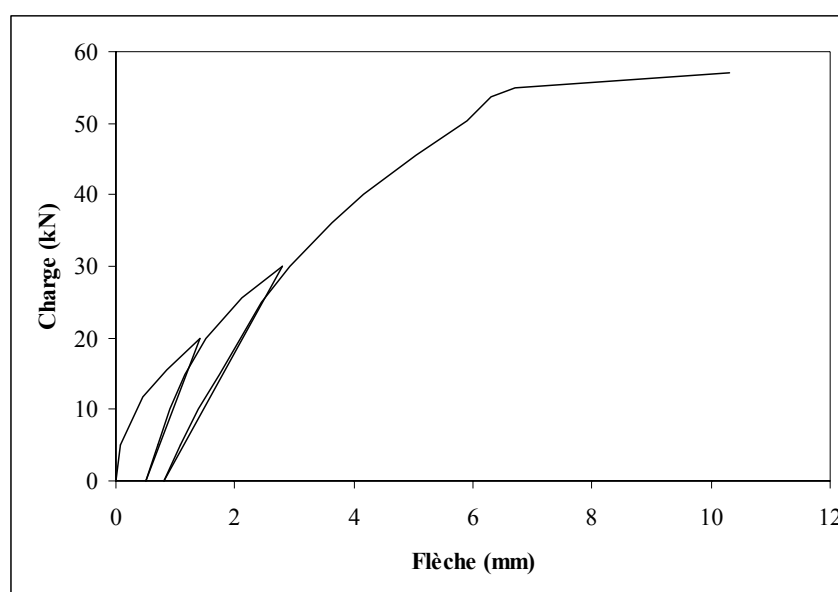


Figure. 5.15. Evolution de la courbe charge-flèche à mi-poutre (C) ADHTO.

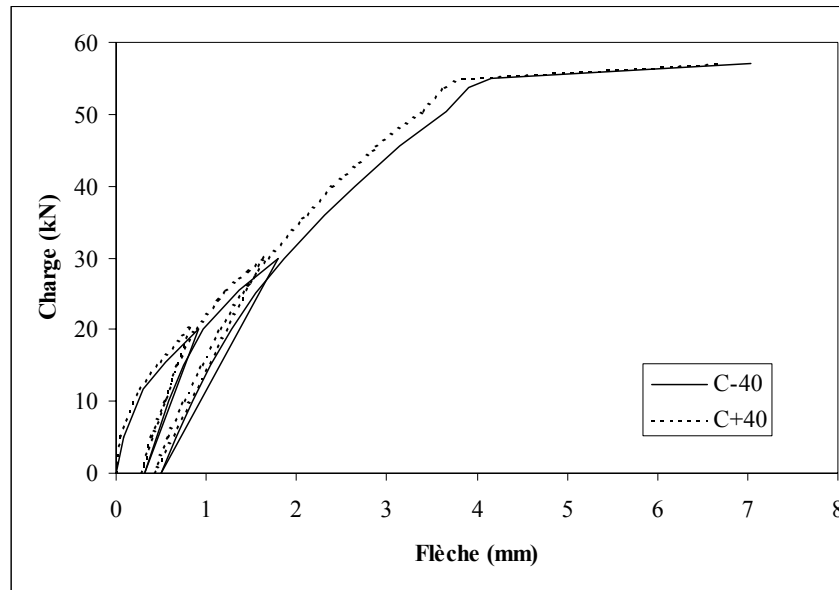


Figure. 5.16. Evolution de la courbe charge-flèche pour la poutre ADHTO, position C±40.

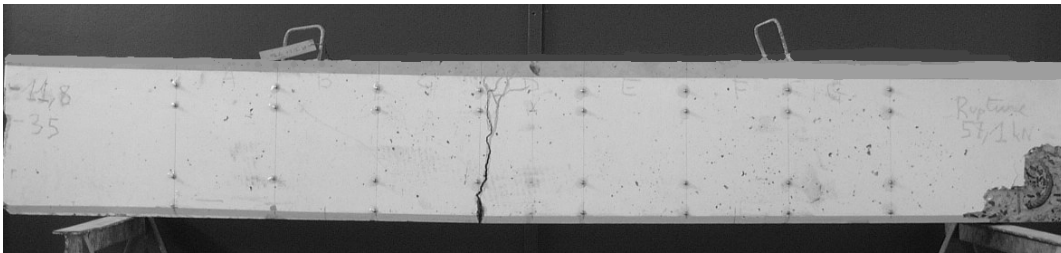


Figure. 5.17. Faciès de fissuration de la poutre ADHTO.

V.A.4.1.d Poutre ADHAP.

La poutre ADHAP est privée d'adhérence sur une longueur de 60 cm proche d'un l'appui. La courbe charge-flèche à mi-poutre est présentée figure 5.18, celles correspondant aux points distants de plus ou moins 40 cm du centre sur la figure 5.19. La fissuration apparaît pour une charge de 17 kN dans la partie non adhérente près de l'appui (partie gauche de la figure 5.20). A partir de 25 kN, il se forme une fissure de flexion en partie centrale. Autour de 45 kN, apparaissent des fissures dues à l'effort tranchant sur la partie adhérente de la poutre (partie droite). Sur la zone non adhérente, une seule fissure correspondant à la fissure d'origine se développe.

Nous pouvons constater que la rigidité à -40 cm est inférieure à celle à +40 cm du fait de l'absence d'adhérence dans la partie gauche. Lors du déchargement après le palier de 20 kN,

la flèche résiduelle du coté de la fissure est supérieure à celle du coté non fissuré (Figure 5.19) : l'endommagement de la zone non adhérente est supérieur à l'endommagement de la zone adhérente.

La charge de plastification intervient à 62,5 kN. La ruine de la poutre par plastification des armatures tendues suivie d'un écrasement du béton comprimé, intervient pour une charge de 75,1 kN.

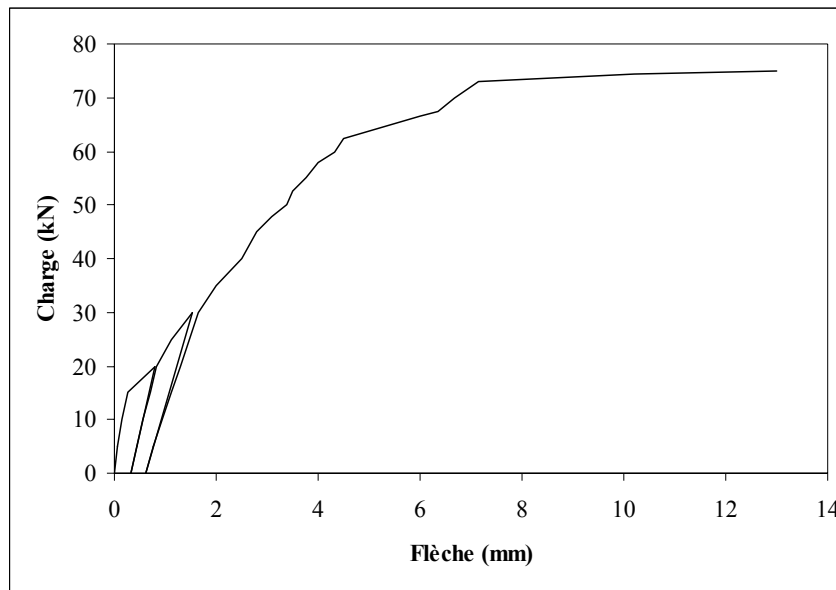


Figure. 5.18. Evolution de la courbe charge-flèche à mi-poutre (C) ADHAP.

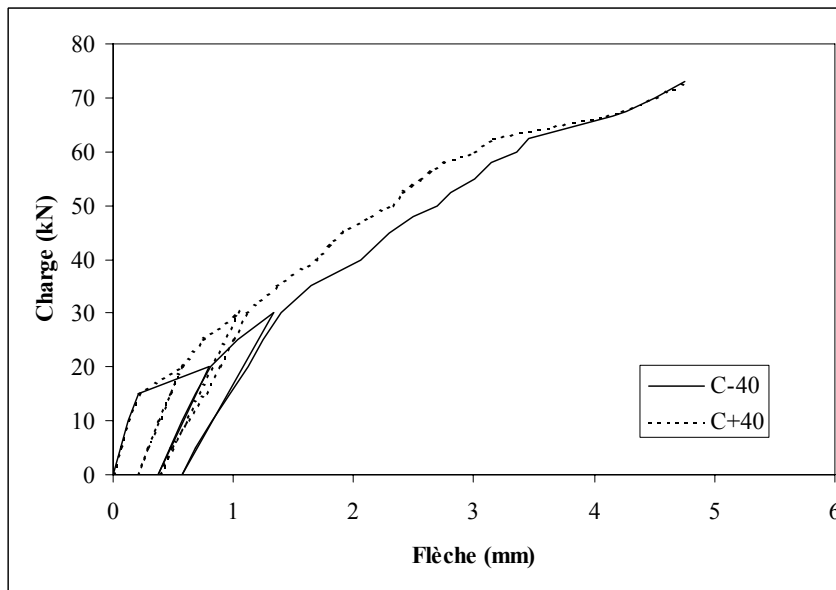


Figure. 5.19. Evolution de la courbe charge-flèche pour la poutre ADHAP, position C±40.

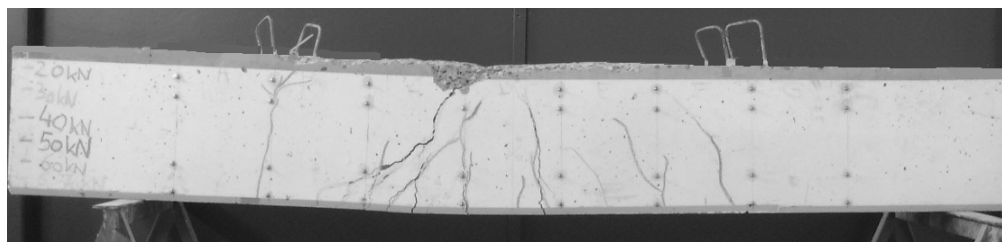


Figure. 5.20. Faciès de fissuration de la poutre ADHAP.

V.A.4.1.e Comparaison des résultats de l'analyse globale.

La figure 5.21 reprend les résultats des courbes charge-flèche pour les différents essais réalisés. Les principales informations relatives à ces courbes sont présentées dans le tableau 5.2.

Une perte d'adhérence en partie centrale provoque une fissuration très précoce, notamment pour les essais sur ADHCE et ADHTO, ce qui entraîne une perte de rigidité très importante par rapport à la poutre TEMOIN. Pour la poutre privée d'adhérence près de l'appui (ADHAP), la perte de rigidité est très faible par rapport à la poutre TEMOIN. En effet, la zone privée d'adhérence est peu sollicitée en flexion. La charge de fissuration est d'ailleurs sensiblement égale à celle de la poutre TEMOIN.

D'autre part, la perte d'adhérence près d'un appui n'entraîne pas de modification sensible sur le comportement global. Les valeurs de charge de plastification et de ruine sont équivalentes pour les poutres TEMOIN et ADHTO.

Par contre, lorsque la poutre est privée d'adhérence en partie centrale (ADHCE) la perte de charge est de 6.3 %, cette valeur passe à 20 % pour la perte d'adhérence généralisée (ADHTO). Parallèlement il est intéressant de noter l'augmentation de la flèche par rapport à la poutre TEMOIN, pour une charge de 30 kN. Pour la poutre ADHAP, l'augmentation est de 2%, elle est de 28% pour la poutre ADHCE, et de 81% pour la poutre ADHTO.

Ces différents résultats montrent l'importance du facteur adhérence dans le comportement. Une perte d'adhérence généralisée sera plus néfaste qu'une perte d'adhérence localisée. Il reste à évaluer l'équivalence en terme de pourcentage de corrosion pour les essais effectués par rapport à une corrosion naturelle ou accélérée.

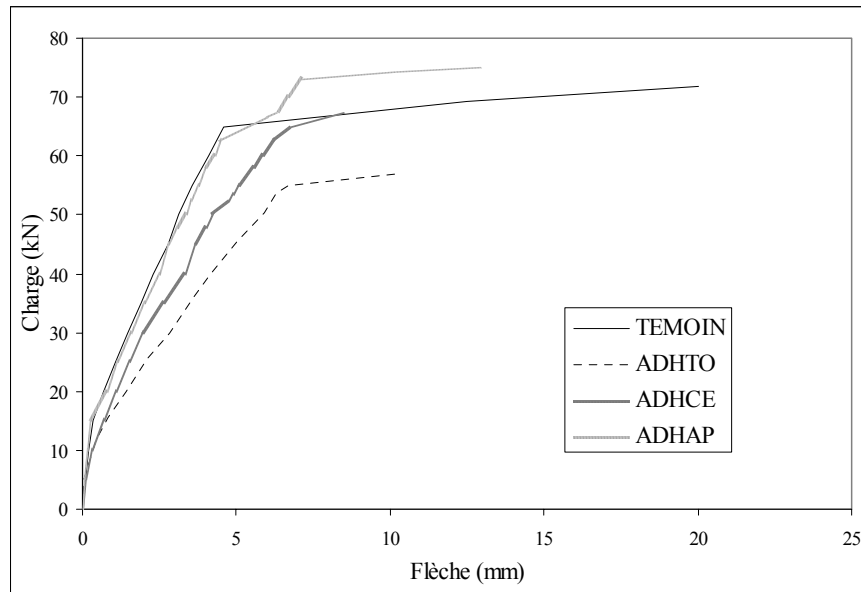


Figure. 5.21. Evolution des courbes charge-flèche enveloppes pour tous les essais effectués pour une mesure de flèche à mi-poutre (C).

Poutre	Charge de fissuration (kN)	Charge de plastification (kN)	Charge de ruine (kN)	Mode de ruine	Flèche à 30 kN (mm)
TEMOIN	18	65	72	Plastification des armatures + écrasement du béton comprimé	1,61
ADHCE	5	65	67,4		2,06
ADHTO	8	53,7	57,1		2,92
ADHAP	17	62,5	75,1		1,65

Tableau. 5.2. Grandeurs caractéristiques du comportement global.

Le tableau 5.3 présente l'évolution des flèches résiduelles pour chaque essai après les deux déchargements faits à 20 et 30 kN. Ces résultats sont intéressants pour apprécier l'irréversibilité et l'état d'endommagement des poutres.

Les résultats de la poutre ADHCE montrent une légère augmentation des flèches par rapport à la poutre TEMOIN à mi-portée (C), ce phénomène étant entraîné par la suppression de l'adhérence dans la partie centrale. Les valeurs à $C\pm 40$ ne sont pas très significatives de l'irréversibilité. La comparaison est identique pour la poutre ADHTO, avec un phénomène

légèrement amplifié. L'augmentation de la taille de la zone privée d'adhérence en est la raison. Pour la poutre ADHAP, il est intéressant de noter que la modification la plus significative se situe dans la partie correspondant à la suppression d'adhérence (C-40 cm), tandis que les deux autres valeurs ne sont pas très modifiées par rapport à la poutre TEMOIN.

Poutre	Flèche résiduelle après 20 kN (mm)			Flèche résiduelle après 30 kN (mm)		
	C-40	C	C+40	C-40	C	C+40
TEMOIN	0,16	0,25	0,19	0,36	0,56	0,41
ADHCE	0,21	0,40	0,22	0,43	0,74	0,47
ADHTO	0,31	0,50	0,27	0,50	0,80	0,41
ADHAP	0,37	0,33	0,20	0,58	0,63	0,39

Tableau. 5.3. Flèches résiduelles après chaque déchargement à 20 et 30 kN.

V.A.4.2 Etude du comportement mécanique local.

L'évolution des courbures pour chaque essai est présentée figure 5.23. Sur chaque courbe figurent les cinq mesures correspondant respectivement au palier de 20 kN, au premier déchargement, au palier de 30 kN, au second déchargement, puis à la charge de 40 kN.

Nous retrouvons bien les mêmes rigidités et irréversibilités dans les profils de courbures que précédemment. Les valeurs les plus fortes sont obtenues pour les poutres ADHTO et ADHCE suivant une évolution à peu près similaire aux grandeurs globales. Pour les poutres ADHAP et TEMOIN les valeurs des courbures sont sensiblement identiques sauf dans la zone non adhérente de la poutre ADHAP.

La variation des courbures le long de la poutre est conforme aux faciès de fissuration. La poutre ADHAP présente une fissure importante au niveau de l'appui. La courbure dans cette zone s'en trouve nettement augmentée par rapport aux autres zones de la poutre. La poutre ADHTO présente quant à elle une fissure très importante au centre de la poutre. Nous relevons un pic de courbure dans cette zone. La poutre ADHCE présente deux fissures relativement importantes de part et d'autre du milieu de la poutre. Les courbures sont également nettement supérieures dans cette zone.

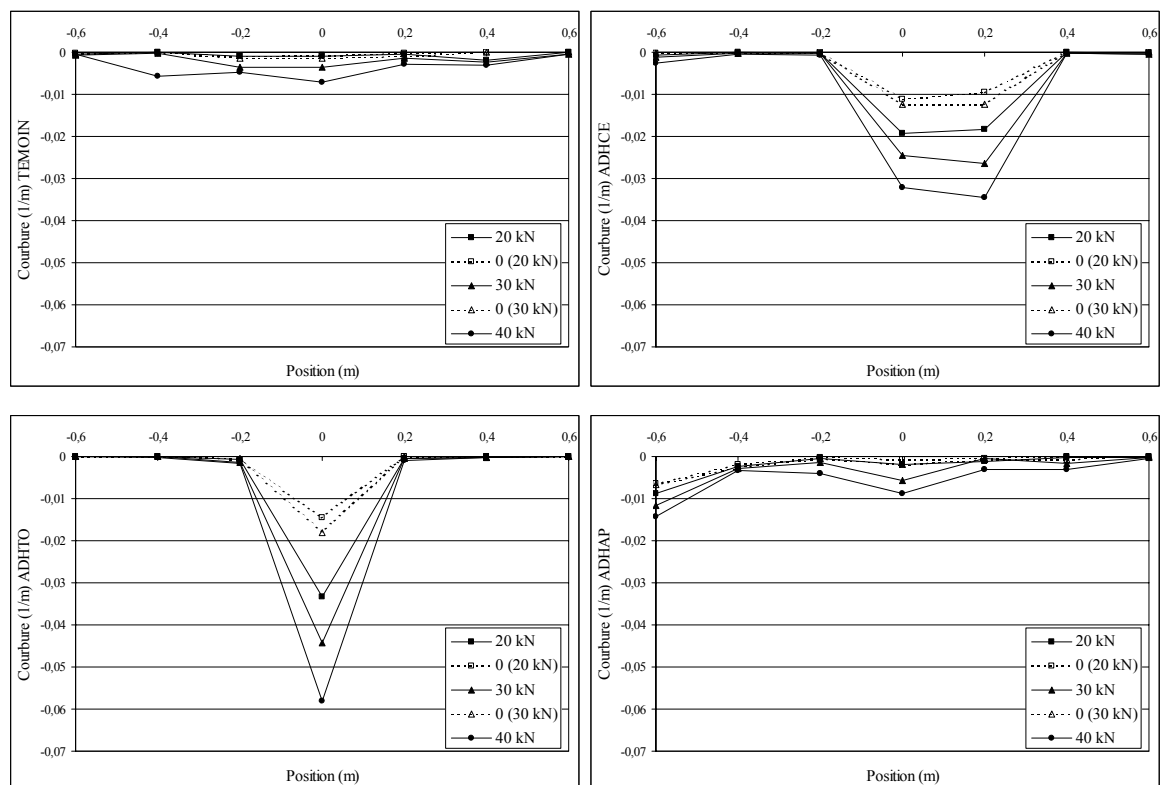


Figure. 5.22. Profil des courbures au cours du chargement pour chaque essai.

V.A.4.3 Conclusion de la partie expérimentale.

Cette étude expérimentale a permis d'apprécier l'effet de la perte d'adhérence. Pour la charge de ruine, nous avons pu remarquer que la perte de charge est plus importante croît avec la taille de la zone dépourvue d'adhérence. Un comportement identique est observé également pour les flèches correspondant à une charge de 30 kN. Plus la zone non adhérente s'étend, plus cette flèche est importante. Diminuer l'adhérence près d'un appui ne modifie pas sensiblement le comportement global de la poutre

La perte d'adhérence étant supposée totale en raison du dispositif utilisé (tube PVC), il paraît intéressant de pouvoir quantifier cette perte d'adhérence en fonction d'un pourcentage de corrosion donné. L'élément « rouille » employé au chapitre IV sera utilisé dans la suite pour mener à bien cette opération.

V.B Etude par éléments finis du comportement mécanique de poutres privées d'adhérence.

L'objectif de cette étude est de quantifier par le calcul la perte d'adhérence simulée dans les essais expérimentaux et d'examiner à partir de quel pourcentage de corrosion l'adhérence acier-béton peut être considérée comme résiduelle. Nous allons effectuer un calcul par éléments finis en utilisant le type d'élément validé dans le chapitre IV.

V.B.1 Présentation des essais.

Pour retrouver les conditions des essais expérimentaux, nous allons considérer uniquement une corrosion par perte d'adhérence, donc sans perte de section. Pour cela nous introduisons les éléments « rouille » (cf. II.C.1) avec un certain pourcentage de corrosion, nous modifions les propriétés mécaniques de l'élément d'interface en fonction de ce pourcentage de corrosion (sans perte de section). Les conditions d'essais et les propriétés mécaniques des matériaux sont définies dans la partie expérimentale (cf. V.A.1). Les degrés de corrosion utilisés dans la simulation seront respectivement égaux à 10,20,30,40,60 et 80%.

V.B.2 Etude par éléments finis du comportement mécanique des poutres.

Les résultats des calculs par éléments finis analysés sont des grandeurs globales (courbe charge-flèche), ainsi que des grandeurs locales (courbures).

V.B.2.1 Etude du comportement mécanique global.

V.B.2.1.a Poutre TEMOIN.

Les résultats des essais sur la poutre TEMOIN sont présentés figure 5.23. Les courbes sont proches l'une de l'autre. Dans la suite, les résultats mentionnées avec « EXP » seront les résultats expérimentaux, et avec « FEM » les résultats obtenus par la méthode des éléments finis.

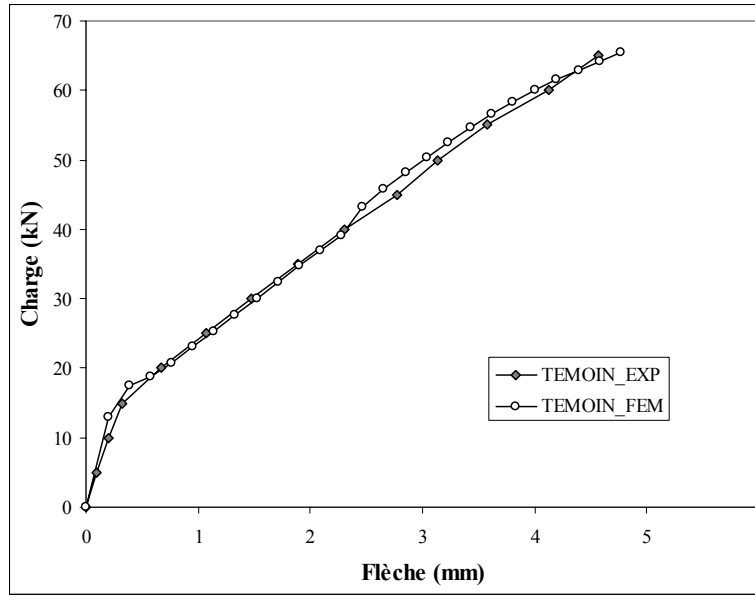


Figure. 5.23. Comparaison des courbes charge-flèche, poutre TEMOIN.

V.B.2.1.b Poutre ADHCE.

Les résultats des essais sur la poutre ADHCE sont présentés figure 5.24. Les résultats correspondant à une perte d'adhérence par corrosion de 20 à 40 % sont les plus proches de la courbe expérimentale. La courbe 10% est systématiquement au-dessus de la courbe expérimentale, tandis que la courbe 80 % est systématiquement en dessous pour des valeurs de flèches supérieures à 5 mm. La courbe 60 % est relativement éloignée de la courbe expérimentale, mais s'en approche pour les flèches les plus élevées.

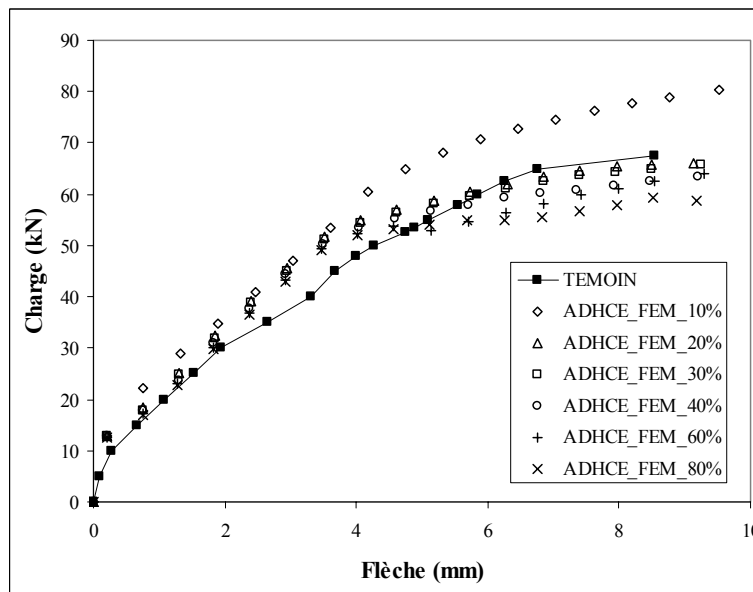


Figure. 5.24. Comparaison des courbes charge-flèche, poutre ADHCE

V.B.2.1.c Poutre ADHTO.

Les résultats des essais sur la poutre ADHTO sont présentés figure 5.25. Les courbes les plus proches de la courbe expérimentale correspondent aux corrosions de 30 et 40 %. La courbe 20 % surestime un peu la courbe expérimentale, et comme pour ADHCE, la courbe 10 % est nettement au-dessus. Par contre les courbes correspondant à 60 et 80 % sont nettement en dessous de la courbe expérimentale. La courbe 80 % s'en approche pour les flèches les plus élevées.

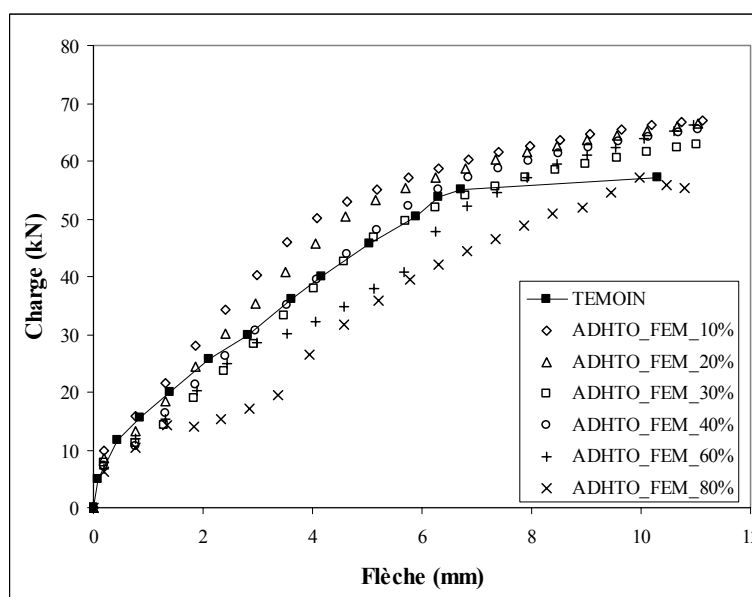


Figure. 5.25. Comparaison des courbes charge-flèche, poutre ADHTO

V.B.2.1.d Poutre ADHAP.

Les résultats de la poutre ADHAP sont présentés figure 5.26. Dans ce cas, toutes les courbes se situent sous la courbe expérimentale. Nous pouvons remarquer sur cette figure que l'amplitude des courbes n'est pas très importante comparée aux amplitudes des courbes correspondant à ADHCE et ADHTO. Nous avons remarqué sur les résultats expérimentaux que la perte d'adhérence excentrée avait peu d'influence sur les résultats, et le calcul par éléments finis rejoint cette observation. Ceci nous laisse à penser qu'une corrosion proche d'un appui en flexion centrée ne sera pas très néfaste pour la structure, du moins en terme de perte d'adhérence.

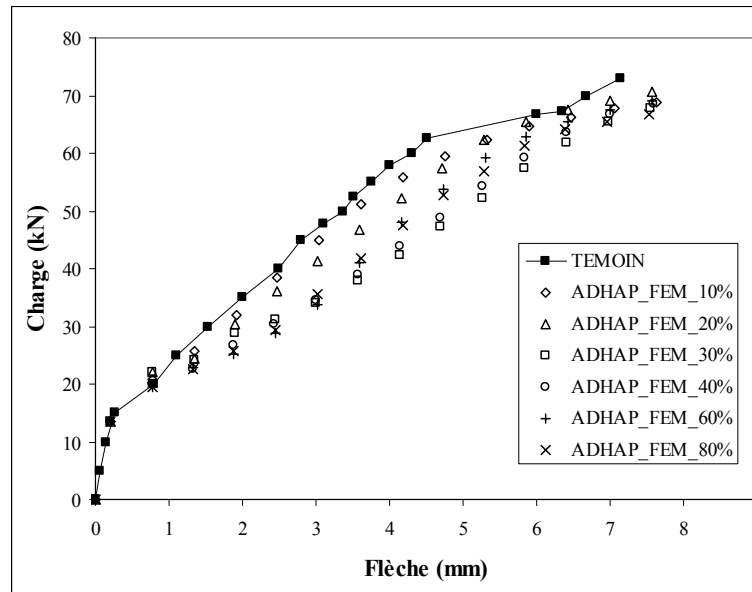


Figure. 5.26. Comparaison des courbes charge-flèche, poutre ADHAP

V.B.2.1.e Analyse pour le comportement global.

Ces différents résultats nous donnent quelques informations. La comparaison avec les poutres ADHCE et ADHTO montre que la perte d'adhérence entre l'acier et le béton peut être considérée comme totale à partir d'un pourcentage de corrosion compris entre 20 et 40 %. Ces résultats sont similaires à ceux retrouvés dans différentes études expérimentales [ALM 96, AML 99, ALS 90, CAB 96 LEE 96, STA 99]. Les résultats obtenus sur la poutre ADHAP laissent à penser qu'une perte d'adhérence proche d'un appui aura peu d'influence sur le comportement en flexion d'une poutre chargée à mi-portée.

V.B.2.2 Etude de l'influence de la perte de section et de la perte d'adhérence

Après avoir établi la relation entre la perte d'adhérence totale et le pourcentage de corrosion, nous allons préciser l'influence de la perte de section et de la perte d'adhérence sur le comportement global d'une poutre corrodée. Un calcul a été mené avec une perte d'adhérence importante (30%) et une perte de section équivalente.

Les figures 5.27, 5.28 et 5.29 présentent les comparaisons entre les essais par perte d'adhérence uniquement et les essais par perte d'adhérence et perte de section, respectivement pour les poutres ADHCE, ADHTO et ADHAP. Le tableau 5.4 reprend les différents résultats

obtenus, en précisant les charges ultimes et pourcentage de perte de charge ultime de chaque essai (PA et PA+PS).

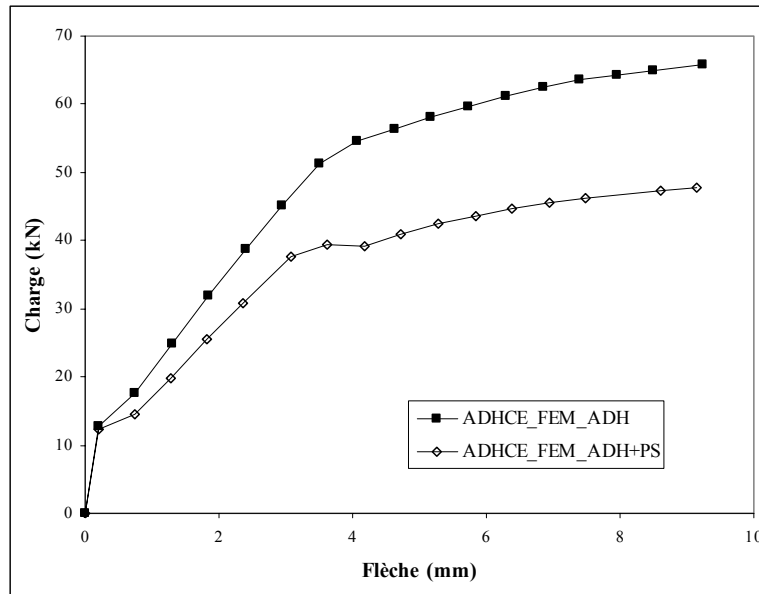


Figure. 5.27. Comparaison entre un essai de perte d'adhérence seule et un essai de perte d'adhérence et perte de section, poutre ADHCE.

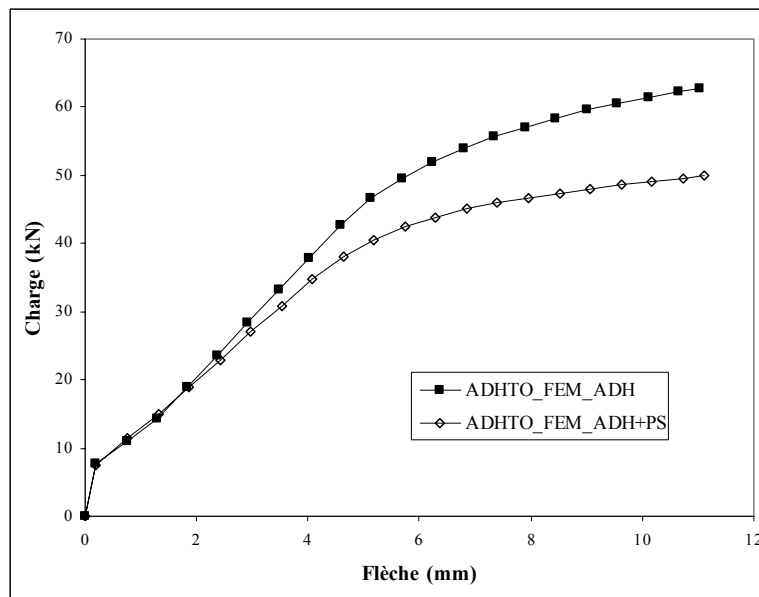


Figure. 5.28. Comparaison entre un essai de perte d'adhérence seule et un essai de perte d'adhérence et perte de section, poutre ADHTO.

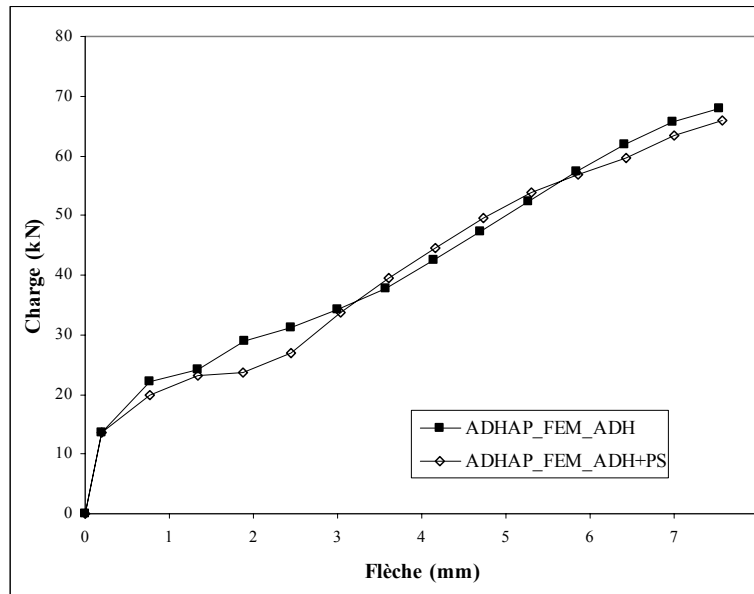


Figure. 5.29. Comparaison entre un essai de perte d'adhérence seule et un essai de perte d'adhérence et perte de section, poutre ADHAP.

	Charge (kN)		Perte de charge par rapport à l'essai TEMOIN (%)		
	Charge TEMOIN = 73				
	PA	PA+PS	PA	PA+PS	PS
ADHCE	65.7	47.7	10.0	34.6	24.6
ADHTO	62.8	49.8	13.9	31.8	17.9
ADHAP	67.9	65.9	6.9	9.7	2.8

Tableau. 5.4. Influence de la perte d'adhérence (PA) et de la perte de section (PS) en fonction de l'essai.

Les résultats du tableau 5.4 sont intéressants car ils permettent d'identifier l'influence de chaque paramètre. Pour une zone corrodée près d'un appui (essai ADHAP), l'influence globale de la corrosion n'est pas très significative car la perte de charge est seulement de 9.7%. Nous pouvons quand même remarquer que la perte d'adhérence (6.9%) a un rôle plus important que la perte de section (2.8%). Ce résultat est logique car la zone corrodée se situe dans une zone peu sollicitée de la poutre. Pour une corrosion développée au centre de la poutre (essai ADHCE), la perte de charge est importante (34.6%), la perte de section (24.6%) a dans ce cas un effet prépondérant par rapport à la perte d'adhérence (10.0%). Ceci s'explique par le fait que la zone corrodée est placée dans la zone d'influence du chargement

et que l'effet localisé de la corrosion induit une concentration de l'effort à l'endroit où la section est affaiblie. Dans le cas d'une corrosion étendue sur la totalité des armatures (ADHTO), la perte de charge est sensiblement égale à celle obtenue avec la corrosion centrée (31.8%), mais la perte d'adhérence a une influence plus importante (13.9%) et se rapproche de la part prise par la perte de section (17.9%). C'est intéressant car pour ce type de corrosion, le phénomène de concentration d'effort n'est plus aussi important que dans le cas d'une corrosion centrée, mais la dégradation de l'interface sur une zone plus étendue modifie la réponse en terme d'adhérence. La figure 5.30 récapitule les zones de poutres où l'influence de chaque paramètre est prépondérante : ainsi en cas de corrosion près d'un appui, la réponse globale est principalement affectée par la perte d'adhérence (PA). En partie centrale, c'est l'effet de la perte de section qui est prépondérant (PS). Pour une zone corrodée se situant entre la partie centrale et l'appui, l'influence de la perte d'adhérence et la perte de section est cumulée (PA+PS).

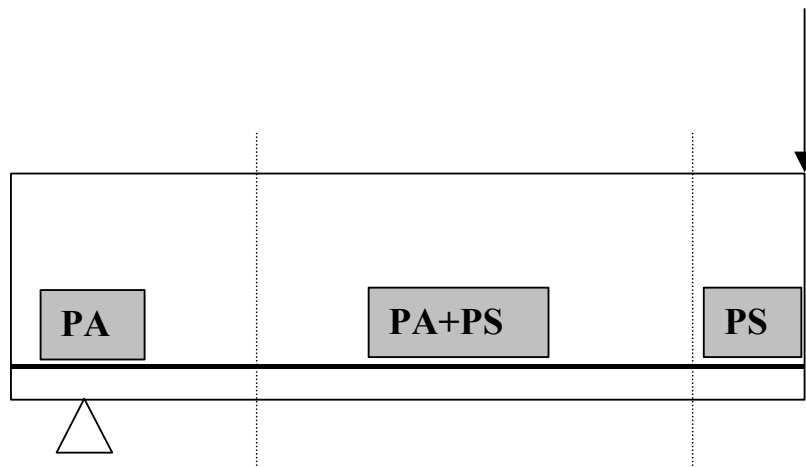


Figure. 5.30. Influence de la perte de section et la perte d'adhérence sur une demi poutre.

V.B.2.3 Etude du comportement mécanique local.

La figure 5.31 représente la comparaison entre l'expérimentation et la simulation numérique sur les courbures, évaluées pour une charge de 40 kN. Nous pouvons remarquer que la répartition des courbures est correctement représentée pour les poutres TEMOIN, ADHCE et ADHTO. Le décalage observé pour les poutres TEMOIN et ADHCE correspond au réseau de fissures observé non symétrique et s'explique par le fait que le calcul par éléments finis suppose une homogénéité des éléments de béton sur toute la structure ainsi

qu'une symétrie parfaite, contrairement aux poutres expérimentales. Pour la poutre ADHAP, nous ne retrouvons pas le pic de courbure obtenu pour une zone de perte d'adhérence proche de l'appui, mais nous avons une répartition des efforts tout au long de la poutre. Ceci peut s'expliquer par le type de fissuration utilisé dans la modélisation du béton. En effet l'approche par fissuration répartie n'induit pas de discontinuité géométrique sur la poutre, et donc c'est le chargement qui prédomine, d'où le pic de courbure au centre. Malgré l'absence de pic pour le calcul par éléments finis, la variation de l'aire sous les courbes n'est pas très importante : l'aire sous la courbe expérimentale est de 0,006 m/m, alors qu'elle est de 0,007 pour la courbe calculée (soit un écart de 16%). Comme dans le chapitre IV concernant la validation de l'approche simplifiée, l'intégration des courbures sur la longueur de la poutre explique que la simulation du comportement global est correct.

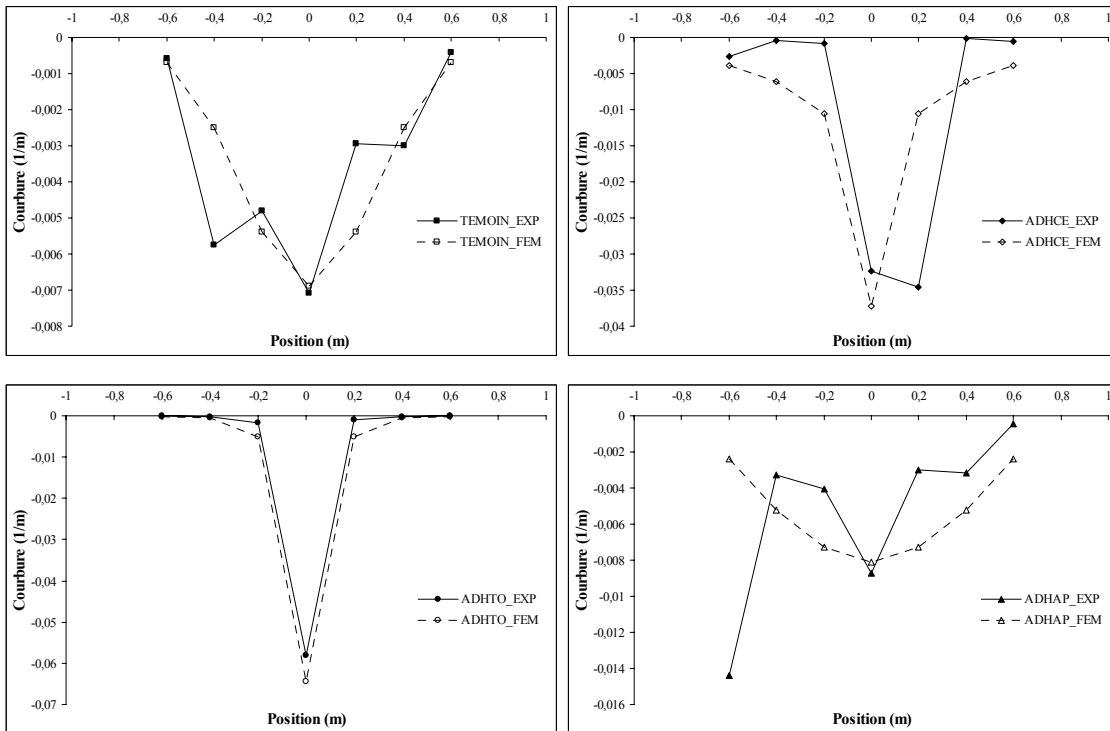


Figure. 5.31. Comparaison des courbures pour une charge de 40 kN.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons choisi d'analyser expérimentalement l'effet de la perte d'adhérence de poutres en béton armé. Nous avons étudié l'influence de la taille et de la position d'une zone d'armature tendue privée d'adhérence en l'entourant d'une gaine en plastique. Dans un second temps, nous avons réalisé un calcul par éléments finis utilisant l'élément « rouille » sans perte de section, afin de retrouver les résultats expérimentaux.

Ces essais nous ont permis d'établir une première cartographie de l'influence de la perte d'adhérence. L'augmentation de la taille de la zone dépourvue d'adhérence a un effet néfaste sur le comportement global des poutres. Par contre, le fait d'avoir une perte d'adhérence près d'un appui n'induit pas de modification notable du comportement global.

La comparaison des essais expérimentaux avec une analyse par éléments finis a permis de quantifier le pourcentage de corrosion à partir duquel l'adhérence est nulle ou du moins résiduelle. Une valeur se situant entre 20 et 40 % semble être représentative, comme le prouvent de nombreuses données expérimentales [ALM 96, AML 99, ALS 90, CAB 96 LEE 96, STA 99].

Une comparaison numérique entre des essais de perte d'adhérence uniquement et de perte d'adhérence associée à une perte de section ont permis d'identifier l'influence de chaque paramètre en fonction de l'emplacement de la zone corrodée. Globalement, une zone corrodée peu sollicitée ne sera pas néfaste pour la structure (perte de charge de 10% environ), et la perte d'adhérence jouera un rôle plus important que la perte de section. Cette tendance est inversée pour une zone de corrosion située dans la zone de chargement, et de plus la situation est beaucoup plus critique en terme de comportement (perte de charge d'environ 35%). En corrosion généralisée, la perte de charge reste très élevée (30% environ) et les effets de la perte d'adhérence et de la perte de section ont tendance à s'équilibrer.

A partir de ces résultats, il sera maintenant intéressant de simuler des cas plus variés en modélisant la corrosion « réelle », c'est à dire prenant en compte la perte de section et la perte d'adhérence. Ce sera l'objet du chapitre suivant. De nombreux essais de simulation par éléments finis seront réalisés afin d'étudier divers cas de corrosion. Les paramètres intégrés à l'étude seront la position de la zone corrodée, la taille de la zone corrodée, la position du point

de chargement de la flexion trois points, et le pourcentage de corrosion. Ces simulations seront effectuées en service dans un premier temps, puis à ruine ensuite. Les valeurs étudiées seront la perte de charge de service, l'allongement de la flèche en service, la charge de ruine et la flèche à ruine.

Chapitre VI. Simulations par éléments finis d'essais de flexion de poutres en béton armé corrodé.

Dans ce chapitre, nous avons réalisé des simulations avec l'élément « rouille ». Nous avons fait varier des paramètres relatifs à la corrosion, comme la taille et la localisation de la zone corrodée, mais aussi le pourcentage de corrosion. Le chargement a également été effectué en cinq points différents espacé de 200 mm à partir du centre de la poutre. L'étude est séparée en deux parties, la première concerne l'étude du comportement en service de la poutre, c'est à dire l'évolution de la perte de charge et de l'allongement de la flèche pour une charge de service calculé avec le BAEL et servant de base au calcul de la poutre témoin. Dans la seconde partie, nous avons effectué un calcul à ruine afin d'évaluer le comportement de la charge ultime et de la flèche à ruine.

INTRODUCTION

Nous utiliserons dans ce chapitre l'élément « rouille » validé précédemment afin d'étudier différents cas typiques de corrosion sur des poutres fléchies [DEK 03/2].

Sur des structures similaires à celles que nous avons déjà étudiées, nous faisons varier les paramètres relatifs à la corrosion et au chargement. Nous commençons d'abord avec le pourcentage de corrosion et la taille de la zone corrodée afin d'aller d'une corrosion localisée vers une corrosion généralisée. Nous modifions ensuite la position de la zone corrodée le long de la poutre. Nous étudions également l'influence du point d'application du chargement le long de la poutre. Ces essais ont deux objectifs. Dans un premier temps, il s'agit de cartographier l'influence de la corrosion en conditions de service, notamment sur la perte de charge par rapport à la charge de service et l'augmentation de la flèche par rapport à la flèche de service. Dans un second temps, il est intéressant d'étudier le comportement à ruine, notamment en terme de charge ultime et de flèche ultime.

VI.A Présentation des essais.

Les simulations ont été effectuées sur des poutres similaires à celles du LMDC de Toulouse [FRA 94, CAS 00] (cf. chapitre 4, IV.B.1). Pour le maillage et les conditions de calculs, nous avons conservé les mêmes hypothèses (Tableau 6.1 et Figure 6.1). Les différents cas de corrosion sont présentés dans le tableau 6.2. La figure 6.2 reprend le schéma d'un calcul type en fonction des paramètres du tableau 6.2.

	Béton						Acier				
Poutres	l mm	a mm	e mm	d mm	h mm	E_b GPa	f_c MPa	f_t MPa	ϕ mm	E_s GPa	f_y MPa
Toulouse	2800	1400	150	258	280	36	65,3	6,8	12	250	500

Tableau. 6.1. Paramètres utilisés pour le béton et l'acier.

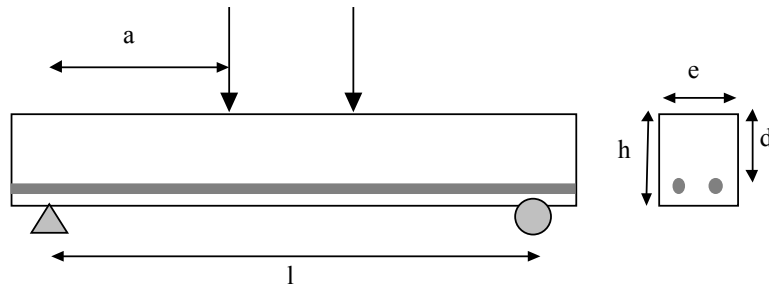


Figure. 6.1. Dimensions des poutres pour les simulations.

Paramètres	Valeurs							
Taille de la zone corrodée (p_1) (centrée) (mm)	100	200	300	400	500	600	1000	2000
Taille de la zone corrodée (p_1) (décentrée) (mm)	100		300			500		
Point d'application de la charge à partir du centre (p_2) (1500 mm)	0	-200	-400	-600	-800			
Position du centre de la zone corrodée à partir du centre (p_3)	0	-200	-400	-600	-800			
Corrosion (%)	5		10		15		20	

Tableau. 6.2. Paramètres utilisés pour les essais de simulation de corrosion.

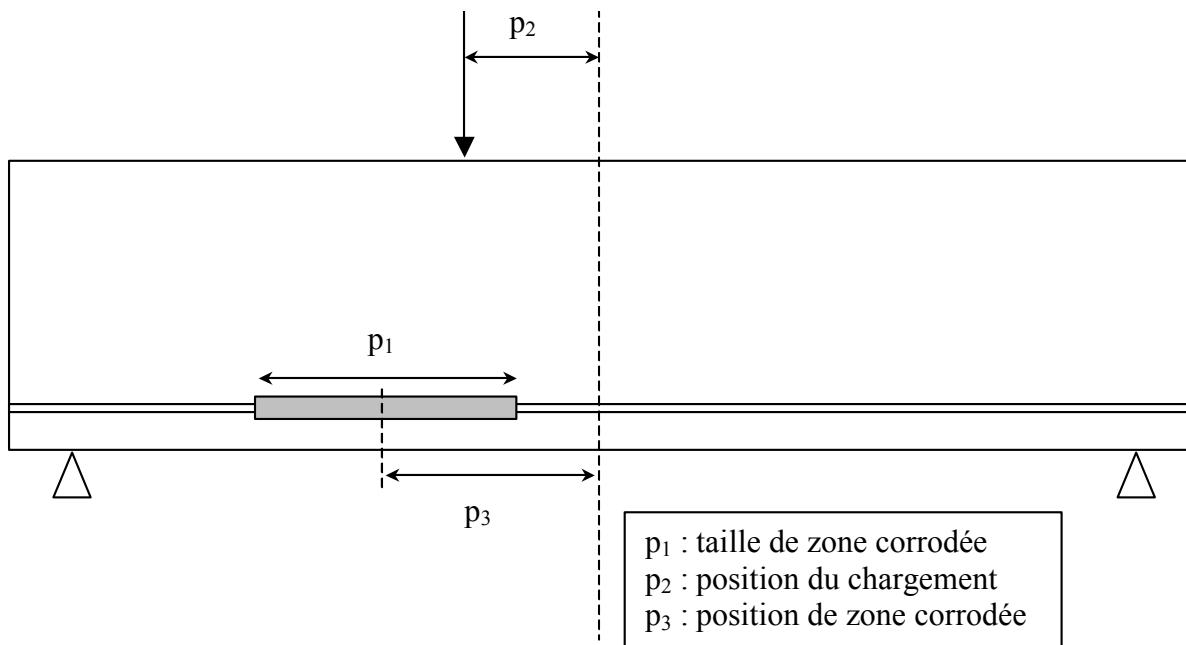


Figure. 6.2. Paramètres utilisés pour simuler les différents cas de corrosion.

VI.B Etude de l'influence de la corrosion sur une poutre en conditions de service.

Afin de pouvoir se rapprocher des conditions réelles de comportement des structures, nous avons étudié la réponse de poutres en béton armé soumises à la corrosion des armatures. La taille minimale de la zone corrodée a été limitée à 100 mm, car dans la pratique les mesures de corrosion ne permettent pas de détecter des zones plus réduites.

VI.B.1 Conditions de chargement.

Pour réaliser les simulations dans les conditions de service, nous avons déterminé la charge de service selon le BAEL [BAEL 91]. La valeur est de $F_{\text{ser}} = 19,2$ kN. Pour effectuer les simulations, nous avons considéré un phénomène de corrosion instantanée, et réalisé un calcul en deux étapes. Nous avons d'abord chargé nos poutres non corrodées jusqu'à la charge de service F_{ser} . Nous avons noté la flèche de service (u_{ser}) correspondante, puis avons introduit la corrosion, pratiqué un déchargement puis à nouveau rechargé jusque la charge de service, en notant la nouvelle flèche ($u_{\text{ser-c}}$) correspondant à la charge de service non corrodée, ainsi que la charge de l'essai corrodé ($F_{\text{ser-c}}$) correspondant à la flèche de service non corrodée (Figure 6.1).

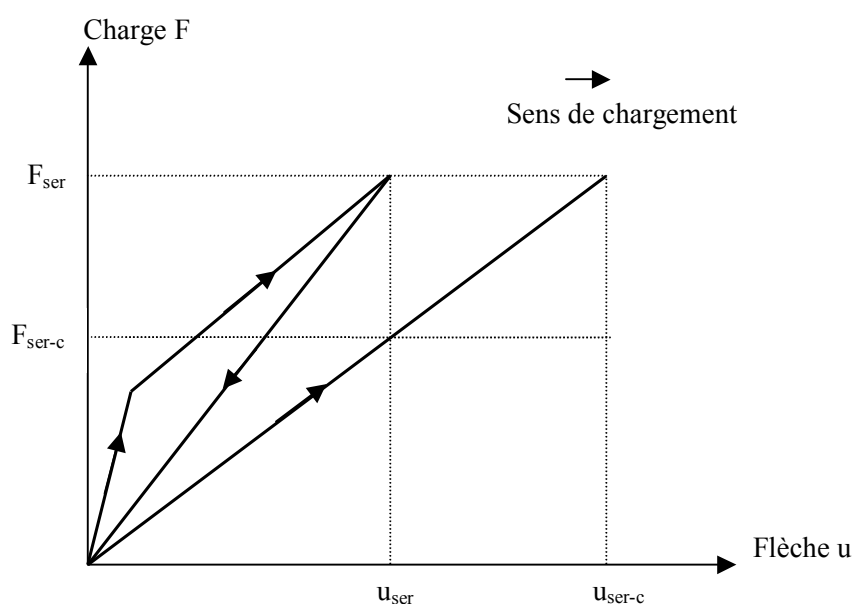


Figure. 6.3. Chargement pour l'étude du comportement global en service.

VI.B.2 Simulation en service pour une position centrée de la zone corrodée.

Nous allons présenter les résultats en terme de ratio par rapport aux résultats de la poutre non corrodée de la façon suivante :

$$\text{Ratio perte de charge} = \frac{F_{\text{ser}} - F_{\text{ser-c}}}{F_{\text{ser}}}$$

$$\text{Ratio allongement de flèche} = \frac{u_{\text{ser-c}} - u_{\text{ser}}}{u_{\text{ser}}}$$

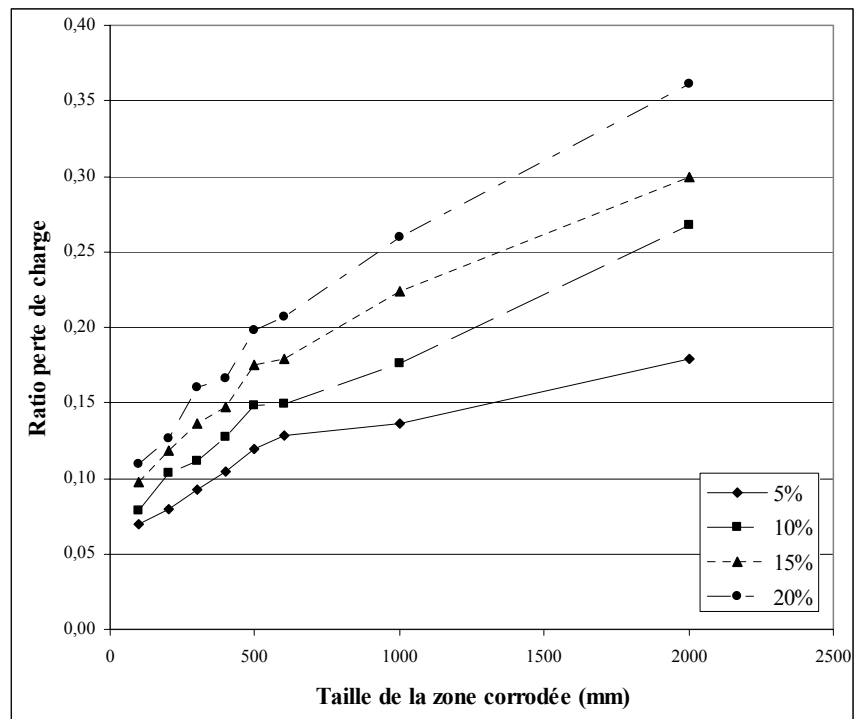


Figure. 6.4. Ratio perte de charge en fonction de la taille de zone corrodée.

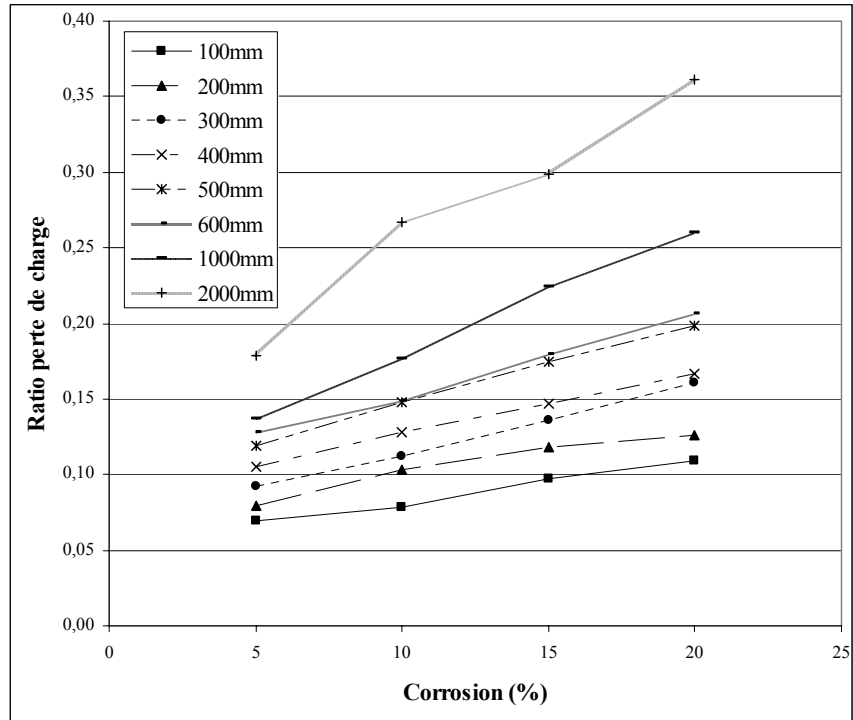


Figure. 6.5. Ratio perte de charge en fonction du pourcentage de corrosion.

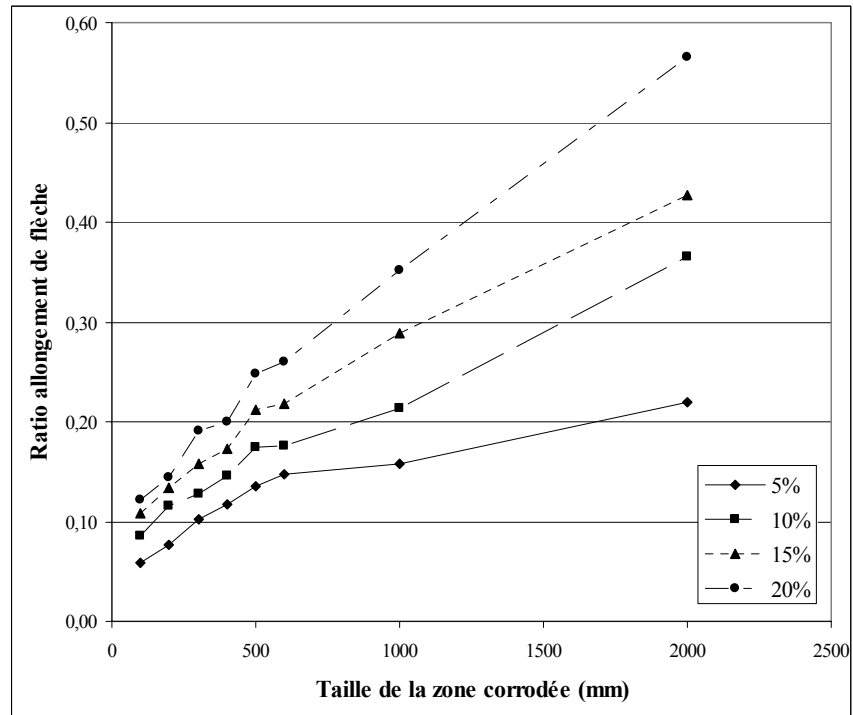


Figure. 6.6. Ratio allongement de flèche en fonction de la taille de zone corrodée.

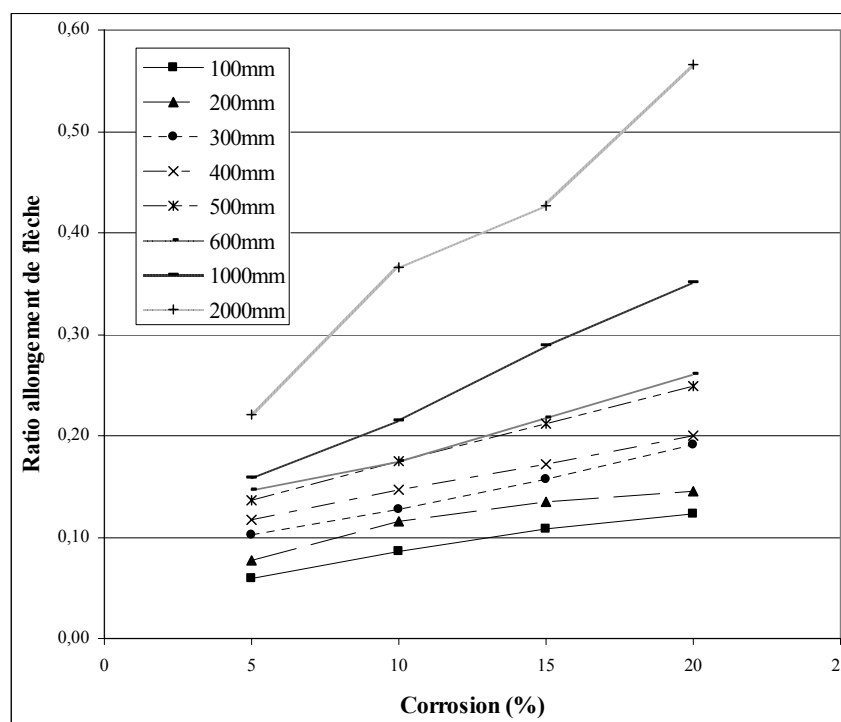


Figure. 6.7. Ratio allongement de flèche en fonction du pourcentage de corrosion.

La figure 6.2 présente l'évolution du ratio perte de charge en fonction de la zone corrodée pour les différents pourcentages de corrosion utilisés. La figure 6.3 reprend les mêmes données mais en considérant l'évolution du ratio perte de charge en fonction du pourcentage de corrosion pour les différentes tailles de zones corrodées étudiées. Les figures 6.4 et 6.5 reprennent respectivement les mêmes données que précédemment mais dans le cas du ratio d'allongement de flèche.

Nous pouvons remarquer que les évolutions de la perte de charge et de l'allongement de la flèche sont similaires. L'augmentation de la taille de la zone corrodée entraîne une augmentation de la perte de charge et de l'allongement de la flèche. De plus l'augmentation de la corrosion a un effet identique mais on peut cependant remarquer que les pentes des droites des figures 6.3 et 6.5 augmentent avec la taille de la zone corrodée. La perte d'adhérence subie par la poutre avec l'augmentation de la taille de la zone corrodée joue dans ce cas un rôle essentiel.

VI.B.3 Simulation en service pour une position excentrée de la zone corrodée.

Cette partie étudie l'influence de la position et de la taille de la zone corrodée. Les résultats seront présentés par des courbes qui ont en abscisse, la position de la zone corrodée en mm, et en ordonnée les ratios utilisés pour la perte de charge et l'allongement de la flèche. Ces courbes montrent l'évolution des ratios avec le pourcentage de corrosion pour une taille de zone corrodée donnée.

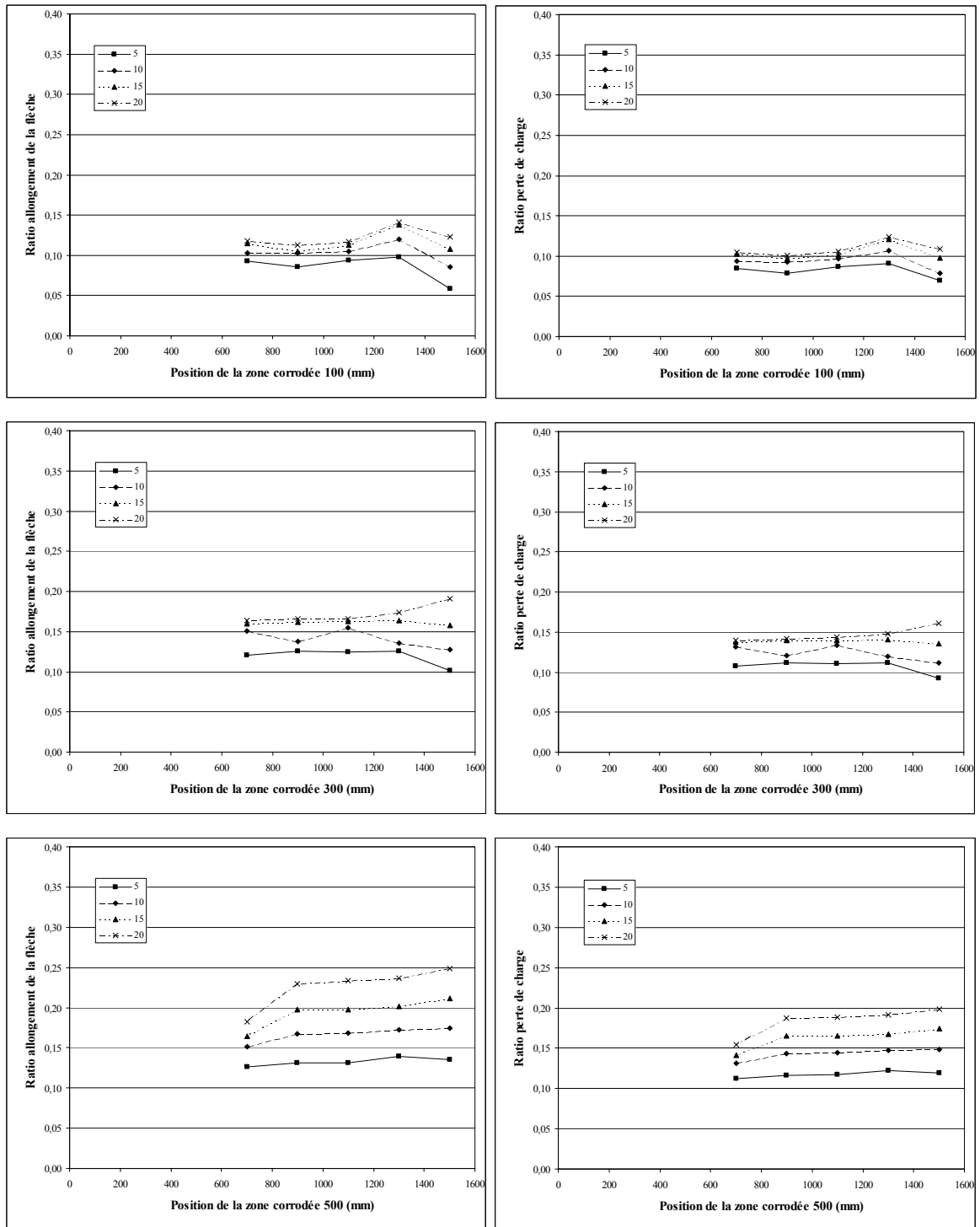


Figure. 6.8. Ratios allongement de flèche et perte de charge en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1500 mm (centré).

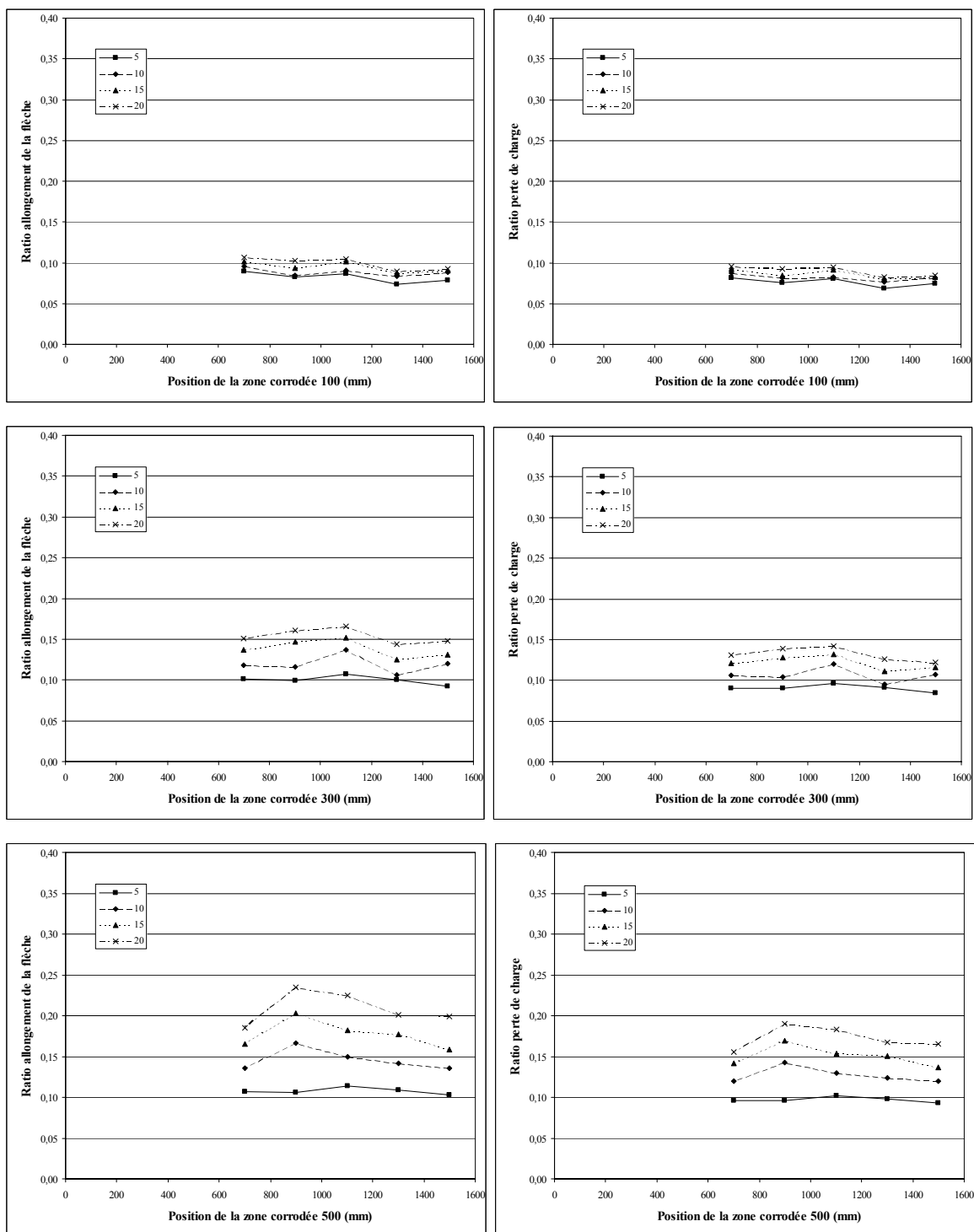


Figure. 6.9. Ratios allongement de flèche et perte de charge en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1300 mm.

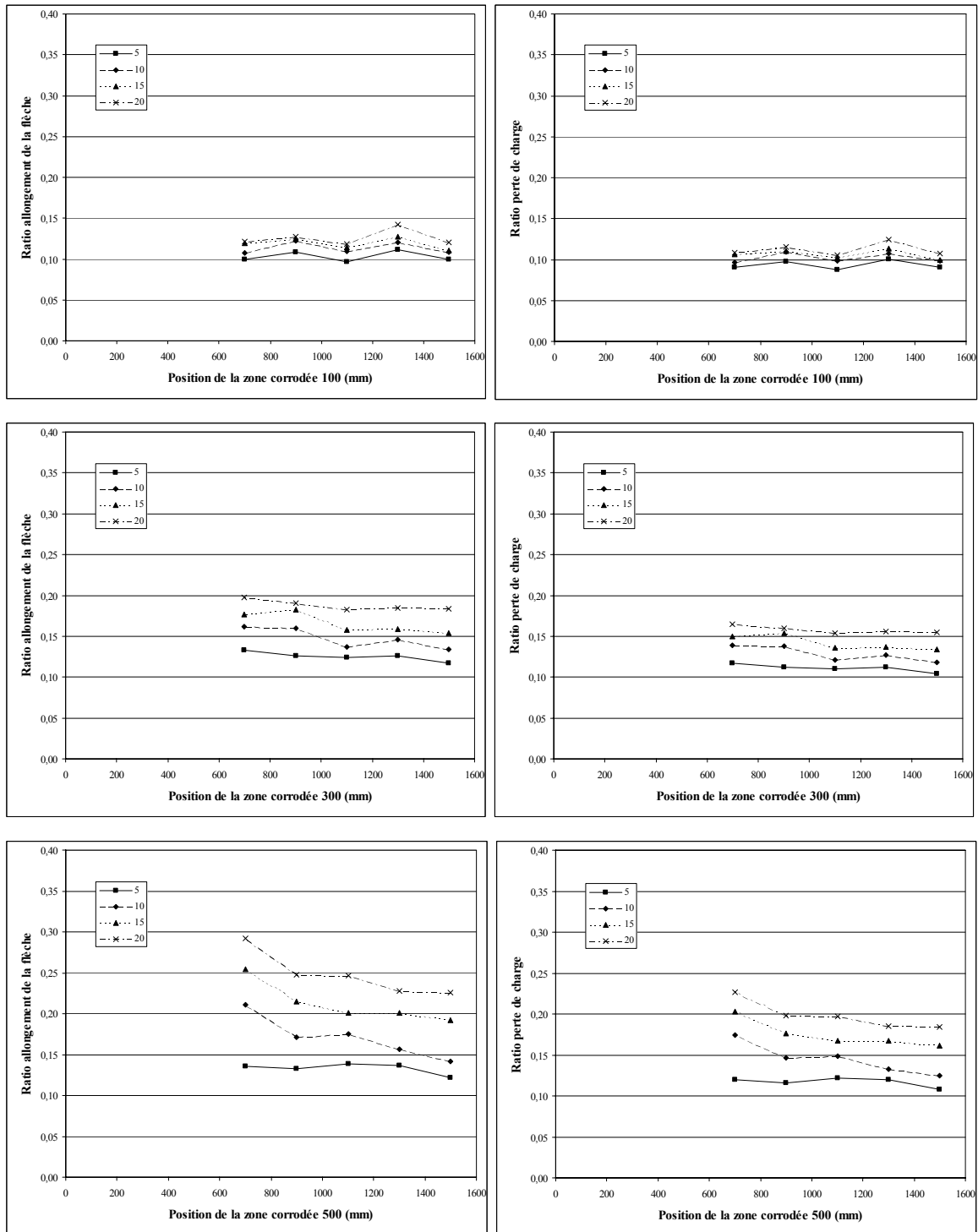


Figure. 6.10. Ratios allongement de flèche et perte de charge en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1100 mm.

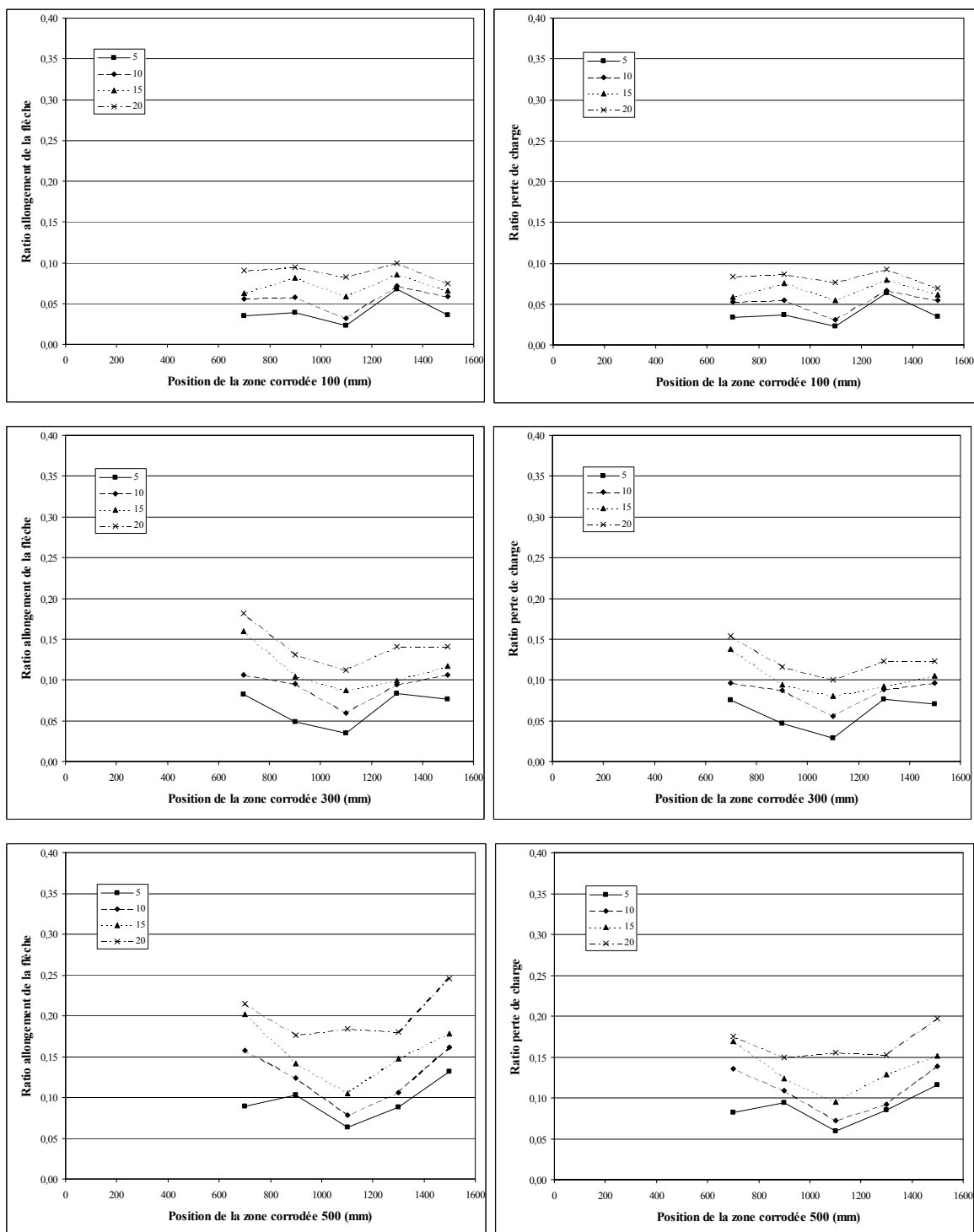


Figure. 6.11. Ratios allongement de flèche et perte de charge en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 900 mm.

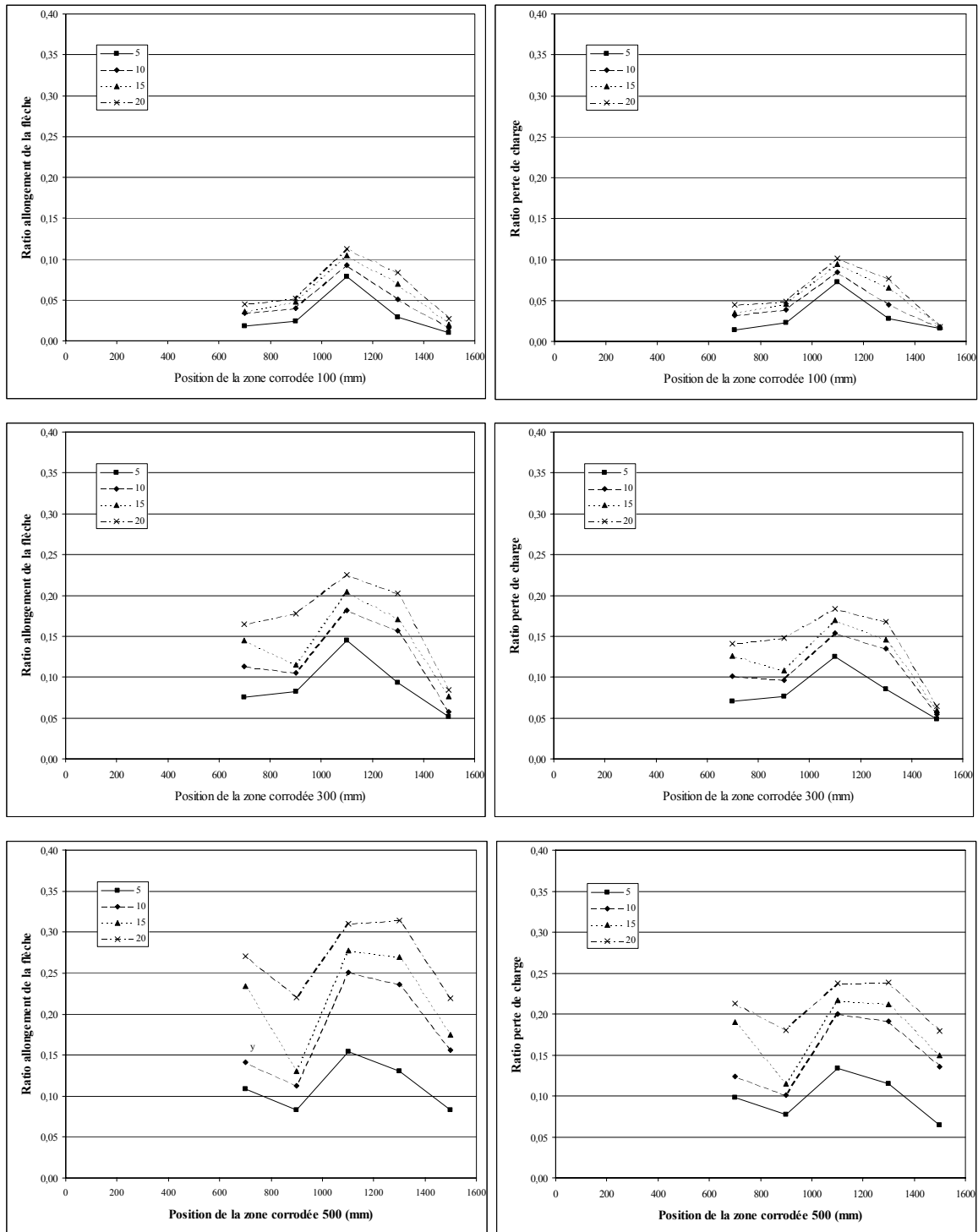


Figure. 6.12. Ratios allongement de flèche et perte de charge en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 700 mm.

Les courbes présentées sur les figures 6.8, 6.9, 6.10, 6.11 et 6.12 montrent une évolution similaire de la perte de charge et de l'allongement de flèche. Pour un même essai, l'augmentation de flèche est plus importante que la perte de charge. La perte d'adhérence entre l'acier et le béton a plus d'influence sur la variation de la flèche que sur celle de la charge qui est principalement influencée par la perte de section des armatures.

L'augmentation de la taille de la zone corrodée et du pourcentage de corrosion ont une influence identique sur l'évolution des ratios de la perte de charge et de l'allongement de flèche. D'autre part, augmenter le pourcentage de corrosion fait croître l'écart entre les ratios pour chaque taille de zone corrodée.

Il est intéressant de remarquer également que, pour les positions de chargement comprises entre 1500 mm et 900 mm, la répartition de la perte de charge et de l'allongement de la flèche est relativement homogène. Les valeurs les plus élevées pour chaque essai se situent dans les zones proches de la zone corrodée. Ceci peut s'expliquer par le fait que les efforts sont concentrés aux extrémités des zones corrodées qui correspondent à une variation de section d'acier. Cependant, pour une position de chargement de 700 mm, il apparaît un pic pour la zone corrodée dont le centre est positionné à 1100 mm (Figure 6.12). Ce cas peut être mis en relation avec l'idée émise chapitre 5 (cf. V.B2.2. Figure 5.30) qui consiste à séparer l'influence de la perte de section de celle de la perte d'adhérence. Pour ces positions de chargement et de zone corrodée, la perte d'adhérence et la perte de section conjuguent leur influence et imposent une augmentation des ratios.

VI.C Etude de l'influence de la corrosion sur une poutre chargée à ruine.

Pour compléter l'étude sur le comportement en service des poutres en béton armé corrodées, il est intéressant d'évaluer l'influence des différents cas de corrosion sur les valeurs de charge et flèche ultime.

VI.C.1 Conditions de chargement.

Pour réaliser les simulations d'un chargement à ruine, nous appliquons un préchargement de la poutre témoin non corrodée jusqu'à la charge de service. Le phénomène de corrosion est toujours considéré comme instantané, et le calcul est réalisé en deux étapes. Nous chargeons d'abord les poutres non corrodées jusqu'à la charge de service F_{ser} . Puis nous introduisons la corrosion, pratiquons un déchargement puis à nouveau rechargeons jusqu'à la ruine, en notant la flèche ultime (u_{uc}) et la charge ultime (F_{uc}) de l'essai corrodé. Un chargement de la poutre témoin non corrodée a été effectué au préalable, afin de déterminer la flèche à ruine de la poutre témoin (u_{ut}), ainsi que sa charge à ruine (F_{ut}). La figure 6.13, reprend le tracé de chargement dans le cas d'une poutre corrodée. Les résultats pour l'étude de la ductilité sont présentés en annexe 2.

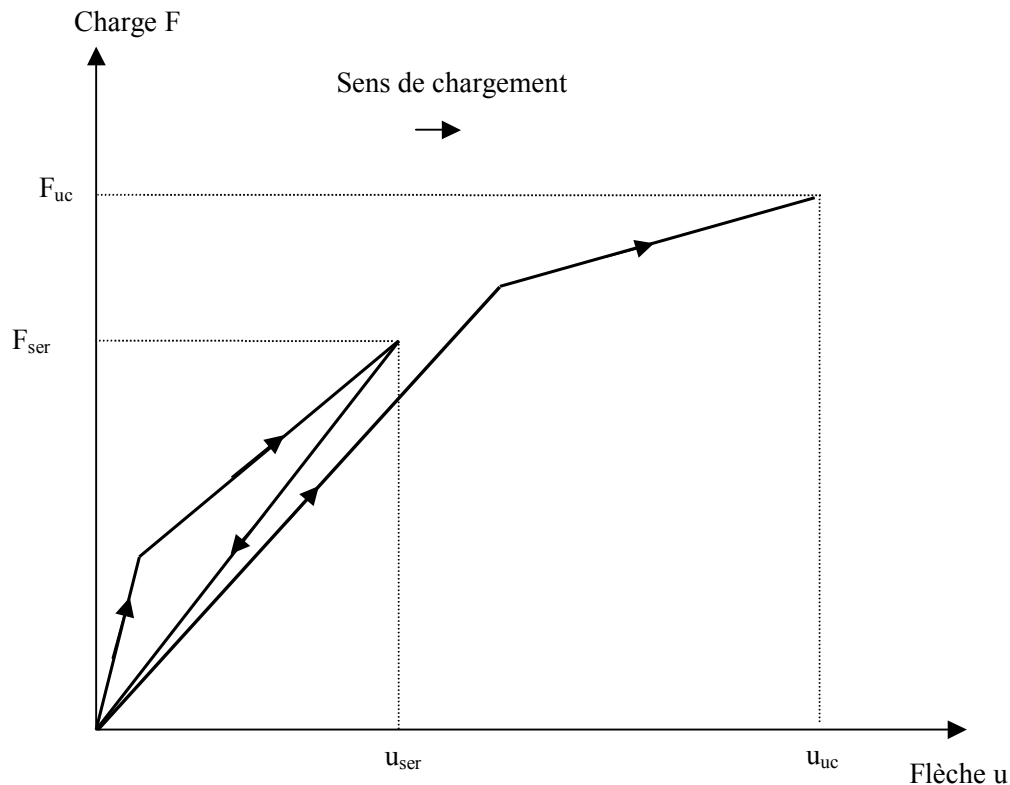


Figure. 6.13. Chargement pour l'étude du comportement à ruine.

VI.C.2 Simulation à ruine pour la zone corrodée en position centrée.

Nous présentons également les résultats en terme de ratio, un sur la charge ultime et l'autre sur la flèche ultime. Ils sont tous les deux définis de la même façon, qui est la suivante :

$$\text{Ratio charge ultime} = \frac{F_{ut} - F_{uc}}{F_{ut}}$$

$$\text{Ratio flèche ultime} = \frac{u_{ut} - u_{uc}}{u_{ut}}$$

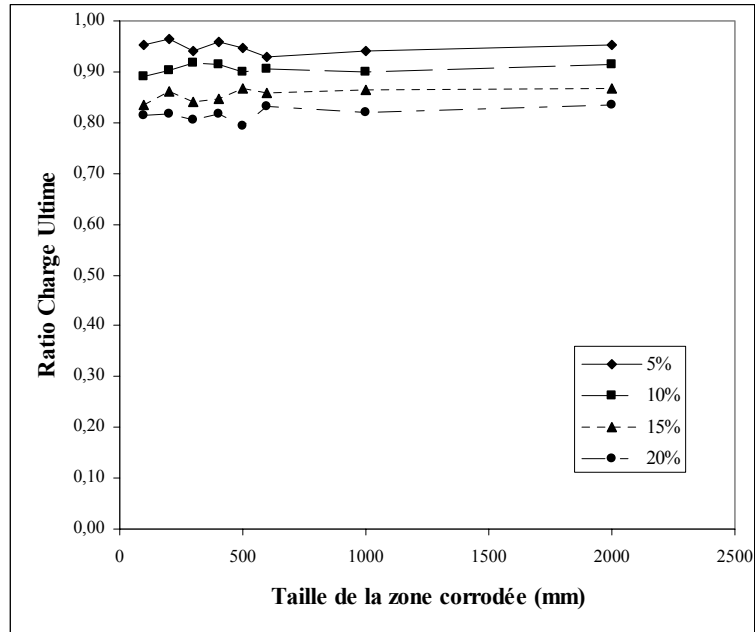


Figure. 6.14. Ratio charge ultime en fonction de la taille de zone corrodée.

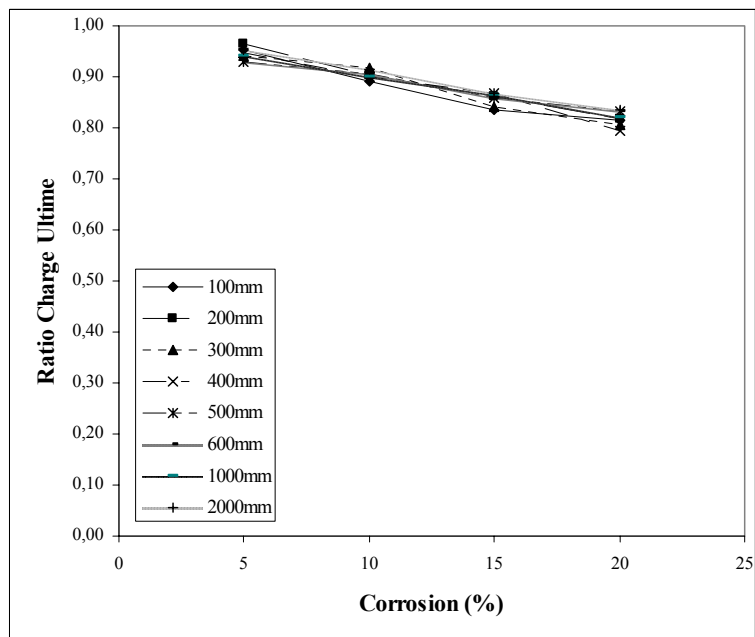


Figure. 6.15. Ratio charge ultime en fonction du pourcentage de corrosion.

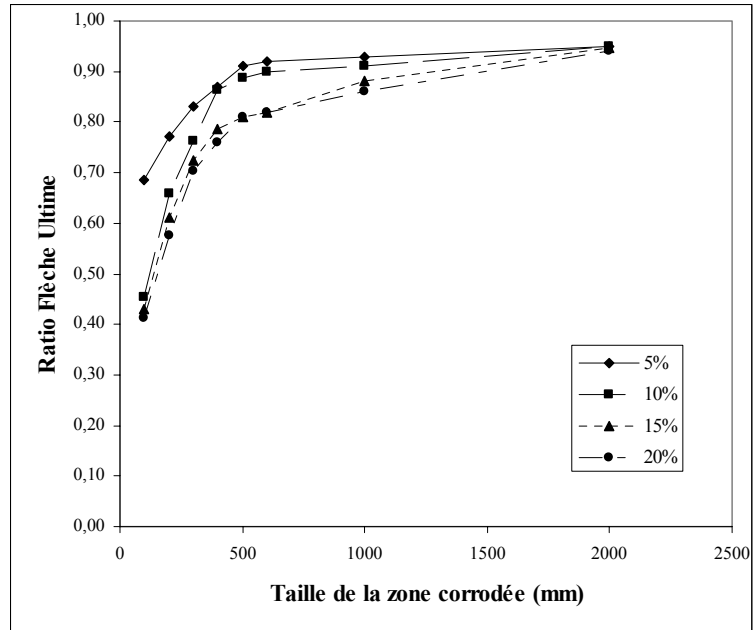


Figure. 6.16. Ratio flèche ultime en fonction de la taille de zone corrodée.

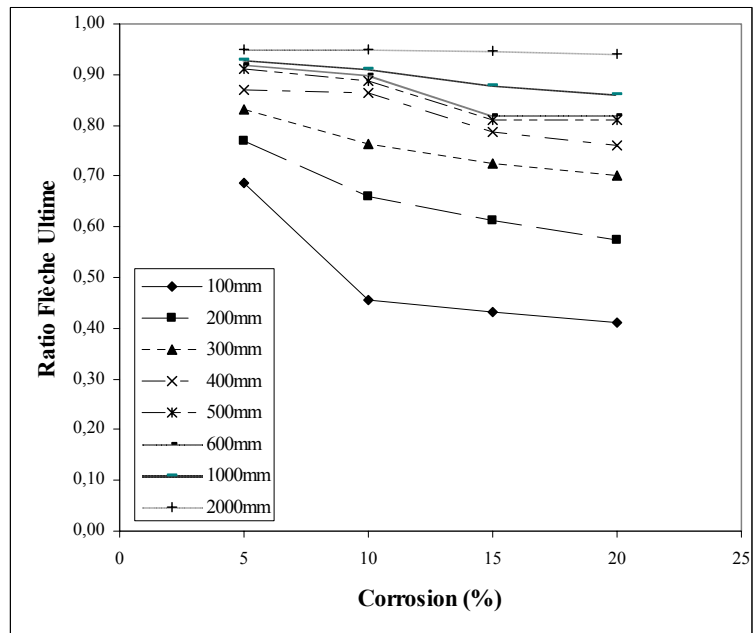


Figure. 6.17. Ratio flèche ultime en fonction du pourcentage de corrosion.

Les figures 6.14 à 6.17 ont un mode de présentation identique à celui du comportement en service. La figure 6.14 présente l'évolution du ratio charge ultime en fonction de taille de la zone corrodée pour les différents pourcentages de corrosion utilisés. La figure 6.15 reprend les mêmes données mais en considérant l'évolution du ratio charge ultime en fonction du pourcentage de corrosion pour les différentes tailles de zone corrodée. Les figures 6.16 et 6.17

reprennent respectivement les mêmes données que précédemment mais dans le cas du ratio flèche ultime.

Il est intéressant de noter que le comportement global à ruine ne suit pas une évolution identique à celle du comportement en service. La figure 6.15 montre que, quel que soit le pourcentage de corrosion, la taille de la zone corrodée n'influe pas sur la charge ultime. La prise en compte de la perte de section d'acier est prépondérante par rapport à la perte d'adhérence pour le calcul de la charge ultime. Alors que pour le calcul de la charge de service la perte d'adhérence jouait un rôle essentiel [CAS 00].

Pour l'étude de la flèche ultime, la figure 6.16 montre que le comportement est fortement dépendant de la taille de la zone corrodée. Plus la zone est réduite, plus la flèche est faible par rapport à celle de la poutre témoin. En effet, si la zone de corrosion est très localisée, une concentration de contrainte apparaît au centre de la poutre et provoque une plastification précoce de l'armature corrodée entraînant localement une augmentation de la déformation plastique. De ce fait la rupture de l'armature corrodée intervient bien avant la rupture de l'armature de la poutre témoin [CAS 00]. Cela corrobore les observations faites dans le cas d'attaque par les chlorures, considérée comme beaucoup plus dangereuse en terme de performance que la carbonatation engendrant une corrosion généralisée [ALS 90]. Dans le cas de la corrosion généralisée, la dégradation de l'interface par l'apparition de la fissure longitudinale va provoquer une augmentation significative de la flèche par rapport à une corrosion localisée.

VI.C.3 Simulation pour une position excentrée de zone corrodée (ruine).

Dans cette partie, une étude paramétrique est réalisée de façon identique à celle effectuée pour le comportement en service en conservant les mêmes ratios que précédemment.

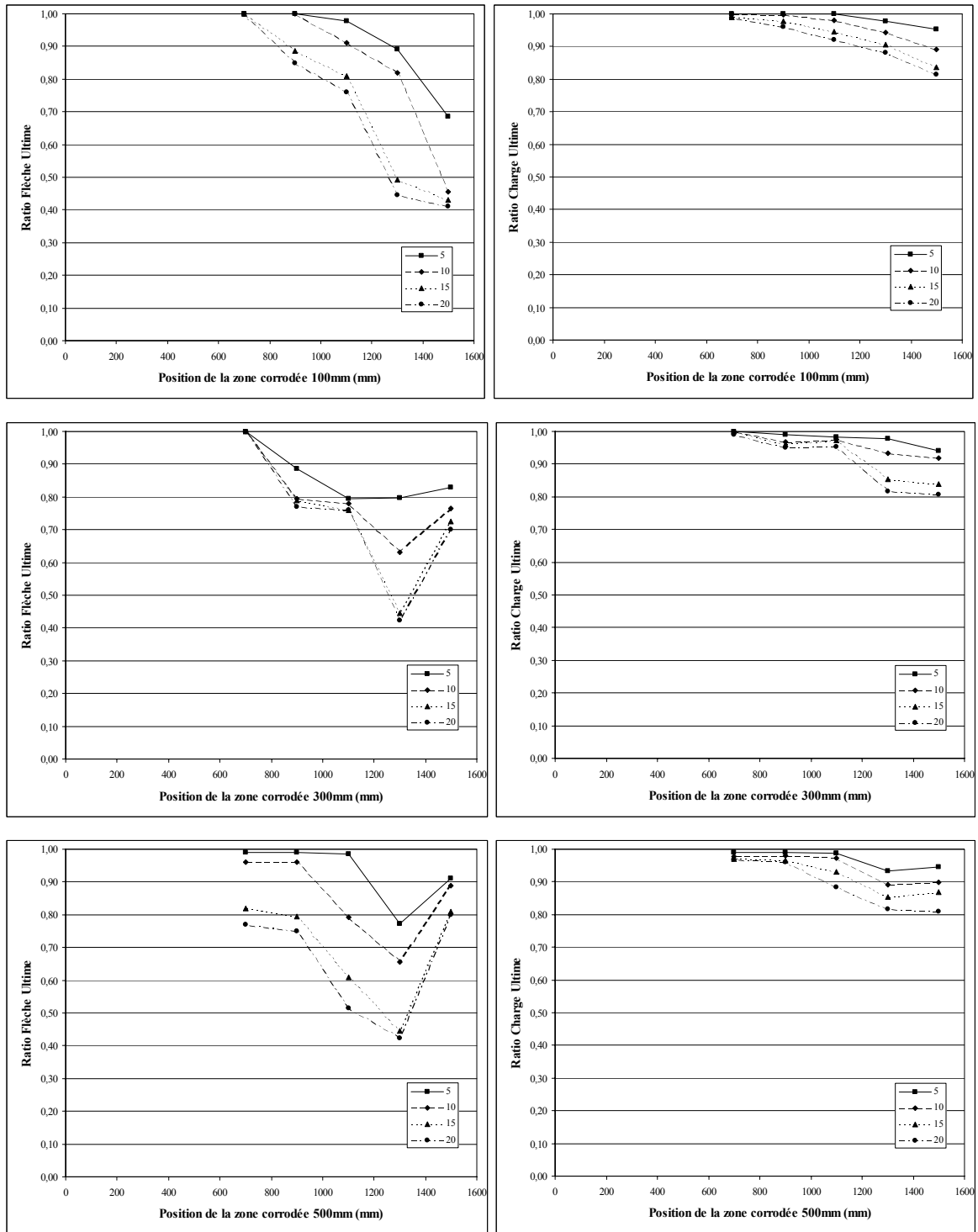


Figure. 6.18. Ratios flèche ultime et charge ultime en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1500 mm (centré).

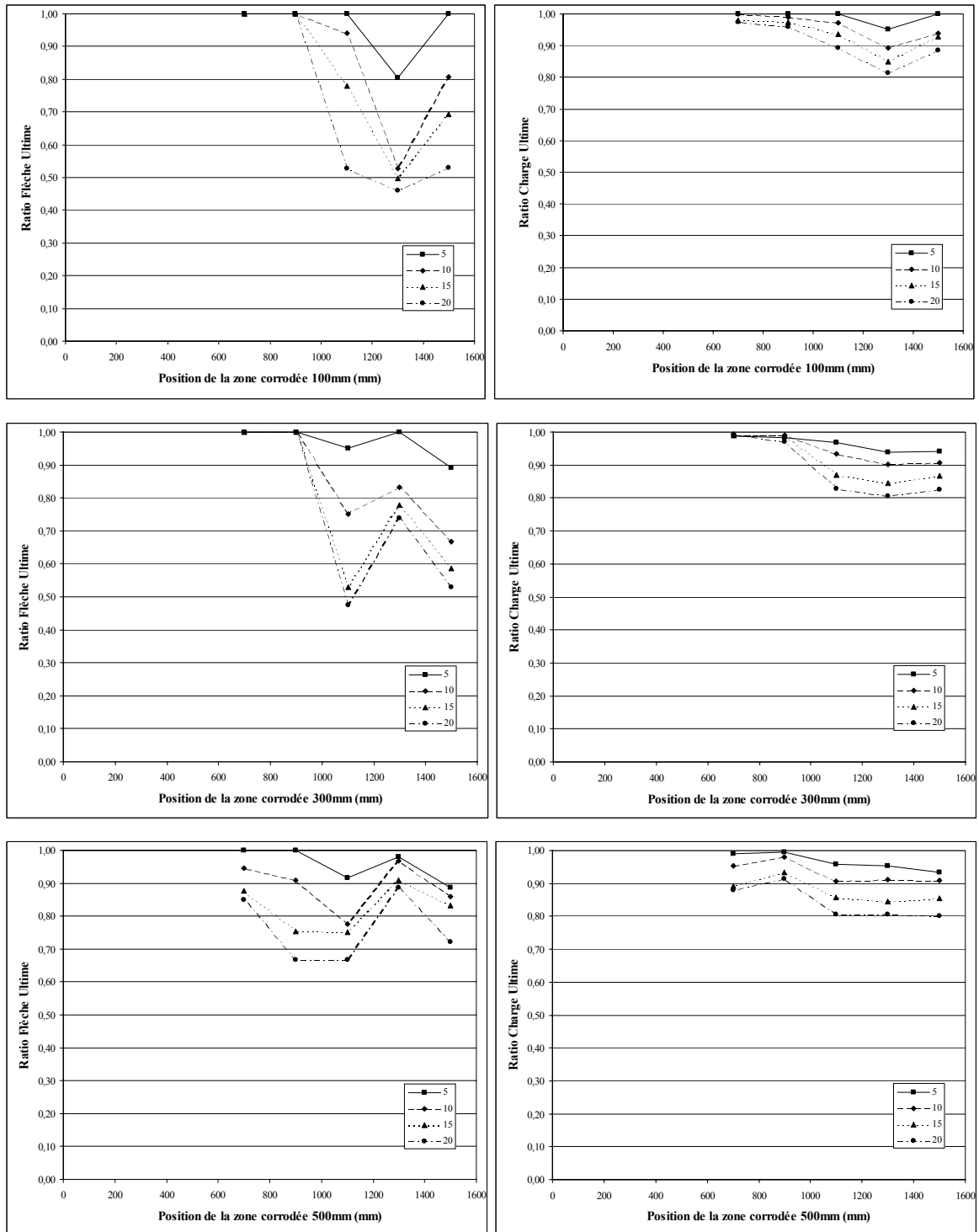


Figure. 6.19. Ratios flèche ultime et charge ultime en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1300 mm.

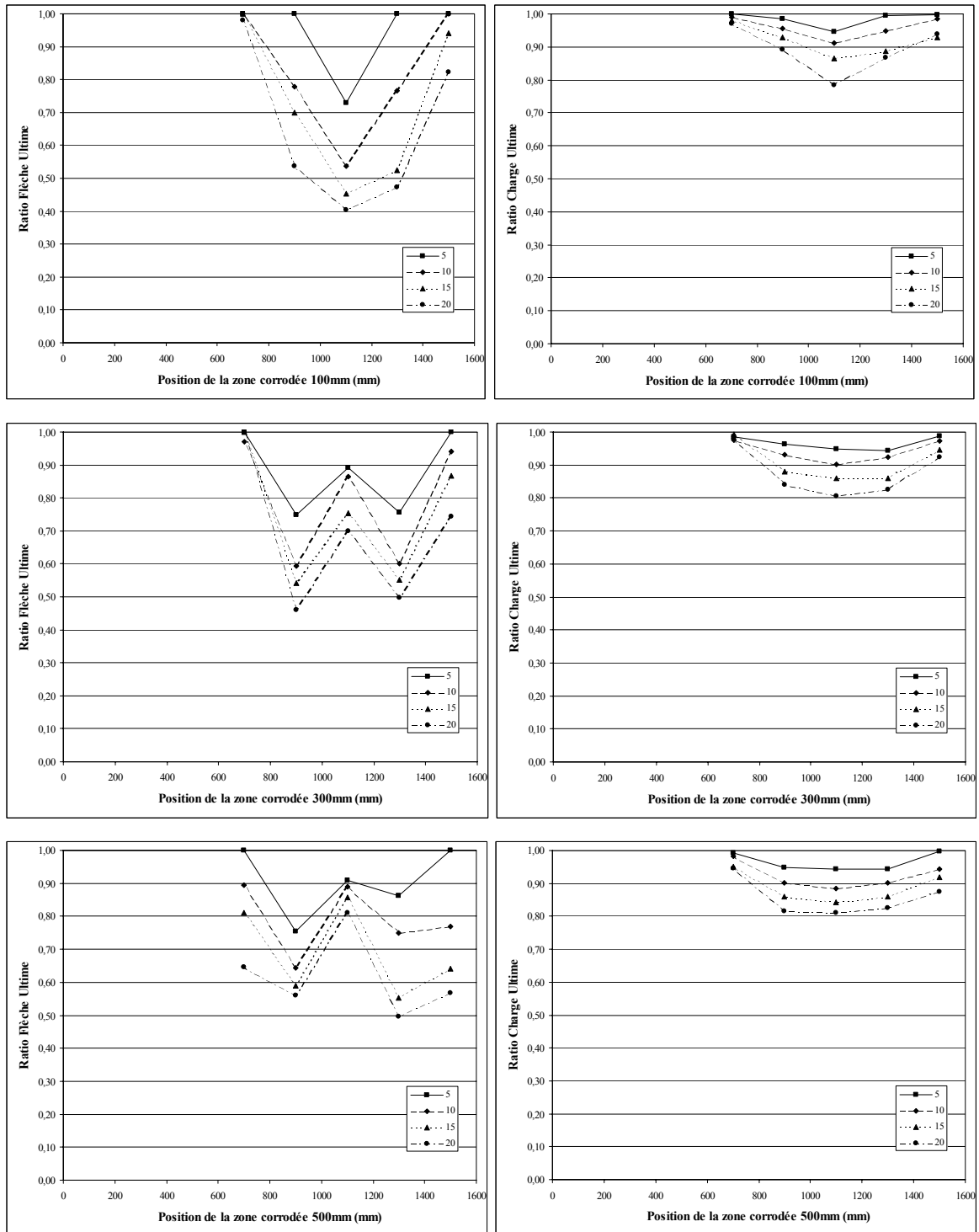


Figure. 6.20. Ratios flèche ultime et charge ultime en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1100 mm.

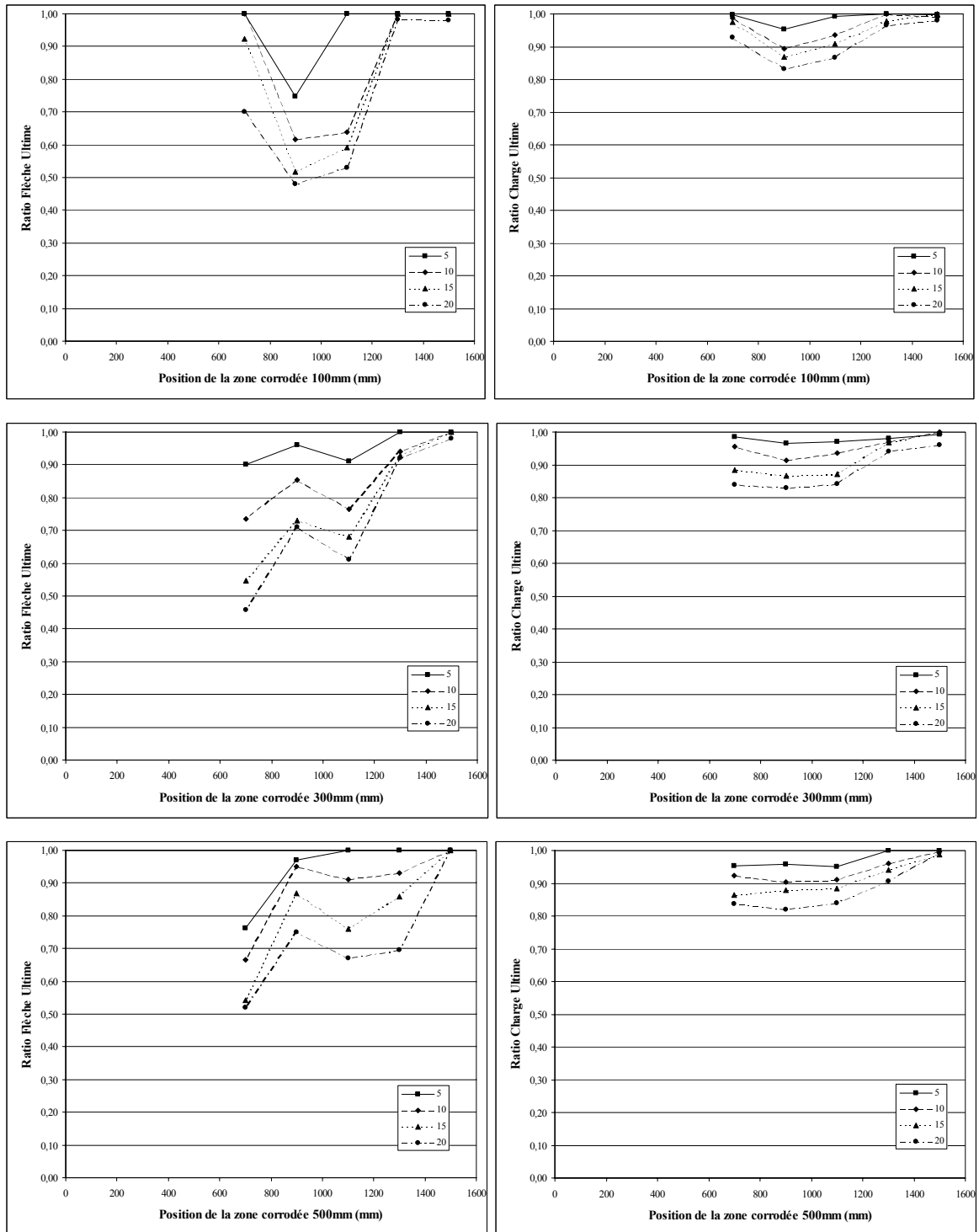


Figure. 6.21. Ratios flèche ultime et charge ultime en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 900 mm.

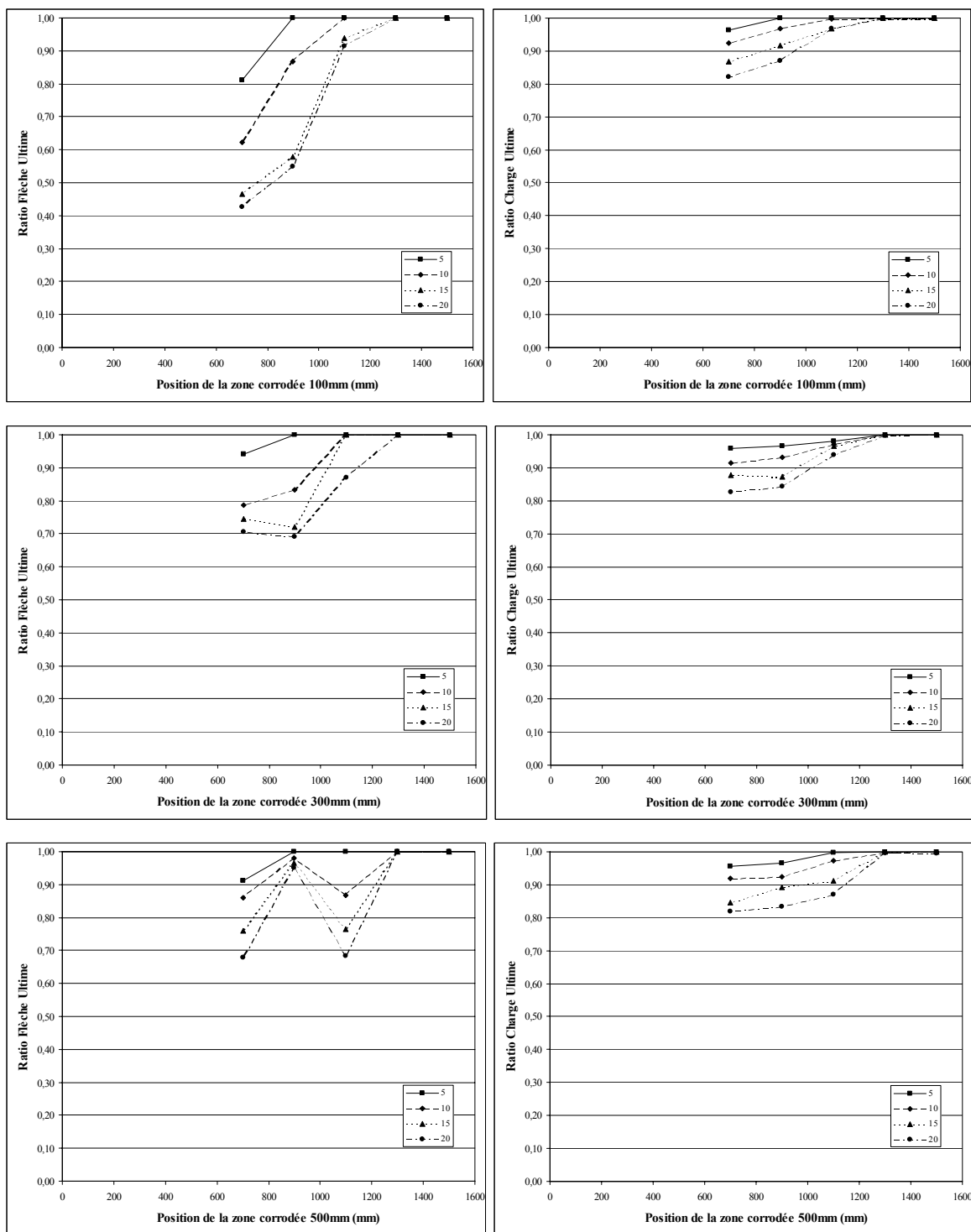


Figure. 6.22. Ratios flèche ultime et charge ultime en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 700 mm.

L'allure générale des courbes présentées dans le cas du chargement à ruine présente des différences par rapport aux courbes obtenues lors de l'étude du chargement en service. Tout d'abord, pour les essais avec une taille de zone corrodée de 100 mm, la perte maximale de flèche ultime est située au centre de la zone corrodée quelle que soit la position du chargement. Pour les tailles de 300 et 500 mm, la perte maximale a une valeur identique à celle de l'essai avec une taille de 100 mm, mais est située aux extrémités de la zone corrodée. Ceci peut s'expliquer par la zone d'influence du point de chargement sur la zone corrodée (Figure 6.23). En effet, pour une taille de 100 mm, la zone corrodée va s'étendre à plus ou moins 50 mm du centre de la zone, et comme les points de chargement sont espacés de 200 mm, le point de chargement le plus proche (hormis celui correspondant au centre de la zone) se situe à 150 mm du bord de la zone corrodée et donc son influence ne sera pas importante (Figure 6.23 cas *a*). Par contre, pour des tailles de zone de 300 et 500 mm, la zone corrodée va s'étendre respectivement à plus ou moins 150 mm et 250 mm (Figure 6.23 cas *b* et *c*). Pour le cas *b*, la charge est appliquée à 50 mm à l'extérieur de la zone corrodée. Pour le cas *c*, elle est appliquée à 50 mm à l'intérieur de la zone corrodée. Donc pour une taille de zone corrodée de 100 mm, le chargement le plus influent se situe au centre de la zone corrodée, alors que pour les tailles de zones corrodées de 300 et 500 mm, il se situe à 200 mm du centre de la zone.

La charge ultime n'évolue pas comme la flèche ultime. En effet quelle que soit la taille de la zone corrodée, le maximum du ratio charge ultime est obtenu à l'endroit du point de chargement. La valeur du pic en terme de charge ultime est le même pour chaque taille de zone corrodée, évolue linéairement en fonction du pourcentage de corrosion. La seule différence vient du fait que la valeur de la charge ultime est réduite sur une zone plus étendue dans le cas d'une corrosion plus étendue. C'est à dire que la diminution de la charge ultime pour une taille de zone corrodée de 100 mm se fait principalement au centre de la zone corrodée (peu d'influence à plus ou moins 200 mm), par contre pour les tailles de zones supérieures (300 et 500 mm), elle apparaît au centre de la zone corrodée mais aussi à plus ou moins 200 mm du centre de la zone..

Contrairement aux simulations du comportement en service, dans le cas du chargement à ruine, c'est principalement la perte de section qui va avoir une influence sur l'évolution de la charge [CAS 00]. Par contre pour la flèche c'est la perte d'adhérence qui aura une influence essentielle. En effet, la flèche à ruine croît avec l'augmentation de la taille de la zone corrodée

alors que la charge ultime demeure globalement constante : ceci indique que la perte de section ne sera pas la seule responsable et que la dégradation de l'interface sur une zone plus étendue va provoquer un glissement plus conséquent et donc augmenter la flèche. Ces remarques sont conformes aux résultats obtenus dans le chapitre 5.

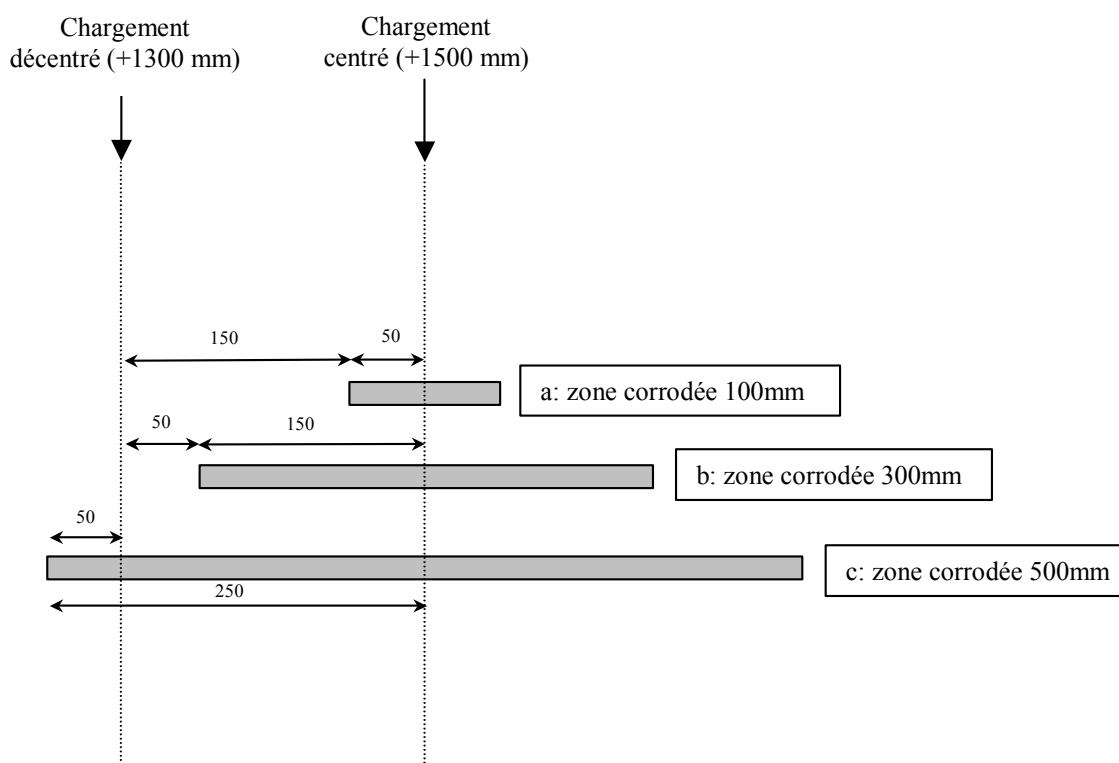


Figure. 6.23. Distance entre l'extrémité de la zone corrodée et les points de chargement les plus proches.

CONCLUSION

Les simulations effectuées dans le cadre de ce chapitre présentent un intérêt certain, car elles permettent de préciser l'influence de la position, de l'étendue et de l'intensité de la corrosion sur le comportement en service et à la ruine des structures fléchies.

Dans le cas d'une zone de corrosion centrée, il est intéressant d'observer que l'évolution de la charge portante n'est pas la même en service ou à ruine. Dans le cas du chargement en service, nous avons pu remarquer que la taille de la zone corrodée avait, au même titre que le pourcentage de corrosion, une influence sur la charge. En effet plus la taille de la zone corrodée augmentait plus la charge diminuait. Dans le cas du comportement à ruine, la situation est différente, car quelle que soit la taille de la zone corrodée, la charge reste

globalement la même. En service, la perte de section et la perte d'adhérence jouent un rôle essentiel dans le comportement, ce que nous retrouvons pour la flèche qui suit une évolution similaire à la charge. Dans le cas du chargement à ruine, c'est la perte de section qui va être principalement responsable de la diminution de charge

Pour une zone de corrosion excentrée, les flèches à la charge de service et la charge de ruine varient fortement en fonction de la distance entre l'extrémité de la zone corrodée et la position de chargement.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'objectif de ce travail était de contribuer à l'étude du comportement de structures en béton armé dégradé par la corrosion des armatures tendues. Il s'agissait principalement de pouvoir évaluer l'influence de la dégradation due à la corrosion sur le comportement global en flexion de poutres en béton armé. En effet pour le maître d'ouvrage, il paraît important de connaître l'état résiduel que peut avoir une structure suivant tel ou tel schéma de corrosion. Nous avons donc voulu proposer une méthode simplifiée d'évaluation du comportement global de structures corrodées. Simplifiée, signifie ne pas être dépendant de trop nombreux paramètres difficiles à évaluer. A partir d'une évaluation de la corrosion par des méthodes non destructives classiques, il faut pouvoir proposer une approche efficace de la durée de service de la structure. Ensuite, le travail est axé sur l'étude du comportement global de la structure corrodée, car pour le maître d'ouvrage, l'important est de pouvoir faire la relation avec des données essentielles, comme la charge ou la flèche.

La première partie de l'étude présentait les effets de la corrosion sur les structures en analysant les différents paramètres intervenant dans le processus, comme la perte d'adhérence, la perte de section et la fissuration du béton d'enrobage. D'un point de vue modélisation, ces différents paramètres concernent respectivement l'interface acier-béton, l'acier et le béton. Par rapport à cela, nous avons fait le choix d'une approche par éléments finis. Nous considérons un modèle déjà éprouvé pour le béton, une modélisation type pour l'acier en considérant une évolution linéaire de la perte de section en fonction du pourcentage de corrosion et enfin un élément d'interface, l'élément « rouille ». Le choix de ce type d'élément est intéressant car au même titre que la perte de section, il ne dépend que du pourcentage de corrosion. Celui-ci peut être déterminé à partir de l'état de corrosion de la structure.

Afin de valider le choix de l'élément « rouille », nous l'avons comparé dans un premier temps avec des éléments de contact classiques. La comparaison a porté sur des essais d'adhérence pris dans la littérature. L'élément « rouille » s'est révélé efficace dans l'étude du comportement global, en particulier sur des essais tirant ou sur des petites poutres (« beam test »). Les calculs d'essais d'arrachement (« pullout ») ont été moins convaincants car ce type d'essai met en jeu une relation directe de l'adhérence locale avec le glissement.

L'élément « rouille » n'est pas adaptée à ce type d'essai où les conditions locales déterminent le comportement.

Ensuite, la validation cet élément « rouille » s'est poursuivie sur des essais de flexion sur des poutres corrodées. L'élément « rouille » s'est avéré performant dans l'analyse du comportement global pour les paramètres essentiels de l'étude, la rigidité, la flèche et la charge. Une étude paramétrique a permis de faire le choix de la taille à utiliser pour l'élément « rouille ». L'analyse des courbures nous a également montré les limites de ce choix dans le cadre d'une analyse locale. Par contre l'intégration des déformations locales sur la totalité de la structure étudiée donne des résultats satisfaisants.

Après la validation de l'élément « rouille » pour l'analyse du comportement global de structures corrodées soumises à la flexion, nous disposons d'un outil permettant d'évaluer l'influence de chaque paramètre relatif à la corrosion. Une campagne expérimentale complémentaire a été menée sur des poutres fléchies en privant les armatures d'adhérence suivant différentes longueurs et positions. L'intérêt de cette étude était de pouvoir analyser expérimentalement l'effet d'une perte totale d'adhérence, et ensuite de pouvoir déterminer par un calcul éléments finis à quel niveau de corrosion correspond cette perte totale d'adhérence entre l'acier et le béton. Il est apparu qu'environ 30% de corrosion rendait l'adhérence résiduelle à l'interface acier-béton.

Une fois ce paramètre identifié, il nous a paru intéressant de pouvoir séparer l'influence de la perte de section et de la perte d'adhérence. Pour cela nous avons mené deux calculs par éléments finis, le premier considérant uniquement la perte d'adhérence et le second considérant en plus la perte de section. Les résultats ont montré qu'une corrosion en partie centrale avait une forte influence sur le comportement global, principalement par la perte de section. Ensuite, qu'une corrosion près des appuis était peu influente sur le comportement global, mais que la perte d'adhérence y jouait un rôle essentiel. Enfin, dans le cas d'une corrosion généralisée, il est apparu que la perte de section et la perte d'adhérence avaient une influence identique sur les courbes charge-flèche de poutres corrodées.

A la suite de cet ensemble de validation, nous avons réalisé des simulations sur différents schémas de corrosion. Nous avons fait varier la taille et la position de la zone corrodée, ainsi que le pourcentage de corrosion et la position du point de chargement de la flexion trois

points. Les calculs ont été menés suivant deux optiques : La première consiste à considérer le comportement en conditions de service des poutres, et la seconde à considérer le comportement à ruine. Dans le cas d'une étude en conditions de service, les résultats sont fortement influencés par la taille de la zone corrodée, une augmentation de celle-ci entraînant une augmentation de l'allongement de flèche et de la perte de charge en service. Dans le cas du comportement à ruine, la charge ultime n'est pas modifiée par la taille de la zone corrodée, mais principalement par le pourcentage de corrosion. La flèche ultime est fortement influencée par la taille de la zone corrodée : dans le cas d'une corrosion très localisée une importante perte de flèche ultime est notée, tandis que pour des corrosions plus généralisées, la diminution de la flèche ultime est relativement faible. Ces résultats rejoignent ceux de l'étude expérimentale, car dans le cas d'une corrosion localisée c'est principalement la perte de section qui est prépondérante, alors que dans le cas d'une corrosion généralisée, la dégradation de l'adhérence a un rôle majeur.

L'évaluation du comportement global de structures en béton armé corrodé a pu être obtenue par une approche simplifiée grâce un type d'élément d'interface nécessitant un grand nombre limité de paramètres.

Si l'utilisation de l'élément « rouille » permet d'obtenir une réponse globale de structures fléchies corrodées, il semble important d'améliorer ce type d'élément afin d'évaluer correctement le comportement local. Pour cela, il serait intéressant, à partir des études expérimentales que nous avons réalisées de prendre en compte une corrosion par perte d'adhérence. Celle-ci pouvant être paramétrée à partir d'essais conventionnels, comme l'essai d'arrachement ou « pullout ». Cette étude doit nous permettre de faire progresser ce type d'élément par rapport aux éléments de contact de type éléments joints, qui nécessite la détermination au préalable de nombreux paramètres.

De plus, la détérioration des nervures qui forment le profil des barres d'armature, sous l'effet de la corrosion a une importance directe sur la dégradation de l'adhérence acier-béton. La prise en compte de ce paramètre dans un calcul semble être une bonne perspective pour modéliser correctement l'influence locale de la corrosion sur l'adhérence.

D'autre part, il pourrait être intéressant de faire évoluer cette méthode vers un calcul en trois dimensions afin de prendre en compte la réalité de la distribution des armatures principales comme secondaire.

Enfin, l'intégration de modules thermomécaniques permettrait de prendre en compte le développement de la corrosion de façon plus réaliste. En effet notre méthode repose pour l'instant sur un état de corrosion se développant instantanément et ne prenant pas en compte la succession de phénomènes qui se produisent entre la construction de la structure et le moment où cette structure est diagnostiquée.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[ALM 96] Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Rasheeduzzafar, « Effect of reinforcement corrosion on bond strength », *Construction and Buildings Materials*, Vol. 10, n°2, 1996, pp. 123-129.

[ALM 97] Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Dakhil F.H., Rasheeduzzafar, « Effect of reinforcement corrosion on flexural behavior of concrete slabs », *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 8, n°3, 1996, pp. 123-127.

[ALS 90] Al-Sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basundul I.A., Rasheeduzzafar, « Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete Members », *ACI Structural Journal*, Vol. 87, n°2, March-April 1990, pp. 220-231.

[AML 99] Amleh L, Mirza S., « Corrosion influence on bond between steel and concrete », *ACI Structural Journal*, Vol. 96, n°3, May-June 1999, pp. 415-423.

[AND 93] Andrade C., Alonso C., Molina F.J., « Cover cracking as a function of rebar corrosion : Part 1 — Experimental test », *Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, pp. 453-464.

[AND 96] Andrade C., Alonso C., « Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site », *Construction and Buildings Materials*, Vol.10, n°5, 1996, pp. 315-328.

[AND 01] Andrade C., Alonso C., « On site measurements of corrosion rate of reinforcements », *Construction and Buildings Materials*, Vol. 15, 2001, pp. 141-145.

[AUY 00] Auyeung Y., Balagru P., Chung L, « Bond behavior of corroded reinforcement bars », *ACI Materials Journal*, Vol. 97, n°2, 2000, pp. 14-220.

[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.

[BAK 88] Bakker R.F.M., « Initiation period », *Corrosion of steel in concrete*, RILEM technical Committee 60-CSC, P. Schiessl, Ed., Chapman and Hall, London, 1988, pp. 22-55.

[BAM 97] Bamforth P., « Probabilistic performance based durability design of concrete structures. », *Management of Concrete Structures for long term serviceability*. Ed. Byars & McNulty. Telford, London, pp. 33-44.

[BAR 87] Baron J., « Formation de la microstructure. Hydratation, prise, durcissement », *Le béton et l'eau, Séminaire Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 18-20 juin 1985*, Conseil international de la langue française, Ed., 1987, pp. 26-45.

[BAZ 79] Bazant Z.P., Cedolin L., « Blunt crack band propagation in finite element analysis », *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 105, n°EM2, 1979, pp. 297-315.

[BAZ 79/2]Bazant Z.P., « Physical model for steel corrosion in concrete sea structures :theory and application, *Proc. American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Division*, Vol. 6, 1979, pp. 42-55.

[BAZ 83] Bazant Z.P., Oh B.H., « Crack band theory for fracture of concrete », *Materials and Structures, RILEM*, Vol. 16, n°94, 1983, pp. 155-177.

[BEE 78] Beeby A.W., « Corrosion of reinforcing steel in concrete and its relation to cracking », *The Structural Engineer*, Vol. 56A, n°3, 1978, pp. 77-81.

[BER 88] Berke N.S., Pfeider D.W., Weil T.G., « Protection against chloride-induced corrosion », *Concrete International*, Vol. 10, n°12, 1988, pp. 45-55.

[BLA 81] Blaauwendraad J., Grootenboer H. J., « Essentials for discrete crack analysis », *IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete*, Delft, 1981, pp.245-259.

[CAB 96] Cabrera J.G., « Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion », *Cement and Concrete Composites*, Vol. 18, 1996, pp. 47-59.

[CAI 99] Cairns J., Millard S., « Reinforcement corrosion and its effect on residual strength of concrete structures », 8th International Conference Structural Faults + Repair – 99, London, 1999.

[CAP 95] Capozzucca R., « Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion », *Construction and Building Materials*, Vol. 9, n°5, 1995, pp. 295-303.

[CAS 00] Castel A., « Couplage mécanique et corrosion dans les éléments de béton armé », Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, 2000.

[CLE 87] Clément J.L., « Interface acier-béton et comportement des structures en béton armé — Caractérisation — Modélisation », Thèse de Doctorat, Université de Paris VI, 1987.

[COR 02] Coronelli D., « Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete », *ACI Structural Journal*, Vol. 99, n°3, 2002, pp. 267-276.

[DAG 92] Dagher H.J., Kulendran S., « Finite element modeling of corrosion damage in concrete », *ACI Structural Journal*, Vol. 89, n°6, Nov-Dec, 1992, pp. 699-708.

[DEK 02] Dekoster M., Buyle-Bodin F., Maurel O., « Modélisation par éléments finis de structures en béton armé avec armatures corrodées », *Revue Française de Génie Civil*, Hermès ed., 2002, vol. 6, n°5, pp 697-708.

[DEK 03/1] Dekoster M., Buyle-Bodin F., Maurel O., Delmas Y., « Modelling of flexural behaviour of RC Beams subjected to localised and uniform corrosion », A paraître en 2003 dans *Engineering Structures*, Elsevier ed.

[DEK 03/2] Dekoster M., Buyle-Bodin F., Maurel O., « Structural assessment of RC elements subjected to localised or general corrosion », 2nd Int. Workshop on Life prediction and Aging management of Concrete structures, 5-6/05/03, Paris, RILEM ed., Paris, PRO 29, pp. 115-126.

[DOR 75] Dorr K., « Kraft und dehnungsverlauf von in betonzylindern zentrisch einbetonierten bewehrungsstäben unter querdruck », *Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt*, n° 30, 1975.

[DUV 92] Duval R., « La durabilité des armatures et du béton d'enrobage », *La Durabilité des Bétons*, chapitre 6, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992.

[FEL 94] Felix S., « Introduction dans le code de calcul CASTEM 2000 d'un modèle de comportement non linéaire pour les éléments de contact bidimensionnels et tridimensionnels », *Rapport DMT 94-317*, CEA, Saclay, France, 1994.

[FLE 96] Fleury F., « Prédiction du comportement des structures en béton armé par la méthode des éléments finis », Thèse de 3^{ème} cycle, I.N.S.A. Lyon, 1996.

[FOO 93] Fookes P.G., « A simple guide to risk assessment for concrete in hot dry salty environments », Proceedings Fourth International Conference on Deterioration and Repairs of Reinforced Concrete in Arabian Gulf, Bahrain Society of Engineers, Manama, Bahrain, 1993, pp. 161-213.

[FRA 88] François R., Ringot E., « Capteur de force sur chevêtre de charge pour poutre en béton armé », GAMAC INFO, n° 2-3, 1988.

[FRA 94] François R., Arliguie G., Maso J.C., « Durabilité du béton armé », Rapport de synthèse, L.M.D.C. I.N.S.A — U.P.S, Toulouse, France, 1994.

[GOT 71] Goto Y., « Cracks formed in concrete around deformed tension bars », ACI Journal, Proceedings, Vol. 68, n°4, pp. 244-251.

[GRI 90] Grimaldi G., Berissi R., Brevet P., Raharinaivo A., « Techniques for assessing the concrete (state) condition in bridges », in NOWAK (A. S.), Bridge evaluation, repair and rehabilitation, NATO ASI Series, Series E : Applied sciences, Vol. 187, pp. 249-258.

[HAN 99] Hansen E.J., Saouma V., « Numerical simulation of reinforced concrete deterioration », ACI Structural Journal, Vol. 96, n°3, May-June, 1999, pp. 331-338.

[HAR 98] Harris H.G. , Somboonsong W., « New ductile FRP reinforcing bar for concrete structures », Journal of Composites for Construction, February 1998, pp. 28-37.

[HAU 67] Hausmann D.A., « Steel corrosion in concrete », Materials Protection, Vol.4, n°11, 1967, pp. 19-22.

[HIL 84] Hillerborg A., « Numerical method to simulate softening and fracture of concrete », Fracture Mechanics of Concrete (eds. G.C. Sih & A. Di Tomasso), Martinus Nijhoff Publishers, The Hague, The Netherlands, 1984.

[HOB 96] Hobbs D.W., « Chloride ingress and chloride-induced corrosion in reinforced concrete members », Corrosion of Reinforcement in Concrete construction, Ed. Page CL et al., Royal Society of Chemistry, Cambridge, 1996, pp. 124-135.

[ING 84] Ingraffea A.R., Saouma V., « Numerical modelling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete », Fracture Mechanics of Concrete (eds. G.C. Sih & A. Di Tomasso), Martinus Nijhoff Publishers, The Hague, The Netherlands, 1984.

[LEE 96] Lee H.S., Tomosawa F., Noguchi T., « Effects of rebar Corrosion on the structural performance of singly reinforced beams », Durability of Building Materials and Components 7, Volume One, Edited by C.Sjöström, 1996.

[LEE 98] Lee H.S., Tomosawa F., Noguchi T., « Fundamental study on evaluation of structural performance of reinforced concrete beam damaged by corrosion of longitudinal tensile main rebar by finite element method », Journal of Structural and Construction Engineering, 1998, AIJ, N°. 506, pp. 43-50.

[LEP 88] Leprêtre C., « Calcul à la ruine des structures en béton armé », Rapport DEMA 88/330, CEA Saclay, France, 1988.

[LON 73] Longuet P., Burglen L., Zelwer A., « La phase liquide du ciment hydraté », Rev. Matér. Constr., 676, 1973, pp. 35-41.

[MAN 99] Mangat P.S., Elgarf M.S., « Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement », *ACI Structural Journal*, Vol. 96, n°1, pp. 149-158.

[MAS 90] Maslehuddin M., Saricemien H., Al-Mana A.I., Shameem M., « Performance of concrete in a high chloride-sulfate environment », *ACI Special Publication*, American Concrete Institute, Detroit, 1990, 469-494.

[MAZ 84] Mazars J., « Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure », Thèse de Doctorat, université de Paris VI, 1984.

[MAZ 89] Mazars J., Pijaudier-Cabot G., « Continuum damage theory :application to concrete », *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 1989, Vol. 115, pp. 345-365.

[MER 90] Merabet O., « Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement monotone et cyclique. Construction et validation d'un modèle numérique », Thèse de 3^{ème} cycle, I.N.S.A. Lyon, 1990.

[MOL 93] 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.

[NAA 95] Naaman A.E., Jeong S.M., « Structural ductility of concrete beams prestressed with FRP tendons », *Non metallic (FRP) reinforced for concrete structures*. L. Taewere, ed., E & FN Spon, London, England, 379-386.

[NAH 86] Nahas G., « Calcul à la ruine des structures en béton armé », Thèse de Doctorat, Université Paris VI.

[NOG 99] Noghabai K., « FE-Modelling of cover splitting due to corrosion by use of inner softening band », *Materials and Structures*, Vol. 32, Aug-Sept, 1999, pp. 486-491.

[NGO 67] Ngo D., Scordelis A.C., « Finite element analysis of reinforced concrete beams », *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 64, n°3, 1967, pp. 152-163.

[OCDE 89] Groupe d'experts scientifiques de l'OCDE, « Durabilité des Ponts Routiers en Béton », Organisation de coopération et de développement économique, Paris, 1989.

[PAO 96] Paolo E.Pinto, « RC elements under cycling loading », Comité Euro-International du Béton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., 1996.

[PAR 87] Parrott L.J., « A review of carbonation in reinforced concrete », *Cement and Concrete Association*, Ed, Slough, 1987.

[POU 66] Pourbaix H., « Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solution », Oxford, 1966.

[PRA 95] Prat M., « La modélisation des ouvrages », AFPC — Emploi des éléments finis en génie civil, Editions HERMES, 1995.

[RAH 86] Raharinaivo A., Genin J.M., « Sur la corrosion des armatures du béton en présence de chlorures », *Bulletin de liaison Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Vol. 144, 1986, pp. 59-64.

[RAS 68] Rashid Y.R., « Analysis of prestressed concrete pressure vessels », *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 7, n°4, 1968, pp334-344.

[RASH 85] Rasheeduzzafar, Dakhil F.H., Al-Ghatani A.S., « Corrosion of reinforcement in concrete Structures in the Middle East », Concrete International, Design and Construction, Vol. 7, n°9, 1985, pp. 48-55.

[REZ 99] Rezaie F., « Etude du comportement en flexion de poutres en béton armé corrodé : Modélisation moment-courbure modifiée en prenant en compte le raidissement en traction du béton fissuré », Thèse de doctorat, LML, Université de Lille 1, 1999.

[ROD 90] Rodriguez J., Andrade C., « Load-bearing capacity loss in corroding structures », Proceedings of ACI convention, Toronto, Canada, 1990.

[ROD 97] Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., « Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement », Construction and Building Materials, Vol. 11, n°4, 1997, pp. 239-248.

[ROT 85] Rots J.G., Nauta P., Kusters G.M.A., Blaawendraad J., « Smeared crack approach and fracture localization in concrete », Heron, Vol. 30, 1985, pp. 1-48.

[SAG 90] Sagoe-Crentsil K.K., Glasser F.P., « Analysis of the steel :concrete interface », Corrosion of Reinforcement in Concrete, C.L. Page, K.W.J. Treadaway, P.B. Bamforth, Ed., Elsevier Science Publishers Ltd, London, 1990, pp. 74-86.

[SHRP 89] Strategic High Research Program, « Concrete and structures : progress and product update », Washington DC : National Research Council, 1989.

[SUI 73] Suidan M, Schnobrich W.C., « Finite element analysis of reinforced concrete », Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 99, n°ST10, 1973, pp. 2109-2122.

[STA 99] Stanish K., Hooton R.D., Pantazopolou S.J., « Corrosion Effects on Bond Strength in Reinforced Concrete », ACI Structural Journal, Vol. 96, n°6, November-December, 1999, pp. 915-921.

[TSU 80] Tsukayama R., Abe H, Nagataki S., « Long-term experiments on the neutralization of concrete mixed with fly ash and the corrosion of reinforcement », 7^{ème} Congrès International de Chimie des Ciments, Vol.3, n°4, Paris, 1980, pp. 30-35.

[TUU 82] Tuutti K., « Corrosion of steel in concrete », Swedish Cement and Concrete Research Institute, Ed., Stockholm, 1982.

[VES 99] Vesikari E., « Reliability of corrosion rate measurement by linear polarization », Proceedings of the International Workshop MESINA, Measurement and interpretation of the On-site corrosion rate, RILEM, Madrid, Spain, 1999, pp. 15-31.

Annexe I. Influence du coefficient multiplicatif pour la rouille lors d'un cas test.

Dans cette annexe, nous présentons les résultats d'un cas test sur une poutre corrodée de façon généralisée. Le but est de déterminer l'influence que peut avoir le coefficient multiplicatif α_r lors du calcul. La production de rouille se situe entre deux et quinze fois la pénétration d'attaque.

Dans le cas présent nous avons fait les calculs pour des valeurs de α_r égales à 1, 5, 9 et 13. Ces valeurs représentent respectivement 2, 6, 10 et 14 fois la pénétration d'attaque x .

Les conditions générales pour le maillage et pour le calcul sont les mêmes que celles utilisées dans les différentes parties de notre travail.

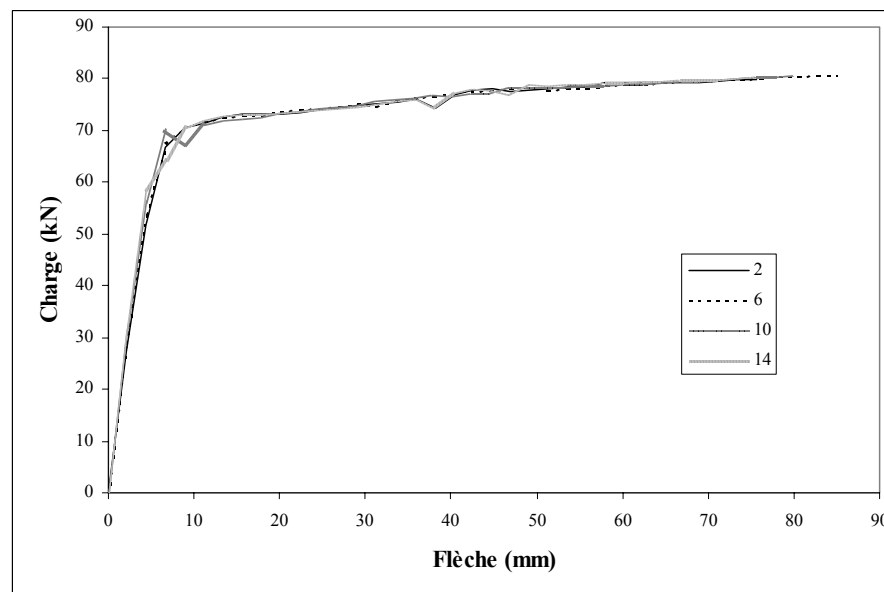


Figure. AI.1. Comportement global pour différents coefficient multiplicateurs α_r .

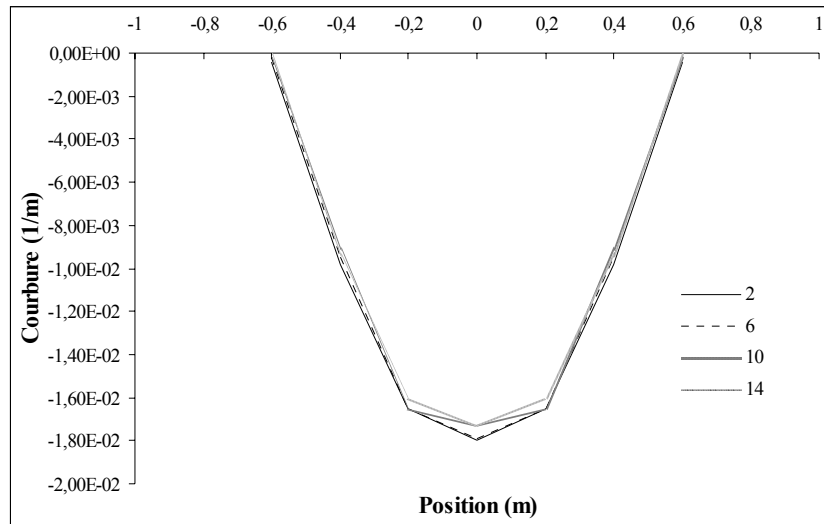


Figure. AI.2. Analyse des courbures pour différents coefficient multiplicateurs α_r .

Les deux courbes présentées ici nous montrent que les différentes valeurs prises pour le coefficient multiplicateur α_r n'induisent pas d'énormes modifications dans le comportement global pour la courbe charge-flèche, ainsi que dans l'analyse des courbures.

Nous allons donc porter notre choix sur une coefficient α_r égal à 1, qui correspond à une production de rouille égale à deux fois la pénétration d'attaque x .

Annexe II. Ductilité pour les simulations d'essais corrodés à ruine.

II.A FORMULE DE CALCUL POUR LA DUCTILITE.

Deux méthodes sont habituellement utilisées pour déterminer la ductilité des poutres en béton armé. La première consiste en une formule sur la flèche, elle est présentée sur l'équation AII.1 [HAR 98].

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{AII.1})$$

où, μ_{Δ} représente la ductilité basée sur la flèche, Δ_y la flèche correspondant au palier de plastification des armatures et Δ_u la flèche correspondant à la charge ultime.

Naaman et Jeong [NAA 95] ont suggéré le calcul de la ductilité μ_w basées sur des considérations énergétiques applicables aux structures en béton armé (Equation AII.2).

$$\mu_w = \frac{1}{2} \left(\frac{W_{\text{tot}}}{W_{\text{el}}} + 1 \right) \quad (\text{AII.2})$$

où, W_{tot} correspond à l'énergie totale représentant l'aire sous la courbe charge-flèche jusqu'à la charge de ruine et W_{el} est l'énergie élastique correspondant à l'aire délimitée par le point de plastification des armatures.

II.B RESULTATS DE LA DUCTILITE POUR LES DIFFERENTES SIMULATIONS DE CORROSION.

Les résultats basés sur la ductilité sont issue des simulations effectuées dans la chapitre 6 pour le cas de l'étude à ruine en corrosion et chargement centrés et décentrés.

Les résultats sont présentés en terme de ratio par rapport à l'élément témoin. Un pour la ductilité basée sur la flèche (Figure AII.1), l'autre pour la ductilité basée sur l'énergie potentielle et correspondant à l'aire sous la courbe charge-flèche (Figure AII.2). Ils sont définis de la façon suivante :

$$\text{Ratio ductilité flèche} = \frac{\mu_{\Delta t} - \mu_{\Delta c}}{\mu_{\Delta t}}$$

$$\text{Ratio ductilité aire} = \frac{\mu_{wt} - \mu_{wc}}{\mu_{wt}}$$

II.B.1 Cas d'une zone corrodé et d'un chargement centrés.

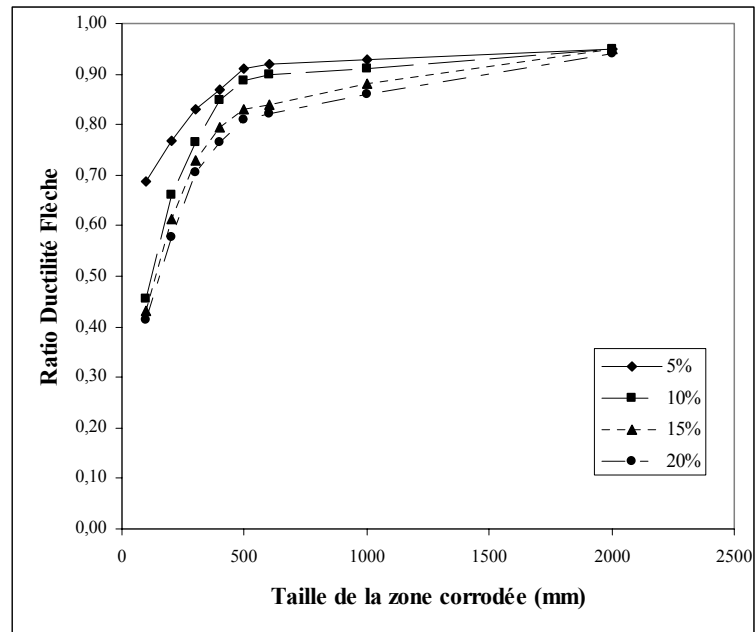


Figure. AII.1. Ratio ductilité flèche en fonction de la taille de zone corrodée.

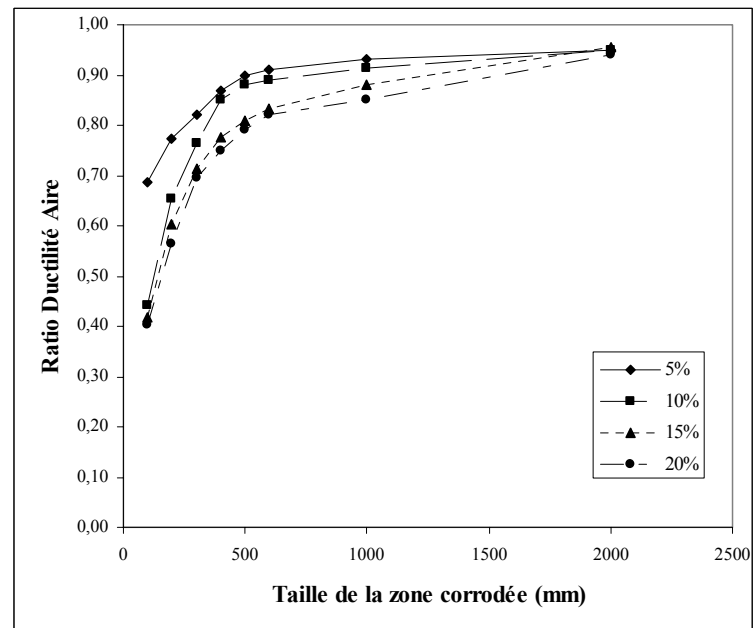


Figure. AII.2. Ratio ductilité aire en fonction de la taille de zone corrodée.

II.B.2 Cas d'une zone corrodée et d'un chargement excentrés.

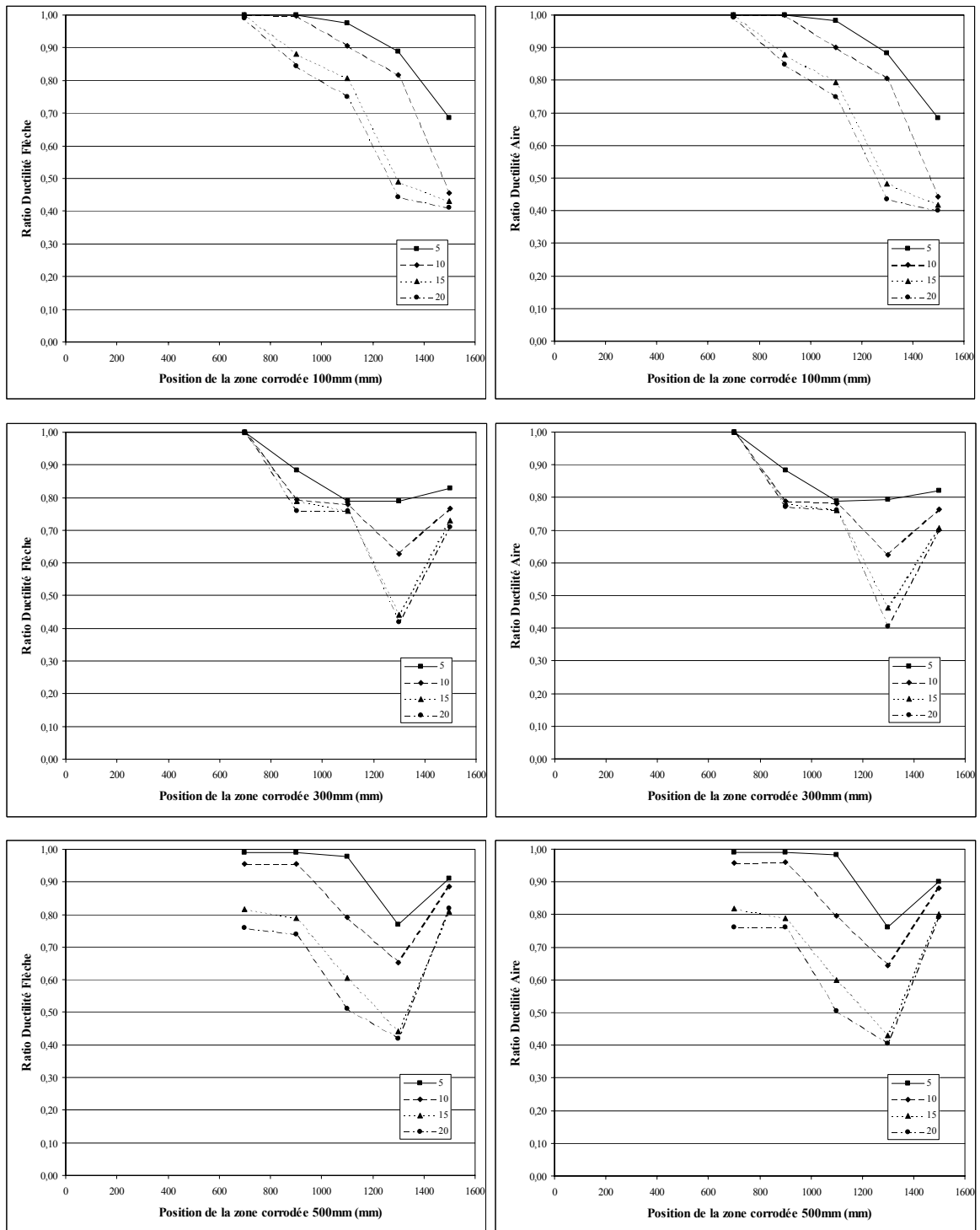


Figure. AII.3. Ratios ductilité flèche et ductilité aire en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1500 mm (centré).

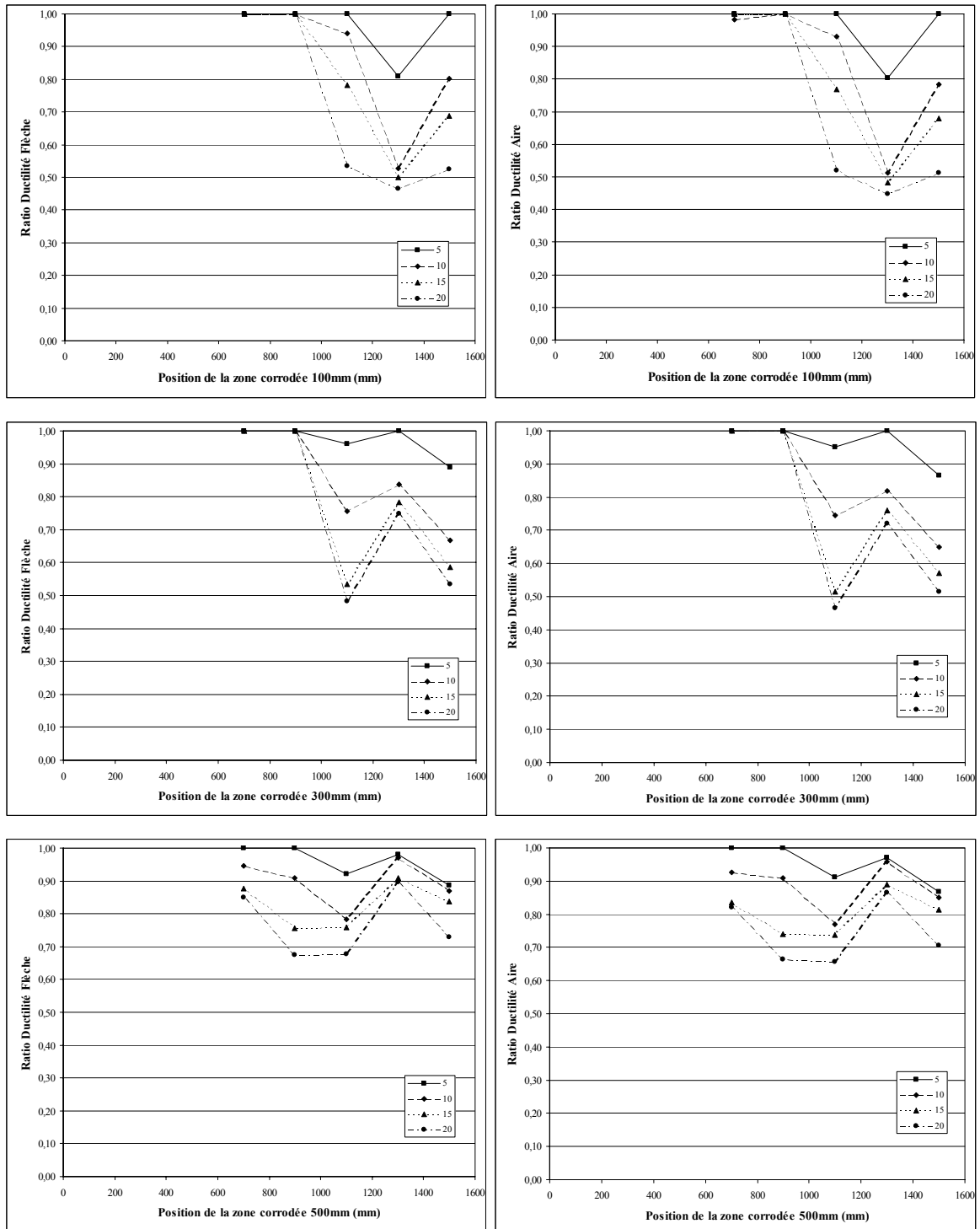


Figure. AII.4. Ratios ductilité flèche et ductilité aire en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1300 mm.

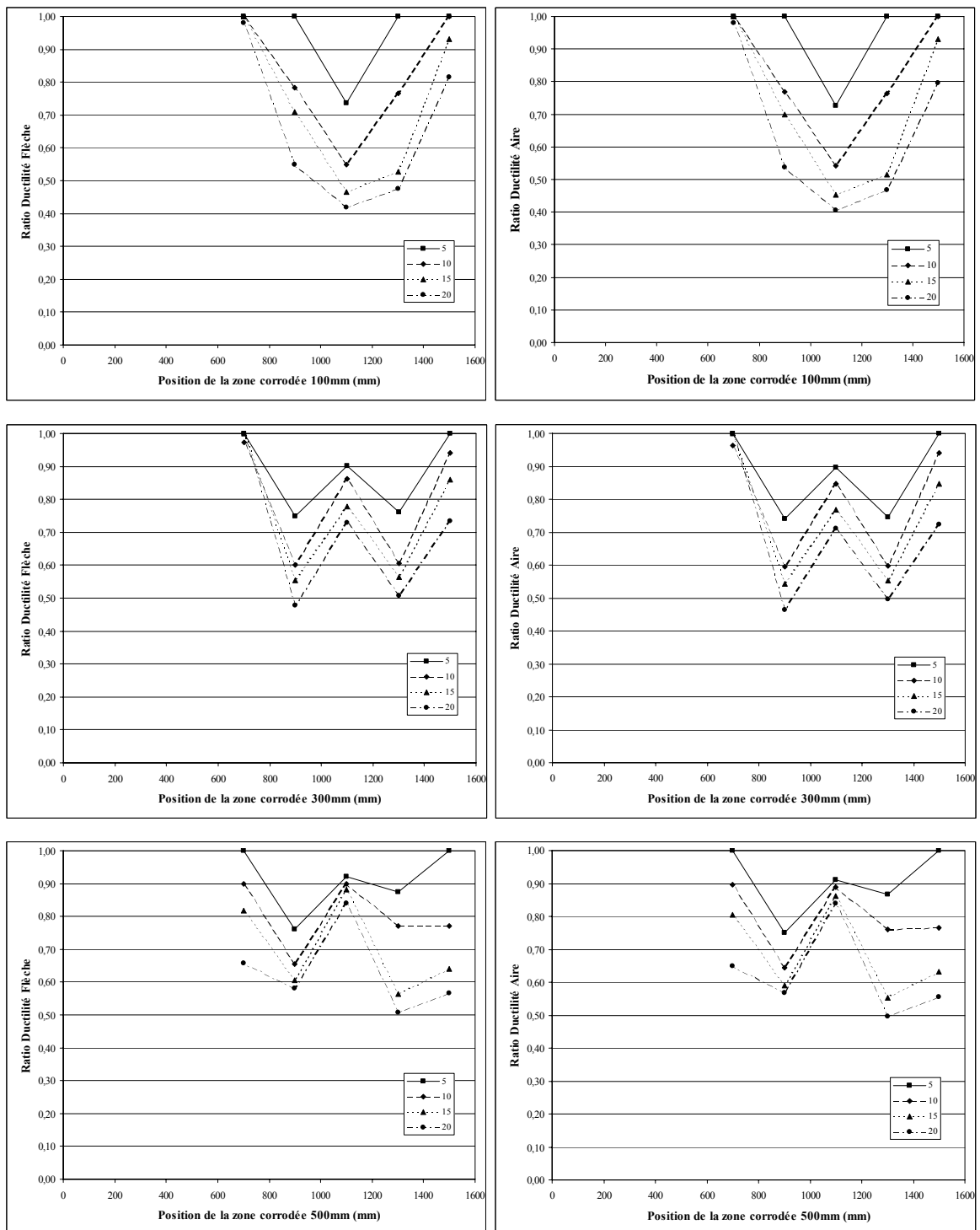


Figure. AII.5. Ratios ductilité flèche et ductilité aire en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 1100 mm.

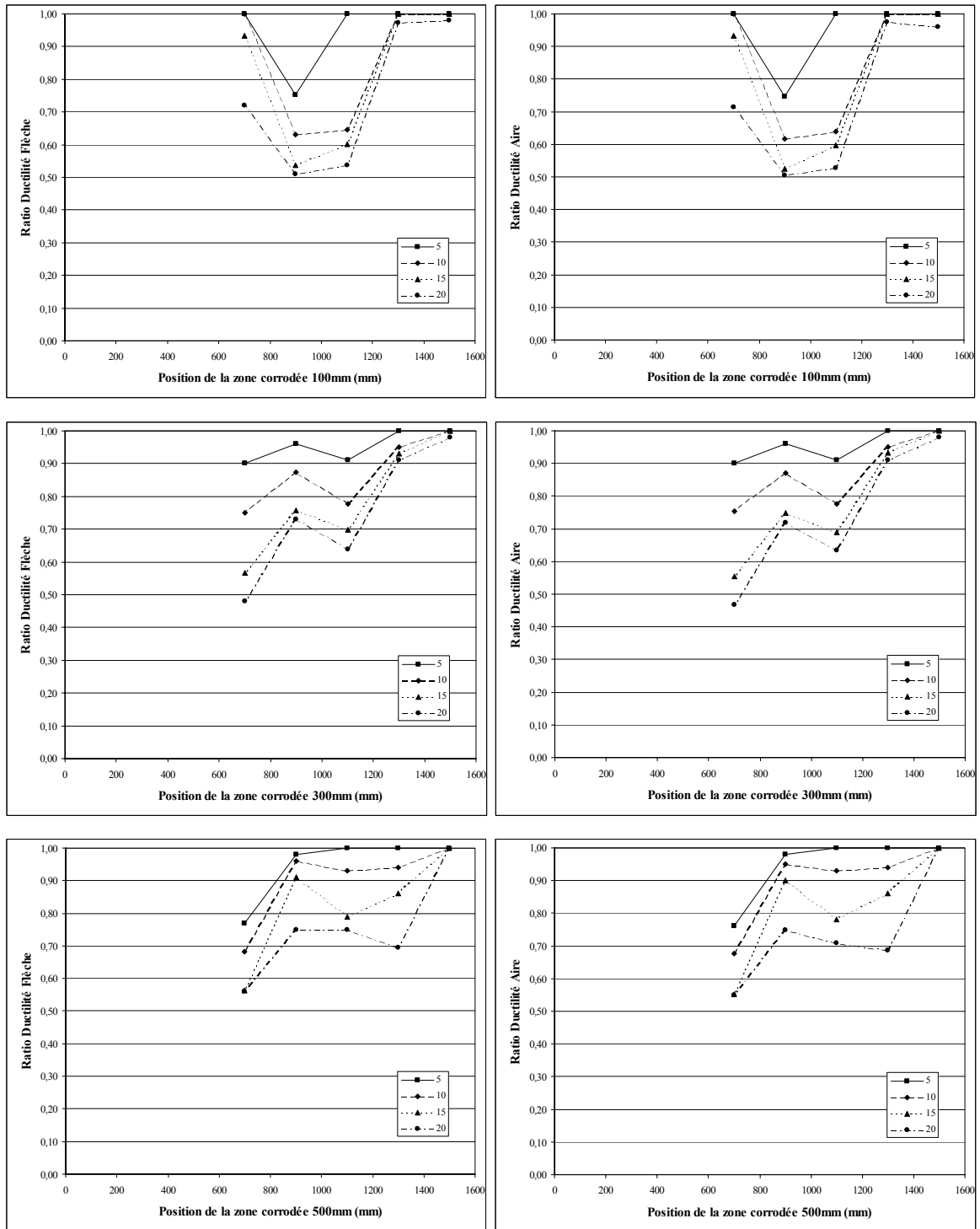


Figure. AII.6. Ratios ductilité flèche et ductilité aire en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 900 mm.

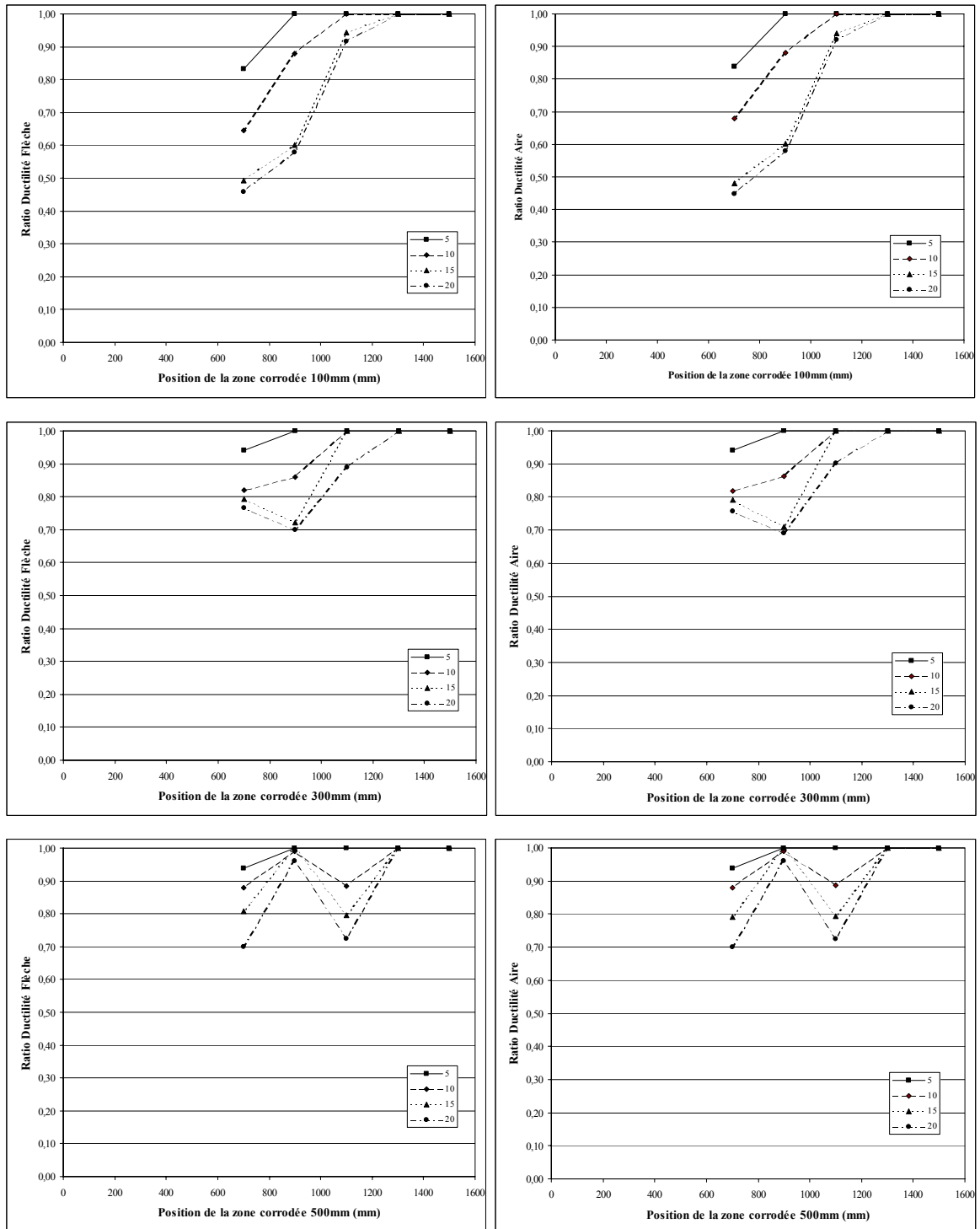


Figure. AII.7. Ratios ductilité flèche et ductilité aire en fonction de la position de la zone corrodée pour différents pourcentages de corrosion et différentes tailles de zone corrodée, chargement 900 mm.