



**HAL**  
open science

# Modélisation numérique de l'interface acier-béton : Application au comportement des structures en béton renforcées par des aciers plats crantés

Thanh Song Phan

► **To cite this version:**

Thanh Song Phan. Modélisation numérique de l'interface acier-béton : Application au comportement des structures en béton renforcées par des aciers plats crantés. Matériaux. UNIVERSITE PARIS EST, 2012. Français. NNT: . tel-00851332

**HAL Id: tel-00851332**

**<https://theses.hal.science/tel-00851332>**

Submitted on 25 Oct 2013

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

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

## THESE DE DOCTORAT

présentée devant l'Université de Paris-Est par

**Thanh Song PHAN**

pour obtenir le grade de :

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS-EST**  
Spécialité : **MATÉRIAUX ET STRUCTURES**  
Ecole Doctorale : **SCIENCES, INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT**

Sujet de thèse

***Modélisation numérique de l'interface acier-béton :  
Application au comportement des structures en béton renforcées  
par des aciers plats crantés***

soutenue à Champs-sur-Marne, le 12 Novembre 2012 devant le jury composé de :

<b>Pr. Alain MILLARD</b>	Président du jury	CEA Saclay
<b>Pr. Alain SELLIER</b>	Rapporteur	INSA Toulouse
<b>Pr. Bruno MASSICOTTE</b>	Rapporteur	Ecole Polytechnique de Montréal
<b>Dr. Jean-Louis TAILHAN</b>	Examineur	IFSTTAR Paris
<b>Dr. Fathi MEZGHANI</b>	Examineur invité	MATIERE®
<b>Dr. Pierre ROSSI</b>	Directeur de thèse	IFSTTAR Paris

---

Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux  
14-20 Boulevard Newton, Champs sur Marne, F-77447 Marne la Vallée Cedex 2

MATIERE®, 2 rue Louis Matière, B.P. 54, 15130 Arpajon Sur Cère, France



## Remerciements

Cette thèse s'est inscrite dans le cadre de la collaboration du programme de recherche entre la société MATIERE®, l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux et Polytech' Clermont Ferrand. Le travail n'aurait pas été possible sans le soutien, l'accompagnement, les conseils de plusieurs personnes.

Je voudrais tout d'abord témoigner ma profonde reconnaissance à **Monsieur Marcel Matière** et à son entreprise, qui ont financé ce travail de recherche. Sans ce financement, cette thèse n'aurait jamais pu se faire. Son invention innovante sur les aciers plats est à l'origine de la problématique principale de cette thèse.

Je suis honoré que **Messieurs Alain Sellier** et **Bruno Massicotte** aient accepté d'être rapporteur de mon travail et que **Monsieur Alain Millard** ait accepté de participer à mon jury.

Je remercie **Monsieur Pierre Rossi**, directeur de ma thèse, qui a dirigé cette thèse avec beaucoup d'enthousiasme et une dose d'exigence. Son expérience scientifique, ses conseils, ses encouragements et sa disponibilité ont été un soutien indispensable à la réalisation de cette thèse.

Ce travail n'aurait probablement pas vu le jour sans **Monsieur Jean-Louis Tailhan**, mon responsable d'études - chef du groupe CEM3 de l'IFSTTAR qui m'a donné de nombreux conseils, permis de nombreuses discussions scientifiques.

Je tiens à remercier **Monsieur Fathi Mezghani**, directeur du bureau d'étude béton, responsable de mon encadrement au sein de la société MATIERE®.

Je tiens à remercier également toutes les personnes du comité de suivi de thèse, **Monsieur Henry Thonier**, **Monsieur Daniel Constantin**, consultants de la société MATIERE® ; **Monsieur Philippe Bressolette**, maître de conférence à Polytech' Clermont Ferrand ; **Monsieur Pierre Augustin**, responsable recherche et développement. Ils m'ont tous donné des conseils précieux sur mes travaux.

Je tiens à faire part de ma gratitude à **Monsieur Pierre Puech**, **Monsieur Fabien Vabre** et **Monsieur Christophe Andrieux** au sein de la société MATIERE® de m'avoir accueilli et de m'avoir aidé dans les procédures administratives.

Je voudrais exprimer toute ma gratitude à mes amis et mes collègues du groupe CEM3 et de l'ex-division BCC pour leur bonne humeur qui ont permis le bon déroulement de ce travail. Les années passées parmi eux dans une ambiance amicale et chaleureuse m'ont apporté des souvenirs inoubliables.

Je suis reconnaissant à tous mes amis vietnamiens pour leurs aides et leurs sentiments amicaux pendant mes séjours en France.

Mes remerciements infiniment du fond de mon cœur vont bien évidemment à ma famille, mes parents, mon frère au Vietnam. Je tiens à dédier cette thèse à mes parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé. Merci pour votre amour et votre soutien pendant toutes ces années d'études. J'espère vous rendre fiers.

Il me reste maintenant une dernière personne à remercier. Celle qui m'accompagne depuis plusieurs années. Merci à ma fiancée pour son soutien et sa patience durant toutes ces années.



## Résumé

Depuis plusieurs années, la société MATIERE® développe un nouveau type de renforcement des structures en béton reposant sur l'utilisation d'aciers plats crantés en substitution des aciers ronds à haute adhérence habituellement utilisés. Ce travail entre dans le cadre du programme de Recherche - Développement des techniques couvertes par les brevets de M. Marcel MATIERE. L'intérêt de ces nouveaux aciers plats crantés réside principalement dans leur géométrie qui permet d'envisager de nouvelles dispositions constructives associées à un gain sur l'épaisseur de béton, notamment au niveau de l'enrobage. Ces aciers sont principalement destinés aux éléments de type dalle ou aux voiles minces où ils permettront de réaliser les économies de béton les plus significatives. Cependant, aucune norme ou règlement ne prend en compte, à ce jour, ces nouveaux aciers. Une étude scientifique validée, principalement basée sur la modélisation numérique, s'est avérée nécessaire pour d'une part modéliser et comprendre l'interaction entre l'acier plat et le béton et, d'autre part, pour justifier que les méthodes de calcul traditionnelles restent applicables à ce genre de renforcement.

Dans le cadre de la problématique de la fissuration des structures en béton armé, une stratégie de modélisation reposant sur une approche probabiliste multi-échelles a été développée. Cette approche multi-échelles ne consiste pas à développer une modélisation qui inclut, dans son formalisme, toutes les échelles, depuis l'échelle très locale jusqu'à l'échelle globale (une structure complète), mais à développer une panoplie de modélisations qui apportent des informations pertinentes à l'échelle d'analyse choisie. Quelle que soit l'échelle considérée, la modélisation est susceptible de donner des informations sur l'ouverture et l'espacement de fissures.

L'aspect probabiliste est essentiellement lié à l'hétérogénéité du matériau béton. Les modèles développés permettent aussi de tenir compte des effets d'échelle, propres aux matériaux hétérogènes, qui jouent un rôle prépondérant dans le comportement des structures en béton. Le travail de recherche a donc consisté à développer des outils de modélisation du comportement d'interface en parfaite cohérence avec l'échelle de modélisation des phénomènes envisagés, notamment au regard des processus de fissuration des structure renforcées par aciers plats.

La démarche scientifique s'est appuyée sur une identification des paramètres de la modélisation par une analyse inverse effectuée sur la base de résultats d'essais expérimentaux réalisés sur de grands tirants en béton armé par aciers plats. Les outils de modélisation ont ensuite été validés sur des modélisations du comportement en flexion de poutres-dalles de grandes dimensions comparées à des résultats d'essais expérimentaux. L'ensemble des essais expérimentaux, nécessaires à cette étude, ont été réalisés par Polytech' Clermont à la demande de l'entreprise MATIERE®.

*Mots clés : acier plat, interface acier-béton, fissuration, modélisation, béton armé*



## Abstract

For several years, the MATIERE<sup>®</sup> company has developed a new type of reinforcement based on the use of ribbed flat steel in substitution of high-adhesion round steel used for precast products. This work is a part of the Technological Research and Development program implemented in the frame of Marcel MATIERE patents. The interest of these new ribbed carbon flat steel lies in their geometry that allows to consider a new structural disposition associated with a gain on the thickness of concrete, particularly at the coating level. These steels are mainly used for thin elements where they will achieve the savings of the most significant concrete. However, no standard or regulation take into account in this time for these new steels. A scientific study validated, mainly based on numerical modeling, is necessary, firstly, to model and understand the interaction between the flat steel and the concrete, and secondly, to justify that the traditional calculation methods are applicable to such reinforcement.

In this frame, a modeling strategy based on a probabilistic multiscale approach was developed. This multiscale approach is not to develop a model that includes, in its formalism, all modeling scales, from the very local to the global one (the complete structure), but to develop a panoply of models that provides relevant informations at the chosen scale of analysis. Whatever the scale considered, the modeling can provide the information relative to the cracks opening and cracks spacing.

The probabilistic aspect is mainly due to the heterogeneity of the concrete. The developed models can take into account the scale effects, specific heterogeneous materials, which play an important role in the behavior of concrete structures.

The research was therefore to develop a modeling tools of the interface behaviour which is perfectly consistent with the modeling scale of phenomena considered, particularly with regard to the cracking process of structure reinforced by flat steel.

The scientific approach was based on a parameter identification of the modeling by an inverse analysis performed on the results of experimental tests carried out on tie-beams reinforced by flat steel. Modeling tools were then validated on the modeling of the beam-slabs in flecion and compared to experimental results. All experimental tests for this study were made at Polytech Clermont Ferrand to the request of the MATIERE<sup>®</sup> company.

*Keys words : flat steel, steel-concrete interface, cracking, modelisation, reinforced concrete*



# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Problématique industrielle . . . . .	1
1.2	Problématique scientifique . . . . .	3
1.3	Objectifs généraux de la thèse et méthodologie . . . . .	4
<b>2</b>	<b>Etat de l'art</b>	<b>7</b>
2.1	Généralité sur l'interface acier-béton . . . . .	7
2.2	Essais utilisés pour identifier les paramètres d'interface acier - béton . . . . .	9
2.2.1	Essais sur les aciers ronds traditionnels . . . . .	9
2.2.1.1	Essai d'arrachement direct ou Pull-out test . . . . .	9
2.2.1.2	Essai de tirant . . . . .	13
2.2.1.3	Essai de poutre - Essai de flexion . . . . .	17
2.2.2	Essais sur les aciers plats . . . . .	19
2.2.2.1	Essai de poutre armée par acier plat . . . . .	19
2.2.2.2	Essai d'arrachement . . . . .	20
2.2.2.3	Essai de tirant renforcé par acier plat . . . . .	22
2.3	Mécanismes physiques dans les différentes approches de la littérature . . . . .	24
2.3.1	Dégradation de la liaison observable sur un essai d'arrachement . . . . .	24
2.3.2	Description des mécanismes intrinsèques de l'interface acier-béton par étude expérimentale numérique . . . . .	25
2.3.3	Différents types de ruptures des structures dues à l'activation de l'interface . . . . .	28
2.3.4	Paramètres influençant le comportement de l'interface . . . . .	29
2.4	Modèles d'interface - Bilan des différentes approches . . . . .	33
2.5	Conclusion . . . . .	36
<b>3</b>	<b>Modélisation probabiliste de la fissuration des structures en béton armé</b>	<b>39</b>
3.1	Objectif et philosophie de la modélisation . . . . .	39

3.2	Fissuration probabiliste du béton . . . . .	40
3.2.1	Le modèle de fissuration explicite (éléments de contact) . . . . .	40
3.2.2	Le modèle de fissuration semi-explicite (modèle macro) . . . . .	42
3.2.3	Différences entre les deux approches de la fissuration du béton . . . . .	43
3.3	Modélisation du comportement de l'interface acier-béton . . . . .	43
3.3.1	Modèle d'interface local . . . . .	43
3.3.2	Discussion sur les échelles de modélisation . . . . .	46
3.4	Méthodologie d'identification des paramètres du modèle d'interface proposé . . . . .	48
3.4.1	Essai sur tirants . . . . .	48
3.4.1.1	Description de l'essai sur tirants . . . . .	48
3.4.1.2	Caractéristiques des matériaux utilisés . . . . .	49
3.4.1.3	Procédure de coulage des tirants [71] . . . . .	51
3.4.1.4	Dispositif expérimental . . . . .	52
3.4.1.5	Méthode d'analyse (dépouillement) des résultats expérimentaux . . . . .	54
3.4.1.6	Résultats obtenus . . . . .	54
3.4.2	Comparaison avec les calculs réalisés selon l'Eurocode 2 . . . . .	60
3.4.3	Etude paramétrique : méthodologie générale . . . . .	61
3.4.3.1	Détermination des valeurs des paramètres relatifs au modèle d'interface local 2D . . . . .	62
3.4.3.2	Analyse des résultats obtenus : exemple du tirant renforcé par acier plat 25 x 3,5 mm <sup>2</sup> (équivalent à un rond HA $\Phi$ 10) . . . . .	64
3.4.3.3	Influence de l'excentrement de la barre et de la structuration du béton qui l'entoure . . . . .	67
3.4.3.4	Comparaison des résultats obtenus avec les deux modèles de fissuration du béton - Modèle discret vs. modèle macroscopique . . . . .	72
3.4.3.5	Simulation des tirants avec les crantages représentés explicitement . . . . .	75
3.4.3.6	Récapitulatif de tous les résultats obtenus . . . . .	79
3.4.3.7	Simulation 3D des tirants renforcés par aciers plats crantés . . . . .	80
3.5	Interprétation des résultats obtenus par différents aciers . . . . .	84
3.6	Résumé et Conclusions . . . . .	86
<b>4</b>	<b>Validation des modèles</b>	
	<b>Essais de flexion 3 et 4 points sur poutres-dalles</b>	<b>89</b>
4.1	Essais de flexion 3 et 4 points . . . . .	89
4.1.1	Présentation des essais . . . . .	90

<i>Table des matières</i>	vii
4.1.2 Caractéristiques du matériau . . . . .	91
4.1.2.1 Béton . . . . .	91
4.1.2.2 Aciers . . . . .	91
4.1.3 Dimensionnement du ferrailage . . . . .	92
4.1.4 Dispositif expérimental . . . . .	93
4.1.5 Mesure de la fissuration . . . . .	95
4.2 Calcul prédictif règlementaire selon l'Eurocode 2 . . . . .	96
4.3 Résultats expérimentaux des poutres - dalles . . . . .	98
4.4 Modélisation des essais sur poutres - dalles . . . . .	102
4.5 Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux . . . . .	106
4.5.1 Importance de prendre en compte le comportement de l'interface dans les simulations . . . . .	106
4.5.2 Résultats obtenus en prenant en compte les valeurs des paramètres du comportement d'interface obtenus par analyse inverse sur tirant . . . . .	108
4.5.3 Modélisation 3D des poutres-dalles en flexion . . . . .	112
4.6 Conclusions . . . . .	118
<b>5 Conclusions globales et Perspectives</b>	<b>119</b>
<b>A Annexe A - Calcul prédictif selon l'Eurocode 2</b>	<b>123</b>
<b>B Annexe B - Résultats expérimentaux sur l'essai de tirant</b>	<b>129</b>
<b>C Annexe C - Méthode d'analyse des résultats</b>	<b>135</b>
<b>D Annexe D - Résultats numériques de la modélisation des tirants</b>	<b>139</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>147</b>



# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Problématique industrielle

L'entreprise MATIERE S.A. développe depuis quelques années de nouvelles techniques de renforcement par des aciers plats en substitution des aciers ronds dans le but d'étendre ses domaines de compétence en termes de produits préfabriqués en béton armé. Ce travail entre dans le cadre du programme de recherche et développement des techniques couvertes par les brevets de M. Marcel MATIERE et s'inscrit plus particulièrement dans une vérification du comportement de ce nouveau type de renforcement pour des éléments minces (conduits MATIERE®).

En théorie, les aciers plats pourraient avoir des propriétés d'adhérence et mécaniques au moins équivalentes à celles des aciers ronds compte tenu de leur plus grand périmètre à section égale, l'adhérence acier-béton dépendant, en outre, de ce périmètre. L'étude expérimentale du phénomène d'adhérence de l'interface acier-béton est donc nécessaire. De nombreuses expérimentations ont été réalisées sur éprouvettes [76] [80], sur dalles minces [73] [74] [75], sur poutres [73] [81], sur des voutes de "Conduits MATIERE®" [77], sur dalots [79], dans l'usine de l'entreprise MATIERE®, ceci en collaboration avec Polytech-Clermont Ferrand (anciennement C.U.S.T) et sous l'expertise technique de M. Henri Thonier. Ces essais, qui avaient un but purement exploratoire, ont permis d'étudier les mécanismes de l'interface, l'influence des différents paramètres sur son comportement et également de connaître les avantages et inconvénients en terme des propriétés mécaniques des aciers plats.

Les nombreux avantages de cette solution ressortent d'une simple constatation géométrique. Ainsi, ces avantages apparaissent clairement quand il s'agit de concevoir des éléments en béton armé. Dans ce contexte, l'utilisation des aciers plats permet de réduire l'épaisseur de béton mise en œuvre en assurant la meilleure participation des aciers [70]. Ce constat s'explique par :

- L'augmentation du bras de levier : à enrobage égal, le centre de gravité d'un rectangle peut être placé plus près de la paroi que celui d'un cercle de même section. Cette disposition géométrique permet d'augmenter sensiblement le bras de levier (distance à la paroi opposée comprimée) ou bien donc de diminuer l'épaisseur pour garder le même bras de levier (voir FIGURE 1.1).
- La possibilité de souder les épingles à l'intérieur des cages d'armature (voir FIGURE 1.2) : la soudure de 2 bandes rectangulaires peut être réalisée sur une plus grande longueur que celle de deux barres circulaires orthogonales dont la surface de contact se réduit à un point. La possibilité, sur des bandes plates, de réaliser des soudures résistantes permet de placer les

épingles à l'intérieur des aciers principaux, ce qui augmente encore leur bras de levier puisque l'enrobage minimum est considéré en tête d'épingle.

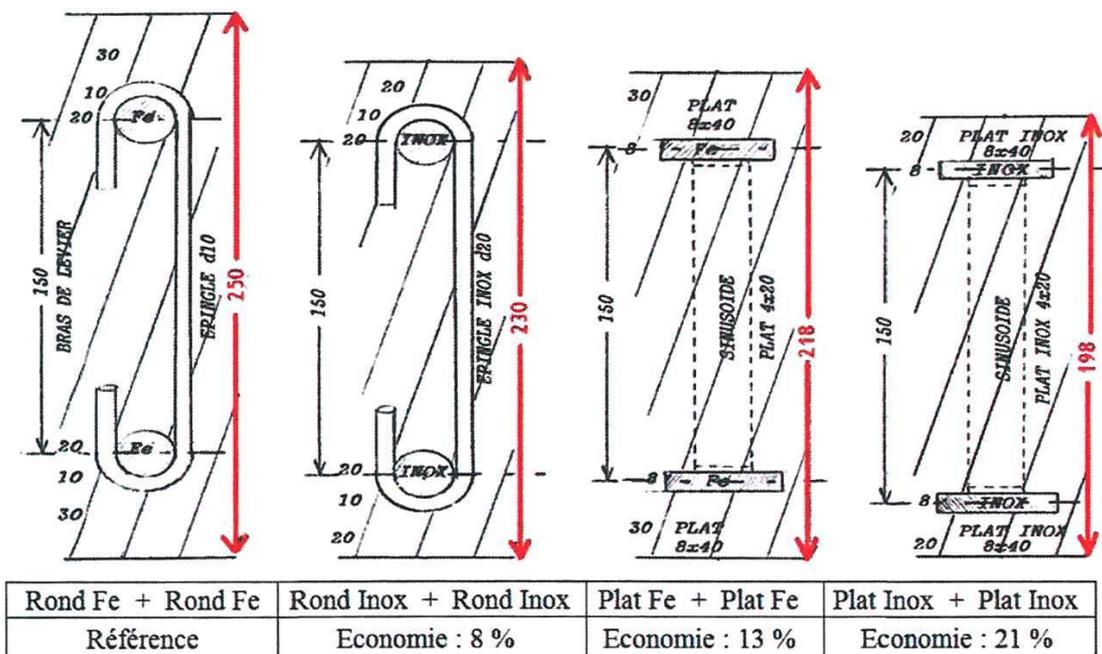


FIGURE 1.1 – Economies apportées par les aciers plats

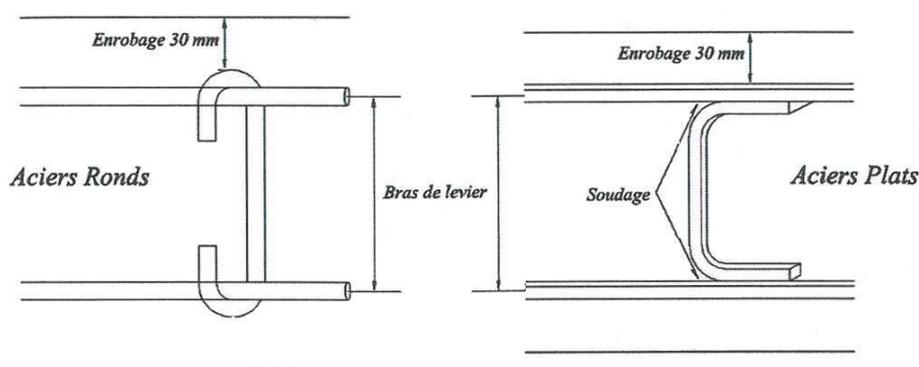


FIGURE 1.2 – Soudure des aciers plats

- La possibilité de réaliser des vrilles (voir FIGURE 1.3) : par rotation à 90° ou 180° d'une bande d'acier sur son axe longitudinal, il est possible de réaliser des vrilles pour ancrer les extrémités des aciers dans le béton, du fait de la meilleure mobilisation de ce dernier. Ces vrilles présentent l'avantage d'une économie importante du poids d'acier et d'encombrement des armatures aux abouts, par rapport aux crosses d'ancrage habituellement utilisées.
- L'augmentation de la surface d'adhérence : à section égale, une bande plate possède un périmètre plus important que celui de l'acier rond correspondant. Par exemple, le périmètre d'une bande plate, dont l'épaisseur est égale au cinquième de sa largeur, est 1.6 fois plus grand que celui d'un acier rond de même section. Sa surface d'adhérence avec le béton est donc 1.6 fois plus grande.



FIGURE 1.3 – Vrille à 180°

- La possibilité de placer les aciers sur chant : dans les parties comprimées des structures en béton, il est possible de placer des bandes d'acier sur chant, orthogonalement à la paroi. Cette disposition permet de réduire la poussée au vide qui résulte du flambement de l'acier comprimé et en conséquence de diminuer le nombre des épingles nécessaires.
- L'effet de nappage : les aciers plats sont beaucoup plus souples, dans le sens de l'épaisseur, que les aciers ronds de section équivalente. De ce fait, la fabrication des cages d'armature est grandement facilitée : L'économie du temps de main d'œuvre nécessaire à leur confection a été évaluée en usine à environ 10%. Pour les mêmes motifs, les cages d'armatures en fer plat sont beaucoup plus souples avant coulage du béton, même quand elles sont assemblées par soudure, que les cages fabriquées avec des aciers ronds. De ce fait, elles sont beaucoup plus faciles à mettre en œuvre dans les coffrages, auxquels elles s'adaptent en respectant parfaitement les épaisseurs d'enrobage.
- L'acier placé en peau de structure : dans le cas des dalles, les armatures plates principales sont situées en paroi extérieure sous forme d'une peau métallique continue. Cette peau métallique, non protégée, est réalisée en acier inox. L'épaisseur de cette peau permet de résister aux contraintes de traction dans les deux sens (économie des aciers secondaires).

La mise sur le marché de ce type de produit semble être donc très prometteuse du fait de ces avantages. Cependant, le problème qui persite encore, reste le manque de réglementation adaptée à ce type de renforcement. Or, la majorité des données à disposition provient des campagnes d'essais sur les tirants, poutrelles, dalles, dallots réalisées au cours des années précédentes qui devraient permettre de comprendre les mécanismes relatifs au comportement de l'interface liaison acier-béton, et d'être capable de concevoir une méthode de dimensionnement des ouvrages armés par aciers plats. La compréhension du phénomène d'adhérence des aciers plats est primordiale pour le développement de ce type de produits. De plus, l'analyse du comportement de l'interface acier-béton permet d'identifier les paramètres qui sont à l'origine des améliorations générées par les aciers plats.

Une étude numérique est donc nécessaire pour d'une part modéliser l'interaction entre l'acier plat et le béton, ceci en fonction des différentes configurations géométriques des barres utilisées ainsi que des caractéristiques mécaniques de l'acier et du béton et, d'autre part, pour élaborer une méthode de calcul des structures armées par des aciers plats. Ceci constitue les 2 objectifs principaux du partenariat entre l'IFSTTAR et l'entreprise MATIERE<sup>®</sup>, partenariat dans lequel s'inscrit la thèse.

## 1.2 Problématique scientifique

La recherche portant sur le comportement de l'interface acier-béton et sa modélisation est ancienne à l'IFSTTAR. Ainsi, de nombreux travaux ont été menés dans les années 1995-2004. Il en

ressort que la prise en compte de cette interface acier-béton a une importance non négligeable sur le processus de fissuration en service des structures en béton armé. Pour ce qui concerne la prise en compte du comportement mécanique de cette interface dans la modélisation numérique, elle reste insatisfaisante, surtout dans l'aspect de prédiction de la fissuration. Ceci malgré les connaissances acquises au niveau des mécanismes physiques qui sont à l'origine du comportement de l'interface. L'obtention des informations sur la fissuration est essentielle car elle permet de quantifier la durabilité de la structure. En effet, les modèles d'interface développés au sein de l'IFSTTAR dans ces dernières années par Clément [15], Ben Romdhane [52], Richard [49] permettent de bien obtenir le comportement global, pourtant ces modèles ne prennent pas en compte vraiment le comportement de l'interface dans la modélisation et plupart d'entre eux ne sont pas capables de donner les informations pertinentes sur la fissuration.

Le groupe Comportements Expérimentaux et Modélisations en Mécanique des Matériaux (CEM3) du département Matériaux de l'IFSTTAR a développé depuis ces dernières années, un nouveau code de calcul aux éléments finis dévolu uniquement à la modélisation de la fissuration des structures en béton. Dans l'optique d'introduire, au sein de ce code, la modélisation de l'interface acier-béton, le groupe CEM3 a décidé de collaborer avec l'entreprise MATIERE®. Cette collaboration porte sur le développement d'un modèle numérique et son utilisation au cas spécifique du renforcement par acier plat.

En se basant sur les modèles de fissuration probabilistes développés à l'IFSTTAR pour représenter le comportement des bétons, l'idée est de mettre en place de façon cohérente une modélisation du comportement de l'interface acier-béton. Cette cohérence devant être entendue principalement au sens de l'échelle de modélisation des processus de fissuration du béton et de dégradation de l'interface acier-béton. Et une telle approche doit, in fine, permettre une quantification fiable du comportement global (capacité portante) et local (nombres, ouvertures et espacements de fissures) de la structure.

### 1.3 Objectifs généraux de la thèse et méthodologie

Deux objectifs principaux ont été définis pour ce travail de recherche en partenariat :

- Développer un modèle de comportement de l'interface acier - béton compatible avec les modèles probabilistes de la fissuration du béton développés au sein du code de calcul du groupe CEM3.
- Comprendre les mécanismes de dégradation de l'interface et les processus de fissuration des structures en béton renforcées par les aciers plats crantés.

Pour atteindre ces objectifs, les travaux envisagés dans le cadre de la thèse sont les suivants :

- Implémentation d'éléments d'interface 2D et 3D compatibles avec ceux utilisés dans le cadre des modèles de fissuration probabilistes du béton.
- Choix d'une loi de comportement de l'interface prenant en compte les mécanismes physiques considérés comme principaux.
- Détermination par analyse inverse (confrontation calculs / essais expérimentaux), des valeurs quantitatives des paramètres de cette loi.
- Validation de l'approche modélisatrice globale (comportement de l'interface acier-béton et fissuration du béton) en la confrontant à des essais expérimentaux sur des éléments structuraux.

### Synopsis du contenu

Ce premier chapitre de la thèse présente donc les problématiques industrielles et scientifiques, et ainsi les objectifs principaux de la thèse.

Le deuxième chapitre est dédié à une présentation assez générale du problème de l'interface au travers d'un état de l'art bibliographique. Plusieurs aspects sont mentionnés : les essais de caractérisation du comportement de l'interface, les mécanismes relatifs à ce comportement de l'interface et leurs paramètres influents, et enfin la modélisation numérique.

Le chapitre 3 présente les principes généraux de la modélisation. Il consiste, dans un premier temps, à présenter les modèles probabilistes de fissuration de béton auxquels est "couplé" le modèle d'interface. Dans un deuxième temps, le développement du modèle d'interface est présenté. La dernière partie de ce chapitre est consacrée à la détermination des valeurs des paramètres du modèle d'interface proposé. Cette étude se fait par analyse inverse et le chapitre se propose d'en présenter les principes et les résultats obtenus.

Le quatrième chapitre se focalise sur la validation de l'approche modélisatrice. Il se concentre principalement sur une confrontation des résultats de calculs à des résultats d'essais expérimentaux réalisés sur des éléments de structure représentatifs d'une utilisation industrielle courante de ce type de renforcement. Il est important de noter que les calculs sont ici réalisés en utilisant les paramètres identifiés selon la procédure décrite dans le chapitre précédent.

A la fin de ce document, les conclusions du travail sont présentées ainsi que les perspectives pour la suite du projet de recherche de l'entreprise MATIERE® portant sur le développement de ce nouveau type de renforcement : *les aciers plats*.



# Chapitre 2

## Etat de l'art

### 2.1 Généralité sur l'interface acier-béton

D'une manière générale, un élément structural en béton armé est un système complexe fait de plusieurs composantes (béton, acier, interface) dont les comportements sont très différents l'un de l'autre. Le comportement de la structure dépend essentiellement non seulement des comportements du béton et de l'acier mais encore de celui de l'interface acier béton. Par définition, on peut considérer que l'interface est une zone du béton qui entoure l'acier, et qui n'a a priori aucune forme spécifiée. Sa forme dépend directement de celle de l'acier : type de l'acier (lisse, cranté), type de matériau (carbone, inox), type de rugosité (empreinte, relief ou verrou, nervure).

Le comportement de l'interface est représenté par l'adhérence qui est un phénomène complexe, et permettant d'assurer une liaison entre deux surfaces en contact et de transmettre une sollicitation exercée suivant la surface de contact des deux matériaux. Au sens du béton armé, une fois que le béton est soumis à des chargements extérieurs, la mise en charge des armatures est nécessaire pour le fonctionnement normal de la structure. Ainsi, ce rôle est assuré par l'interface ; cette dernière doit permettre une transmission totale des efforts sans glissement des armatures dans la gaine de béton avant sa détérioration. Une fois que la détérioration de l'interface a eu lieu, elle provoque une perte d'adhérence qui entraîne ensuite un changement de comportement de l'acier et du béton. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface lors des calculs des structures.

L'investigation du comportement de l'interface présentée par Lutz and Gergely [32] fournit une évaluation compréhensible du mécanisme de l'interface dans la structure. Cette investigation est supportée par des campagnes expérimentales et numériques de nombreux chercheurs (Broms [9] [10], Lutz et al.[31], Rehm [46], and Watstein and Mathey [69]). Lutz et Gergely ont conclu que la transmission de l'effort entre le béton et l'acier se fait par l'action des trois phénomènes physiques suivants :

- Une adhésion physico-chimique
- Une interaction mécanique des nervures causée par la déformation entre l'acier et le béton.
- Un frottement

Ces phénomènes physiques dépendent de différents paramètres : les dimensions de la structure, la nature du béton, l'armature de renforcement et ses caractéristiques (voir SECTION 2.3.4). Pour les aciers nervurés, l'interaction mécanique est le mécanisme principal qui gouverne le comportement

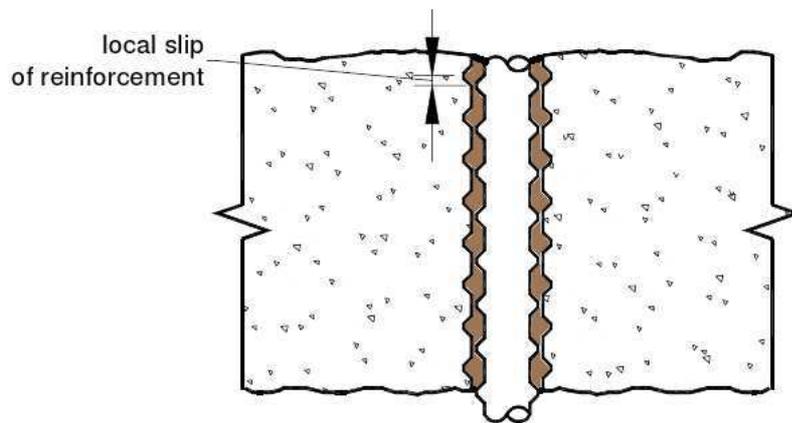


FIGURE 2.1 – Glissement local au niveau l'interface acier-béton

de l'interface. Au contrainte, l'adhésion physico-chimique et le frottement sont les mécanismes qui dominent le comportement de l'interface dans le cas des aciers lisses. Sous l'action de ces phénomènes physiques, selon la théorie de Caquot, deux types de contraintes peuvent se développer au niveau de l'interface (FIGURE 2.2) :

- des contraintes de cisaillement engendrées par le glissement selon l'axe de la barre. Si l'effort axial croît, ces contraintes peuvent entraîner la rupture du béton suivant des surfaces coniques inclinées un angle d'un  $45^\circ$  avec l'axe de la barre (Perchat [41], Tepfers [66], Tilantera and Rechart [67]).
- des contraintes radiales perpendiculaire à l'axe de la barre.

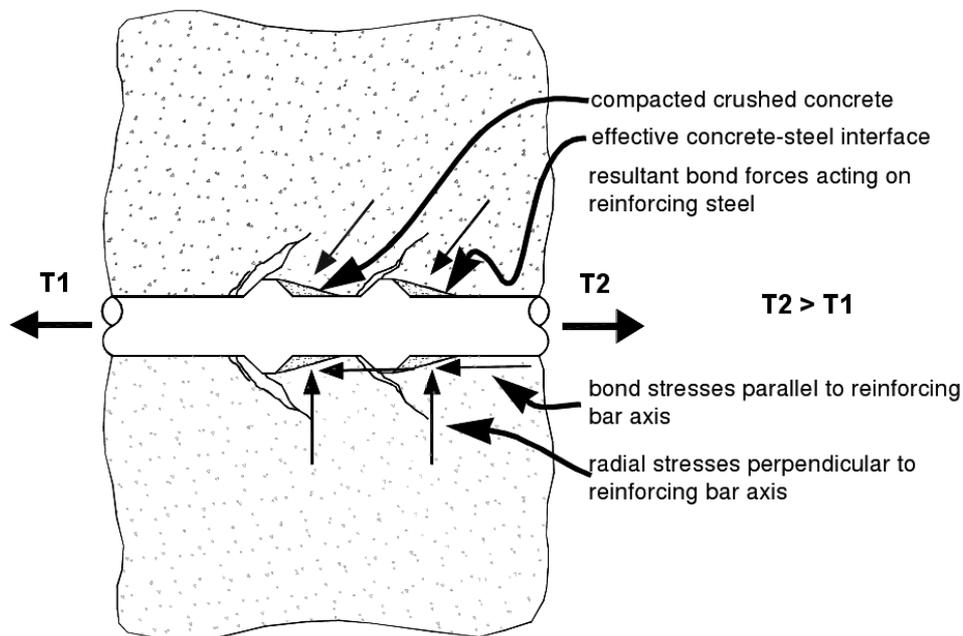


FIGURE 2.2 – Description du développement des contraintes au niveau de l'interface acier-béton

La compréhension de ces mécanismes physiques permet d'établir les lois de comportement de l'interface qui sert ensuite à intégrer son impact dans la modélisation du comportement des

structures. De façon générale, trois grandes catégories de recherches ont été adoptées pour l'investigation et l'identification du comportement d'interface :

- Les concepts théoriques et l'adaptation des normes de calcul.
- L'étude expérimentale et phénoménologique.
- L'implémentation des modèles numériques.

La littérature comporte de très nombreuses références dans ce domaine. Quelques unes sont présentées ici à titre d'exemple. Pour des revues de littérature plus complètes voir [20], [32], [47], [64], [66].

## 2.2 Essais utilisés pour identifier les paramètres d'interface acier - béton

Dans le contexte des recherches menées pour bien comprendre les mécanismes intrinsèques de l'interface acier-béton et leur impact sur le comportement de la structure, de nombreux essais expérimentaux ont été réalisés dans la littérature. Ces tests se sont concentrés plus fréquemment sur des aciers ronds lisses et à haute adhérence. Au contraire, il n'y a pas de grandes études sur les aciers plats. On présente ici une classification des divers types d'essais expérimentaux qui ont servi de base à des modélisations par la suite. Cette classification est la suivante :

- Essais d'arrachement direct (pull-out test).
- Essais de tirant à double traction (double traction tie test).
- Essais de poutre (beam test).

Ces essais sont basés sur le même principe : extraire une barre d'acier d'un massif de béton. En effet, la barre d'acier est toujours soumise à un effort qui se rapproche de la traction directe. Le béton subit des chargements différents d'un essai à l'autre.

### 2.2.1 Essais sur les aciers ronds traditionnels

#### 2.2.1.1 Essai d'arrachement direct ou Pull-out test

Les essais d'arrachement sont les essais d'adhérence les plus utilisés pour étudier le comportement de l'interface acier-béton. Ces essais ont pour but de déterminer la résistance maximale de l'interface. Ils consistent à placer une barre d'acier, lisse ou à haute adhérence, au milieu d'un bloc de béton (cylindrique ou prismatique) et à appliquer un chargement croissant à la barre jusqu'à la ruine du système. Les types de ruines souvent rencontrés pour ce type d'essai sont : ruine par l'extraction de la barre d'acier, ruine par l'apparition de macro-fissures longitudinales ou transversales, ruine par la plastification de la barre.

L'état de contrainte-déformation de la zone d'interface dans l'essai d'arrachement est dû non seulement à l'activation de l'interface mais aussi à l'enrobage du béton. Pour un enrobage petit, on n'utilise pas cet essai pour observer les phénomènes intrinsèques au cours de l'évolution du comportement de l'interface, car les fissures dans ce cas se développent rapidement vers la surface du béton et on ne peut pas exploiter toutes les informations. La RILEM [50] recommande d'utiliser des éprouvettes de section carrée  $10d \times 10d$  ( $d$  est le diamètre de la barre d'acier rond). Cependant, on trouve aussi dans la littérature des campagnes expérimentales qui utilisent des éprouvettes

cylindriques comme Bigaj [7]  $50\text{cm} \times 50d$  ou Rosaty [59]  $172\text{cm} \times 12d$ . Dans le cas d'un enrobage suffisamment grand, cet essai présente bien l'état ultime de l'interface : ruine due à des fissures cylindriques par l'extraction de la barre d'acier. Cela permet d'identifier les phénomènes intrinsèques qui causent la diminution de la résistance et la ruine de l'interface.

Ce type d'essai est aussi utilisé souvent pour étudier l'influence des paramètres géométriques (enrobage, diamètre de la barre,...) et mécaniques (résistance du béton, confinement latéral,...) sur la résistance de l'interface [20], [25], [32],[37], [66].

### a. Essai d'arrachement de Tassios

Le travail de Tassios [64] consiste à identifier le processus d'activation de l'interface. Au travers des observations des essais d'arrachement, il suppose quatre phases qui décrivent les phénomènes produits au cours du chargement qui influencent l'allure de la relation expérimentale idéalisée  $\tau - \sigma$  (relation CEB-FIP [50]) :

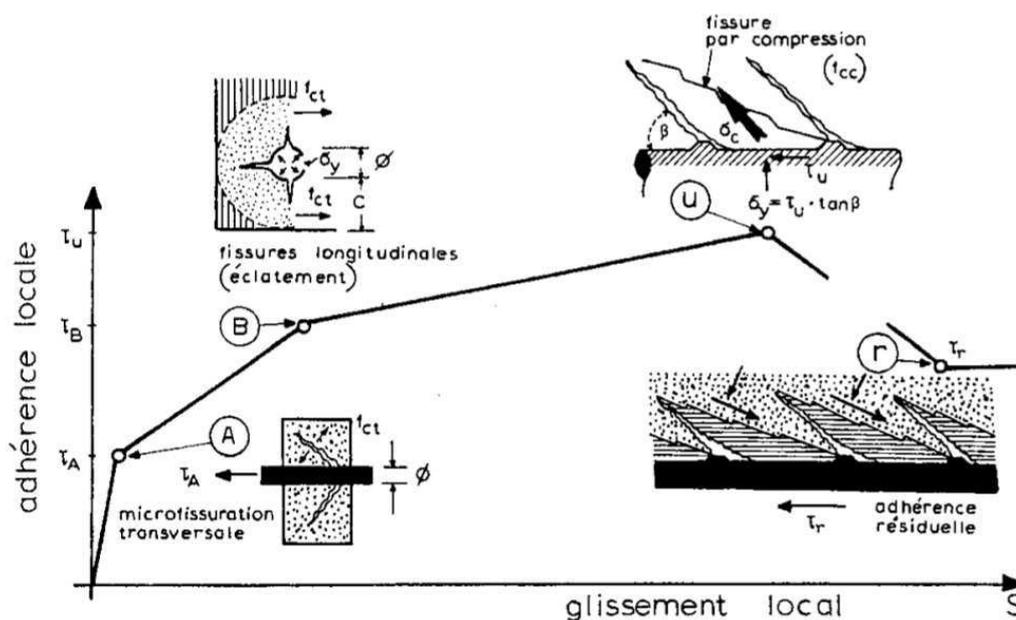


FIGURE 2.3 – Modèle physique des divers états de micro-fissuration interne caractéristiques du comportement d'interface (Tassios)

- Phase 1 - chargement jusqu'à la rupture de l'adhésion : lors du coulage, le mortier du béton pénètre irrégulièrement dans les crans, nervures de la barre d'acier. En plus, l'acier de son côté subit un double confinement dû à l'enrobage et aux retraits de la pâte de ciment. Ces phénomènes se produisant avant tous les autres peuvent influencer le comportement de l'interface et donc celui de l'éprouvette. Dès les premiers pas de chargement, un petit glissement longitudinal est produit avant d'atteindre le seuil d'adhésion physico-chimique qui marque la fin de l'effet de "colle" et le début du glissement relatif.
- Phase 2 - chargement jusqu'à un cisaillement maximal  
Pour un acier lisse : avec la rupture de l'adhésion, les forces sont transmises vers le béton d'enrobage par frottement dû au contact. Parce qu'il n'y a pas de nervures dans les barres lisses, une microfissuration se développe assez uniformément tout le long de l'interface. Avec

l'augmentation du glissement relatif, on observe une contrainte d'interface constante qui reste quasi identique à celle de la rupture d'adhésion.

Pour un acier haute adhérence : avec la présence des nervures sur la barre d'acier, l'interaction mécanique du mortier avec ces dernières est activée. La contrainte d'interface augmente avec le chargement et les microfissures radiales dues au glissement relatif se développent dans le béton. En effet, le comportement global de l'éprouvette reste élastique car la microfissuration (dans le premier temps) n'influence pas énormément l'allure du comportement de l'interface. Avec l'augmentation du glissement relatif, la rigidité de l'interface diminue au fur à mesure quand la contrainte dans cette dernière augmente. Lorsque la contrainte atteint sa valeur maximale, la microfissuration se localise en macrofissures formant un réseau en "arêtes de poisson" dans le béton. Par conséquent, l'interaction mécanique devient plus faible. Dans cette phase, une microfissuration longitudinale peut avoir lieu lorsque les contraintes orthoradiales dans le sens du chargement dépassent la résistance en traction du béton.

- Phase 3 - Phase à cisaillement constant : La butée des nervures est empêchée par le béton effrité par éclatement, seuls les mécanismes de frottement sont restés. Si les fissures longitudinales se sont créées dans la phase 2, elles peuvent se développer sur une région plus importante.
- Phase 4 - Ruine de l'éprouvette
  - ◊ Si l'enrobage est petit, les macrofissures divisent l'éprouvette par des petits blocs de béton.
  - ◊ Si l'enrobage est important [7] ou en cas de la présence des armatures transversales [26], la contrainte d'interface diminue progressivement vers une contrainte résiduelle de frottement.

Pendant, ce processus de fissuration est conditionné par différents paramètres relatifs au béton et à l'acier. Et l'existe une grande dispersion des résultats qui se traduit par une grande dispersion des relations  $\sigma - \tau$  montrant des allures ou des valeurs seuils complètement différentes d'un essai à l'autre (en effet, certaines des phases sont totalement inexistantes dans certaines campagnes expérimentales).

### **b. Essai d'arrachement de Eligehausen, Popov et Bertero [20]**

Il s'agit de l'étude la plus complète sur l'interface acier-béton ce qui en fait, à ce titre, une référence. Elle comprend des recherches expérimentales et analytiques qui permettent de prédire (analytiquement) le comportement local de l'interface acier-béton. Une campagne de 125 essais d'arrachement a été réalisée. Les éprouvettes ont une longueur d'ancrage de  $5d$  (cinq fois le diamètre de la barre ronde). La géométrie de l'essai est montrée sur la FIGURE 2.4.

Les auteurs ont étudié l'influence sur l'interface des paramètres suivants : l'histoire de chargement, l'effet de confinement du renforcement, le diamètre des barres d'acier, la résistance à la compression du béton, l'espacement des barres, la pression latérale et la vitesse de chargement. En se basant sur les résultats obtenus, ces auteurs ont établi un modèle analytique, local et prédictif pour la relation contrainte-glissement (FIGURE 2.5) qui prend en compte tous ces paramètres.

- Pour les chargements monotones, sur la FIGURE 2.5, la relation contrainte-glissement pour l'interface présente une allure toujours caractéristique pour des essais de type "pull-out". La rigidité diminue de sa valeur initiale jusqu'à zéro quand on se rapproche de la résistance maximale. Après le pic, la résistance diminue jusqu'à une valeur résiduelle qui correspond à la résistance ultime par frottement.
- Pour les chargements cycliques, la dégradation de la résistance et de la rigidité de l'interface dépend du moment où le déchargement aura lieu et aussi de la valeur maximale de glissement atteint. Si les cycles de chargement sont réalisés à un glissement dont la valeur de contrainte correspondante est inférieure à 80% de la contrainte de cisaillement maximale (obtenue sous

chargement monotone), la réduction de la résistance est modérée. Par contre, si la contrainte correspondante est supérieure à 80% de sa contrainte de cisaillement maximal, la résistance et la rigidité de l'interface seront plus détériorées.

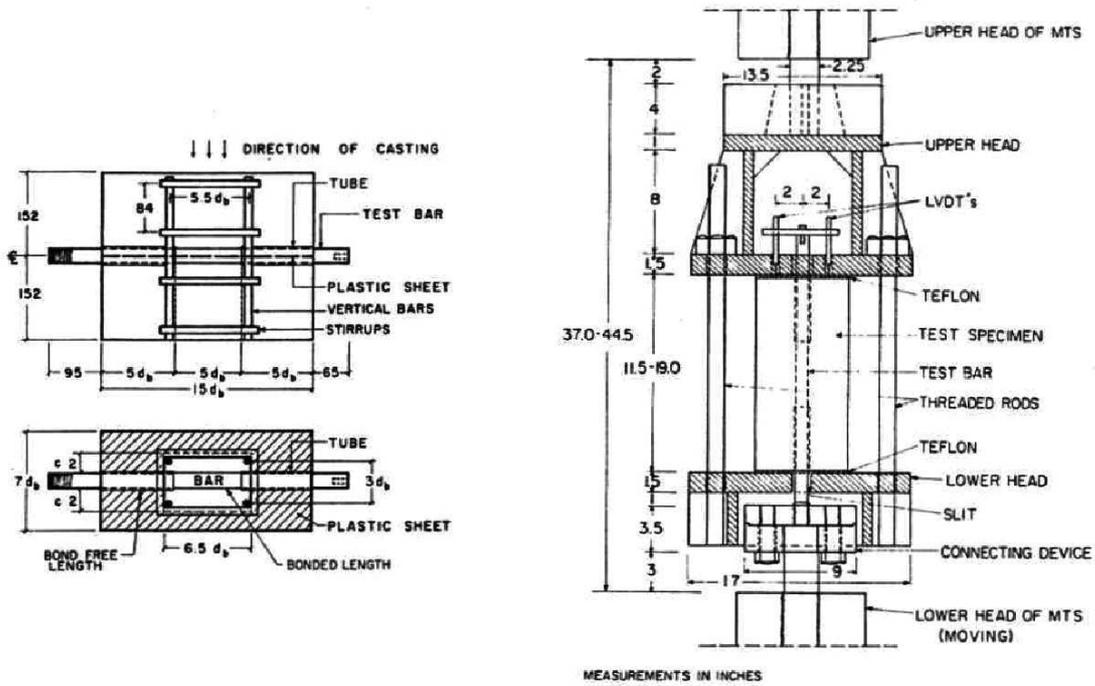


FIGURE 2.4 – Géométrie et prototype de l'essai d'arrachement de Eligehausen et al.

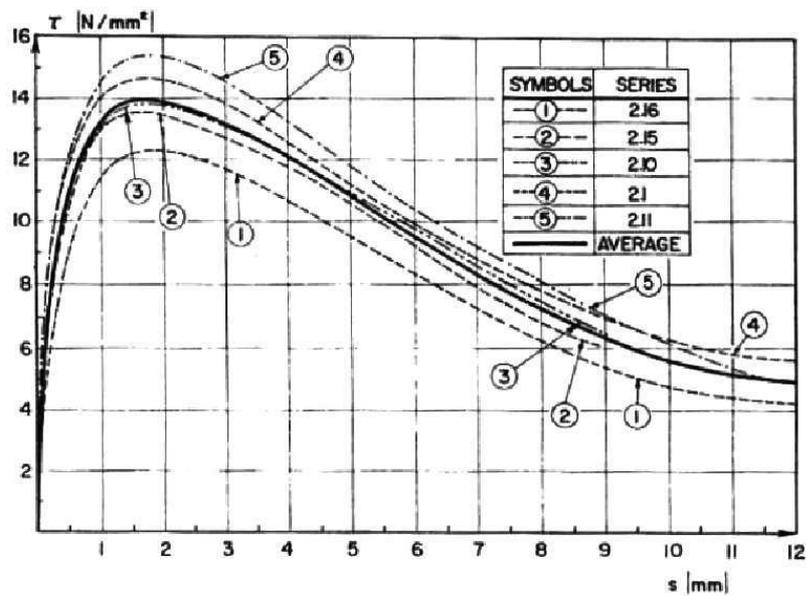


FIGURE 2.5 – Courbe expérimentale contrainte-glissement typique (Eligehausen et al.)

### c. Quelques remarques sur l'essai d'arrachement

Le faible coût et la simplicité sont reconnus comme les principaux avantages de ce type d'essai. C'est l'essai le plus utilisé pour analyser et étudier l'ancrage d'une armature dans un bloc de béton. Toutefois, il y a quelques critiques sur de ce type d'essai.

- Il n'y a pas de consensus sur les dimensions optimales de l'éprouvette, de la longueur d'ancrage et de la longueur libre à l'extrémité. Les dimensions du béton dans ces tests sont souvent plus importantes que celles recommandées dans les guides de construction, cela engendre une augmentation de l'effet de confinement. Pour les essais d'arrachement de Tepfers [66], la longueur de l'interface était de 4,8 cm, avec un enrobage très important de 90 cm. De l'autre côté, Shima [62] a étudié l'influence de la longueur libre ( $0\Phi$ ,  $2,5\Phi$  et  $5\Phi$ ) sur le comportement de l'interface. Il a constaté qu'il n'y a aucune influence particulière de la longueur libre sur le comportement de l'interface.
- Le chargement appliqué sur les éprouvettes est principalement de la traction pure ou de la compression pure, sans couplage avec un autre type de chargement (flexion ou torsion). Ceci ne correspond pas à une situation réelle.
- Il est très difficile de connaître l'état de contrainte sur toute l'interface acier-béton. Le déplacement est relevé à l'extrémité de la barre, et n'est pas réellement celui en tout point de l'interface. Les résultats sont ensuite présentés sous forme de graphique représentant la relation glissement-force.
- Ce type d'essai semble être plus délicat à utiliser si on veut étudier la fissuration, même si certains auteurs ont essayé de comprendre les mécanismes de fissuration.

#### 2.2.1.2 Essai de tirant

Comme dans le cas d'un essai d'arrachement, un essai tirant utilise une éprouvette cylindrique ou prismatique dans laquelle on a placé une barre d'acier (lisse ou cranté) au milieu du corps en béton et ensuite appliqué les forces sur deux extrémités de la barre. Les efforts de traction sont transférés de la barre d'acier vers le béton grâce à l'interface entre eux.

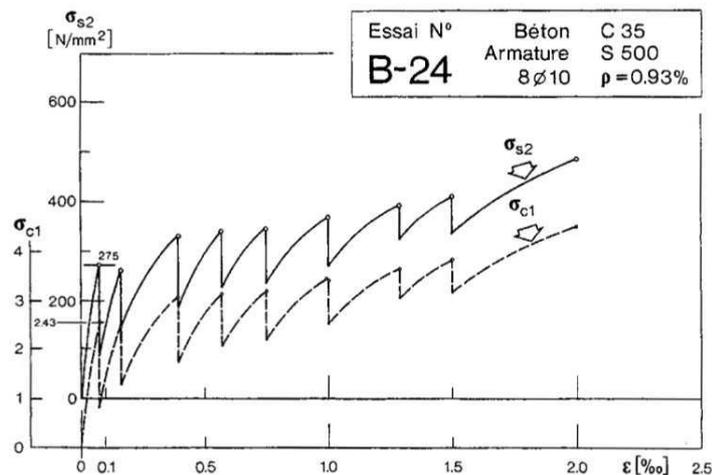


FIGURE 2.6 – Comportement global réel d'un tirant en béton armé (Farra [22])

Pour l'essai de tirant classique, on remarque que la fissuration est détectée lorsqu'elle apparaît en surface, au moment où le comportement de l'interface est très avancé. Pour les essais pilotés en

déplacement imposé, chaque apparition de fissure entraîne une chute de l'effort normal dans le tirant (FIGURE 2.6).

L'essai tirant est utilisé pour étudier les caractéristiques spécifiques de la fissuration (la distribution, le nombre, l'espacement, l'ouverture des fissures) dans le béton en présence de la barre d'acier. Grâce à la simplicité, cet essai permet d'observer l'influence de la dégradation de l'interface acier-béton sur le profil final du réseau des fissures.

#### a. Essai de tirant de Goto [27]

Cette campagne d'essai consiste à étudier l'état de fissuration par l'injection d'encre dans l'éprouvette pendant le chargement. Goto a utilisé des éprouvettes de section transversale 100 mm × 100 mm et une longueur de 1 m. Une barre ronde crantée de 19 mm de diamètre a été placée au milieu. Les deux extrémités de la barre d'acier ont été soumises aux efforts de traction jusqu'à un chargement maximal dont la valeur se rapproche du seuil de résistance de l'acier. Deux conduits ont été placés parallèlement à l'axe de la barre d'acier pour injecter de l'encre dans les fissures. Après le déchargement, le spécimen a été scié longitudinalement afin d'examiner la distribution des fissures internes (voir FIGURE 2.7).

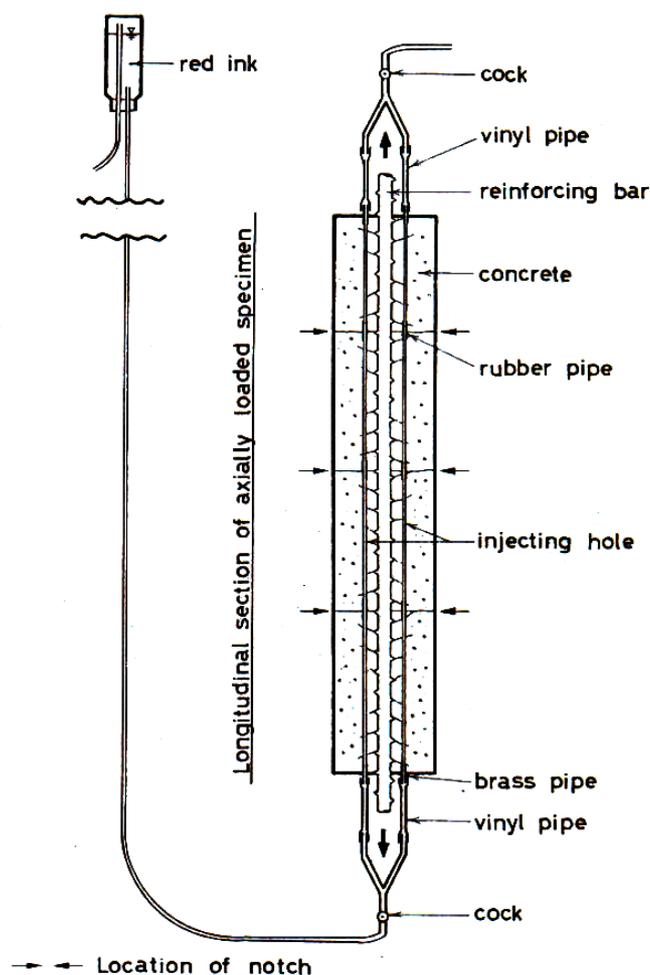


FIGURE 2.7 – Dispositif de l'essai de Goto

Durant le chargement, la fissuration initiale consiste en un réseau de fissures radiales qui se propagent vers la surface du béton avec une inclinaison moyenne d'environ 60° (FIGURE 2.9). La coalescence de ces fissures va former ensuite des fissures transversales nommées "fissures primaires" qui divisent l'éprouvette en quelques petits tirants de 25 cm (voir la FIGURE 2.8). Avec l'augmentation du chargement, aucune nouvelle fissure primaire n'apparaît. Pendant cette période, l'interaction mécanique entre le béton et l'acier, qui est assurée par l'action des nervures, entraîne une formation de fissures internes autour de la barre. Plus le chargement augmente, plus les fissures internes se développent. L'interaction mécanique peut, à l'autre côté, provoquer des contraintes de traction circonférentielles qui contribuent à la création de fissures longitudinales par l'endommagement en traction du béton.

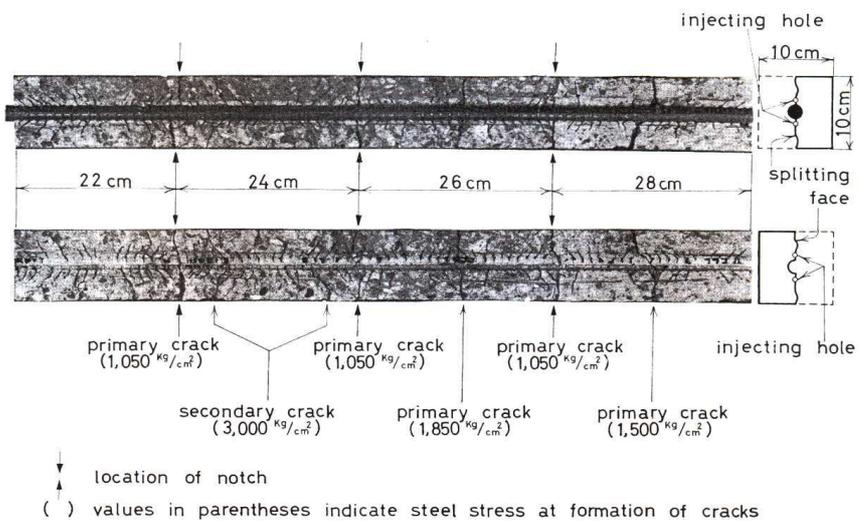


FIGURE 2.8 – Section longitudinale d'un tirant fissuré

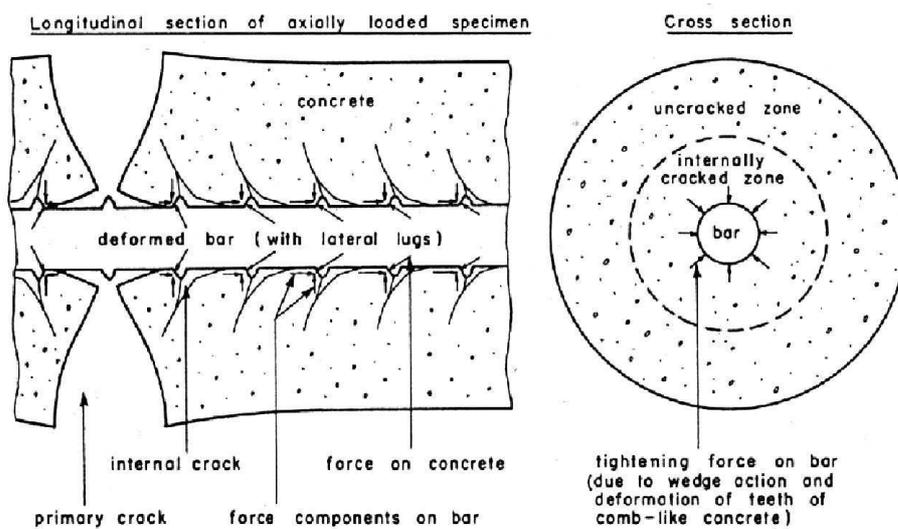


FIGURE 2.9 – Réseau de fissures internes

### b. Essai de tirant - Thèse de Desmettre

Ces essais ont été réalisés dans le cadre de la thèse de Desmettre [17], au sein de l'EPM (Ecole Polytechnique de Montréal - Canada). Ils ont eu pour objectif principal d'étudier les couplages entre la fissuration et le transfert de fluide (eau) au travers des fissures. Nous nous intéressons ici à la partie caractérisation mécanique en traction des tirants de l'étude. Ces essais sont intéressants car ils nous permettent d'obtenir les informations sur la mesure de la fissuration (nombre, ouverture, espacement de fissures).

L'éprouvette est d'un tirant prismatique en béton avec une section transversale de 90 mm × 90 mm et une longueur de 760 mm, ce tirant est armé par un acier rond haute adhérence de 11,3 mm (norme canadienne). Les caractéristiques du béton étaient : la résistance à la compression  $f_c = 36,7 \text{ MPa}$ , la résistance à la traction  $f_t = 2,1 \text{ MPa}$ , le module d'Young  $E_c = 32 \text{ GPa}$ .

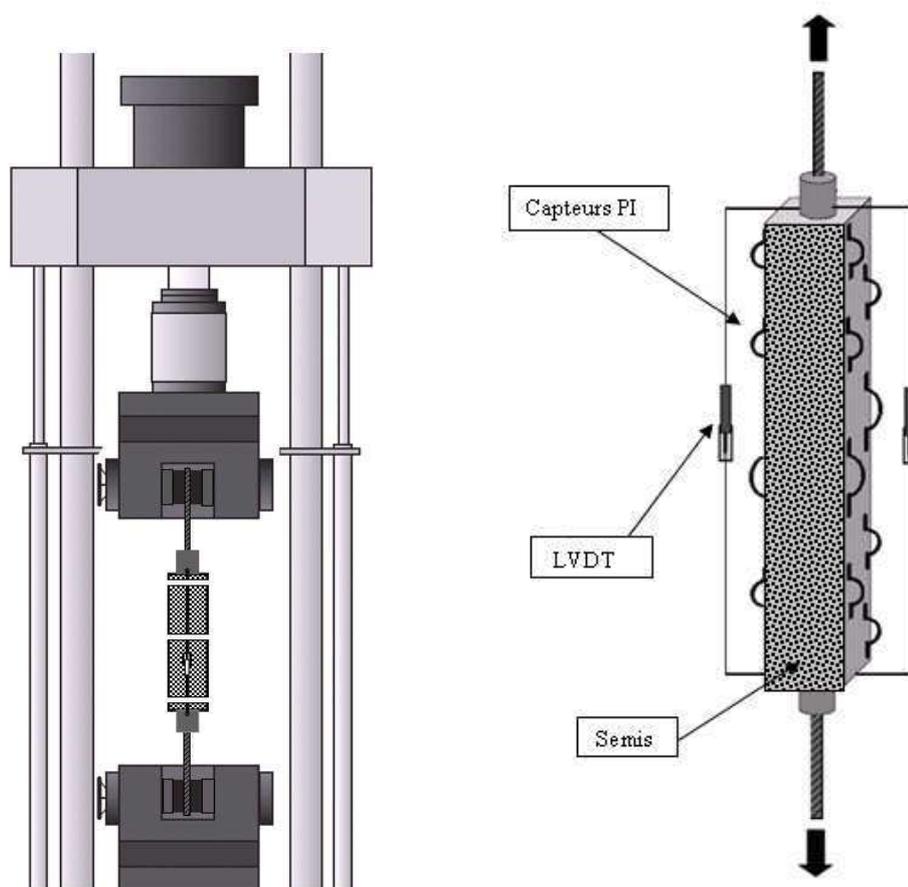


FIGURE 2.10 – Montage de l'essai de tirant et instrumentation caractéristique pour caractérisation de la fissuration

Dans ces essais, les auteurs ont apporté un soin particulier à l'entrée de charge dans l'éprouvette. Un système de plaques d'about et de manchons permet de bien diffuser les contraintes dans l'éprouvette et favorise ainsi une multifissuration du béton. Un soin tout aussi important a été porté à la mesure, notamment celle permettant la caractérisation de la fissuration. L'éprouvette est recouverte de capteurs  $Pi$  permettant de mesurer l'évolution des ouvertures de fissures (FIGURE 2.10). Les capteurs de déplacement LVDT ont été placés sur deux faces opposées du tirant. L'acier dans ces essais est chargé jusqu'à la plasticité. On peut donc obtenir la rupture de

l'éprouvette par fissuration externe du béton. Trois fissures dans chaque éprouvette ont été constatées (FIGURE 2.11). La création des fissures a eu lieu, pour toutes éprouvettes, à des efforts similaires, dans une plage d'efforts de 25 à 40 kN. Ce qui montre la bonne répétabilité de l'essai. Les fissures sont de l'ordre 0.4 mm avant la plastification de l'acier.

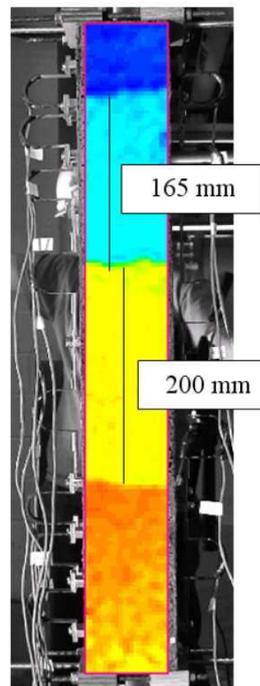


FIGURE 2.11 – Espacement des fissures - Champ de déplacement obtenu par analyse par corrélation d'image. Le changement brutal de couleur indique la présence d'une fissure - Essai de tirant de Desmettre

### c. Essai de tirant de Clément [15]

Dans les essais de tirant de Clément, les dimensions des éprouvettes (100 mm × 100 mm × 680 mm) sont équivalentes à celles des éprouvettes dans les travaux de Desmettre. Cependant, les plaques et manchons métalliques n'existent pas. L'auteur a obtenu une seule fissure en surface de l'éprouvette liée à la localisation d'une macrofissure au milieu du tirant. En effet, une fois que le tirant est coupé en deux, la longueur des sous-tirants n'est pas suffisante pour que la contrainte dépasse la résistance en traction du béton.

#### 2.2.1.3 Essai de poutre - Essai de flexion

Ces essais ont pour but d'étudier le comportement et la dégradation de l'interface acier-béton d'un point de vue structurel. Ce type d'essai est soumis à une combinaison de différents types de chargement comme la flexion, la torsion ou le cisaillement. L'éprouvette est un bloc de béton soumis en général à la flexion 3 ou 4 points. Son comportement est exprimé en terme de courbes force-flèche (au milieu de la poutre).

Ce type d'essai est utilisé plutôt pour étudier l'influence de l'interface (en changeant différents types de béton et d'acier) sur le comportement global de la poutre [36], [68]. Pour étudier le

comportement local de l'interface acier-béton, ils ne sont pas très efficaces. La dégradation de l'interface au sein de la structure est presque impossible à déterminer et n'a aucun effet sur son comportement global.

Afin d'étudier le comportement l'interface, Schaller [61] propose un autre type d'essai de poutre constitué de deux blocs parallélépipédiques distincts en béton reliés en partie supérieure par une liaison rotule. En partie inférieure, une barre d'acier est coulée dans les deux blocs en béton (voir FIGURE 2.12). Cependant, seule une seule partie de la barre est ancrée dans le béton, le reste est isolé par des manchons plastiques. La longueur d'ancrage utilisé dans cet essai est  $3\Phi$ . Cette longueur est différente pour chaque type de béton et peut causer la plasticité de l'acier avant la rupture de l'interface. Le glissement des deux extrémités de l'armature est mesuré à chaque pas de chargement. L'allongement de l'acier est suivi grâce à des jauges de déformations. Ces mesures permettent de calculer le déplacement relatif entre le béton et l'acier.

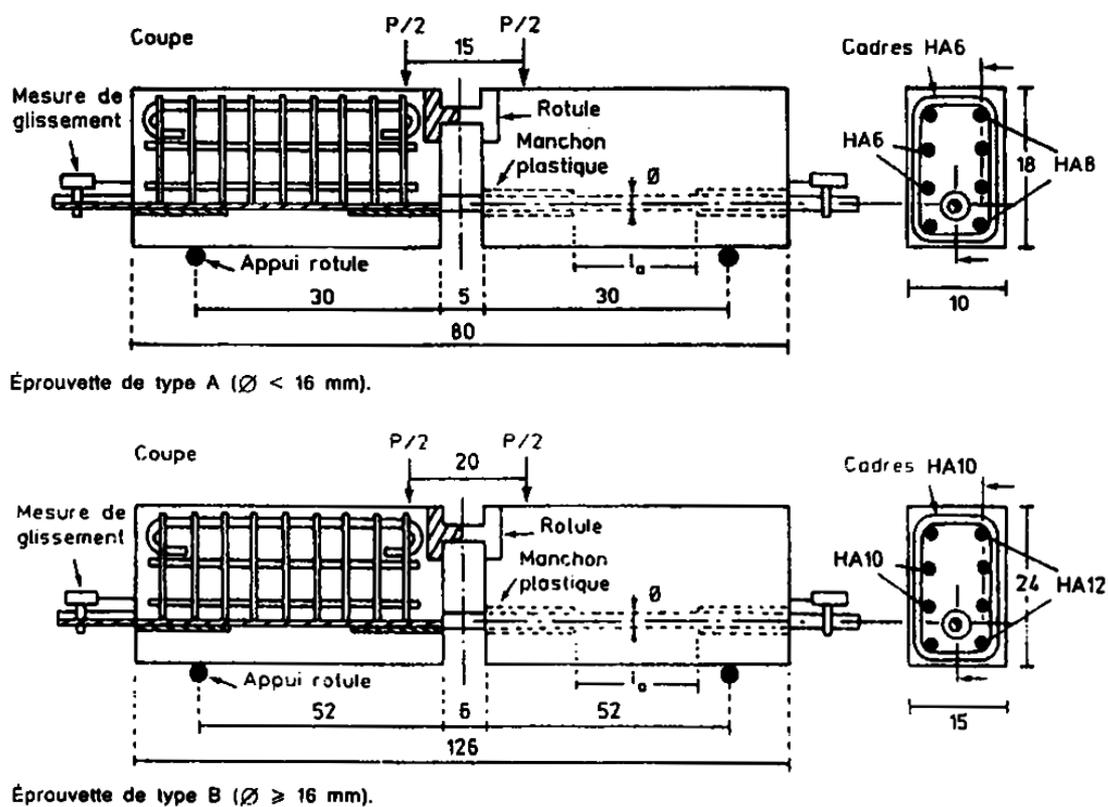


FIGURE 2.12 – Schéma de l'essai de poutre (Schaller [61])

Les contraintes tangentes à l'interface acier-béton  $\tau$  sont supposées :

$$\tau = \frac{\sigma_a A}{\pi \Phi l_a} \quad (2.1)$$

où  $A$  est la section nominale de la barre d'acier et  $\sigma_a$  est la contrainte de traction de l'acier donnée par :

$$\begin{aligned} \sigma_a &= 1.25P/A & \text{essais de type A : } \Phi < 16\text{mm} \\ \sigma_a &= 1.50P/A & \text{essais de type B : } \Phi \geq 16\text{mm} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Ces fonctions permettent d'établir la relation entre les contraintes tangentes et le glissement entre l'acier et le béton. En effet, dès lors qu'il y a une proportionnalité entre  $\tau$  et  $P$  exprimé par l'équation 2.1, certains auteurs considèrent que les relations issues de l'essai montrent une évolution constante de la contrainte d'interface en fonction du glissement macroscopique mesuré entre l'acier et le béton.

## 2.2.2 Essais sur les aciers plats

Dans la littérature, il n'existe quasiment pas d'étude expérimentale concernant les aciers plats. Certaines études sur aciers plats lisses ont été menées dans les années 1940 - 1950. On ne trouve cependant plus trace de ces études. Actuellement, la plupart des recherches consiste à étudier l'impact des plaques d'acier lisses dans un milieu de sol ou de sable. Il s'agit donc de grandes plaques métalliques qui n'ont pas d'applications dans le domaine de la construction en béton armé.

Depuis plusieurs années, la société MATIERE<sup>®</sup> développe un nouveau type de ferrailage reposant sur l'utilisation d'aciers plats crantés en substitution des aciers ronds à haute adhérence pour la réalisation d'éléments préfabriqués en béton armé. L'intérêt de ces nouveaux aciers au carbone crantés réside dans leur géométrie qui permet d'envisager de nouvelles dispositions constructives associées à un gain sur l'épaisseur de béton, notamment au niveau de l'enrobage. Ces aciers sont principalement destinés aux éléments de type dalle ou aux voiles minces où ils permettront de réaliser les économies de béton les plus significatives. Des campagnes d'essais sur les éléments renforcés par acier plat ont été réalisées pour démontrer l'efficacité de ce type d'acier.

Dans le cadre des programmes de recherches et de coopérations de la société MATIERE<sup>®</sup>, plusieurs études expérimentales ont été lancées [73], [76], [77], [78], [79], [80], [81]. Parmi elles, les essais les plus utilisés pour déterminer le comportement d'interface sont l'essai de flexion, l'essai de tirant et l'essai d'arrachement. Il s'agit d'utiliser des barres d'acier plates lisses ou crantées en substitution des barres rondes dans les essais d'adhérence.

### 2.2.2.1 Essai de poutre armée par acier plat

Comme on a évoqué plus haut, ce type d'essai n'est pas utilisé pour étudier le comportement local de l'interface acier-béton. Le but de cet essai est d'étudier l'influence de l'interface par acier plat sur le fonctionnement de la poutre. Les deux types d'acier, plat lisse et haute adhérence, ont été testés :

- l'étude de Chastan [73] a consisté à étudier les essais de poutre avec les aciers plats lisses.
- les études de Augustin [80], et Soularue [81] concernent des poutres armées par des aciers plats crantés (Voir CHAPITRE 4).

Dans le travail de Chastan, les dimensions de la poutre sont de 3.2 m x 0.125 m x 0.18 m (longueur x largeur x hauteur) dont 3.0 m de portée entre axes des appuis. Le dimensionnement des poutres armées par aciers plats est adapté de celui des aciers ronds. De plus, pour pouvoir comparer les résultats entre les deux catégories de pièces, les aciers ronds HA  $\Phi 14$  et les aciers plats lisses 25 x 6 mm<sup>2</sup> (ayant la section équivalente) ont été utilisés. Le béton utilisé est un B40/50. Pour chaque type d'acier, 3 essais ont été réalisés en flexion 4 points dans les mêmes conditions.

L'auteur a tiré les conclusions suivantes :

- Les valeurs de moments limites élastiques expérimentaux sont plus élevées pour les poutres avec les aciers plats. Cette différence est de l'ordre de 20% entre les poutres armées avec plats

et celles armées avec les ronds HA.

- Les éléments ferraillés par des plats métalliques ont des déplacements à la rupture supérieure à ceux des aciers ronds.

L'analyse des résultats expérimentaux a démontré que l'utilisation de plats métalliques comme renforcement de pièces en béton pouvait se concevoir. Des premières remarques quant au comportement mécanique de structures renforcées par des aciers plats ont permis de mettre en évidence plusieurs aspects positifs. En ce qui concerne l'interface acier-béton, l'influence de l'interface sur le comportement global pour ce type d'essai reste difficile à déterminer. L'auteur proposait de faire des essais d'arrachement afin d'analyser le comportement vis-à-vis de l'interface acier-béton pour ce nouveau renforcement (voir PARAGRAPHE 2.2.2.2).

### 2.2.2.2 Essai d'arrachement

On distingue dans cette partie trois groupes d'essai d'arrachement.

- essai d'arrachement avec les aciers plats lisses concernant les recherches et développements de la société MATIERE® dans les années 2002-2007.
- essai d'arrachement avec les aciers lisses avec des zones de blocages, pour les développements entre 2007-2009.
- essai d'arrachement avec les aciers plats crantés, pour les développements après 2009, année où débute également les travaux de cette thèse.

#### a. Acier plat lisse

Dans les premières années de recherche de l'entreprise MATIERE® (2002-2007), les essais d'arrachement ont été réalisés avec des barres plates lisses. Ces études portent sur l'adhérence entre un acier plat lisse (inoxydable ou carbone) et le béton. L'ensemble de ces essais repose sur l'étude de la résistance à l'arrachement de l'armature.

Dans ses travaux, Thonnard [76] a réalisé des essais d'arrachement sur les aciers plats lisses inoxydables et en carbone. Les éprouvettes sont des blocs cylindriques en béton de diamètre 16 cm pour des longueurs d'ancrage de 100 et 200 mm. Les aciers plats lisses inoxydables et carbonnés utilisés ont les dimensions de 25 x 8 mm<sup>2</sup> (équivalent rond  $\Phi 16$ ) et 25 x 6 mm<sup>2</sup> (équivalent rond  $\Phi 14$ ) respectivement.

La FIGURE 2.13 présente les courbes force-déplacement des essais d'arrachement concernant les barres plates lisses inoxydables et en carbone pour des longueurs d'ancrage de 100 et 200 mm.

- Pour une même longueur d'ancrage, on constate que le comportement des éprouvettes armées par aciers en carbone est meilleur que celui des éprouvettes armées par aciers inoxydables. En effet, pour les barres lisses, l'adhésion chimique joue un rôle important dans le mécanisme de dégradation de l'interface. En plus, par rapport à l'acier inoxydable, la surface des aciers en carbone présente des micro-rugosités. Ces deux facteurs peuvent entraîner une meilleure adhérence, pour des aciers en carbone, qui influence directement le comportement global de l'éprouvette.
- Pour différentes longueurs d'ancrage, plus cette dernière est augmentée, meilleur est le comportement.

Dans tous les résultats obtenus, aucune fissuration du béton n'est observée sur la surface

extérieure.

En comparaison avec les aciers ronds HA, la FIGURE 2.14 montre que les aciers ronds HA possèdent des valeurs de forces d'arrachement plus importantes mais avec une rupture fragile lorsque la longueur d'ancrage est suffisante. Par contre, les aciers plats lisses, une fois décollés, conservent tout de même leur force résiduelle. La présence des nervures sur des aciers ronds peut produire une telle différence.

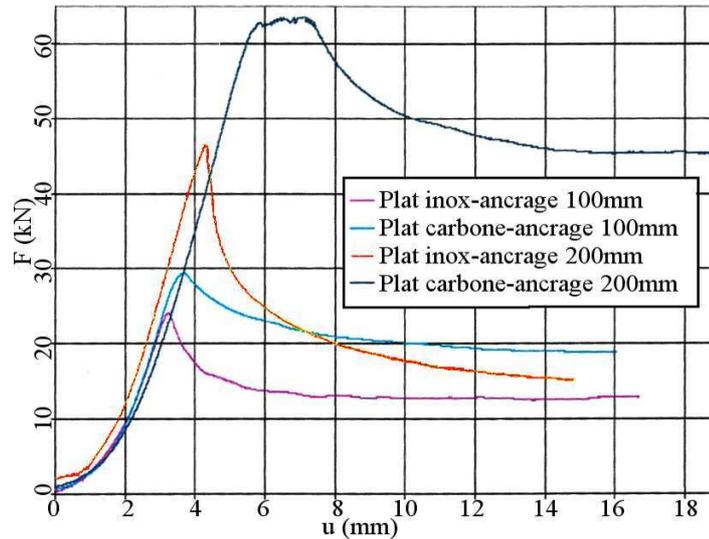


FIGURE 2.13 – Courbe force-déplacement de l'essai d'arrachement pour des aciers plats lisses inoxydables et carbonnés

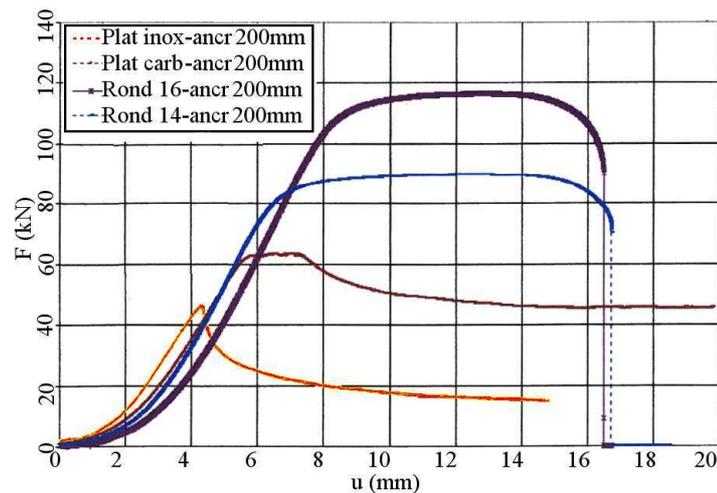


FIGURE 2.14 – Courbe force/déplacement - Comparaison aciers plats lisses/aciers ronds HA

Le travail a été ensuite continué par Malpesa 2006 [77], Fontan 2007 [78], Vabre 2009 [79], Augustin 2010 [80], Soularue 2011 [81].

## b. Acier plat cranté

Les travaux plus récents de Ertzibengoa Gaztelumendi [21], dans le cadre du partenariat entre *Aperam Stainless Europe* et la société MATIERE<sup>®</sup>, consistent à comparer les aciers plats crantés inoxydables et carbonés avec les aciers ronds HA  $\Phi 10$  et HA  $\Phi 12$ . Les éprouvettes utilisées ont une forme prismatique de 200 mm de chaque côté, avec une longueur non adhérence de 150 mm et une longueur d'ancrage de 30 mm et 50 mm. Les dimensions de barres plates crantées utilisées sont : 20 x 4 mm<sup>2</sup>, 25 x 3.5 mm<sup>2</sup>, 16 x 5 mm<sup>2</sup>, 23 x 5 mm<sup>2</sup> avec les ronds HA  $\Phi 10$ ,  $\Phi 12$  de sections équivalentes.

La contrainte d'adhérence  $\tau_b$  est calculée à partir de l'équation 2.3, où  $F$  est la force mesurée,  $u$  est le périmètre de la barre,  $l_b$  est la longueur d'adhérence. Pour déterminer la résistance d'interface, l'équation 2.4 est utilisée, où  $F_{max}$  est la force maximale mesurée. Le glissement de la barre  $s_a$  est la différence entre le glissement mesuré  $s'_a$  (compris la déformation de la barre) et la déformation de la barre  $\Delta l_s$  (Equation 2.5).

$$\tau_b = \frac{F}{u \times l_b} \quad (2.3)$$

$$f_b = \frac{F_{max}}{u \times l_b} \quad (2.4)$$

$$s_a = s'_a - \Delta l_s \quad (2.5)$$

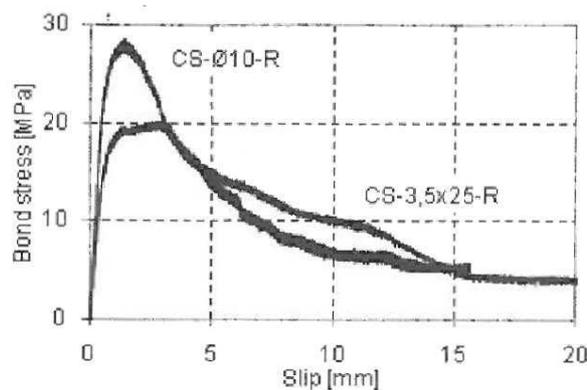


FIGURE 2.15 – Acier plat cranté vs. acier rond cranté (carbonné)

L'analyse des résultats permet à l'auteur de tirer les conclusions suivantes :

- La résistance de l'interface dans le cas de la barre plate crantée est plus faible que celle dans le cas de la barre ronde de section équivalente.
- Le mécanisme de l'interface est gouverné par l'interaction mécanique entre le béton et les nervures de l'acier plat. La rugosité des nervures (forme des nervures) déterminent la résistance de l'interface.

### 2.2.2.3 Essai de tirant renforcé par acier plat

Les essais de tirant armés par aciers plats sont testés sur des aciers plats crantés. Ils ont été réalisés dans le cadre de stages à Polytech/Clermont Ferrand et dans la société MATIERE<sup>®</sup> [79], [80], [81]. Dans le cadre de cette thèse, ils forment ainsi une base expérimentale solide pour la modélisation numérique de l'interface acier-béton.

L'objectif principal de ces essais de tirant était de comprendre les effets de l'interface sur la fissuration du béton. Les éprouvettes sont de dimension 170 x 10 x 10 cm. Les aciers plats 25 x 3,5 mm<sup>2</sup> (équivalent d'un rond HA  $\Phi 10$ ) et 22,5 x 5 mm<sup>2</sup> (équivalent d'un rond HA  $\Phi 12$ ) sont utilisés. Ces essais disposent également de capteurs de déplacements LVDT (Linear Variable Differential Transformer) pour enregistrer les déplacements relatifs entre le béton et l'acier. Le relevé des ouvertures de fissure est réalisé à chaque pas de chargement à l'œil nu sur les faces du tirant grâce à un fissuromètre. Sur la FIGURE 2.19, on trouve que la mesure du déplacement relatif et le relevé des ouvertures de fissures sont assez proches. Ce qui montre la qualité de ces essais.



FIGURE 2.16 – Géométrie du tirant

Les résultats obtenus dans ces campagnes d'essai sont assez semblables à ceux de Daoud ([16], 1930). Le nombre de fissures observé est autour de 4 à 5 fissures (FIGURE 2.17). On trouve également que l'ouverture moyenne est plus faible quand on augmente la taille de la barre d'armature (FIGURE 2.19).

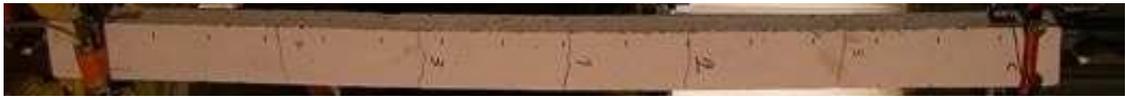
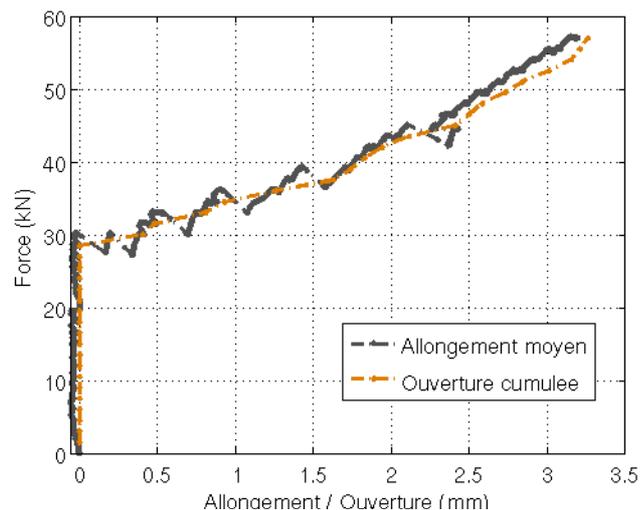


FIGURE 2.17 – Profil de fissuration d'un tirant armé par aciers plats

FIGURE 2.18 – Mesure de force/déplacement vs. l'ouverture cumulée des fissures (cas du tirant armé par l'acier plat 22,5 x 5 mm<sup>2</sup>)

L'allongement du béton est mesuré sur une longueur de 150 cm qui correspond à la longueur effective du tirant. Les détails de ces essais seront présentés dans la SECTION 3.4.1.

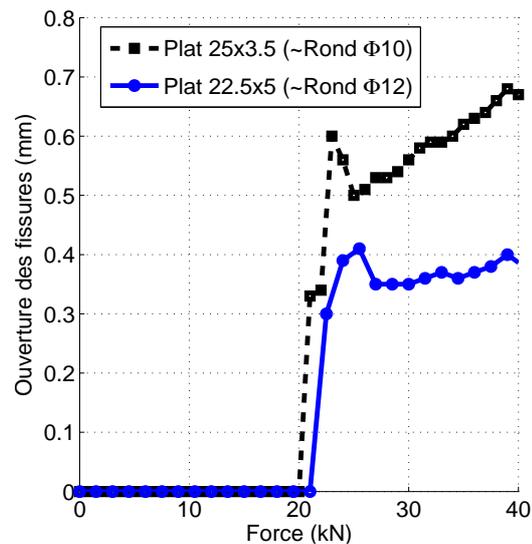


FIGURE 2.19 – Comparaison de l'ouverture moyenne des fissures des tirants avec différents types d'acier plat

## 2.3 Mécanismes physiques mis en avant dans les différentes approches de la littérature

### 2.3.1 Dégradation de la liaison observable sur un essai d'arrachement

Basée sur les observations de Lutz L.A. and Gergely P. [32], Mirza S.M. and Houde J. [37], Eligehausen et al. [20], une meilleure représentation du processus intervenant au cours des différentes phases qui sont au nombre de trois a pu être établie. La description de la réponse de l'interface est représentée en force et déplacement permettant de bien mettre en évidence les différentes phases de dégradation. Cette description ne correspond pas strictement au comportement local de l'interface, mais plutôt à la réponse d'un système structurel.

Sous l'application du chargement, la barre d'acier a tendance à déplacer vers la direction du chargement. Mais le béton environnant a pour effet de la bloquer, et ce phénomène est considéré comme une transformation de la contrainte de traction dans l'acier en contrainte de cisaillement à l'interface acier-béton. Cela provoque un déplacement relatif entre l'acier et le béton. Lorsque le béton n'est plus dans le domaine élastique, le déplacement de la barre va produire des fissures inclinées au niveau des butées des nervures. A ce stade, l'adhérence ne sera assurée que par la résistance en traction du béton. C'est le début de la phase d'adhérence parfaite, représentée par le point A (FIGURE 2.20).

Dans la suite, l'accroissement du chargement continue à induire l'écrasement du béton, ceci se traduit par l'étape B de la FIGURE 2.20. On note également l'apparition de déformations engendrées par les contraintes agissant sur le béton et un accroissement des déplacements. Ceci caractérise la première phase de dégradation où le mécanisme prédominant est l'interaction mécanique entre le béton et les nervures, correspondant à la zone délimitée par les points B et C (FIGURE 2.20). Cette phase représente aussi le passage des petits glissements vers les grands déplacements.

La diminution de la surface saine et l'accroissement de la charge ont pour effet de provoquer un développement accru de la fissuration. Les fissures de cisaillement sont créées sur la surface de l'armature en se propageant tangentiellement autour de la barre. Cette propagation va produire un rapprochement des fissures de cisaillement, appelées fissures cylindriques. La création de ces fissures cylindriques indique qu'on est proche de la résistance ultime de la liaison (point C de la FIGURE 2.20). C'est alors que les nervures de béton sont entièrement cisillées et un frottement béton-béton prédomine : il s'agit de la seconde phase de dégradation. Le glissement d'une nervure dans la position du suivant est représenté par le trajet du point D au E (FIGURE 2.20).

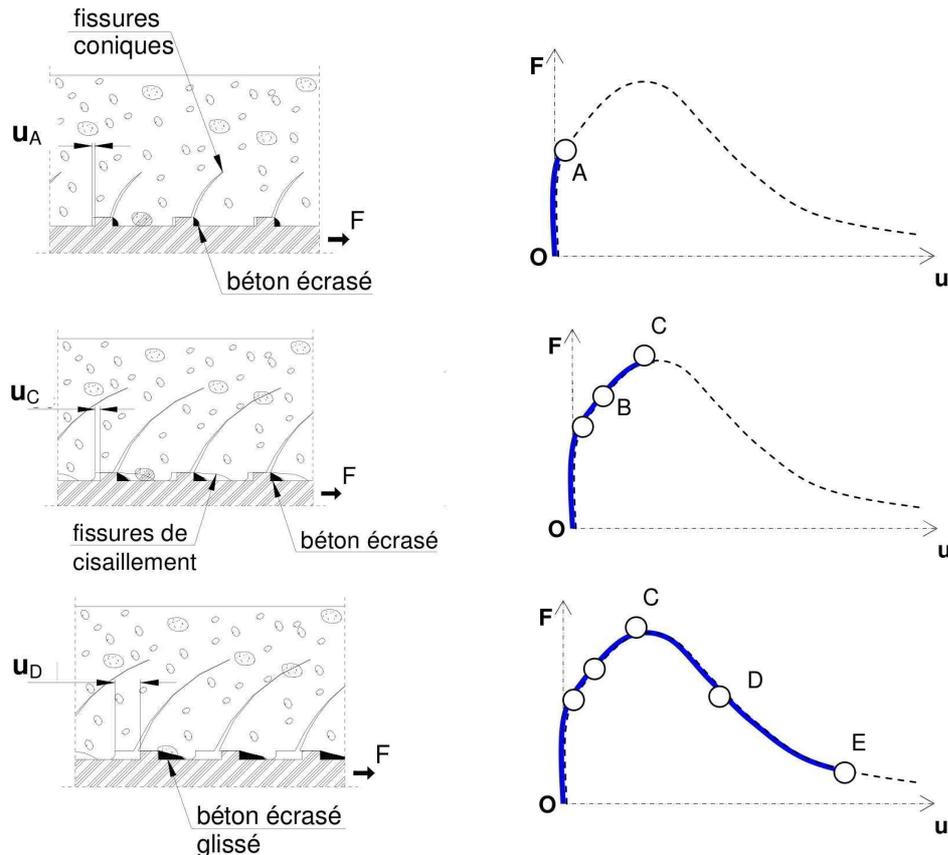


FIGURE 2.20 – Représentation de la dégradation de l'interface acier-béton sous chargement monotone (selon Dominguez [19])

### 2.3.2 Description des mécanismes intrinsèques de l'interface acier-béton par étude expérimentale numérique

Afin de confirmer les observations expérimentales et compléter les connaissances sur les mécanismes internes, Ben Romdhane [52] a réalisé une campagne expérimentale numérique. Le travail consiste à modéliser l'essai de tirant de Goto [27] en utilisant le modèle probabiliste discret de fissuration du béton développé par Rossi [54] [55] [57]. Ce modèle tient compte de l'effet d'échelle et de l'hétérogénéité du béton et permet de représenter le processus de fissuration du béton. Les résultats sur ces simulations de tirant permettent d'observer les mécanismes intrinsèques de l'interface qui ne pourraient pas être observés par des essais expérimentaux réels. En respectant

la terminologie choisi par Goto, trois phases de fissuration de la structure ont été observées (FIGURE 2.21) :

- Phase de microfissuration : dans une zone d'environ un diamètre de la barre ronde, des microfissures inclinées d'un angle de  $45^\circ$  à  $80^\circ$  par rapport à l'axe de la barre et dirigées vers la direction du chargement. Cette phase est due à l'effet du transfert de chargement au béton - première forme d'activation de l'interface. Cette microfissuration n'a pas d'influence sur la réponse globale de la structure.
- Phase de localisation : Avec l'augmentation du chargement, les microfissures se développent et se regroupent en macrofissures. En même temps, de nouvelles microfissures continuent à apparaître dans une zone d'un diamètre au voisinage de la barre d'acier.
- Phase de macrofissuration : Avec la continuation du chargement appliqué, il y a 2 formes de fissuration en fonction de l'enrobage. Pour les faibles enrobages (FIGURE 2.22), de nouvelles macrofissures se propagent jusqu'à la surface de l'éprouvette ; pour les enrobages importants (FIGURE 2.23), ces macrofissures forment un réseau des fissures derrière les nervures sous forme "d'arrêtes de poisson". Cette phase est liée aux conditions aux limites et pas à l'activation des mécanismes intrinsèques de l'interface.

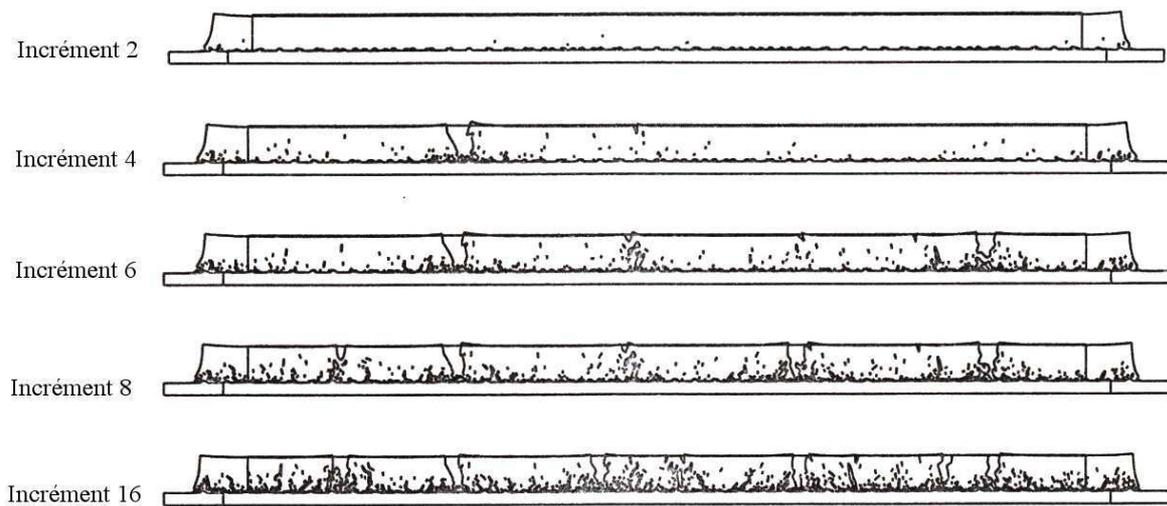


FIGURE 2.21 – Profil de fissuration issu des simulations de l'essai Goto

Au travers des simulations, Ben Romdhane a constaté que les principaux mécanismes d'activation de l'interface se trouvent dans une partie de tirant composée 8 nervures (ou 5 fois le diamètre de la barre d'acier). Il a ensuite réalisé une étude paramétrique en faisant varier les conditions géométriques (enrobage, diamètre de la barre) et mécaniques (résistance du béton, hétérogénéité).

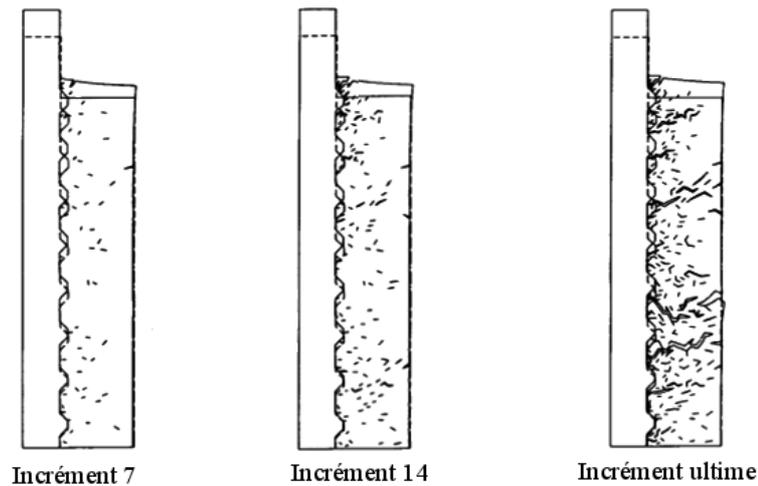


FIGURE 2.22 – Les trois phases de l’activation des mécanismes d’interface (l’enrobage = 1 fois de diamètre de la barre d’acier)

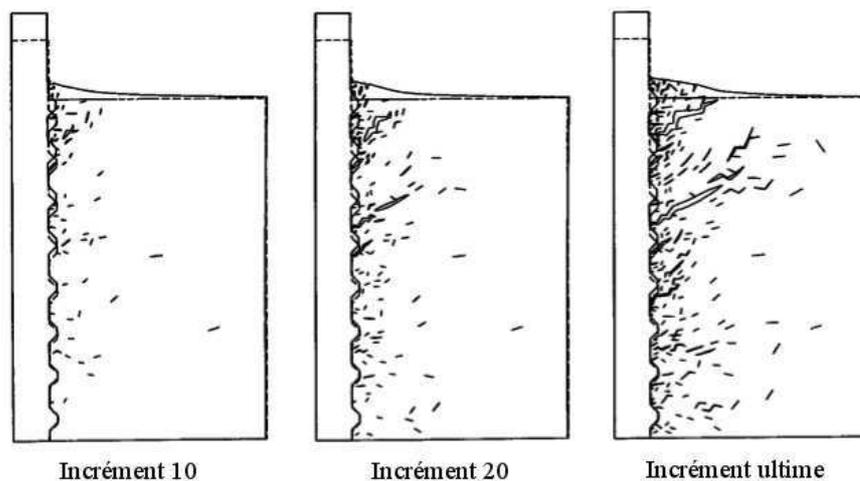


FIGURE 2.23 – Les trois phases de l’activation des mécanismes d’interface (l’enrobage = 3 fois de diamètre de la barre d’acier)

L’influence de ces paramètres sur la configuration des fissures et la rigidité de l’interface peut être résumé comme suit :

- L’ensemble des fissures dues à l’activation des mécanismes intrinsèques du comportement de l’interface est concentrée dans une zone d’épaisseur d’un diamètre de la barre.
- Les mécanismes intrinsèques de l’interface sont indépendants de l’épaisseur du béton d’enrobage dès que cette épaisseur dépasse deux fois le diamètre de la barre. Cette conclusion rejoint les recommandations du BAEL. Dans le cas où la taille de l’enrobage est plus petite que deux fois le diamètre de la barre, plus la taille de l’enrobage diminue, plus la diffusion des fissures internes est large et plus la performance de l’interface baisse.
- L’augmentation du diamètre de la barre d’acier entraîne une réduction de la microfissuration, pourtant les macrofissures internes formées derrière les nervures sont plus nettes, plus franches. Plus le diamètre de la barre augmente, plus le processus de fissuration est retardé. A

un enrobage fixe et à un chargement (incrément) fixe, la fissuration est plus importante dans les éprouvettes avec des barres à faible diamètre. Par conséquent des effets d'échelle, induits par la variation du diamètre de la barre, influencent le comportement intrinsèque de l'interface.

- La résistance en compression du béton influence la configuration des fissures internes : plus la résistance est faible, plus la micro-fissuration finale est importante. La localisation dépend bien de la résistance du béton. En effet, elle se fait généralement par le développement d'une seule macro-fissure pour  $f_c = 25$  MPa. Quand  $f_c = 40$  MPa, les éprouvettes ont plusieurs macro-fissures mais de taille moins importante. Elles ont des tailles encore moins importantes et elles sont plus proches de l'extrémité chargée si le béton a une résistance de 80 MPa. L'augmentation de la résistance du béton favorise donc la réponse de l'interface. Cette amélioration est plus visible, plus nette si le diamètre des barres est plus grand.
- Plus l'hétérogénéité est fine, plus la microfissuration est dense. En particulier, l'effet de l'hétérogénéité du béton devient prépondérant si cette hétérogénéité dépasse le diamètre de la barre.

Les essais numériques réalisés par Ben Romdhane permettent d'obtenir une compréhension plus profonde des mécanismes de la fissuration transversale au niveau de l'interface et des paramètres affectant cette fissuration. Toutefois, les simulations restent encore en 2D, elles ne permettent pas d'observer d'autres phénomènes qui existent dans un essai de tirant et qui influencent aussi le comportement de l'interface comme : la fissuration longitudinale et la ruine du béton due à ces fissures.

### 2.3.3 Différents types de ruptures des structures dues à l'activation de l'interface

Durant le chargement, la structure béton armé peut se rompre à cause de la dégradation de la liaison acier-béton.

#### a. Rupture par propagation des fissures longitudinales.

Dans ce type de rupture, l'action radiale de l'armature sur le béton entraîne l'apparition de contraintes de traction circonférentielles [66]. Une macrofissure se développe longitudinalement selon l'axe de l'armature et se propage lorsque le béton atteint sa résistance en traction. Ce type de rupture dépend principalement de la résistance en traction du béton, de l'enrobage du béton, du renforcement transversal.

#### b. Rupture par propagation des fissures transversales.

Il s'agit de la rupture la plus courante. Cette rupture s'observe souvent dans le cas où l'enrobage du béton est faible. Les microfissures de l'interface acier-béton se regroupent en macrofissures internes qui vont ensuite se développer jusqu'à la surface du béton. Le béton, par conséquent, est divisé en plusieurs blocs sur le long de la barre d'acier.

#### c. Rupture par propagation des fissures cylindriques.

Ce type de rupture se produit dans le cas où l'interface a atteint sa résistance maximale. Des fissures de cisaillement créées autour de la barre vont se grouper et produire des fissures cylindriques. Ce type de rupture est celle qui caractérise le mieux le comportement de la liaison acier-béton jusqu'à la rupture par des fissures cylindriques de cisaillement.

### 2.3.4 Paramètres influençant le comportement de l'interface

Le comportement intrinsèque de l'interface au niveau local est influencé par différents facteurs et paramètres (extérieurs comme les conditions limites, les chargements, le dimensionnement ; intérieurs comme les caractéristiques des matériaux : béton, acier, adhésion). Ces paramètres peuvent intervenir à plusieurs échelles et à différentes étapes de la dégradation de l'interface.

- Lors d'un premier chargement (sans dépasser le seuil d'adhérence parfaite), le comportement de l'interface est essentiellement contrôlé par des paramètres de type chimique et des interactions au niveau de la microstructure.
- Pendant la phase d'endommagement de l'interface (après la perte de l'adhérence parfaite), les propriétés géométriques et matérielles des deux matériaux en contact ainsi que les conditions de confinement, sont des facteurs qui vont contrôler la détérioration de l'interface.
- Après avoir atteint le seuil maximal, la dégradation de l'interface sera gérée par des caractéristiques structurelles ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux.

Selon plusieurs études dans la littérature, on peut citer des paramètres dont l'influence sur le comportement de l'interface est appréciable pouvant être classés dans les 2 groupes suivants :

- Les paramètres principaux : les caractéristiques géométriques de l'acier, les caractéristiques du béton, le type de chargement, le confinement.
- Les paramètres secondaires : la mise en œuvre du béton, la corrosion, l'âge du béton, les effets d'échelle.

#### a. Les paramètres principaux

**Les caractéristiques géométriques de l'acier :** Comme l'on a décrit plus haut, la dégradation de l'interface acier-béton est influencée par le type et la forme de l'armature : ronde, plate, lisse ou haute adhérence. Ces caractéristiques sont primordiales pour évaluer la résistance de la liaison.

Le premier paramètre concerne la surface de la barre d'armature. La liaison est assurée par la présence des nervures, il est aussi souligné que l'espacement et l'inclinaison des nervures vont caractériser le mécanisme de ruine de la structure. Les barres d'acier peuvent avoir trois profils : profil à empreintes, profil à reliefs ou verrous, profil à nervures continues.

Les travaux de Eligehausen [20] et de Tepfers [65] qui consistent à étudier la forme des nervures de la barre montrent qu'il y a une influence de ces dernières sur la réponse de l'interface. L'influence de l'espacement des nervures est représentée par l'expression suivante :

$$\alpha_{SR} = \frac{F_R}{\pi\phi c_1} \quad (2.6)$$

Où  $\alpha_{SR}$  est la surface relative des nervures,  $F_R$  est la surface projetée de la nervure sur la section transversale,  $\phi$  est le diamètre de la barre et  $c_1$  est la distance entre deux nervures consécutives (voir la FIGURE 2.25).

En fait, cette expression montre qu'il peut avoir des différences au niveau de la résistance de l'interface pour un même diamètre de la barre d'acier. Les valeurs généralement acceptées  $\alpha_{SR} = 0.05 - 0.10$  représentent un bon compromis pour  $F_R$ . Plus la valeur de  $\alpha_{SR}$  est grande, plus la résistance de l'interface est élevée. Dans son étude en 1969, Rehm [47] a trouvé que la résistance de l'interface augmente linéairement avec  $F_R$ .

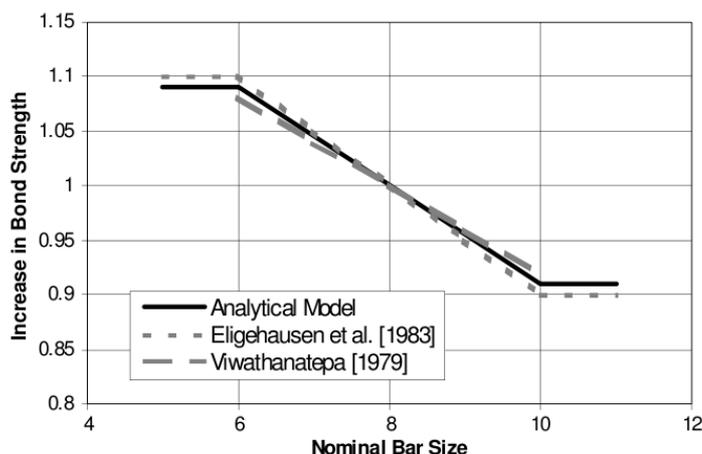


FIGURE 2.24 – Influence du diamètre de la barre sur la résistance de l'interface

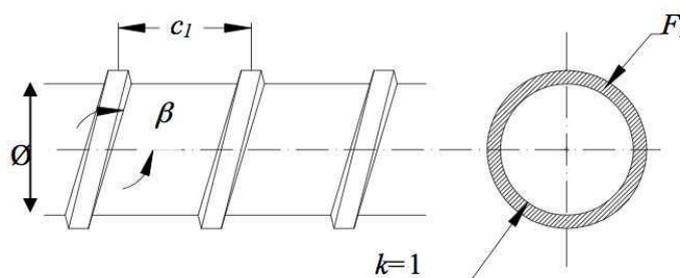


FIGURE 2.25 – Caractéristiques géométriques de la barre d'armature

Le deuxième paramètre concerne le diamètre des barres. Ce paramètre quant à lui reste encore sujet à discussions ; il ne semble pas influencer le comportement de l'interface. En effet, Elgehausen et al. [20] affirment que la qualité du comportement de la liaison n'est pas influencée par la variation du diamètre de la barre dans une plage de 19 mm à 32 mm. Au contraire, certains auteurs comme Gambarova [25], Ben Romdhane [52], en faisant leurs travaux numériques et expérimentaux concluent que plus le diamètre de la barre augmente, plus la résistance de la liaison diminue.

En ce qui concerne les *acières plats*, la recherche de Ertzibengoa Gaztelumendi [21] a mené aux conclusions suivantes :

- Pour les essais d'arrachement, la résistance de la liaison dans le cas de la barre plate est plus faible que celle dans le cas de la barre ronde de section équivalente.
- Dans le cas des *acières plats lisses*, l'influence du matériau de l'acier (carbone ou inox) sur la résistance de la liaison est plus importante par rapport aux *acières plats crantés*. Le mécanisme chimique de l'adhésion qui gouverne la liaison des barres lisses explique cette différence.
- L'utilisation des aciers en carbone ou en inox n'influence pas la réponse de la liaison des éprouvettes armées avec *acières plats crantés*.
- En ce qui concerne les *acières plats crantés*, la rugosité des nervures et la taille des barres déterminent la résistance de la liaison. Plus la taille est grande, plus la résistance de la liaison est diminuée.

**Le confinement :**

- Par le renforcement passif : il est constitué par des barres non sollicitées (barres transversales par exemple). Le comportement de la liaison dans une structure en béton sans renforcement varie énormément en comparaison de celui d'une structure avec renforcement additionnel. Typiquement, pour une structure ordinaire sans renforcement passif, les fissures longitudinales apparaissent facilement et peuvent conduire à la chute presque immédiate de la résistance de l'interface après le seuil d'adhérence parfaite. Eligehausen et al. [20] en se basant sur le Code ACI 318-77 montrent que l'existence de renforcement passif augmente la résistance de la liaison de 33% par rapport à une structure en béton partiellement confiné et non confiné (par la présence du renforcement passif). Ils affirment aussi que la résistance d'interface augmente légèrement quand les barres de renforcement sont loin de la barre sollicitée. Il faut ajouter que le confinement par renforcement passif est très important dans la première phase de dégradation de la liaison puisqu'il évite la croissance des fissures longitudinales. Par contre, il n'a aucune influence dans la création de la rupture cylindrique qui est prépondérante dans la deuxième phase de dégradation.
- Par la pression latérale ou transversale, cela agit sur la création et la propagation des fissures longitudinales à la face extérieure du béton. Les études de Gambarova et al. [25], de La Borderie et Pijaudier Cabot [28], de Malvar [34] montrent que la pression latérale augmente la résistance de la liaison pendant la première phase de dégradation de l'interface. Dans la phase post-pic du comportement de l'interface, La Borderie et Pijaudier Cabot concluent que la pression n'a aucun effet sur la résistance de la liaison du au frottement après le pic. Toutefois, l'étude de Malvar affirme une influence claire de la pression latérale sur la courbe post-pic du comportement de l'interface.

**Les caractéristiques du béton :** Il s'agit de facteurs quantitatifs (rapport eau-ciment, taille du granulat, ...) ou de facteurs qualitatifs, les caractéristiques du béton jouent un rôle sur la résistance de l'interface.

- En effet, la résistance en compression détermine la rigidité de l'interface. Selon les études expérimentales, Eligehausen [20] remarque que la résistance de l'interface est approximativement proportionnelle à la racine carrée de la résistance en compression du béton; tandis que le glissement est proportionnel de façon inverse (FIGURE 2.26). Il a proposé la relation suivante :

$$\tau_{bond} = (f_c)^\beta \quad \text{avec} \quad \frac{1}{3} < \beta < \frac{1}{2} \quad (2.7)$$

alors que Tepfers [66], ACI Committee 318 (1979) suggèrent simplement  $\beta = 1/2$ . Ici la résistance de l'interface est normalisée par rapport à la racine carrée de la résistance à la compression du béton.

- D'autre part, la résistance à la traction détermine la phase d'initiation de la fissuration jusqu'au seuil d'adhérence parfaite de la liaison.
- L'hétérogénéité du béton est directement liée à la résistance en compression-traction, ainsi elle affecte la résistance de la liaison.
- L'épaisseur de l'enrobage joue un rôle également important, elle conditionne les propriétés de confinement de l'armature et donc l'apparition de la fissure longitudinale. D'après les campagnes numériques sur l'essai de tirant, Ben Romdhane [52] a conclu que l'augmentation de l'enrobage réduit la diffusion de la microfissuration, elle concentre les fissurations au voisinage de l'extrémité chargée et retarde le processus d'activation de l'interface. Toutefois, l'épaisseur d'enrobage n'a aucune influence sur le mécanisme intrinsèque du comportement de l'interface dans le cas où cette épaisseur dépasse deux fois le diamètre de la barre.

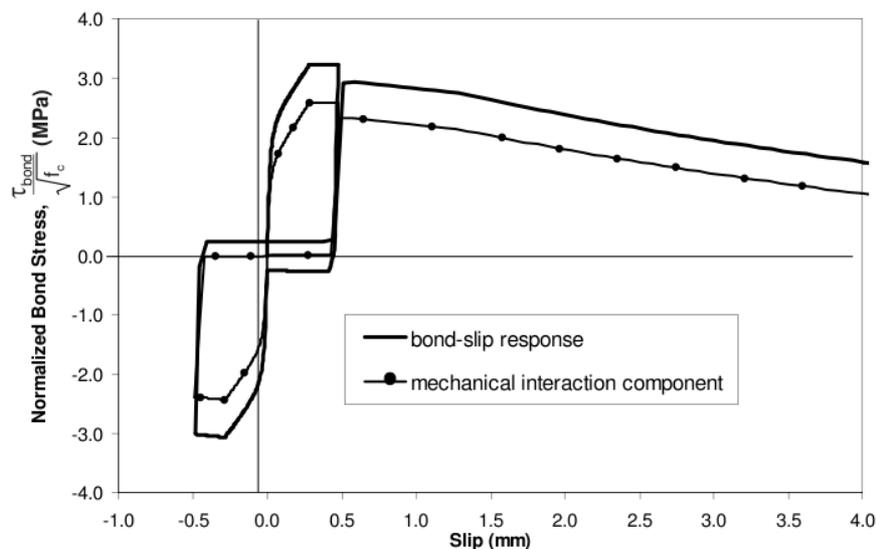


FIGURE 2.26 – Influence de la résistance en compression du béton sur la contrainte de l'interface

### b. Les paramètres secondaires

**La mise en œuvre du béton** qui dépend de l'orientation du coulage. En effet, le sens du coulage par rapport à la direction de la charge appliquée a une influence sur la résistance de la liaison entre deux matériaux. Dans le cas où ils sont dans le même sens, on peut avoir une rigidité de la liaison plus importante. Concernant le cas des aciers plats, l'orientation du coulage peut causer parfois l'excentrement de la barre d'acier et donc causer des effets parasites [40].

**L'effet de couture** : Lors d'apparition des macrofissures dans le béton (phase post-pic de la résistance de l'interface), la barre d'acier reste seule et sans enrobage. Cependant, elle reprend tous les efforts en ce point, en même temps elle empêche l'augmentation de l'ouverture des fissures et retarde ainsi sa propagation. Ce qui est appelé "effet de couture". Effectivement, l'influence de ce phénomène n'a pas été étudiée expérimentalement dans la littérature. Néanmoins, dans les études numériques de Ben Romdhane et al. [52], les auteurs ont pris en compte l'influence de cet effet sur l'ouverture des fissures en combinaison avec la dégradation de l'interface. Selon ces résultats numériques, ce phénomène a une grande importance dans la phase post-pic de la résistance de l'interface, en réduisant la dégradation de cette dernière.

**La corrosion** qui est une des principales causes de la dégradation des structures en béton armé. Elle a une influence plutôt négative sur le comportement de l'interface. En principe, la corrosion favorise la propagation des fissures longitudinales dans le béton et si elle a lieu au niveau de l'interface, on a une perte d'adhérence entre le béton et l'acier. Toutefois, quand l'épaisseur d'enrobage est suffisamment grande, on peut avoir une contribution à la résistance de l'interface due au gonflement des matériaux corrodés autour de la barre d'acier [24] [38] [49].

**Les effets d'échelle** ont toujours une influence dans le comportement de l'interface. Ils sont mentionnés notamment dans les études de Bazant et al. [6] et démontrés expérimentalement par Bamonte [4] et Coronelli [12]. Ils se représentent sous différents aspects, par exemple, l'utilisation de différents enrobage, de différents diamètres de l'acier.

## 2.4 Modèles d'interface - Bilan des différentes approches

Dans la première partie, de nombreux essais ont été présentés afin d'étudier les phénomènes physiques intervenant dans le comportement de l'interface acier-béton. Chaque type d'essai permet d'obtenir des informations locales relatives à l'interface (courbe force-glissement dans l'essai d'arrachement ou l'essai de tirant), des informations relatives au béton (processus de fissuration dans l'essai de tirant ou l'essai de flexion), ou des informations globales (relation force-déplacement dans l'essai de tirant ou courbe force-flèche dans l'essai de flexion). Ces résultats expérimentaux de la littérature peuvent permettre d'alimenter et de valider le développement de modèles d'interface. L'objectif de cette partie est de présenter une revue synthétique des différentes approches de modélisation. Des bibliographies plus exhaustives sont disponibles dans [19] et [49].

Dans la démarche de développement d'un modèle, trois aspects sont importants : l'échelle de modélisation, le support numérique en relation avec cette échelle, et enfin la description que l'on fait du comportement.

Lackner et al. [29] ont mentionné dans leurs travaux trois échelles phénoménologiques dans lesquelles les phénomènes physiques du comportement de l'interface interviennent : à l'échelle de la nervure, à l'échelle de la barre d'armature, à l'échelle globale du spécimen. On peut choisir de modéliser ces phénomènes à chacune de ces échelles. Mais il est bien entendu que, plus l'échelle de représentation est grande, plus la perte d'information fine est marquée. Le choix de l'échelle de modélisation devient important et difficile. Il définit complètement la stratégie de modélisation : il dépend totalement du type et de la pertinence des informations recherchées ; il conditionne aussi fortement les coûts de calculs.

Plusieurs travaux expérimentaux réalisés dans la littérature montrent que l'interface acier-béton est une zone possédant des propriétés mécaniques particulières, une zone de transfert de l'effort entre le béton et l'acier. Les modèles d'interface proposés dans la littérature sont basés sur deux façons de représenter géométriquement et numériquement cette zone particulière :

- soit en considérant que l'interface acier-béton est une zone sans épaisseur. Dans ce cas, le comportement mécanique s'exprimera par une relation entre le vecteur de contrainte et le vecteur de déplacement normal et tangentiel (ou glissement) du type :

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau_1 \\ \tau_2 \end{bmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{bmatrix} u_n \\ u_{t1} \\ u_{t2} \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

Dans cette équation,  $\sigma$ ,  $\tau$  sont des contraintes normales et tangentielles,  $u$  représente les déplacements normaux et tangentiels,  $\underline{\underline{K}}$  est une matrice de rigidité. Ce type de loi de comportement est généralement implanté dans les éléments d'interface ou éléments joints, sans épaisseur. L'implémentation de ce type de relation pour des calculs de structure à grande échelle semble être délicate. Car l'utilisation des éléments d'interface conduit, d'une part, à augmenter la taille du problème ainsi que le temps de calcul et d'autre part, à traiter spécifiquement le problème de la non-interpénétration potentielle entre l'acier et le béton.

- soit en considérant que la zone de transfert d'effort entre l'acier et le béton est une zone de volume non nulle. Le comportement mécanique s'exprimera par la relation contrainte-déformation totale du type :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{K}} \underline{\underline{\epsilon}} \quad (2.9)$$

L'implémentation de ce type de relation conduit à une modélisation plus robuste du comportement des structures mais moins physique. Il est cependant nécessaire d'identifier proprement les dimensions de cette zone (notamment la hauteur). Certains auteurs ont tenté d'identifier expérimentalement ce paramètre (hauteur caractéristique) pour améliorer la prédiction des modèles (Cox et al. [13] et Dominguez [19]).

Enfin, concernant la description du comportement mécanique de l'interface, les modélisations numériques qui ont été étudiées dans la littérature peuvent être classées en trois groupes :

- **Les approches empiriques** : ces modèles proviennent directement du besoin d'interpréter, d'analyser les résultats expérimentaux et de trouver des corrélations avec certains paramètres physiques qui contrôlent le phénomène, afin de les intégrer simplement dans les codes de calculs. Ces modèles sont exprimés généralement par une relation entre la contrainte de cisaillement  $\tau$  et le glissement  $u$ . Un des premiers modèles empiriques est celui proposé par Rehm [46]. Un autre modèle, également assez connu, est construit par Tepfers [66]. Cependant, ces auteurs ne prennent pas en compte les paramètres caractérisant les matériaux. Par la suite, ces modèles empiriques ont été progressivement enrichis avec d'autres relations empiriques tenant compte des facteurs qui influencent le comportement l'interface acier-béton comme le confinement (Gambarova et al. [25]) et les effets d'échelle (Sener et al. [60]).
- **Les approches semi-analytiques, semi-empiriques** : la plupart des modèles utilisés par les expérimentateurs sont de cette famille dans laquelle les relations sont établies à partir des données observées sur des tests expérimentaux, puis généralisées pour décrire localement ou globalement la dégradation de la liaison. Ces relations sont formulées dans un cadre théorique et ont parfois des hypothèses simples. Le modèle qui fait référence dans plusieurs travaux est celui de Tassios [64]. Dans un contexte axisymétrique, l'état de contrainte de l'interface est représenté par la contrainte tangentielle  $\tau$ . Le béton est considéré comme un milieu quasi-infini dans lequel la barre d'acier est placée. Cependant, ce modèle est formulé spécifiquement dans le cas d'un acier soumis à une traction. Aucun effet de confinement n'est pris en compte dans ce modèle.

Un autre modèle, également connu, est celui de Eligehausen et al. [20]. En se basant sur une large campagne expérimentale, ces auteurs ont proposé un modèle local non-linéaire pour relier la contrainte de liaison au glissement (de faibles glissement à larges déplacements). Sous chargement monotone, la relation contrainte-glissement (pour un essai pull-out) peut être définie comme suit :

$$\begin{aligned}
 \tau &= \tau_{max} \left( \frac{\Delta}{\Delta_1} \right)^\alpha & si & \quad \Delta \leq \Delta_1 \\
 \tau &= \tau_{max} & si & \quad \Delta_1 \leq \Delta \leq \Delta_2 \\
 \tau &= \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \frac{\Delta - \Delta_2}{\Delta_3 - \Delta_2} & si & \quad \Delta_2 \leq \Delta \leq \Delta_3 \\
 \tau &= \tau_f & si & \quad \Delta \geq \Delta_3
 \end{aligned} \tag{2.10}$$

Dans ces expressions,  $\Delta$  est le glissement relatif entre l'acier et le béton,  $\Delta_{i=1,2,3}$  sont des seuils pour les différents étapes de dégradation,  $\tau_{max}$  est la contrainte maximale,  $\tau_f$  est la contrainte de frottement. Les paramètres du modèle ont été obtenus à partir de plusieurs essais en faisant varier la résistance du béton, le diamètre de la barre d'acier, la position des aciers, la pression latérale. Pour un chargement cyclique, le comportement de l'interface est adopté du cas du chargement monotone en multipliant les expressions précédentes avec deux variables d'endommagement (avant frottement  $d$  et après frottement  $d_f$ ). Ces variables s'expriment en fonction de l'énergie dissipée. Le modèle de Eligehausen et al. [20] a été complété ensuite par d'autres chercheurs. Soroushian et Choi [63] ont obtenu une relation entre le pic de la

contrainte de la liaison et la taille de la barre d'acier. Pochanart et Harmon [42] ont établi la relation entre la surface de la barre avec le pic de frottement de la contrainte de la liaison.

- **Les approches analytiques** : ce groupe correspond à des modèles formulés dans divers cadres thermodynamiques (la mécanique de l'endommagement, la mécanique de la rupture, la théorie de la plasticité) et avec généralement une formulation adaptée au cadre théorique de la méthode aux éléments finis.
  - ◇ **Les modèles d'endommagement** : Le modèle d'interface proposé par Clément [15] est une version modifiée du modèle d'endommagement de béton de Mazars [33]. Ce modèle est efficace pour des problèmes de faibles glissements et de prédire la première fissure transversante (par exemple, l'essai de tirant). Pourtant, il ne peut pas être utilisé dans des simulations à rupture (par exemple, l'arrachement d'une barre) du fait l'hypothèse de continuité des déplacement de l'interface. Des années plus tard, Daoud [16] a repris ce modèle en améliorant les lois d'évolution de la variable d'endommagement. Par ailleurs, il a utilisé des éléments joints classiques pour représenter la liaison qui permet de mieux maîtriser l'énergie de fissuration du béton. Dominguez [19] a développé dans son travail un cadre constitutif général couplant de multiples phénomènes intervenant lors du processus de dégradation de l'interface acier/béton (influence de la fissuration du béton, le frottement et les divers couplages). Les éléments linéaires à 4 nœuds dégénérés sont adoptés dans ce modèle. L'évolution de l'endommagement est contrôlée par une fonction seuil qui définit le mode de rupture (en Mode 1 - ouverture ou en Mode 2 - glissement). Pourtant, ce modèle présente quelques défauts : il ne permet pas de simuler le comportement de structures 3D et en raison de l'utilisation d'éléments dégénérés, la réponse du comportement de ces éléments ainsi que celui de la structure est sensible aux variations du paramètre de pénalisation. Récemment, Richard [49] a proposé une loi de comportement élasto-endommageable-glissant pour l'interface acier-béton. Cette loi a été implantée au sein d'éléments joints sans épaisseur en 2D et 3D. L'intérêt principal de ce modèle est qu'un soucis particulier a été apporté pour assurer une cohérence entre le modèle d'interface proposé et le modèle de comportement du béton sous-jacent. On peut noter également que ce modèle peut prendre en compte plusieurs phénomènes intervenant dans le comportement de l'interface (la corrosion, le confinement).
  - ◇ **Les modèles basés sur la théorie de la plasticité** : Cox et Herrmann [14] par exemple ont développé un modèle de plasticité non associée dans lequel l'interface est considérée comme une zone infiniment petite. Cette dernière permet de représenter le comportement de la zone complexe réelle d'épaisseur  $D_b$  (diamètre de la barre d'acier) autour de l'acier. Il permet aussi de prendre en compte le comportement dilatant de l'interface. Ben Romdhane [52] a considéré, dans son travail, la liaison acier-béton comme une surface de discontinuité potentielle d'épaisseur nulle dont la détérioration peut être décrite par la théorie de la plasticité. Pour cela, il a élaboré des lois de comportement non-linéaire pour décrire l'activation de l'interface, sa dégradation et l'effet de couture par l'armature. Un élément barre enrichi d'un degré de liberté virtuel a été développé pour modéliser le glissement. Cet élément représente à la fois le comportement de l'acier et le comportement de l'interface grâce à ce degré de liberté supplémentaire.
  - ◇ **D'autres approches** enfin ont été développées sous des formulations plus atypiques comme par exemple celle de la méthode des éléments finis en contrainte. Mais globalement les démarches se ressemblent en ce sens qu'elles consistent soit à enrichir le comportement de

l'élément qui représente l'acier pour tenir compte de celui de l'interface [35], soit à enrichir le support de l'élément en le décomposant en plusieurs sous éléments qui soutiennent chacun un mécanisme différent (lié à l'acier, à l'interface, etc, ...) [2].

En dernier lieu on citera les approches de macroélément qui prennent en compte, à l'échelle d'un élément fini, un comportement global macroscopique qui représente le comportement d'un volume de béton armé. Ce type d'approche, assez ancienne, est implanté dans divers codes de calcul (ANSYS [3]) et est relativement bien adapté au calcul de grosses structures, mais ne permet pas de disposer d'informations locales pertinentes.

## 2.5 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à une présentation générale du problème d'interface acier-béton portant sur plusieurs aspects. En premier lieu, les trois grandes catégories de recherches pour l'investigation et l'identification du comportement d'interface ont été présentées : *les concepts théoriques et l'adaptation des codes et normes de calcul, l'étude expérimentale et phénoménologique pour identifier et comprendre les phénomènes physiques, l'implémentation de modèles numériques.*

Ensuite, une revue bibliographique sur les essais utilisés dans la littérature pour identifier le comportement de l'interface et les phénomènes influencés a été réalisée. Ces essais sont toujours basés sur le même principe : extraire une barre d'acier d'un massif de béton. Cependant, aucune méthode expérimentale standard ne peut permettre d'identifier tous les paramètres qui contrôlent le comportement de l'interface. Chaque type d'essai a permis d'obtenir les informations spécifiques relatives à la résistance maximale de l'interface (*essai d'arrachement*), relatives au processus de fissuration du béton (*essai de tirant*), et relatives au comportement global de la structure (*essai de flexion*). Puis, une présentation des campagnes d'essai relatives aux aciers plats a été également mentionnée, ces travaux ont été menés par la société MATIERE®. Les auteurs ont constaté que l'interface acier plat-béton se comporte plus ou moins de la même manière de celle acier rond-béton, ceci provient de la similitude de l'allure des courbes d'essai. Ce qui permet également de déduire que les mécanismes intrinsèques de l'interface dans le cas des aciers plats sont assez ressemblants à ceux dans le cas des aciers ronds de même type (lisse ou haute adhérence). Au travers de cette revue des essais, les observations et les commentaires de plusieurs chercheurs montrent que l'interface se dégrade en 3 phases conduisant aux mécanismes d'activation suivants :

Essai d'arrachement		Simulation des tirants
Lutz and Gergely [32]	Tassios [64]	Ben Romdhane [52]
Adhésion chimique	Chargement jusqu'à la rupture de l'adhésion	Phase de microfissuration
Phase des petits déplacements et grands glissements	Chargement jusqu'à un cisaillement maximal	Phase de localisation
Frottement	Phase de cisaillement constant et rupture	Phase de macrofissuration

TABLE 2.1 – Les phases de dégradation de l'interface selon [32], [64] et les mécanismes d'activation de l'interface selon [52]

Selon Ben Romdhane [52], tous ces mécanismes se produisent dans une zone de béton ayant une épaisseur d'environ un diamètre de la barre d'acier. Lors de l'activation de l'interface, différents modes de rupture de la structure pour un chargement monotone et cyclique peuvent avoir lieu :

rupture par des fissures transversales, rupture par des fissures longitudinales, rupture par des fissures cylindriques ou par la plastification de l'acier.

Dans un dernier temps, après avoir étudié synthétiquement les modèles numériques de comportement de l'interface proposés dans la littérature, il paraît que très peu de modèles prennent en compte des aspects probabilistes tels que ceux qui gouvernent les propriétés mécaniques des matériaux (par exemple, coupler avec un modèle probabiliste de fissuration du béton) ni même des aspects très locaux tels que ceux qui interviennent dans les processus de fissuration (localisation de fissures, ...). Il en ressort également que ces modèles ne sont pas suffisants pour donner des informations pertinentes sur la fissuration (nombre, ouverture, espacement de fissures).

A partir de ces conclusions, on propose une stratégie de recherche qui consiste à :

#### **Aspect expérimental**

- réaliser des essais d'arrachement pour identifier et comparer la résistance maximale de l'interface relative à l'acier plat cranté et l'acier rond HA [21].
- réaliser des essais de tirant pour étudier le processus de fissuration produit par l'acier plat [71] [80].
- réaliser des essais de flexion pour étudier l'influence de nouveau type de renforcement sur la réponse globale d'une poutre-dalle [72] [81].

#### **Aspect de simulation numérique**

- construire un modèle d'interface 2D/3D simple prenant en considération des phénomènes physiques tels que le glissement relatif avec frottement au niveau de l'interface.
- coupler avec un modèle probabiliste de fissuration du béton qui est capable de fournir des informations très précises sur la distribution de la fissuration (en termes de nombre, d'ouverture et d'espacement des fissures).
- identifier les valeurs de paramètres du modèle d'interface proposé par analyse inverse en comparaison des résultats expérimentaux et des résultats numériques au niveau local (les informations liées à la fissuration), au niveau global (force-déplacement).
- valider le modèle par confrontation des résultats numériques avec les résultats expérimentaux sur les essais de poutre-dalle.



## Chapitre 3

# Modélisation probabiliste de la fissuration des structures en béton armé

### 3.1 Objectif et philosophie de la modélisation

Parmi les différentes approches qui permettent d'analyser le processus de fissuration du béton et de la dégradation de l'interface acier/béton, les approches probabilistes ont l'avantage de tenir compte des incertitudes dans les facteurs ou les phénomènes qui gèrent l'apparition aléatoire de la fissuration. Elles permettent de faire des analyses statistiques du comportement des structures en béton armé.

L'utilisation d'approches probabilistes est adoptée pour simuler le comportement des structures sous charges [8]. L'aspect probabiliste peut intervenir à trois niveaux principaux :

- celui du chargement extérieur,
- celui des conditions aux limites (quand celles-ci sont mal connues),
- celui du comportement des matériaux.

Nous considérerons, dans le cadre de cette thèse, que le chargement et les conditions aux limites restent déterministes. Notre attention est focalisée sur la modélisation probabiliste du comportement du matériau. L'objectif de la modélisation développée est de rendre compte de certains des aspects expérimentaux qu'une approche totalement déterministe ne peut mettre correctement en évidence : principalement la variabilité des réponses de structures identiques sous des chargements identiques, et les effets d'échelle structuraux. La variabilité (ou dispersion) et les effets d'échelle ont une même origine liée à l'hétérogénéité du béton et au caractère fragile de son comportement en traction.

Un objectif important de la modélisation de la fissuration des structures en béton armé est qu'elle doit permettre d'accéder à tous les niveaux d'information du processus de fissuration (depuis les microfissures jusqu'aux macrofissures) que ce soit pour le béton ou pour l'interface acier-béton. Il est, par conséquent, nécessaire d'assurer une cohérence entre l'échelle de modélisation du béton et celle de l'interface. Ainsi, par exemple, si l'on désire modéliser finement le processus de fissuration du béton au travers d'une approche discrète, il faut que la modélisation de l'interface le permette.

## 3.2 Fissuration probabiliste du béton

Le fait de vouloir représenter le comportement d'un matériau comme le béton par la méthode des éléments finis nécessite quelques considérations sur l'échelle de modélisation. La méthode des éléments finis est traditionnellement utilisée en considérant que le domaine étudié est constitué d'un matériau homogène. Ce qui est parfaitement raisonnable dans le cas de matériaux très faiblement hétérogènes, comme l'acier par exemple. A l'échelle de l'élément fini, qui rappelons-le représente un volume de matière donné, l'hypothèse de « volume élémentaire représentatif » reste donc valable, et les lois de la mécanique des milieux continus sont applicables.

Pour un matériau hétérogène comme le béton, il est clair que, pour rester dans ce même contexte d'hypothèse de base, il faut que la dimension de l'élément fini soit relativement grande par rapport à l'hétérogénéité du matériau, c'est à dire plusieurs fois la taille du plus gros granulats. En outre, la taille de l'élément fini doit être dans un rapport raisonnable comparativement à la taille du domaine étudié pour, du moins, représenter correctement la cinématique élastique. Ce qui signifie clairement, que dans la plupart des représentations qui sont faites des éléments de structures courants du Génie Civil (poutres, poteaux, dalles, etc ...), ces conditions sont en partie violées : la préférence est donnée en général à une correcte description de la cinématique avec cependant des tailles d'éléments pas suffisamment grandes par rapport à l'hétérogénéité. Ainsi, comme le signalait Bazant [5] dans les années 80, choisir une taille d'élément fini plus petite que quelques fois le diamètre du plus gros granulats n'a pas de sens physique, que l'on souhaite représenter un état de contrainte ou de déformation macroscopiques ou que l'on s'intéresse à la représentation d'une rupture localisée. Car même dans ce cas, plusieurs auteurs notamment [5] [53]) ont montré que la "Fracture Process Zone" avait des dimensions relativement importantes (de l'ordre de la dizaine de centimètres).

L'approche probabiliste, initialement développée par Rossi [55], modère fortement ces propos. En effet, elle considère l'élément fini comme un volume de matière hétérogène, et tient compte des effets d'échelle : elle considère donc que son comportement dépend de son volume. De plus, l'autre hypothèse fondamentale de l'approche est de considérer que les processus de fissuration restent les mêmes quelque soit l'échelle d'observation et l'auteur justifie, de ce fait, qu'il est possible d'extrapoler les relations empiriques qui décrivent ces effets d'échelle jusqu'à l'échelle des éléments finis. Dans ce paragraphe, deux modèles probabilistes développés à l'IFSTTAR [54] [55] [57] sont présentés. En fonction du type de problème étudié, ces deux modèles se basent sur une même approche statistique en utilisant la méthode des éléments finis. Le premier modèle appartient à la famille des modèles discrets et le deuxième appartient à la famille des modèles continus. Leur but est de représenter les fissures localisées dans le béton en prenant en compte l'effet d'échelle et l'hétérogénéité du matériau. Ces modèles peuvent être définis comme déterministes à propriétés probabilisées. Leur utilisation impose que de nombreux calculs, pour un problème donné, soient réalisés afin d'accéder à des réponses statistiques (approche de type Monte-Carlo).

### 3.2.1 Le modèle de fissuration explicite (éléments de contact)

Le comportement du béton peut être représenté par un modèle de fissuration probabiliste explicite. Ce modèle a la particularité de prendre en compte deux caractéristiques majeures du béton : son hétérogénéité, d'une part et sa sensibilité aux effets d'échelle, d'autre part [57]. L'hétérogénéité du béton provient de sa composition, donc de la nature même du matériau. Les caractéristiques mécaniques locales (module d'Young  $E_b$ , résistance à la traction  $f_t$ ) sont aléatoires

et dépendent du volume de matériau sollicité. Les effets d'échelle sont aussi une conséquence de l'hétérogénéité du matériau, car les processus de fissuration sont entièrement pilotés par la présence de défauts dans la pâte de ciment ainsi que par les gradients internes de contraintes, eux-mêmes fortement conditionnés par l'hétérogénéité du matériau. Et cette hétérogénéité a un poids d'autant plus important que le volume de matière sollicité est faible. La présence de défauts conditionne la qualité de la pâte dont un bon indicateur peut être la résistance à la compression ( $f_c$ ). Alors que l'hétérogénéité du matériau peut elle être caractérisée par le rapport du volume de matière sollicité sur le volume du plus gros grain. Des résultats expérimentaux (Rossi et al. [57]) ont donné des lois d'évolution des valeurs moyennes et écarts-types des modules et résistances en traction pour différents bétons. Le modèle explicite peut être caractérisé au travers des points suivants :

- Le modèle est basé sur la méthode des éléments finis dans laquelle l'élément fini représente un volume donné de matériau hétérogène.
- Le modèle est basé sur l'hypothèse que le processus de fissuration restent les mêmes quelle que soit l'échelle d'observation. Par conséquent, les observations expérimentales et les lois qui en découlent peuvent être appliquées à l'échelle de l'élément fini.
- Pour un béton donné, caractérisé par sa résistance en compression et le diamètre de son plus gros grain, les propriétés mécaniques comme le module d'Young et la résistance à la traction sont initialement distribuées aléatoirement sur tous les éléments du maillage en utilisant une loi de distribution du type :

$$m(X) = F_{mX}(V_s/V_g, f_c) \quad \text{et} \quad \sigma(X) = F_{\sigma X}(V_s/V_g, f_c) \quad (3.1)$$

où  $V_s/V_g$  représente le rapport entre le volume de l'élément fini et le volume du plus gros grain,  $f_c$  est la résistance à la compression du matériau,  $X$  représente la résistance en traction ou le module d'Young,  $m(X)$  et  $\sigma(X)$  sont respectivement la valeur moyenne et l'écart-type de  $X$ . Il faut noter que les travaux de Rossi ont montré que la valeur moyenne du module d'Young n'est pas affectée par les effets d'échelle. La valeur (moyenne) expérimentale du module d'Young peut donc être prise. Cet auteur propose différentes expressions pour  $F_{mX}$  et  $F_{\sigma X}$  dans [57].

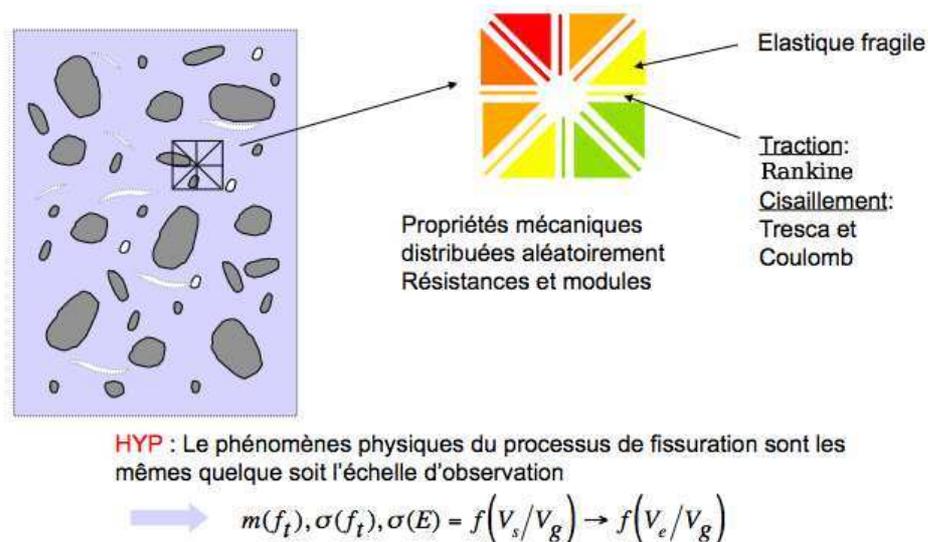


FIGURE 3.1 – Modèle discret probabiliste de fissuration explicite

- Les fissures sont représentées explicitement par les éléments d'épaisseur nulle qui interfacent les éléments massifs (représentant le béton non fissuré). Le critère de fissuration est très simple.

C'est celui de Rankine en traction et de Tresca-Coulomb en cisaillement. Une fois l'élément d'interface rompu, son comportement respecte la loi de frottement de Mohr-Coulomb.

- Après l'ouverture de l'élément d'interface (le critère de Rankine est appliqué au centre de gravité de l'élément), les résistances à la traction et au cisaillement sont mises à zéro. La valeur limite du critère de Rankine est distribuée aléatoirement (loi de Weibull) sur tous les éléments d'interface et dépend du volume total des éléments massifs interfacés par chaque élément d'interface.
- La propagation de la fissuration est traduite par la création de plans de rupture élémentaires qui apparaissent de manière aléatoire et peuvent se "connecter" pour créer les macrofissures.

### 3.2.2 Le modèle de fissuration semi-explicite (modèle macro)

Ce modèle se base sur le même principe que celui présenté ci-dessus (Tailhan [43], [44]). Il prend en compte deux caractéristiques majeures du béton : son hétérogénéité, d'une part et sa sensibilité aux effets d'échelle, d'autre part. Les éléments d'interface n'existent plus dans ce modèle, ils sont remplacés par des éléments de massif fissurants qui ont le même rôle que les éléments d'interface : être le siège des fissures.

- La résistance à la traction est distribuée aléatoirement sur tous les éléments de massif du maillage. Les paramètres de la loi de distribution (toujours de Weibull) utilisés sont fonctions du rapport entre le volume de l'élément fini et celui du plus gros grain ainsi que de la résistance en compression du béton.
- Lorsque la résistance à la traction est atteinte au centre de gravité d'un élément de volume, la résistance et la rigidité de l'élément disparaissent du calcul. Physiquement, il apparaît donc un "trou" au sein du maillage.
- La propagation des fissures se traduit donc par la création d'une succession de "trous" élémentaires.
- Dans ce modèle, seule la fissuration créée en mode I est décrite.

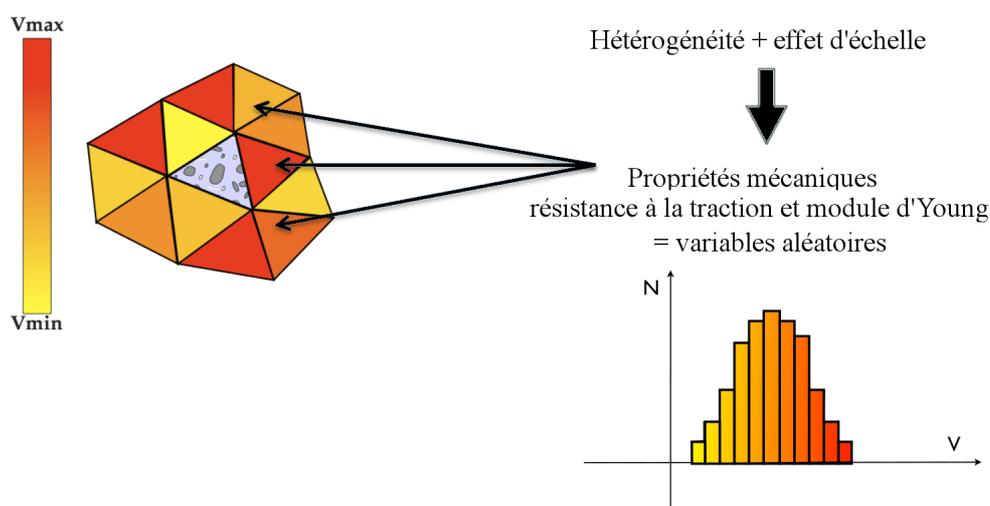


FIGURE 3.2 – Modèle semi-explicite probabiliste de fissuration du béton

### 3.2.3 Différences entre les deux approches de la fissuration du béton

Ces deux approches sont finalement basées sur un simple comportement local élastique fragile (probabiliste) du matériau. Cette vision particulière du comportement nécessite que la taille des éléments reste relativement petite par rapport aux dimensions des zones où se développent les gradients de contrainte. Les deux approches se ressemblent donc, mais il ne faut pas perdre de vue non plus qu'elles représentent différemment la fissuration : la première considère une création franche de plans de rupture, la seconde conduit à la création de trous.

Il est montré dans ce travail que les deux approches donnent des résultats parfaitement comparables sous certaines conditions, cependant, et ces aspects seront discutés au PARAGRAPHE 3.4.3.4.

Le choix de l'une ou l'autre des approches repose finalement sur l'analyse comparée des temps de calculs relatifs à chaque modèle. Le modèle discret explicite est forcément plus coûteux que le modèle macro car l'utilisation d'éléments de contact conduit à un nombre total de nœuds du maillage beaucoup plus important. Il a tout de même l'intérêt de représenter plus « finement » la fissuration ou du moins de façon plus « réaliste ». Mais il est certain que l'approche macro sera, de fait, plus intéressante dans des calculs 3D.

## 3.3 Modélisation du comportement de l'interface acier-béton

### 3.3.1 Modèle d'interface local

Plusieurs études ont été réalisées pour simuler le comportement des structures en béton armé en considérant le comportement de l'interface acier-béton au travers de modèles basés sur la théorie de la plasticité (Cox et al. [13], Romdhane et al. [52]), ou la théorie de l'endommagement (Dominguez [19], Richard [49]) ou sur d'autres approches (Monti et al. [35]). Cependant, très rares sont les modèles qui se concentrent sur le rôle de cette interface dans le processus de fissuration du béton. Dans cette section, un modèle d'interface simple et robuste est présenté. Il tient compte du comportement non linéaire de l'interface acier-béton. La dégradation progressive de l'interface est prise en compte par une équivalence énergétique entre le phénomène physique et un modèle d'endommagement simple. Après rupture de l'interface, le modèle tient compte du glissement relatif avec frottement.

L'interface acier-béton est, dans ce modèle, simulée par des éléments d'interface. Leur rôle consiste à :

- garantir le transfert des contraintes entre l'acier et le béton ;
- assurer la continuité des déplacements entre le béton et l'acier de renforcement avant la fissuration du béton et avant le glissement de l'interface.
- représenter l'effet mécanique des crantages : présents sur les aciers plats (ou aciers ronds) mais qui ne soit pas explicitement pris en compte dans le calcul (par le maillage) ;
- simuler la présence de ruptures locales entre l'acier et le béton, ainsi que des frottements occasionnés par ce glissement relatif entre les deux matériaux.

#### Bases du modèle

Dans ce travail, le modèle considère l'interface acier-béton comme une zone de matériau qui se dégrade progressivement en cisaillement (la rupture en traction est négligée). Durant cette

dégradation, et avant la rupture totale de l'interface, les contraintes sont considérées comme encore transmises au béton.

Une approche très simple basée sur un modèle d'endommagement est choisie. Cette approche permet de maintenir un niveau constant de contraintes lorsque le cisaillement critique est atteint (voir la FIGURE 3.3a.). Lorsque le déplacement relatif tangentiel entre le béton et l'acier est supérieur à une valeur critique, l'élément d'interface est déclaré rompu [56]. Après rupture, un comportement à la friction de type Mohr-Coulomb est considéré.

Le modèle d'interface acier/béton est considéré comme déterministe. Ce choix se justifie par le fait que la fissuration le long de la barre se propage en raison de la présence des nervures de l'acier (pas d'influence du lien le plus faible comme dans la théorie de Weibull).

Les relations constitutives du modèle peuvent être brièvement résumées par :

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau_1 \\ \tau_2 \end{bmatrix} = (1-d)K \begin{bmatrix} \delta_n \\ \delta_{t1} \\ \delta_{t2} \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad K = \begin{bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_t & 0 \\ 0 & 0 & k_t \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

où  $\sigma_n, \tau_1, \tau_2$  sont des contraintes normale et tangentielles,  $d$  est le paramètre d'endommagement,  $\delta_n, \delta_{t1}, \delta_{t2}$  sont des déplacements relatifs normal et tangentiels respectivement et  $K$  est la matrice de rigidité de l'élément de contact.

Le rôle de la matrice de rigidité élémentaire est d'assurer la continuité entre les nœuds opposés et la non-interpénétration des deux corps en contact. C'est une matrice de pénalité. Les paramètres  $k_n$  et  $k_t$  de cette matrice de rigidité peuvent être liés au module d'élasticité du matériau divisé par l'épaisseur élastique fictive de l'interface  $e$ .

$$k_n = \frac{E}{e} \quad \text{et} \quad k_t = \frac{G}{e} \quad (3.3)$$

Dans cette équation (3.3), l'épaisseur élastique fictive de l'interface  $e$  est estimée à partir d'un coefficient de pénalité qui a une influence significative sur le conditionnement de la matrice de rigidité. Par conséquent, sa valeur doit être choisie par des expériences numériques pour obtenir une bonne performance des éléments de contact et une bonne convergence des algorithmes. Pour ce type de simulation, la valeur de  $e$  est choisie égale à  $10^{-n} \times L$  ( $L$  est la grandeur caractéristique du maillage). Pour le problème 2D, cette dernière est égale à  $10^{-6} \times L$ ; pour le problème 3D, elle devient égale à  $10^{-4} \times L$ . Ce choix est basé sur la recommandation de certains codes d'éléments finis, comme par exemple CESAR (LCPC-France) [11] ou Code Aster (EDF-France) [18]. Cette valeur se retrouve également, de manière implicite, dans les travaux de Lundgren [30]. Dans le cas présent,  $k_n$  et  $k_t$  sont cependant choisis égaux.

L'évolution d'endommagement (comme représenté dans la FIGURE 3.3) est donnée par la relation :

$$\begin{cases} d = 0 & \text{si } |\delta_t| < \delta_t^e \\ d = 1 - \frac{\delta_t^e}{|\delta_t|} & \text{si } \delta_t^e \leq |\delta_t| < \delta_t^{cri} \\ d = 1 & \text{si } |\delta_t| \geq \delta_t^{cri} \end{cases} \quad (3.4)$$

$$\delta_t^e = \frac{C}{k_t} \quad \text{avec} \quad \delta_t^{cri} \gg \delta_t^e \quad (3.5)$$

où  $\delta_t^e$  est le seuil du déplacement tangent élastique,  $\delta_t^{cri}$  est le déplacement tangent critique et  $|\delta_t|$  est le paramètre qui pilote l'évolution de l'endommagement.

Afin de vérifier la positivité de la dissipation thermodynamique, l'endommagement ne peut qu'augmenter. En conséquence, cela peut se résumer ainsi :

$$\begin{cases} \dot{d} \geq 0 \\ d = \max(d_0, d) \end{cases} \quad (3.6)$$

où  $d_0$  est l'état d'endommagement initial et  $d$  est l'état d'endommagement actuel.

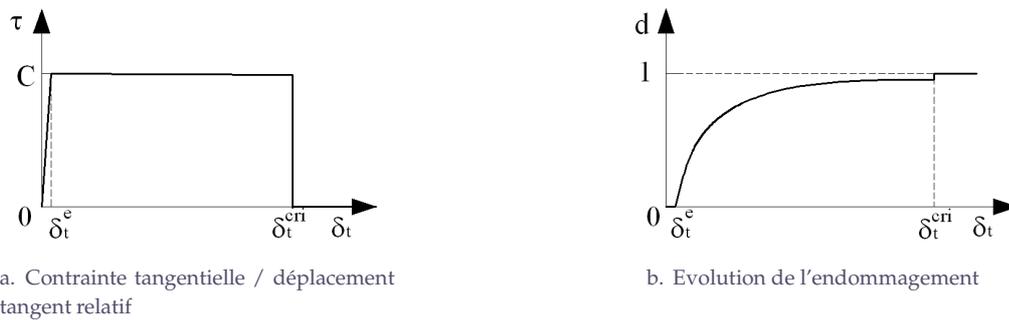


FIGURE 3.3 – Loi de comportement avant la rupture

Après la rupture, lorsque  $\delta_t > \delta_t^{cri}$  et  $d = 1$ , un comportement de frottement est considéré et un critère de type Mohr-Coulomb est appliqué (FIGURE 3.4).

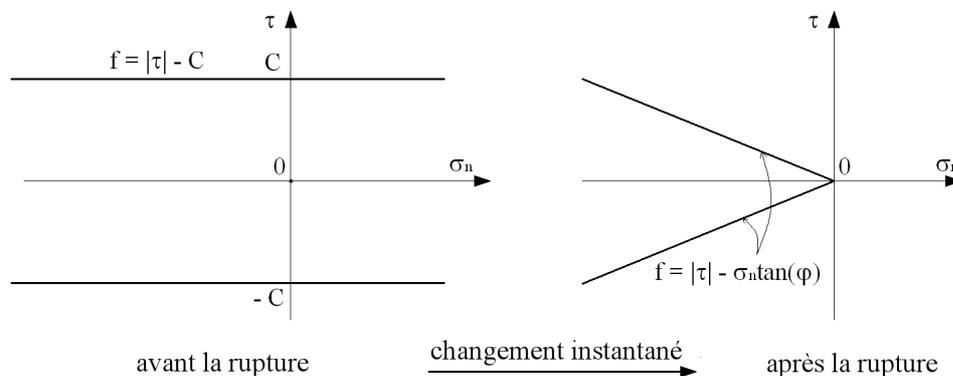


FIGURE 3.4 – Critère utilisé avant et après la rupture

Dans ce cas, la loi d'écoulement associée,  $g$ , utilisée est (équation 3.7) :

$$\begin{cases} g = |\tau| - \sigma \tan \psi \\ \tan \psi = \tan \phi \end{cases} \quad (3.7)$$

où  $\psi$  l'angle de dilatance et  $\phi$  l'angle de frottement. Sans aucune information complémentaire concernant  $\phi$  et  $\psi$  et considérant que la défaillance se produit essentiellement dans le béton entourant l'acier, une valeur de  $30^\circ$  est retenue (valeur retenue à partir des travaux de Rossi [56]).

Dans cette étude, seules les valeurs de la contrainte de cisaillement maximal  $C$ , et du déplacement tangent critique  $\delta_t^{crit}$ , seront déterminées. L'identification de ces valeurs est réalisée par une analyse inverse basée sur une comparaison entre des résultats numériques et expérimentaux. En conséquence, cette détermination est valable pour une géométrie donnée de l'acier et pour un béton donné.

### 3.3.2 Discussion sur les échelles de modélisation

Cette partie a pour but de résumer les différentes échelles de modélisation de l'interface acier-béton. Les avantages et aussi les limites de chaque échelle sont également évoqués. L'échelle de modélisation a été choisie de manière à :

- être compatible avec l'échelle de la modélisation du béton (modèles probabilistes de fissuration décrits précédemment).
- pouvoir reproduire "la fissuration" de l'interface et son processus de dégradation.

Il existe trois possibilités en relation avec l'échelle adoptée pour la modélisation du processus de fissuration du béton :

- La modélisation est située à l'échelle des nervures de l'acier (FIGURE 3.5). Le comportement de l'interface est, donc, lié à la fissuration du béton autour ces nervures. Quelques recherches intéressantes sur cette échelle sont mentionnées dans les travaux de Ozbolt and Eligehausen [39], Cox and Herrmann [13], Rots [58], Reinhardt et al. [48]. Une des difficultés de cette échelle de modélisation est que l'exigence d'avoir un maillage très fin peut conduire à ce qu'elle soit plus petite que celle des plus gros grains du béton. Donc, pour des modélisations à cette échelle, la taille des éléments joue un rôle important. Bien que l'on puisse alors obtenir des informations intéressantes vis-à-vis du processus de dégradation de l'interface et de celui du béton autour de l'acier, le temps de calcul important induit par une telle approche constitue une réelle difficulté.

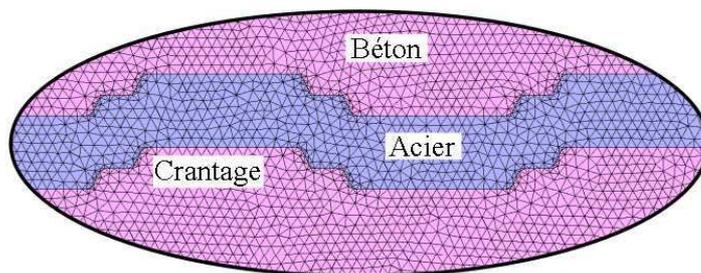


FIGURE 3.5 – Echelle des crantages

- La modélisation est située à une échelle plus grande que celle des nervures de l'acier (FIGURE 3.6). A cette échelle, ces nervures ne sont pas prises en compte explicitement dans la modélisation mais sont "homogénéisées" et simulées comme une interface. Quelques recherches sur cette échelle ont été réalisées par Lundgren [30] et Cox [13]. L'interface acier-béton est alors représentée par des éléments d'interface d'épaisseur nulle.

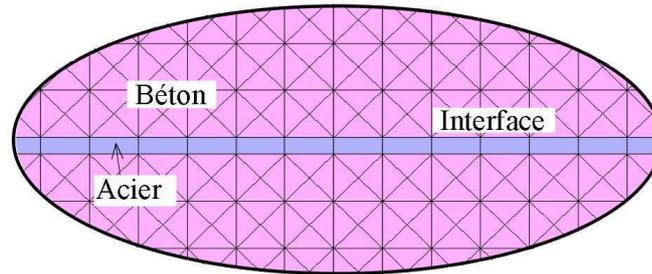


FIGURE 3.6 – Echelle de la barre

- La modélisation est située à l'échelle de la structure (FIGURE 3.7). A cette échelle, l'acier est fréquemment simulé par des éléments barre (ou des éléments poutres). Les nervures ou l'interface n'existent plus dans la modélisation. Par contre, leur mécanique est prise en compte implicitement soit au niveau de l'acier (Ben Romdhane [52]) soit dans le béton (Clément [15]) ou soit dans un élément béton-liaison-acier proposé par Dominguez [19] (élément fini enrichi). Cette échelle est souvent utilisée dans le cas des structures en béton armé à grandes dimensions dans lesquelles des informations très précises sur le processus de dégradation de l'interface acier-béton ne sont pas requises.

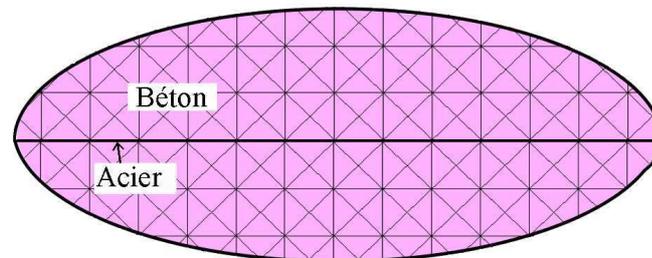


FIGURE 3.7 – Echelle de la structure

Les essais de tirant qui seront présentés dans la section suivante, ont pour but d'identifier les paramètres du comportement de l'interface et d'analyser son processus de dégradation. Pour ce type d'essai, l'échelle de modélisation la plus adéquate est l'échelle mésoscopique à laquelle les nervures sont "homogénéisées" par une interface. Elle satisfait aux deux objectifs précédemment évoqués : avoir un temps de calcul raisonnable pour chaque simulation (point important pour l'analyse inverse) et donner des informations pertinentes au niveau de l'interface.

Pour ce qui concerne la modélisation d'une structure réelle, un modèle d'interface macroscopique a été proposé dans la partie PERSPECTIVES (voir CHAPITRE 5) de cette thèse.

## 3.4 Méthodologie d'identification des paramètres du modèle d'interface proposé

### 3.4.1 Essai sur tirants

#### 3.4.1.1 Description de l'essai sur tirants

Dans le but d'identifier les paramètres du modèle d'interface développé et de comparer l'effet du crantage sur la réponse mécanique pour des types d'acier plat et d'acier rond équivalents, les essais de tirant ont été choisis. Ces essais de tirant ont été testés au laboratoire Polytech'Clermont-Ferrand ([71] [80] et [81]) (Université Blaise Pascal). Les éprouvettes sont de dimension 170 x 10 x 10 cm pour obtenir une longueur effective de 150 cm. En effet, pour limiter les effets de bord dans le béton pendant l'essai, des zones sans ancrage (non adhérentes) de 10 cm de longueur à chaque extrémité des tirants ont été aménagées. Les barres d'armatures sont ainsi centrées au milieu des tirants (FIGURE 3.8).



FIGURE 3.8 – Géométrie du tirant

Dans une première campagne, ont été testés :

- Neuf tirants de référence renforcés par acier rond HA  $\Phi 10$ .
- Neuf tirants renforcés par acier plat cranté à haute adhérence de dimensions  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$  - FIGURE 3.9 (section équivalente à celle d'un acier rond HA  $\Phi 10$ ).



FIGURE 3.9 – Acier plat cranté artisanal de la première campagne d'essai de tirant ( $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ )

Une deuxième campagne d'essai a consisté à tester :

- Trois tirants de référence renforcés par acier rond HA  $\Phi 12$ .
- Trois tirants renforcés par acier plat cranté de dimensions  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$  selon la définition 1 - FIGURE 3.10a. (de section équivalente à l'acier rond HA  $\Phi 12$ ).
- Trois tirants renforcés par acier plat cranté de dimensions  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$  selon la définition 2 bis - FIGURE 3.10b. (de section équivalente à l'acier rond HA  $\Phi 12$ ).

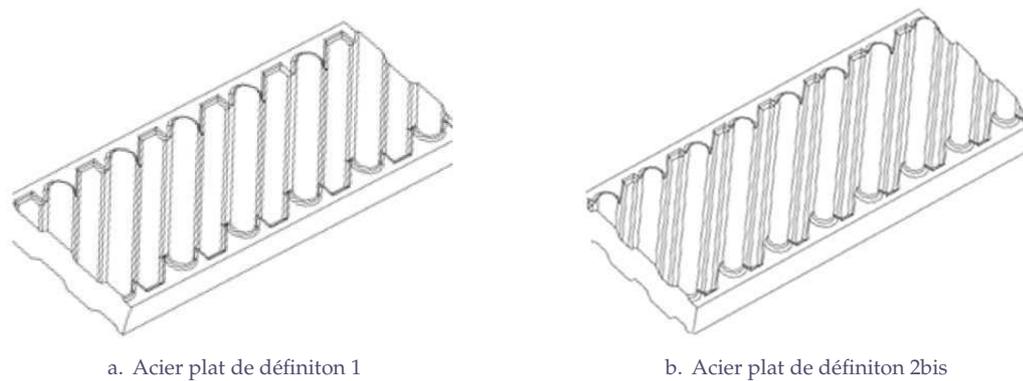


FIGURE 3.10 – Acier plat cranté de la deuxième campagne d'essai 2 ( $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ )

Dans la deuxième campagne d'essai, les aciers plats de définition 1 ont les caractéristiques géométriques définies à partir des caractéristiques moyennes des aciers à empreintes et verrous selon la norme NF EN 10080. Chaque verrou correspond à une empreinte de même dimension située exactement de l'autre côté de la barre. En ce qui concerne les aciers plats de définition 2bis, la hauteur des motifs (verrou/empreinte) a été augmentée en effectuant la moyenne entre la moyenne des valeurs pour les empreintes et les verrous avec la valeur maximale que l'on peut adopter en restant dans les tolérances de la norme. Ceci a permis d'augmenter l'adhérence des barres. La largeur des verrous a également été augmentée et la largeur des empreintes diminuée pour limiter la réduction de la section transversale de l'acier au droit du changement entre saillies et creux. L'espacement entre deux séries de verrous (espacement  $c$ ) diminue pour augmenter le coefficient  $f_R$  (la surface relative des verrous).

Par raison de sécurité, au cas où des fissures apparaîtraient au moment du décoffrage ou à cause du phénomène de retrait, dix tirants de chaque type pour la première campagne (et cinq tirants pour la deuxième campagne) ont été coulés de manière à avoir les tirants non fissurés nécessaires pour les essais.

#### 3.4.1.2 Caractéristiques des matériaux utilisés

Le bétonnage a été effectué dans l'usine MATIERE® de Souleyrie avec un béton de classe B40/50. Un béton classique a été utilisé pour la première campagne et un béton autoplaçant pour la deuxième campagne. Leurs compositions sont données dans les TABLEAUX 3.1 et 3.2.

L'utilisation d'une formule autoplaçante par rapport à un béton traditionnel permet un meilleur centrage de l'acier à l'intérieur du tirant. Ceci afin d'éviter également toute vibration du béton. En effet, des défauts de centrage des aciers ont été observés dans les précédentes séries de tirants testées à Clermont.

Des essais de compression et de fendage ont été effectués à Clermont ainsi qu'à Souleyrie pour déterminer les caractéristiques en compression et en traction du béton. Les résultats obtenus sont présentés dans les TABLEAUX 3.3 et 3.4.

Pour la campagne d'essai 1, la résistance à la traction du béton selon le BAEL est égale à  $f_t = 0.6 + 0.06 f_c$ . On obtient ainsi des valeurs allant de 3.68 à 3.95 MPa pour la résistance à la traction. Si l'on se réfère cette fois-ci à l'Eurocode, la résistance à la traction du béton est égale à  $0,3 (f_c - 8)^{2/3}$  (MPa) et le module d'Young à  $22000 (f_c/10)^{0,3}$  (MPa), ce qui donnerait une résistance à la traction

allant de 3.7 à 3.95 MPa et un module d'Young de 36 000 MPa. Les caractéristiques mécaniques du béton relatives aux campagnes 1 et 2 sont donc similaires.

Les caractéristiques de l'acier ont été déterminées par essais de traction sur les barres nues.

<b>Campagne 1 - BPS NF EN 206-1 C40/50 XF1 (F) S4 D16 CL 0.40</b>	
Constituants	Poids en kg
Sable 0/4	743
Gravillons 4/10	340
Gravillons 10/16	752
Ciment CEM I 52.5 R	400
Superplastifiant	42,6
Eau	157
Masse volumique	2395

TABLE 3.1 – Composition du béton de la première campagne (par  $m^3$ )

<b>Campagne 2 - BPS NF EN 206-1 C40/50 XF1 (F) S5 D16 CL 0.40 DF</b>	
Constituants	Poids en kg
Sable 0/4	860
Gravillons 4/10	300
Gravillons 10/16	450
Ciment CEM I 52.5 R	380
Superplastifiant	4,94
Fillers	200
Eau	190
Masse volumique	2385

TABLE 3.2 – Composition du béton de la deuxième campagne (par  $m^3$ )

<b>Campagne d'essai 1</b>				
Coulage 1 testé à 45 j			Coulage 2 testé à 64 j	
Résistance en compression Poly / Soul (MPa)	Module d'élasticité en compression (MPa)	Résistance en traction (MPa)	Résistance en compression Poly / Soul (MPa)	Module d'élasticité en compression (MPa)
53,2 / 51,3	32 200	3,99	55,9 / 51,3	31 600

TABLE 3.3 – Caractéristiques du béton (valeur moyenne) de la campagne d'essai 1 - Cas des tirants renforcés avec aciers plats

Campagne d'essai 2			
Corps d'épreuve	TR170 R1	TR170 P1.1	TR170 P2.1
	TR170 R2	TR170 P1.2	TR170 P2.2
	TR170 R3 (Rond)	TR170 P1.3 (Plat def1)	TR170 P2.3 (Plat def2b)
Age du béton	45 j	49 j	50 j
Résistance moyenne en compression (MPa)	51.60	54.92	54.95
Résistance moyenne en traction (MPa)	3.72	3.83	3.68
Module d'élasticité moyen (GPa)	32.04	34.65	35.11

TABLE 3.4 – Caractéristiques du béton (valeur moyenne) de la campagne d'essai 2

### 3.4.1.3 Procédure de coulage des tirants [71]

Dans ces essais de tirant, l'acier plat a été disposé parallèlement aux montants du coffrage, dans le sens du coulage du béton (FIGURE 3.11), ceci afin de limiter la flexion de la barre sous son poids propre ainsi que sa torsion lorsque le béton est versé. Cela permet également d'éviter une éventuelle perte d'adhérence à cause des bulles d'air piégées dans les empreintes du fer plat. Ce phénomène est probablement plus important pour les aciers plats que pour les aciers ronds.

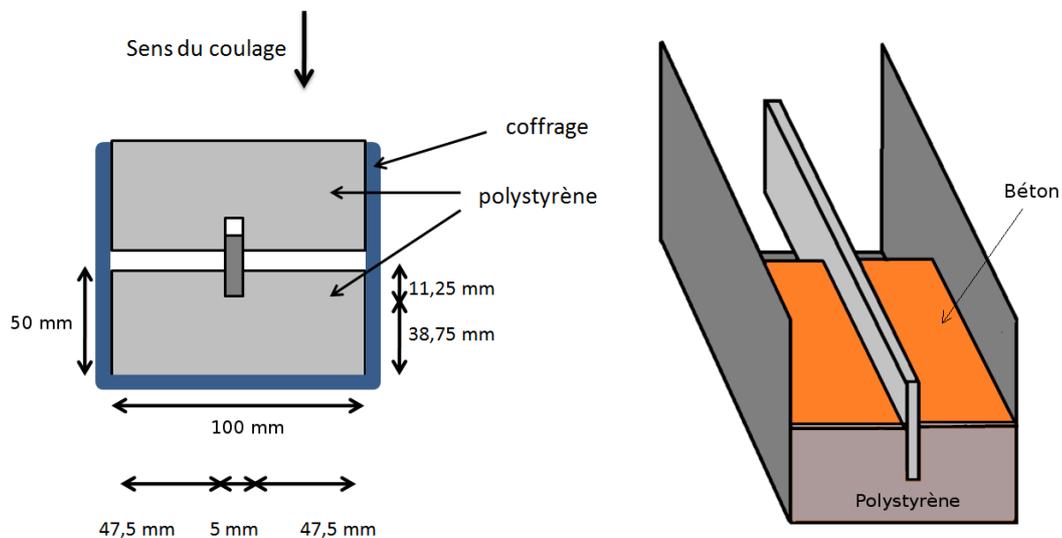


FIGURE 3.11 – Maintien de l'acier lors de coulage

Afin de bien centrer les aciers dans les tirants et limiter les effets parasites induits par un mauvais placement, deux blocs de polystyrène de 5 cm d'épaisseur ont été placés pour bloquer la partie de la barre d'acier qui dépasse du béton sur une longueur de 5 cm. Ces morceaux de polystyrène ont servi de coffrage aux extrémités et ont maintenu l'acier parallèle aux parois du coffrage (FIGURE 3.11).

Pour s'assurer que l'acier soit bien au centre et ne bouge pas lors du coulage, un système d'écarteurs constitués de deux ronds HA 25 façonnés en L et d'un manchon permettant de les relier entre eux et d'ajuster la longueur du U ainsi obtenu (voir FIGURE 3.12), a été passé dans les oreilles de traction de manière à mettre légèrement en traction le tirant et à assurer sa rectitude.

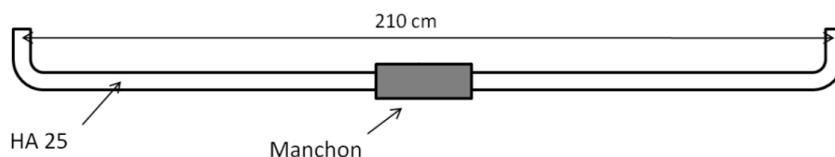


FIGURE 3.12 – Centrer les aciers par les écarteurs



FIGURE 3.13 – Mise en place du coffrage du tirant

#### 3.4.1.4 Dispositif expérimental

Les essais sur tirants ont été réalisés en plaçant l'éprouvette verticalement pour éviter les contraintes de flexion dans le tirant. Dans ces essais, le vérin utilisé était un vérin Instron Schenck PL 1.0 N (de capacité 1000 kN et de course 250 mm) positionné sur un bâti de 4 m de hauteur (FIGURE 3.14). Deux capteurs de force de type U2A de HBM ont été mis en place pour mesurer la force exercée par le vérin sur le tirant.

En ce qui concerne la mesure des déplacements sur le béton et de l'armature, plusieurs points de mesure sont matérialisés par des cibles sur lesquelles les extrémités de capteurs de déplacement (LVDT) viennent s'appuyer. Les LVDT sont tous fixés sur un support commun indéformable indépendant de l'éprouvette. Deux points de mesure sont situés sur les barres métalliques (aux deux extrémités du tirant). Deux points de mesure sont situés sur une face de l'éprouvette de béton pour mesurer les déformations de la zone où l'armature est ancrée (150 cm de longueur). Deux autres points de mesure, similaires aux précédents, sont situés sur l'autre face (FIGURE 3.15).

Les 6 capteurs de déplacement et les deux capteurs de force sont ensuite reliés à une centrale d'acquisition (spider 8 de chez HBM) où les informations sont enregistrées automatiquement par le logiciel Catman. Lequel affiche la force cumulée relevée par les deux capteurs de force, ainsi que la différence des capteurs de déplacement associés pour obtenir l'allongement du béton et de l'acier selon les méthodes décrites ci-dessus.

La vue globale de l'essai est présentée dans la FIGURE 3.16.



FIGURE 3.14 – Vérin Schenck équipé de capteurs de force

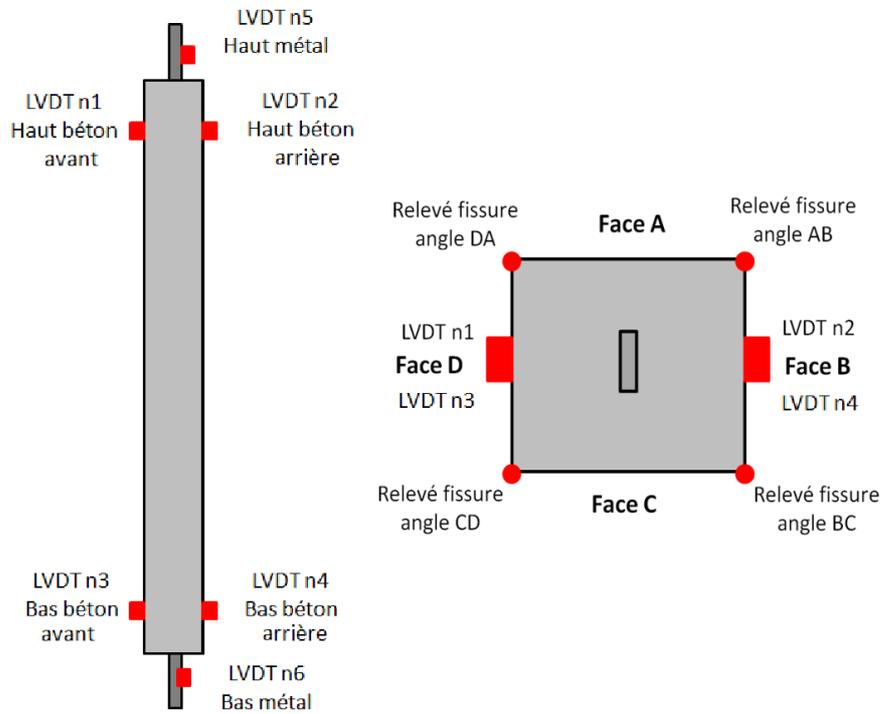


FIGURE 3.15 – Positionnement des dispositifs expérimentaux



FIGURE 3.16 – Tirant HA à 170 x 10 x 10 cm renforcé par acier plat

### 3.4.1.5 Méthode d'analyse (dépouillement) des résultats expérimentaux

Une stratégie d'analyse des résultats expérimentaux est proposée spécifiquement pour cette thèse. Elle a pour but de mettre en œuvre une méthode cohérente qui permet d'analyser finement les informations obtenues dans les essais et dans les simulations numériques. Cette stratégie est aussi applicable dans le cas des simulations numériques 2D et 3D. Pour ce genre d'essai et conformément à l'Eurocode 2, dans ce type de structure en béton armé, nous avons choisi de considérer une fissure si et seulement si son ouverture est supérieure ou égale à  $300 \mu m$  (c'est la valeur qui correspond à l'ouverture des fissures préjudiciable pour l'état limite de service). Voir l'ANNEXE C.1 pour les détails.

### 3.4.1.6 Résultats obtenus

Pour la majorité des éprouvettes armées par les aciers ronds et les aciers plats, la courbe force-allongement présente trois phases du comportement du tirant (FIGURE 3.17) :

- tout d'abord, une phase quasiment linéaire est observée pendant laquelle l'effort transite principalement dans l'acier,
- puis une phase non-linéaire, des macrofissures apparaissent sur un côté des tirants où l'enrobage est moins important et où le béton est le moins résistant. Une chute soudaine de la force indique la formation d'une macrofissure localisée. Sur certains tirants contenant un acier plat, une fissuration longitudinale a également observée.
- enfin, lorsque la force devient plus importante, les macrofissures s'ouvrent totalement et le béton ne participe alors quasiment plus à la reprise des efforts qui est alors assurée par l'acier.

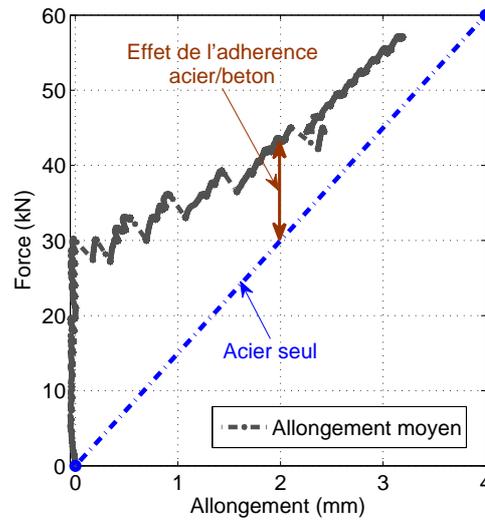


FIGURE 3.17 – L'allongement moyen sur béton - Tirant n°1 renforcé par acier plat défiton 2b

A partir de ces trois phases du comportement du tirant, on peut en déduire les différentes phases relatives au processus de fissuration du béton et aux mécanismes d'activation de l'interface (ceci grâce aux connaissances acquises de l'étude bibliographique) :

- dans la première phase quasi linéaire, où la transmission de la force est assurée par l'interface acier-béton, cette dernière se dégrade progressivement jusqu'à la perte totale de l'adhésion physique, qui correspond à l'apparition de microfissures dans le béton, microfissures causées par des petits déplacements entre l'acier et le béton. Une telle dégradation ne joue pas un rôle très important au niveau du comportement global du tirant.
- dans la phase non linéaire, les chutes de force correspondent à une perte de l'adhérence et de la rigidité de l'interface. Cette phase marque la coalescence des microfissures en des macrofissures transversales (et éventuellement longitudinales) qui produisent des grands déplacements entre l'acier et le béton. Les macrofissures apparues vont "découper" le tirant en petits morceaux (création de "sous-tirants"),
- enfin, dans la dernière phase, à l'endroit de l'interface où la macrofissure s'est initiée, l'interaction mécanique entre le béton et les butées des nervures de l'acier devient plus faible. Par conséquent, le frottement résiduel n'a plus un impact très important sur le comportement global du tirant.

On constate, comme évoqué ci-dessus, que les tirants avec l'acier plat sont beaucoup plus soumis au phénomène de fissuration longitudinale par rapport aux tirants avec l'acier rond, surtout lorsque l'acier plat a pour section  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ . Le mode d'apparition des fissures longitudinales a toujours été le même pendant les essais. A partir d'une force de traction d'environ 30 kN, les fissures longitudinales se développent presque toujours sur les faces A et C (FIGURE 3.18). Ce sont les faces parallèles aux petits côtés des barres d'acier plates qui ont l'enrobage le plus faible. La raison provient probablement du schéma de diffusion des contraintes transmises par l'acier au béton.

Pour les tirants avec l'acier rond, l'action radiale conjuguée à celle des nervures de l'armature sur le béton entraînent une apparition des contraintes de traction circonférentielle dans le béton (anneaux de contraintes). Selon Tepfers [66], une fois que la contrainte de traction devient trop importante dans ces anneaux, on observe l'apparition de fissures longitudinales (FIGURE 3.19).

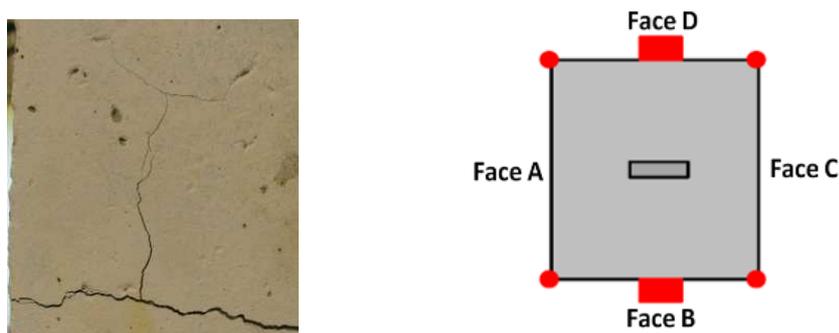


FIGURE 3.18 – Fissures longitudinales - Position de l'acier plat

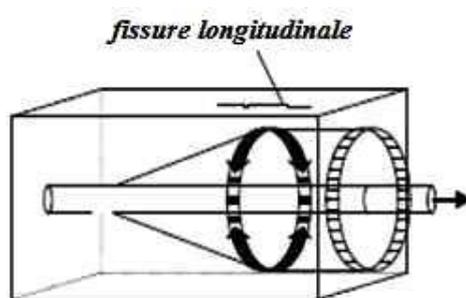


FIGURE 3.19 – Représentation des anneaux de contraintes selon Tepfers [66]

Pour les tirants avec l'acier plat, il semble logique de penser que les contraintes suivent un cheminement différent lié à la forme de la barre. Dans ce cas, on peut imaginer un anneau de contrainte de type elliptique (FIGURE 3.20). La contrainte de cet anneau se développe fortement dans les directions des petits côtés de la barre plate (face A et C).

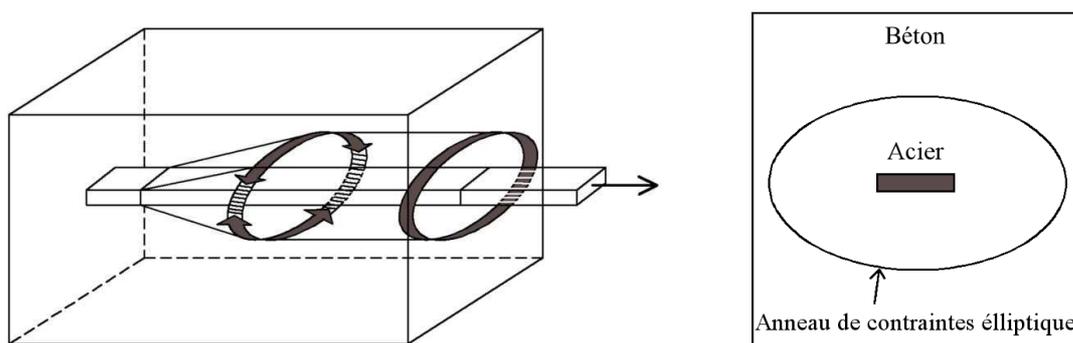


FIGURE 3.20 – Hypothèse sur l'anneau de contrainte elliptique pour l'acier plat

En effet, les contraintes de butées s'orientent principalement selon deux directions perpendiculaires aux grands côtés des plats (flèches rouges - FIGURE 3.21). Il en résulte alors des contraintes de traction parallèles aux faces A et C (FIGURE 3.18) qui augmentent en même temps que l'effort de traction dans le tirant. Pour une même force de traction dans le tirant, ces contraintes seraient plus grandes que celles dans "les anneaux" relatifs aux aciers ronds. Ceci expliquerait le nombre plus important de fissures longitudinales observées avec l'acier plat. Nous pouvons

considérer que les fissures longitudinales engendrent un déconfinement de l'acier plat et en conséquence une chute de l'adhérence acier-béton. Or si l'adhérence diminue, les contraintes dans le béton baissent également ce qui bloque l'apparition de nouvelles fissures transversales.

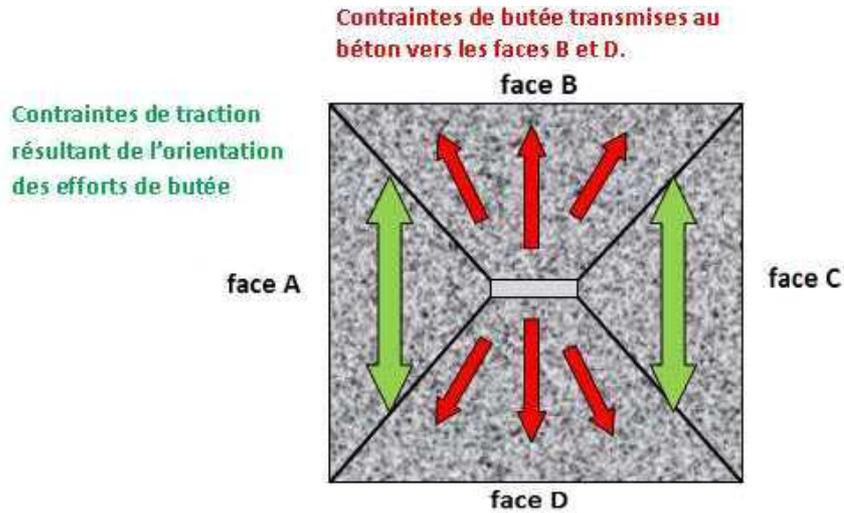


FIGURE 3.21 – Hypothèse sur le développement des contraintes dans les tirants avec l'acier plat [81]

La FIGURE 3.22 présente un exemple de résultat concernant la mesure de l'allongement du béton. Les courbes représentent les déplacements mesurés par capteurs sur les faces B et D (en haut et en bas de l'éprouvette). Ils permettent de calculer l'allongement moyen du béton (moyenne des allongements des faces B et D) et de le comparer avec la somme des ouvertures moyennes des fissures.

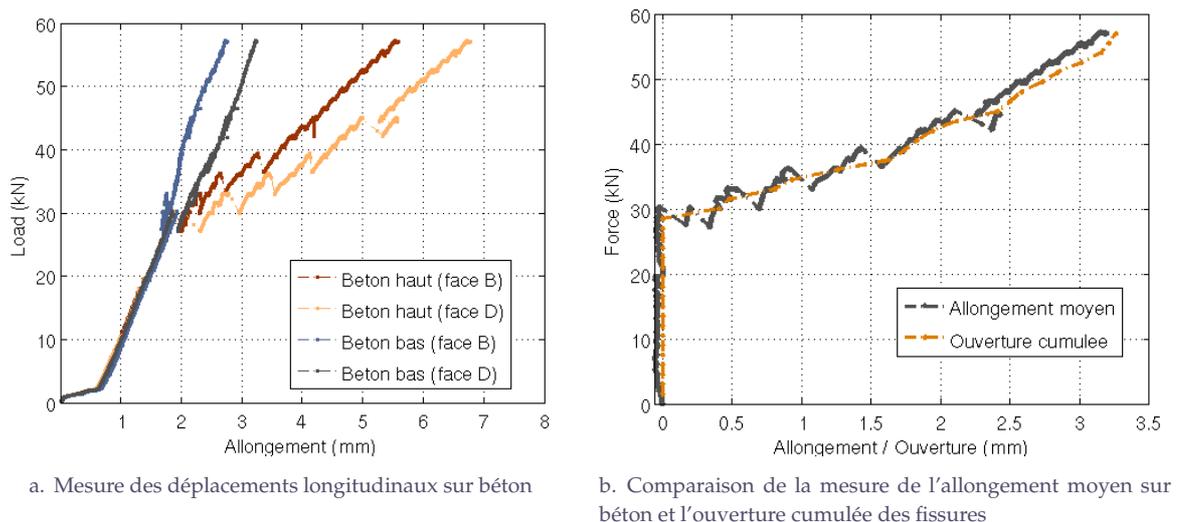


FIGURE 3.22 – Tirant n°1 renforcé par acier plat défiton 2b

Dans la FIGURE 3.22b., on remarque que ces deux courbes sont quasiment superposées. Cela montre que les relevés visuels ont une précision relativement bonne et cohérentes avec la courbe expérimentale.

La FIGURE 3.23 présente les valeurs moyennes des résultats relatifs à la première campagne d'essais (acier rond HA  $\Phi 10$  vs. acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ). La méthode de dépouillement est celle exposée dans le PARAGRAPHE C.1 (annexe).

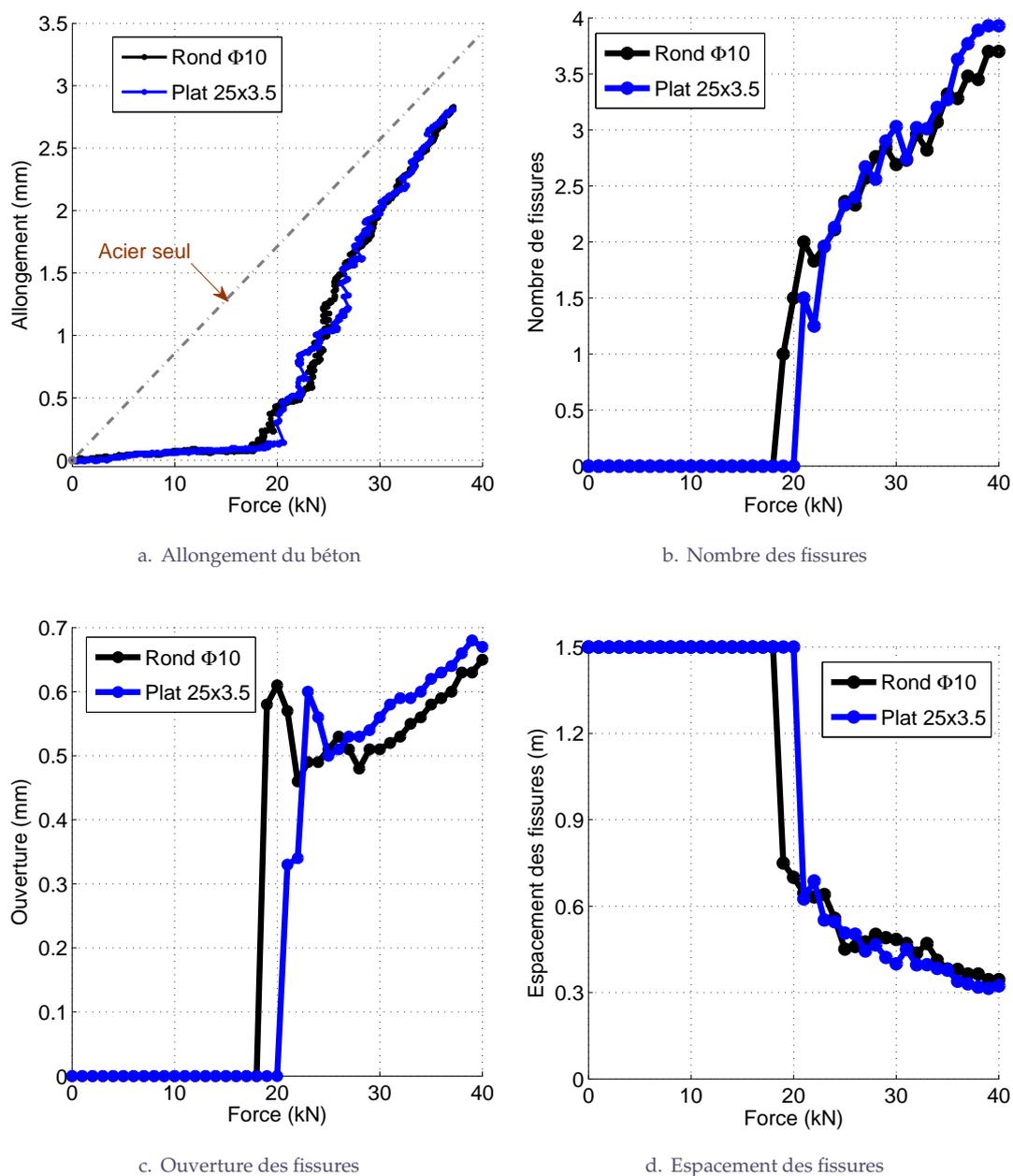


FIGURE 3.23 – Comparaison des résultats obtenus lors de la première campagne d'essais (acier rond HA  $\Phi 10$  vs. acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ) en terme de valeurs moyennes

La FIGURE 3.24 présente les valeurs moyennes des résultats relatifs à la deuxième campagne d'essais (acier rond HA  $\Phi 12$  vs. acier plat  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ).

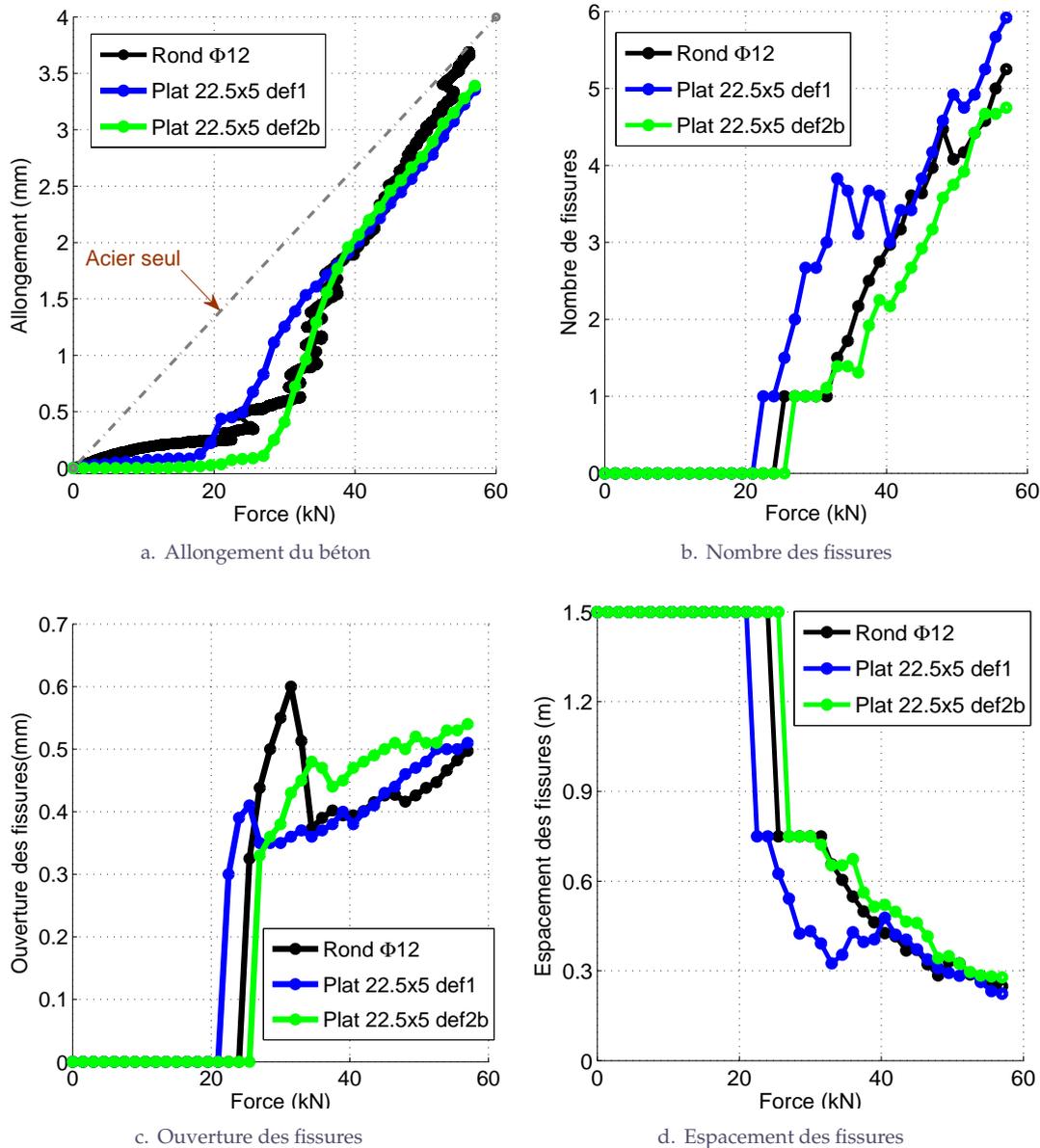


FIGURE 3.24 – Comparaison des résultats obtenus lors de la deuxième campagne d'essais (acier rond HA  $\Phi 12$  vs. acier plat  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ) en terme de valeurs moyennes

Tous les autres résultats relatifs aux deux campagnes d'essai de tirant sont présentés dans l'ANNEXE B en terme de valeur moyenne et de dispersion (valeur minimale-maximale).

#### Remarques :

- Pour la première campagne d'essai (FIGURE 3.23), on constate que la comparaison des résultats obtenus pour les aciers ronds et plats sont quasiment identiques. On peut malgré tout noter qu'en terme de fissuration les aciers plats sont légèrement plus performants que les aciers ronds.
- Pour ce qui concerne la seconde campagne (FIGURE 3.24), les mêmes remarques sont à faire. On peut donc en conclure que l'interface acier-béton a une efficacité équivalente pour les deux types d'acier.

### 3.4.2 Comparaison avec les calculs réalisés selon l'Eurocode 2

Selon l'Eurocode 2, l'ouverture maximale des fissures est calculée comme le produit de l'espacement maximal  $S_{r,max}$  et de la déformation moyenne entre l'acier et le béton :

$$w_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3.8)$$

Le calcul détaillé est présenté dans l'annexe (Voir l'ANNEXE A.4). Dans notre étude, on obtient les valeurs suivantes :

- $S_{r,max} = 531mm$  pour l'acier rond HA  $\Phi 10$ .
- $S_{r,max} = 458mm$  pour l'acier rond HA  $\Phi 12$ .

Les valeurs théoriques de l'ouverture maximale des fissures pour les tirants armés avec les ronds HA  $\Phi 10$  et  $\Phi 12$  sont présentées dans les TABLEAUX 3.5 et 3.6 respectivement. La somme des ouvertures de fissure peut être également calculée à partir de la longueur d'adhérence du tirant (dans ce cas,  $L_{adhérence} = 150$  cm) et l'espacement maximal  $S_{r,max}$ .

$$\sum w_k = w_k \times \frac{L_{adhérence}}{S_{r,max}} \quad (3.9)$$

Force (kN)	10	20	30	40	50	60
Ouverture maximale des fissures $w_k$ (mm)	0.20	0.41	0.61	0.81	1.01	1.22
Somme de l'ouverture des fissures sur 150 cm (mm)	0.57	1.15	1.72	2.29	2.86	3.4

TABLE 3.5 – Ouverture théorique des fissures relatives aux essais de tirant avec aciers ronds HA  $\Phi 10$

Force (kN)	10	20	30	40	50	60
Ouverture maximale des fissures $w_k$ (mm)	0.10	0.21	0.31	0.42	0.52	0.63
Somme de l'ouverture des fissures sur 150 cm (mm)	0.38	0.76	1.14	1.52	1.89	2.27

TABLE 3.6 – Ouverture théorique des fissures relatives aux essais de tirant avec aciers ronds HA  $\Phi 12$

Pour la même section transversale du tirant, plus le diamètre de la barre d'acier augmente, plus le béton d'enrobage diminue. Comme on avait constaté dans la partie bibliographique, l'enrobage joue sur le mécanisme d'activation de l'interface et donc sur la fissuration du béton. En effet, plus ce dernier est diminué, plus les macrofissures se développent plus vite à la surface du béton. C'est pourquoi l'espacement entre les fissures ainsi que leurs ouvertures maximales diminuent quand on passe de l'acier rond HA  $\Phi 12$  à l'acier rond HA  $\Phi 10$  (TABLEAUX 3.5 et 3.6). En comparaison avec les calculs suivant l'Eurocode 2, les résultats expérimentaux obtenus paraissent cohérents. En ce qui concerne le nombre de fissures :

- Dans le cas des aciers rond HA  $\Phi 10$ , pour un essai de tirant ayant une longueur effective de 150 cm et un espacement maximal de 54.8 cm (selon l'Eurocode), l'obtention de 3, 4 fissures est totalement logique. Même résultat obtenu pour les aciers plats  $25 \times 3,5$  mm<sup>2</sup>.

- Dans le cas des aciers rond HA  $\Phi 12$ , pour un essai de tirant ayant une longueur effective de 150 cm et un espacement maximal de 45.8 cm (selon l'Eurocode), l'obtention de 4-5 fissures est pertinente. Même résultat obtenu pour les aciers plats  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ .

En ce qui concerne l'ouverture maximale des fissures :

- Dans le cas des essais de tirant armés par des aciers ronds HA  $\Phi 10$  et des aciers plats  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ , un effort de 40 kN correspond une ouverture maximale de fissure comprise entre 0.8 et 1 mm, ce qui est cohérent avec l'Eurocode qui donne une ouverture de fissure maximale de 0.81 mm (TABLEAU 3.5).
- Dans le cas des aciers ronds HA  $\Phi 12$  et aciers plats  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ , à un effort de 60 kN, l'ouverture maximale observée est comprise entre 0.5 et 0.6 mm ce qui est également assez proche d'une ouverture de 0.63 mm donnée par l'Eurocode (TABLEAU 3.6).

De ce qui précède, on peut donc conclure que les essais de tirant réalisés dans le cadre de la thèse sont de bonne qualité et en cohérence avec l'Eurocode 2.

### 3.4.3 Etude paramétrique : méthodologie générale

Dans cette partie, les tirants testés expérimentalement sont étudiés numériquement. Le travail consiste à identifier les paramètres du comportement de l'interface acier-béton par une analyse inverse reposant sur une étude paramétrique. Cette étude a été réalisée en faisant donc varier les paramètres du comportement de l'interface acier-béton. Dans ce modèle d'interface local, la cohésion  $C$  et le déplacement tangent critique  $\delta_t^{cri}$  sont les paramètres à faire varier.

Afin de rester cohérent dans la comparaison entre la réponse du modèle et les résultats expérimentaux, il a été choisi de réaliser le même nombre de calculs que d'essais, soit 9 simulations. Ce nombre permet d'avoir une estimation correcte de valeurs moyennes et une estimation raisonnable des dispersions. Chaque simulation (réalisation) correspond à une distribution aléatoire des propriétés mécaniques du béton, et par conséquent, les résultats des simulations obtenus diffèrent les uns des autres. Ces résultats numériques sont ensuite comparés avec ceux fournis par l'expérience. Les valeurs optimales des paramètres du comportement d'interface retenues sont celles qui conduisent à des résultats proche de l'expérience.

A noter que normalement pour chaque type d'acier et pour chaque type de béton, l'interface se comporte différemment. Il faut donc, dans chaque situation, réaliser une analyse inverse pour déterminer les valeurs des paramètres de la loi d'interface. Cependant, compte tenu des très faibles différences observées sur la résistance à la compression des différents bétons (TABLEAU 3.7), il a été choisi de ne considérer ici qu'un seul type de béton.

Type d'acier	Type de béton B40/50	
	$f_c$ (MPa)	$E_b$ (MPa)
Plat $3,5 \times 25 \text{ mm}^2$ ( $\approx$ Rond HA $\Phi 10$ )	53	32000
Rond HA $\Phi 10$	53	32000
Plat $5 \times 22,5 \text{ mm}^2$ ( $\approx$ Rond HA $\Phi 12$ )	55	35000
Rond HA $\Phi 12$	55	35000

TABLE 3.7 – Différents types de bétons et d'armatures considérés dans l'étude paramétrique

### Principe de la modélisation

Dans un premier temps, les simulations sont réalisées en 2D et en contraintes planes. Pour le modèle d'interface proposé, il est donc nécessaire de spécifier la largeur de l'interface acier-béton, qui correspond à la profondeur de l'élément dans la direction perpendiculaire au plan de modélisation. Dans le cas du tirant renforcé par acier plat, la largeur de l'interface acier-béton est considérée comme la largeur réelle de l'acier plat. Dans le cas de l'acier rond, la largeur de l'interface est calculée différemment. L'acier rond est modélisé par une section carrée équivalente de côté égal à  $a = \sqrt{\pi r^2} = r\sqrt{\pi}$ . La largeur de l'élément d'interface, quant-à-elle, n'est pas exactement la dimension du côté  $a$  de ce carré. Sachant que, la surface d'adhérence est généralement calculée par le produit du périmètre de l'acier rond ( $p = 2\pi r$ ) et la longueur d'adhérence, on peut en déduire que la largeur de l'élément d'interface doit être égale au demi-périmètre  $\pi r$  (car l'élément a 2 faces) de l'acier rond. La FIGURE 3.25 illustre ce principe.

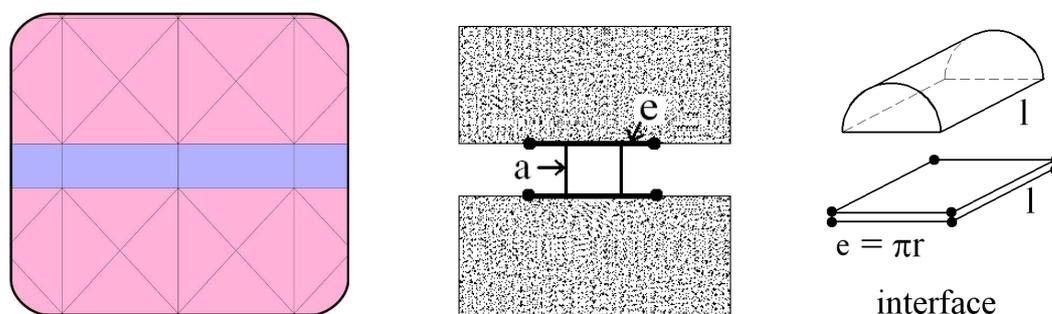


FIGURE 3.25 – Calcul de la section équivalente et de la largeur de l'interface dans le cas de l'acier rond

Dans un deuxième temps, la méthodologie mise en œuvre pour l'analyse inverse en 2D est réalisée en 3D. En effet, les valeurs des paramètres de la loi d'interface obtenues en 2D ne sont pas obligatoirement les mêmes que celles relatives aux simulations 3D. Une des raisons est liée au fait que dans le cadre des simulations 2D, une partie du béton entourant normalement l'armature n'est pas prise en compte.

#### 3.4.3.1 Détermination des valeurs des paramètres relatifs au modèle d'interface local 2D

Dans ces études numériques, le béton est toujours représenté par l'un des deux modèles de fissuration probabilistes décrits ci-dessus (SECTION 3.2). Les deux modèles de fissuration, discret et macroscopique, ont été utilisés dans les simulations 2D et seul le modèle macroscopique est utilisé dans les simulations 3D.

L'acier, quant à lui, reste toujours élastique, car les simulations numériques (comme les essais) ne s'intéressent qu'à l'état limite de service. La liaison acier-béton est simulée par des éléments d'interface qui sont situés le long de l'acier. Les paramètres du modèle (la cohésion  $C$  et le déplacement tangent critique  $\delta_t^{cri}$ ) qui décrivent son comportement doivent être déterminés. Les caractéristiques des matériaux retenues pour les simulations numériques sont présentées dans le TABLEAU 3.8. Enfin, rappelons que neuf simulations pour chaque couple de valeur de  $C$  et  $\delta_t^{cri}$  sont réalisées. Les résultats sont analysés en utilisant la même méthode de dépouillement que celle adoptée pour les essais (Voir l'ANNEXE C.2).

Composants	Paramètres	Valeurs	Unité
Béton	$f_c$	53 - 55	MPa
	$E_c$	32000 - 35000	MPa
	$D_g$	0,016	m
Interface acier-béton	$C$	(6, 10, 15, 20, 25, 30)	MPa
	$\delta_t^{cri}$	( $\delta_t^e$ , 6, 10, 15, 20, 25, 30)	$10^{-6}$ m
Acier	$E_s$	200000	MPa

TABLE 3.8 – Caractéristiques des matériaux dans les simulations numériques

Afin de cerner le domaine de valeurs raisonnables pour  $C$  et  $\delta_t^{cri}$ , on a réalisé préalablement des simulations avec les hypothèses suivantes :

- sans adhérence :  $C = 0$  MPa,  $\delta_t^{cri} = 0 \mu m$
- adhérence parfaite :  $C = +\infty$  et  $\delta_t^{cri} = +\infty$  ( $+\infty$  correspond à une valeur très grande de la cohésion et du déplacement tangent critique, i.e.  $10^{10}$ )
- les cas intermédiaires :  $C = 0, 30, 60, +\infty$  MPa et  $\delta_t^{cri} = 0, 30, 60, +\infty \mu m$

L'analyse des résultats conduit à la conclusion suivante : pour  $C$  variant de 0 à 30 MPa et  $\delta_t^{cri}$  variant de 0 à 30  $\mu m$ , les résultats de calculs sont acceptables par rapport aux résultats expérimentaux (Voir l'ANNEXE D, PARAGRAPHE D.1).

Le maillage adopté pour les simulations numériques 2D sont présentés dans la FIGURE 3.26.

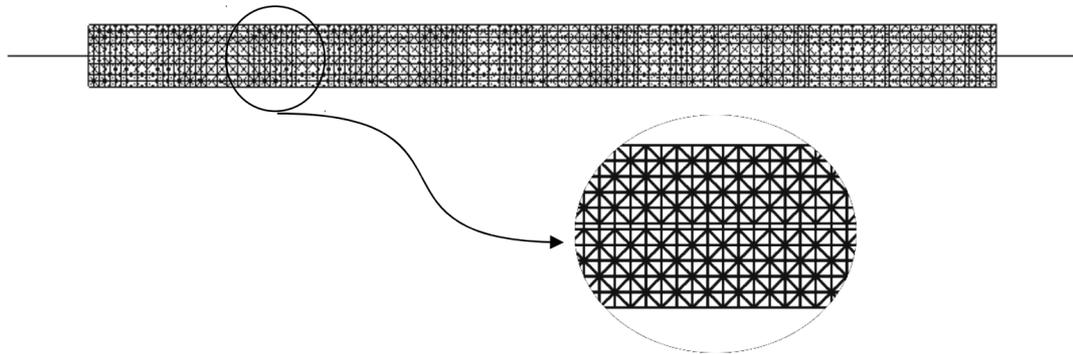


FIGURE 3.26 – Maillage 2D du tirant (170 cm x 10 cm x 10 cm)

### 3.4.3.2 Analyse des résultats obtenus : exemple du tirant renforcé par acier plat 25 x 3,5 mm<sup>2</sup> (équivalent à un rond HA $\Phi 10$ )

On présente dans cette partie, un exemple d'identification des paramètres du comportement d'interface pour l'approche locale. Le comportement du béton est représenté par le modèle probabiliste discret. Celui de l'acier reste élastique. L'étude paramétrique est appliquée aux essais de tirant renforcé par l'acier plat 25 × 3,5 mm<sup>2</sup> (équivalent au rond HA  $\Phi 10$ ). Le TABLEAU 3.9 regroupe l'ensemble des couples  $C$  et  $\delta_t^{cri}$  utilisés lors des simulations numériques de ce cas. Les résultats obtenus sont ensuite comparés avec l'expérience pour déterminer le couple  $C$  et  $\delta_t^{cri}$  adéquat<sup>1 2</sup>.

		Cohésion C (MPa)					
		6	10	15	20	25	30
Dépl. tang. critique $\delta_t^{cri}$	$\delta_t^e$	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs
	6 $\mu m$	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs
	10 $\mu m$	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs
	15 $\mu m$	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs
	20 $\mu m$	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs
	25 $\mu m$	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs
	30 $\mu m$	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs	9 calculs
						Total : 378 calculs	

Note : La valeur de  $\delta_t^e$  est déterminée à partir de l'équation 3.5.

TABLE 3.9 – Etude paramétrique relative à l'essai de tirant avec l'acier plat 25 × 3,5 mm<sup>2</sup>

Pour ce type de tirant, le couple,  $C = 10 MPa$  et  $\delta_t^{cri} = 10 \mu m$ , donne des résultats très proches de ceux issus de l'expérience. La FIGURE 3.27 présente les comparaisons entre simulation numérique et expérience en considérant les valeurs moyennes relatives au comportement global (force-allongement) et local (ouverture des fissures, nombre de fissures et espacement des fissures) du tirant. Les résultats numériques sont en rouge, et ceux issus de l'expérience en noir. La comparaison calcul/expérience montre une très bonne concordance. On peut juste noter que les fissures apparaissent légèrement plus tôt dans les simulations numériques.

1. Voir l'annexe pour tous les résultats (annexe D.2).

2. Dans le cadre de la thèse, on ne présente dans le corps du texte uniquement les résultats relatifs aux aciers plats. Ceux relatifs aux aciers ronds seront présentés en annexe.

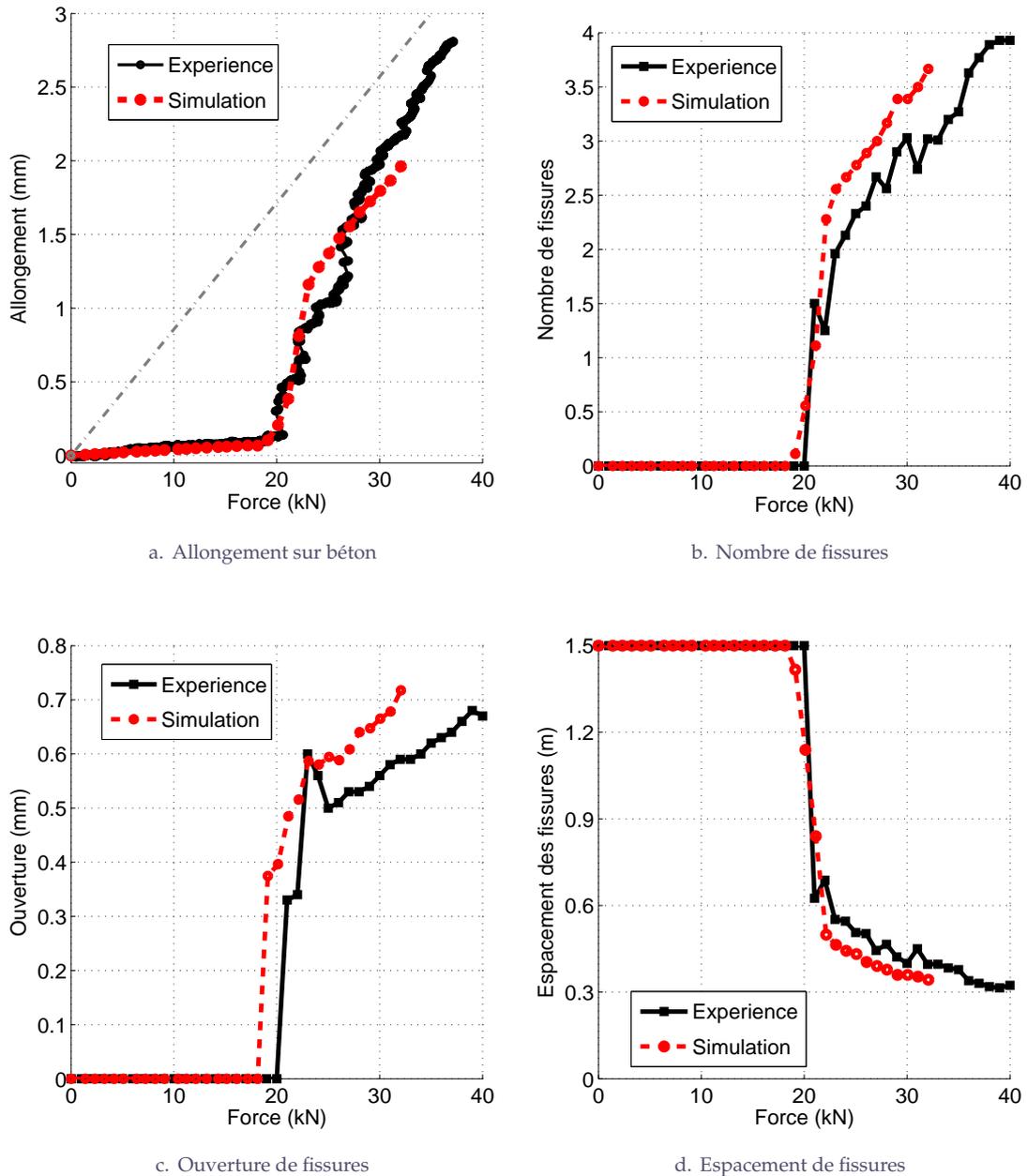


FIGURE 3.27 – Comparaison expérience/calcul au travers des valeurs moyennes [Modèle discret de fissuration du béton + Modèle d'interface local]

La FIGURE 3.28 présente une comparaison expérience/calcul en considérant la dispersion relative au comportement global et au processus de fissuration du tirant. Là encore expérience et calcul montrent une très bonne concordance.

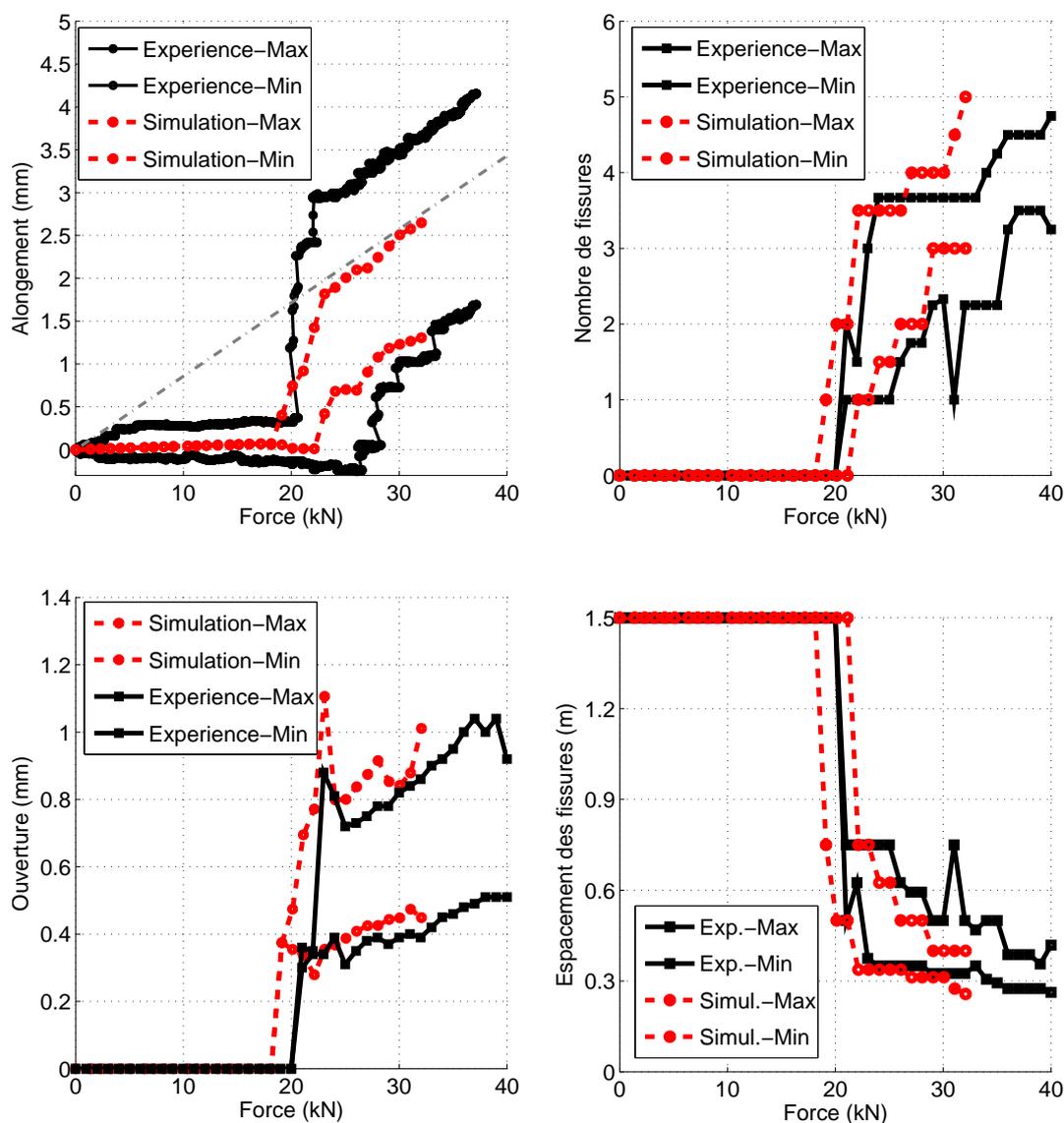


FIGURE 3.28 – Comparaison expérience/calcul vis-à-vis des problèmes de dispersion [Modèle discret de fissuration du béton + Modèle d'interface local]

La FIGURE 3.29 permet de distinguer 3 phases dans le processus de fissuration obtenu numériquement.

- phase de microfissuration (FIGURE 3.29a.) : dans un premier temps, l'interface acier-béton conserve son intégralité et assure le transfert de l'effort de l'acier vers le béton. Des contraintes de traction apparaissent dans le béton produisant des microfissures. Cette microfissuration n'a pas d'influence sur la réponse globale de la structure.
- phase de localisation des microfissures (FIGURE 3.29b.) : l'interface acier-béton commence à se dégrader provoquant une perte adhérence. Avec l'augmentation des contraintes de traction dans le béton, les microfissures font place à l'apparition de macrofissures. En même temps, des nouvelles microfissures apparaissent dans d'autres endroits du tirant.

- phase de macrofissuration (FIGURE 3.29c.) : durant cette phase, l'interface se dégrade progressivement avec l'apparition des fissures et perd son adhérence en plusieurs endroits. De nouvelles macrofissures continuent à apparaître, tandis que les anciennes macrofissures se développent pour atteindre la surface du tirant.

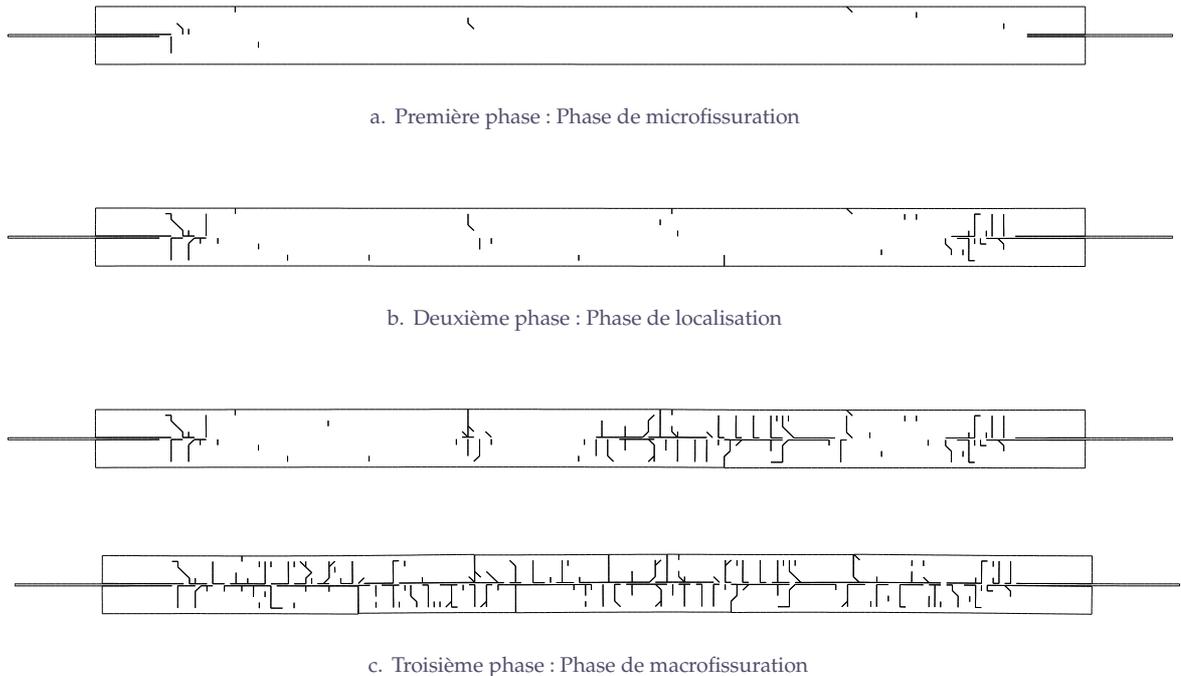


FIGURE 3.29 – Les trois phases d'activation de l'interface [*Modèle discret de fissuration du béton + Modèle d'interface local*]

### 3.4.3.3 Influence de l'excentrement de la barre et de la structuration du béton qui l'entoure

Le modèle numérique représente toujours une vue idéalisée de la réalité. Cependant, certains facteurs peuvent potentiellement jouer un rôle non négligeable dans le comportement du tirant que l'acier soit rond ou plat. Dans le cadre de cette thèse, deux facteurs ont été étudiés : la structuration interne du béton entourant l'armature et l'excentricité de l'armature par rapport à l'axe central du tirant. Le cas du tirant considéré est celui présenté dans le paragraphe précédent (acier plat 25 x 3,5 mm<sup>2</sup>).

- **Effet de la structuration du béton :**

Sur les éprouvettes testées et préalablement sciées, on peut observer une zone autour de l'acier où la granulométrie est plus fine que dans les zones courantes (FIGURE 3.30a.). Par conséquent, les propriétés mécaniques de cette zone peuvent être considérées comme plus homogènes que partout ailleurs dans le béton.

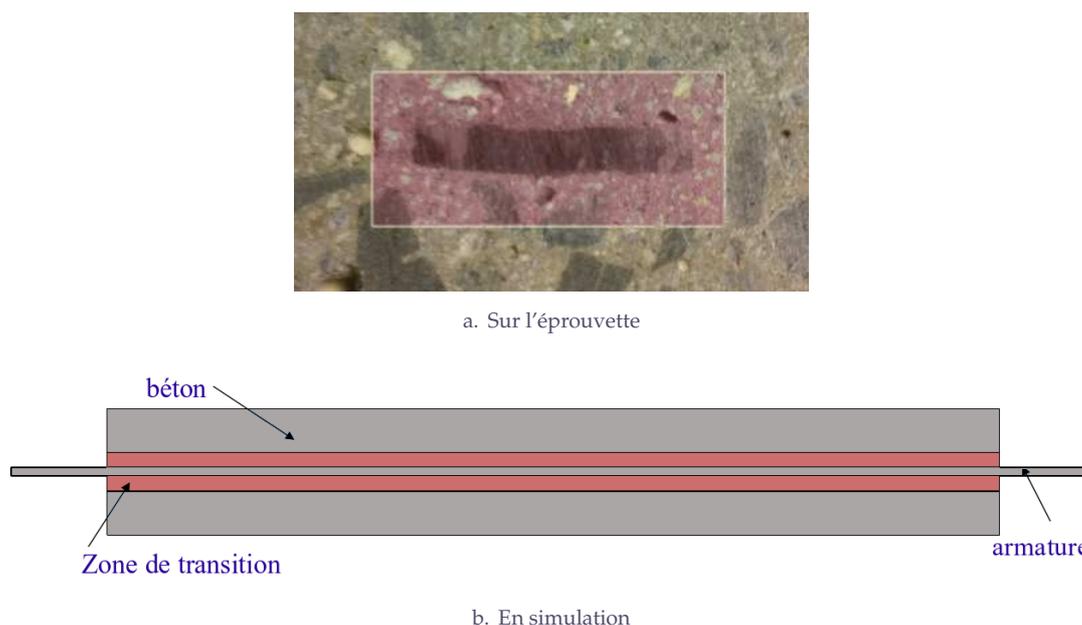


FIGURE 3.30 – Zone de transition autour de l'acier

Dans la simulation numérique, cette zone de transition peut-être prise en compte comme l'illustre la FIGURE 3.30b.. L'effet de la taille des plus gros grains  $y$  est considérée au travers des fonctions de distributions des résistances à la traction (voir PARAGRAPHE 3.2.1). Alors que dans toutes les simulations numériques, le diamètre du plus gros grains  $D_g$  est pris égale à  $16\text{mm}$  (c'est celui du béton de l'étude expérimentale), 2 séries de calculs supplémentaires ont été réalisées en considérant, dans cette zone, des diamètres plus petits :  $D_g = 4\text{mm}$  et  $D_g = 10\text{mm}$ . Les résultats relatifs à ces 2 séries de simulation sont présentés dans la FIGURE 3.31.

Ces résultats montrent que l'effet de la faible hétérogénéité de la zone de transition n'a pas une influence importante sur la réponse globale (FIGURE 3.31). Cependant, cet effet influence clairement l'ouverture des macrofissures. Plus la taille du plus gros grain est petite, plus l'ouverture des fissures est faible (FIGURE 3.31). Une légère influence est aussi observée quant au nombre de fissures. Ainsi, plus la zone de transition est homogène, plus elle est microfissurée : la fissuration est mieux distribuée dans cette zone (FIGURE 3.32).

Physiquement, quand le tirant est sollicité, le petit déplacement causé par l'interaction mécanique des butées au niveau de nervures provoque des contraintes de traction dans le béton.

- ◇ Si la zone de béton entourant l'acier est hétérogène, il apparaît dans cette zone plusieurs points faibles (ce sont des endroits où la résistance à la traction de béton est petite). Une fois les microfissures créées au niveau de ces quelques points faibles, elles ont tendance à se propager rapidement pour se transformer en macrofissures. Cette localisation produit des fissures dont l'ouverture est importante (FIGURE 3.32).
- ◇ Au contraire, si le béton entourant l'acier est plus homogène, les microfissures peuvent se créer en même temps à différents endroits (microfissuration diffuse). Avec l'augmentation du chargement, des macrofissures finiront par apparaître. Ces fissures plus nombreuses ont des ouvertures moins importantes comparé au cas précédent (FIGURE 3.32).

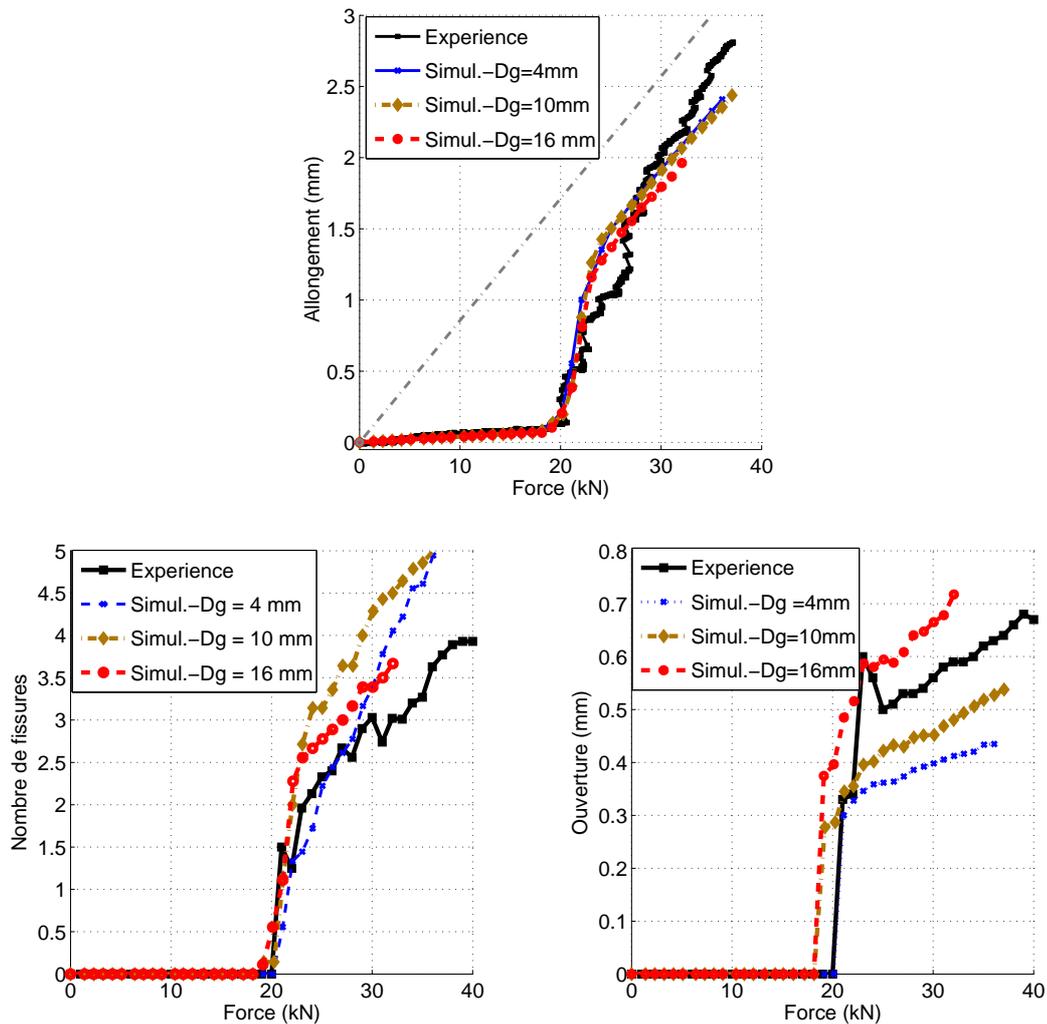


FIGURE 3.31 – Effet de la zone de transition autour de l'acier - Courbes moyennes [Modèle discret de fissuration du béton + Modèle d'interface local]

- Effet de l'excentricité de la barre d'armature :

Dans le cas des tirants avec acier rond et plat présentés dans la FIGURE 3.33, un excentrement d'environ 10 mm est observé. Pour quantifier l'influence de cette excentricité, une série de simulations numériques a été réalisée prenant en compte un excentrement de 10 mm le long de l'armature, bien qu'une constante excentricité ne puisse pas représenter exactement la réalité.

Selon l'Eurocode 2, dans le cas d'un tirant armé avec un acier rond HA  $\Phi 10$  excentré de 1cm, on obtient un espacement maximal entre les fissures  $S_{rmax}$  de 22.2 cm (voir l'ANNEXE A.4.2). Si l'on considère que le tirant avec l'acier plat conduit au même espacement des fissures par rapport au tirant avec l'acier rond. Avec un tel espacement, le nombre de fissure correspondant varie entre 6 et 7 pour une longueur de tirant de 150 cm. Cela est comparable avec ce que l'on obtient avec les simulations numériques (FIGURE 3.34b.).

L'analyse des résultats conduit aux remarques suivantes :

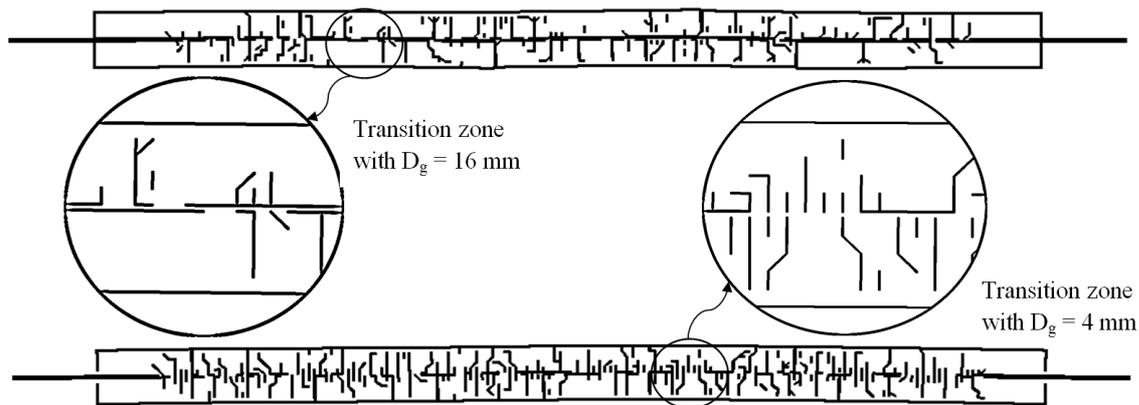


FIGURE 3.32 – Profil de fissuration autour la zone d'interface en fonction de la taille du plus gros granulat [Modèle discret de fissuration du béton + Modèle d'interface local]



FIGURE 3.33 – L'excentrement de la barre d'acier

- il existe une légère différence entre les deux cas, tirant centré et tirant excentré, concernant la réponse globale (FIGURE 3.34a.),
- l'influence de l'excentrement est importante sur le nombre de fissures et l'ouverture des fissures (FIGURE 3.34b., 3.34c.).

Dans le cas du tirant excentré :

- les macrofissures apparaissent un peu plus tard (FIGURE 3.34b., 3.34c.),
- une microfissuration apparaît au niveau de l'interface, conduisant à un allongement plus important du béton (FIGURE 3.34a.).

De manière évidente, l'essentiel de la fissuration apparaît principalement du côté où l'enrobage est plus petit. Cette apparition importante des fissures sur un côté conduit évidemment à une diminution de la valeur moyenne de l'ouverture des fissures (FIGURE 3.34c.).

Expérimentalement, les tirants excentrés présentent une asymétrie. Autrement dit, ils n'ont pas le même enrobage sur les deux côtés de la barre d'acier. Cette inégalité provoque un déséquilibre de confinement de l'acier exercé par le béton, ce qui affecte directement le comportement de l'interface acier-béton. Ce déséquilibre au niveau de l'enrobage conduit également à une petite flexion (dépendant de la position de la barre de l'armature) du tirant sur le côté de faible enrobage (voir FIGURE 3.35). Sous l'effet de cette flexion, des microfissures apparaissent en surface (côté tendu).

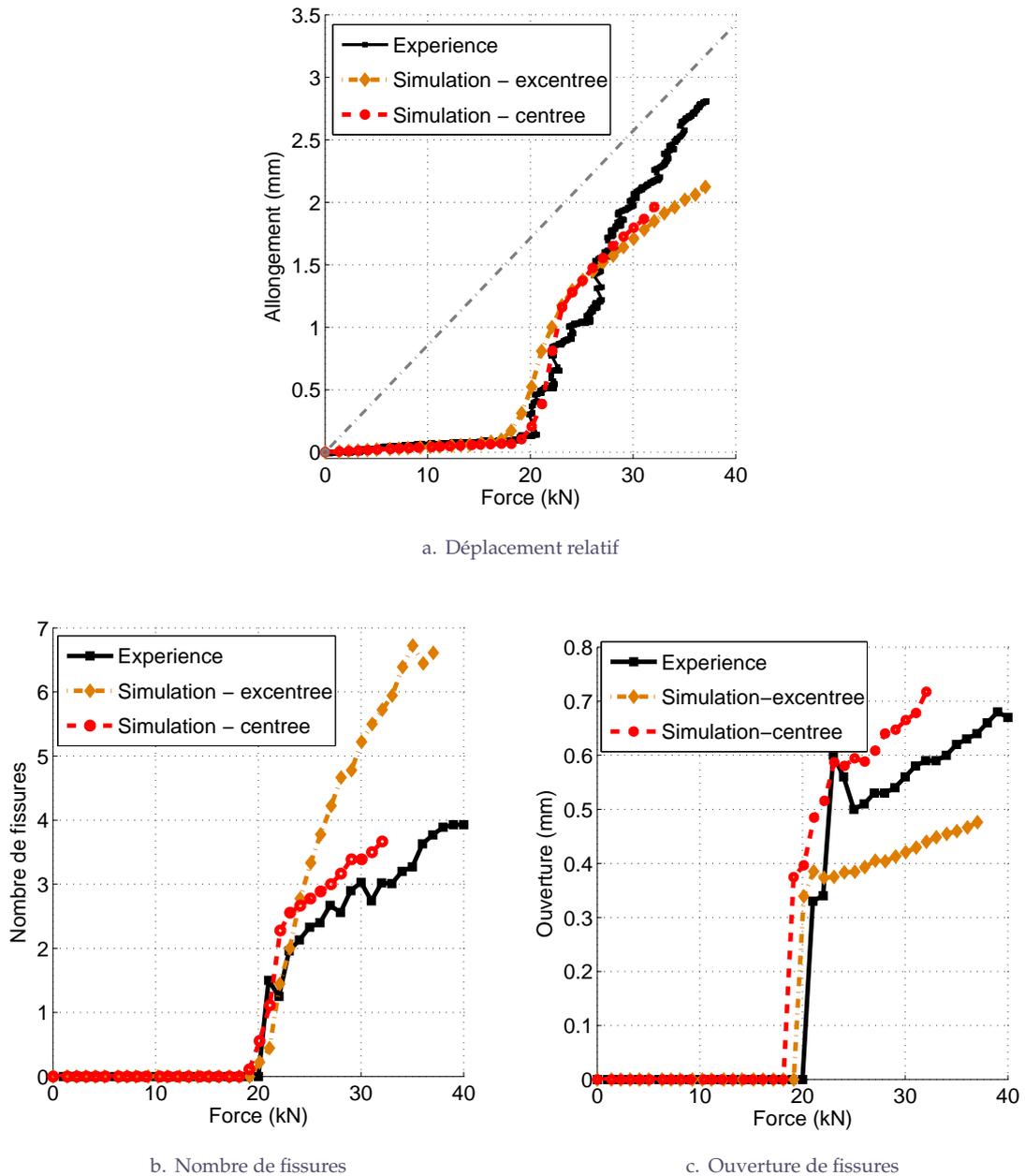


FIGURE 3.34 – Résultat de l'effet de l'excentricité de la barre d'armature - Courbes moyennes [Modèle discret de fissuration du béton + Modèle d'interface local]

La FIGURE 3.35 présente les profils de fissuration d'un tirant excentré obtenus par la simulation numérique. Les fissures se sont bien développées tout le long du tirant. Pourtant, si on filtre les fissures ayant une ouverture supérieure à  $100\ \mu m$ ,  $200\ \mu m$  et  $300\ \mu m$ , on voit bien que seules les fissures, créées du côté où l'enrobage est le plus faible, débouchent en surface.

Pour les tirants excentrés, l'influence de l'hétérogénéité de la zone de transition existe aussi et conduit aux mêmes effets que pour le tirant centré.

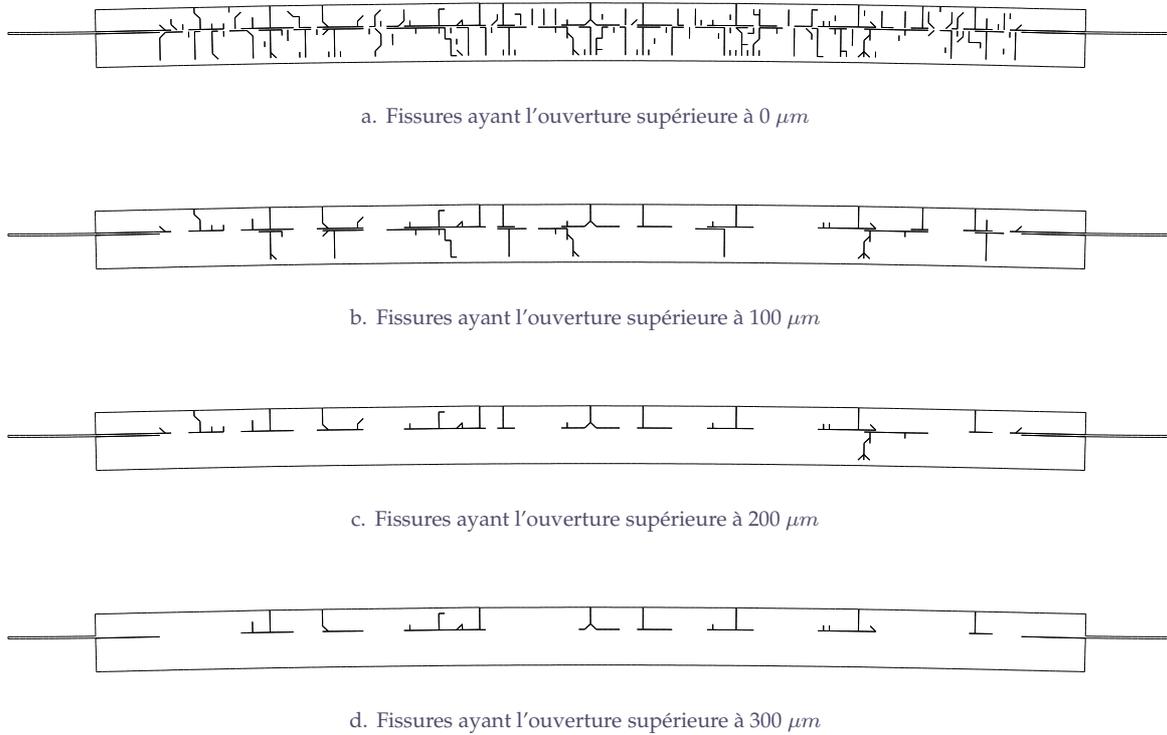


FIGURE 3.35 – Profil de fissuration d'un tirant excentré à 35 kN [Modèle discret de fissuration du béton + Modèle d'interface local]

#### 3.4.3.4 Comparaison des résultats obtenus avec les deux modèles de fissuration du béton - Modèle discret vs. modèle macroscopique

Cette partie consiste à comparer les résultats obtenus en utilisant les deux modèles probabiliste de fissuration du béton présentés dans les PARAGRAPHE 3.2.1 et 3.2.2. Le tirant utilisé est celui relatif à l'acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$  (équivalent à un acier rond  $\Phi 10$ ) présenté ci-dessus.

On présente, tout d'abord, les simulations réalisées dans le cadre du modèle macroscopique de fissuration du béton. La même analyse inverse que celle réalisée avec le modèle de fissuration discret du béton (voir PARAGRAPHE 3.4.3.2) a été réalisée avec le modèle de fissuration macroscopique, ceci pour déterminer les valeurs des deux paramètres de la loi d'interface. Le couple de valeurs qui cadre le mieux avec les résultats expérimentaux est  $C = 10 \text{ MPa}$  et  $\delta_t^{cri} = 10 \mu m$ . On aboutit donc aux mêmes valeurs de paramètres pour les deux modèles de fissuration. Les résultats obtenus avec le modèle macroscopique sont résumés dans la FIGURE 3.36. Ces résultats nous montrent que le modèle macroscopique donne des informations satisfaisantes au regard de l'expérience.

La comparaison des résultats obtenus avec ces deux modèles est résumée dans la FIGURE 3.37. Les courbes rouges continues représentent les résultats du modèle macroscopique, les courbes bleues en pointillé représentent ceux du modèle discret et les courbes noires, ceux de l'expérience.

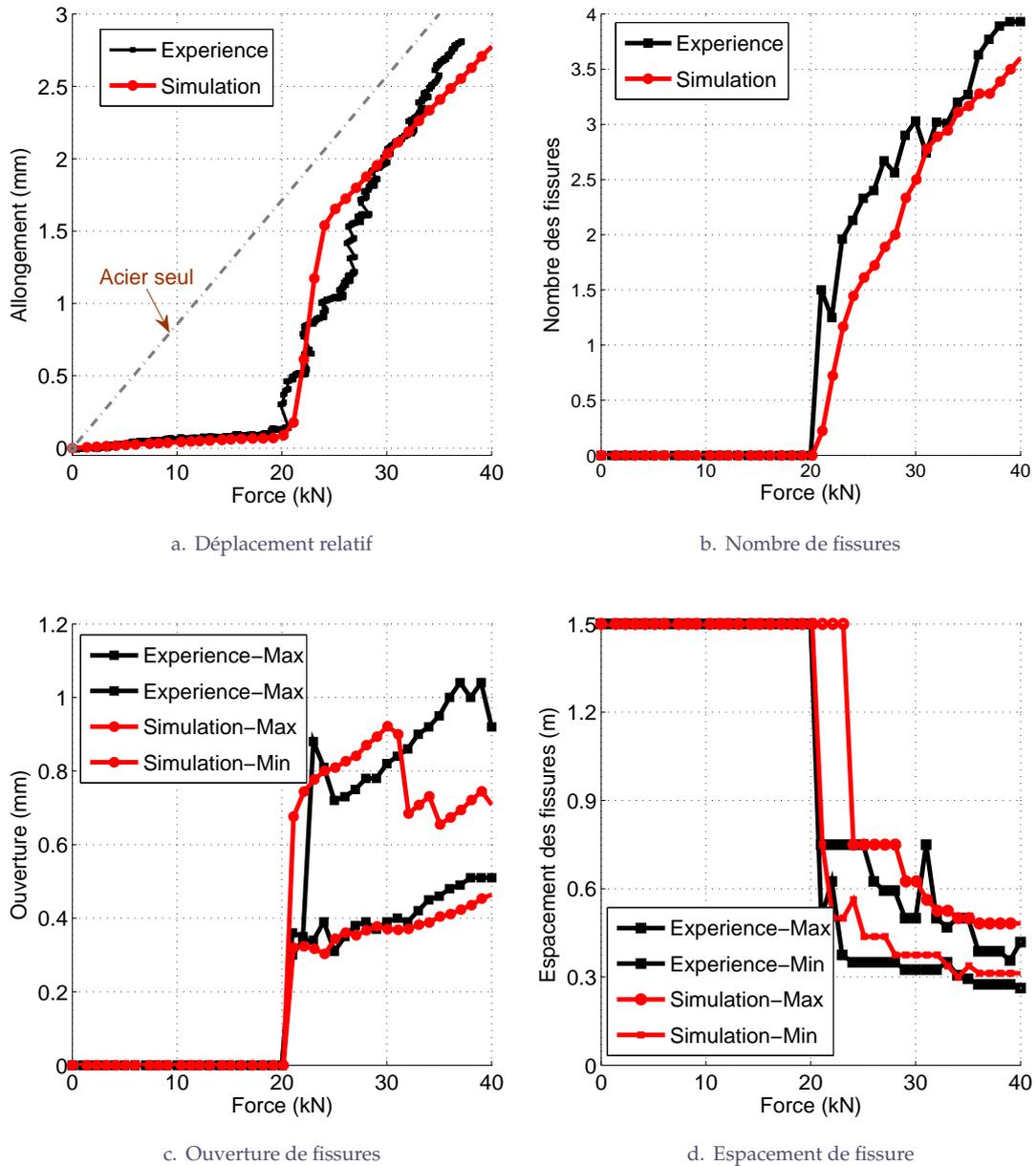


FIGURE 3.36 – Comparaison expérience/calcul [Modèle macroscopique de fissuration du béton + Modèle d'interface local –  $C = 10\text{MPa}$ ,  $\delta_t^{gr_i} = 10\mu\text{m}$ ]

On constate que les deux modèles de fissuration donnent des résultats similaires, proches de l'expérience. On peut donc considérer que les deux modélisations 2D de l'expérience, qui elle reste 3D, sont satisfaisantes.

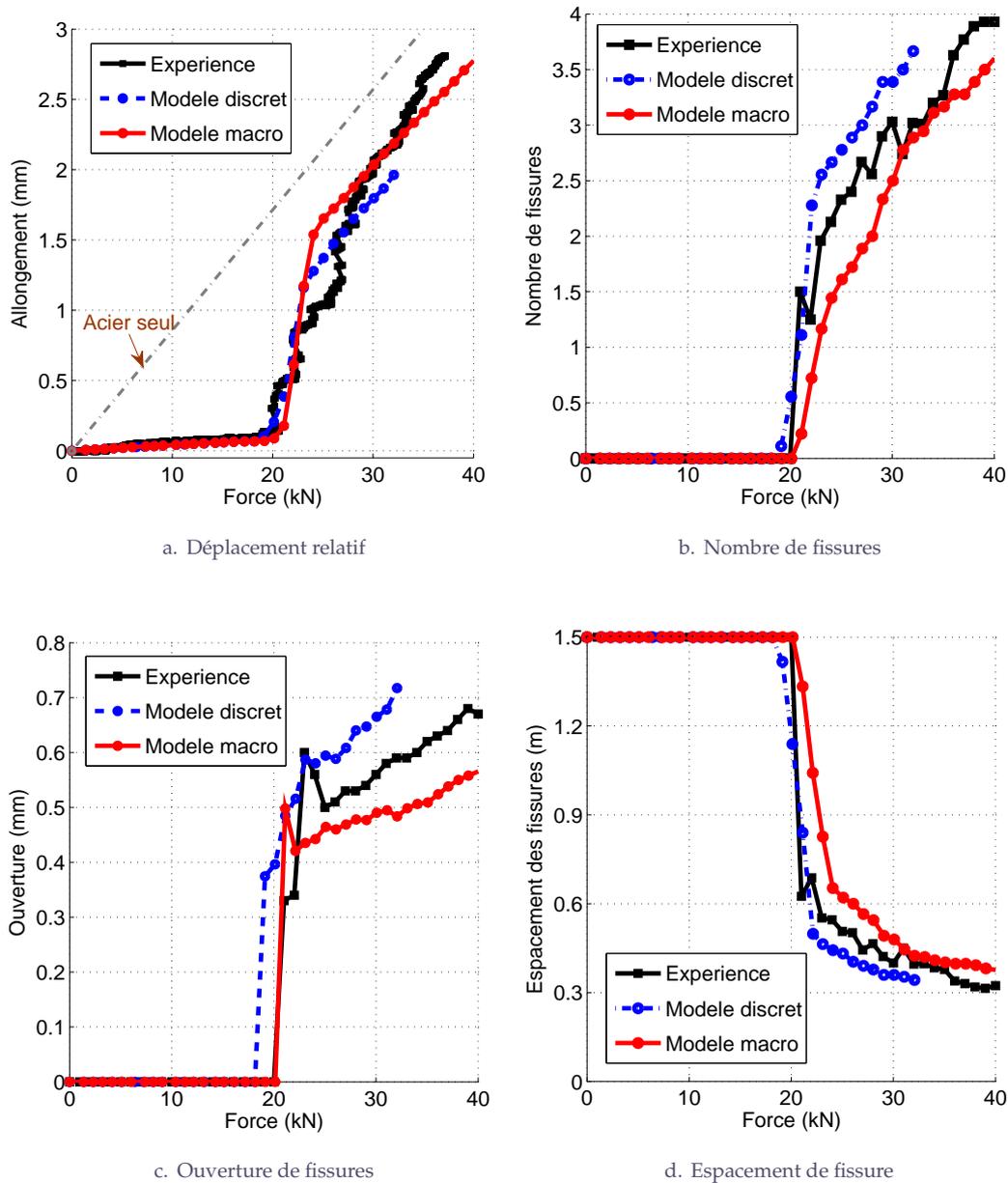


FIGURE 3.37 – Comparaison des courbes moyennes obtenues avec les deux modèles de fissuration du béton et de celles relatives à l'expérience [Modèle macroscopique vs. modèle discret]

Les études réalisées ici montrent que les deux approches donnent des résultats véritablement comparables, tant en réponses globales que locales. Il faut cependant préciser quelques points :

- les problèmes simulés concernent le cas de structures en béton armé normalement ferrillées, les tirants comme les dalles. Les processus de fissuration sont totalement contrôlés par l'armature de sorte que le comportement n'est pas à proprement parlé piloté par un mécanisme de propagation de fissure localisée. Le cas contraire aurait été pénalisant (notamment le modèle macro) car il a été montré (Tailhan et al. [45]) qu'il n'était pas adapté, sous certaines conditions, à la représentation de ce phénomène : dans le cas notamment de

l'utilisation d'éléments linéaires comme support du modèle.

- Le fait que les deux méthodes soient basées sur des supports différents implique que les représentations qu'elles donnent de la fissuration ne sont pas identiques. Car, contrairement à l'élément de contact qui représente bien une surface de séparation, l'élément massif représente en fait un trou. Les résultats sont cependant comparables car la taille des éléments reste petite par rapport à la taille des zones où se concentrent les gradients de contrainte (hypothèse fondamentale dans le cas d'un comportement local élastique fragile), et la mesure des déplacements relatifs des nœuds de l'élément massif donne une assez bonne évaluation de l'ouverture de fissure en comparaison avec l'élément de contact.

### 3.4.3.5 Simulation des tirants avec les crantages représentés explicitement

Pour étudier plus en détail le processus d'activation de l'interface acier-plat-cranté/béton et son influence sur le processus de fissuration du béton, il a été choisi de prendre en compte de manière explicite les crantages de l'acier plat. Le modèle macroscopique de fissuration du béton et le modèle d'interface local sont utilisés pour les simulations.

Deux situations sont considérées :

- les crantages sont modélisés explicitement sur une partie de l'armature
- les crantages sont modélisés explicitement sur toute la longueur de l'armature

#### Les crantages sont modélisés explicitement sur une partie de l'armature :

D'après Ben Romdhane [52], les mécanismes intrinsèques du comportement de l'interface sont bien représentés sur une longueur d'armature (il s'agit dans le cas de Ben Romdhane d'un acier rond HA) comprenant 8 nervures ou 5 fois de diamètre de l'armature. Dans notre étude, le même principe est adopté. Pour des raisons de complexité géométrique et du fait que les simulations numériques sont 2D, la prise en compte des crantages a été simplifiée. La FIGURE 3.38 présente le maillage adopté pour cette modélisation.

Les paramètres du béton et de l'acier sont identiques à ceux retenus lors des analyses numériques précédentes. L'interface acier-béton se compose dans ces simulations de deux parties :

- une partie où les crantages sont modélisés explicitement. Dans cette zone l'interface est considérée comme parfaitement adhérente.
- une partie où les propriétés mécaniques sont celles de l'étude paramétrique réalisée précédemment (cas de l'interface relative à l'acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ) : la cohésion  $C = 10 \text{ MPa}$ , et le déplacement tangent critique  $\delta_t^{cri} = 10 \mu\text{m}$ .

Dans la FIGURE 3.38, est présenté le profil de fissuration relatif à la partie où les nervures sont modélisées implicitement et celui relatif à la partie où les nervures sont modélisées explicitement. L'analyse de ce profil de fissuration nous amène aux remarques suivantes :

- la microfissuration diffuse dans une zone d'environ l'épaisseur de l'armature.
- les microfissures sont localisées derrière les nervures.
- dans la partie où les nervures sont modélisées implicitement, il n'y a pas beaucoup de microfissures au niveau de l'interface, le chemin de développement des macrofissures est incliné entre  $45^\circ$  et  $90^\circ$ .
- dans la partie où les nervures sont modélisées explicitement, on constate bien que les macrofissures sont dues principalement à la butée des nervures. L'inclinaison des microfissures près des nervures est d'environ de  $45^\circ$  et  $60^\circ$ .

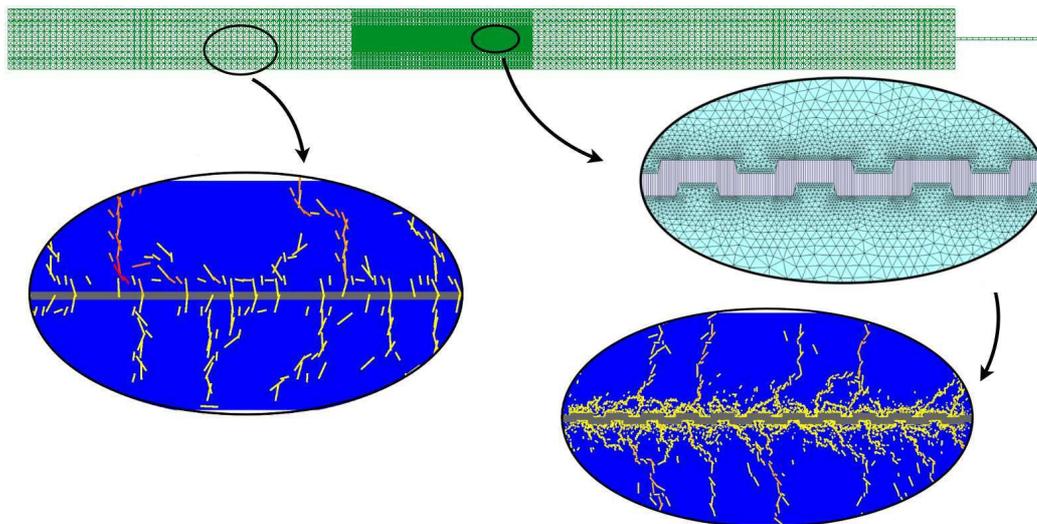


FIGURE 3.38 – Maillage du tirant avec une partie des crantages explicitement prise en compte (acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ) et son profil de fissuration [Modèle macroscopique + Modèle d'interface local –  $C = 10 \text{ MPa}$ ,  $\delta_t^{cri} = 10 \mu\text{m}$ ]

Ces remarques recourent celles émises par Ben Romdhane [52].

Les informations liées à la fissuration sont résumées dans la FIGURE 3.39. Les courbes noires, rouges et bleues représentent respectivement les résumés des résultats relatifs à l'expérience, l'armature avec les nervures implicites et l'armature avec les nervures partiellement explicites. Ces résultats sont présentés en terme de courbes moyennes. Il faut préciser que, pour chaque cas, 9 calculs ont été réalisés.

Au regard de cette FIGURE 3.39, les commentaires suivants peuvent être faits :

- Si l'on tient compte du fait que les simulations numériques sont 2D et que les crantages sont modélisés de manière très simplifiée, on peut considérer que les calculs (avec les deux approches de modélisation de l'interface) et l'expérience donnent des résultats concordants.
- Le fait que les deux conditions de prise en compte de l'interface donnent des résultats similaires confirme que la modélisation implicite de l'interface intègre les mécanismes principaux de son comportement.

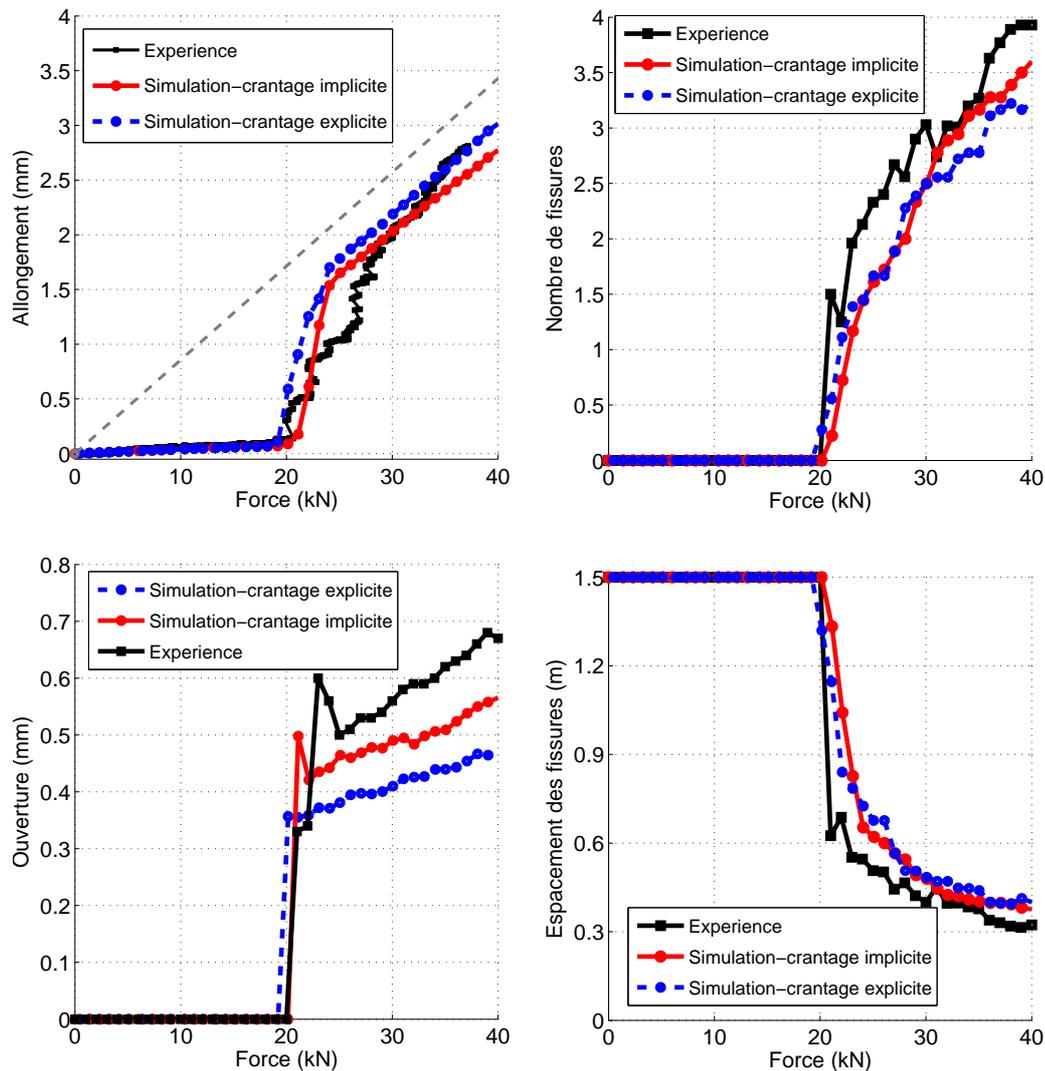


FIGURE 3.39 – Comparaison des résultats du tirant avec une partie de crantages explicite (acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ) - Courbes moyennes [Modèle macroscopique + Modèle d'interface local –  $C = 10 \text{ MPa}$ ,  $\delta_t^{cri} = 10 \mu\text{m}$ ]

#### Les crantages sont modélisés explicitement sur toute la longueur de l'armature :

Dans ce qui précède, une partie des crantages a été explicitement prise en compte dans la modélisation afin de vérifier la cohérence entre l'approche implicite de la modélisation des crantages et la description plus complète et plus fine du processus de fissuration de cette interface. Dans ce paragraphe tous les crantages sont modélisés le long de l'armature (approche totalement explicite).

La FIGURE 3.40 présente le profil de fissuration du tirant obtenu lors de ces simulations. Tous les commentaires faits dans le paragraphe précédent (modélisation partiellement explicite des crantages) restent les mêmes dans ce paragraphe :

- La microfissuration diffuse dans une zone environ de l'épaisseur de l'acier plat, et est localisée principalement derrière les nervures.

- L'inclinaison des microfissures est d'environ  $45^\circ$  et  $60^\circ$ .

Dans la FIGURE 3.41, les trois phases d'activation de l'interface sont présentées.

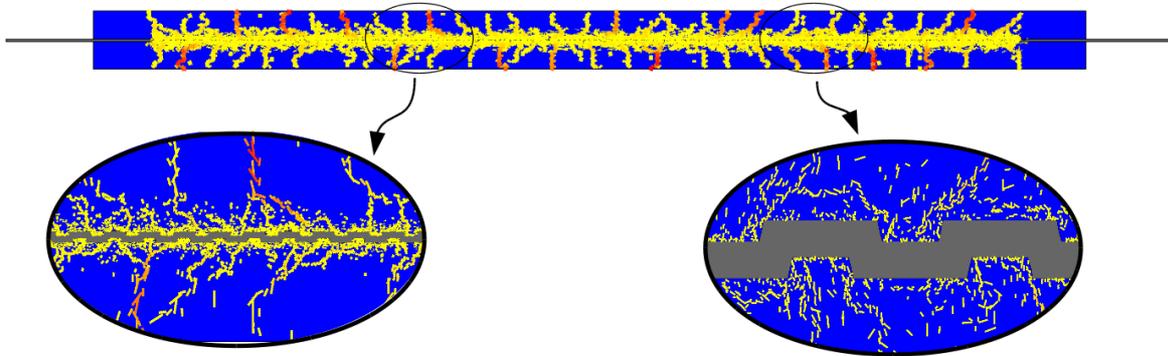


FIGURE 3.40 – Profil de fissuration du tirant avec crantages explicites sur toute la longueur (acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ) [Modèle macroscopique + Modèle d'interface local]

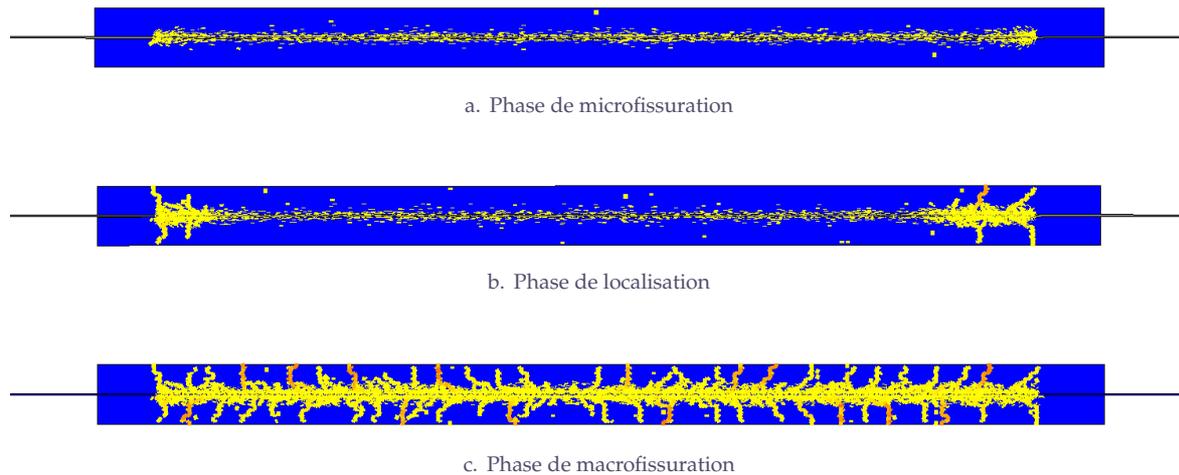


FIGURE 3.41 – Trois phases d'activation de l'interface (acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ) - Approche totalement explicite des crantages [Modèle macroscopique + Modèle d'interface local]

Des résultats de calculs sont présentés dans la FIGURE 3.42. Les courbes relatives aux calculs numériques (rouges) sont assez proches de celles relatives à l'expérience (noires). On peut malgré tout noter le fait qu'au niveau du comportement des tirants (force-allongement), les calculs ne retrouvent pas complètement la dispersion obtenues avec les essais. Cette différence est facilement attribuable à la simplification importante de la modélisation.

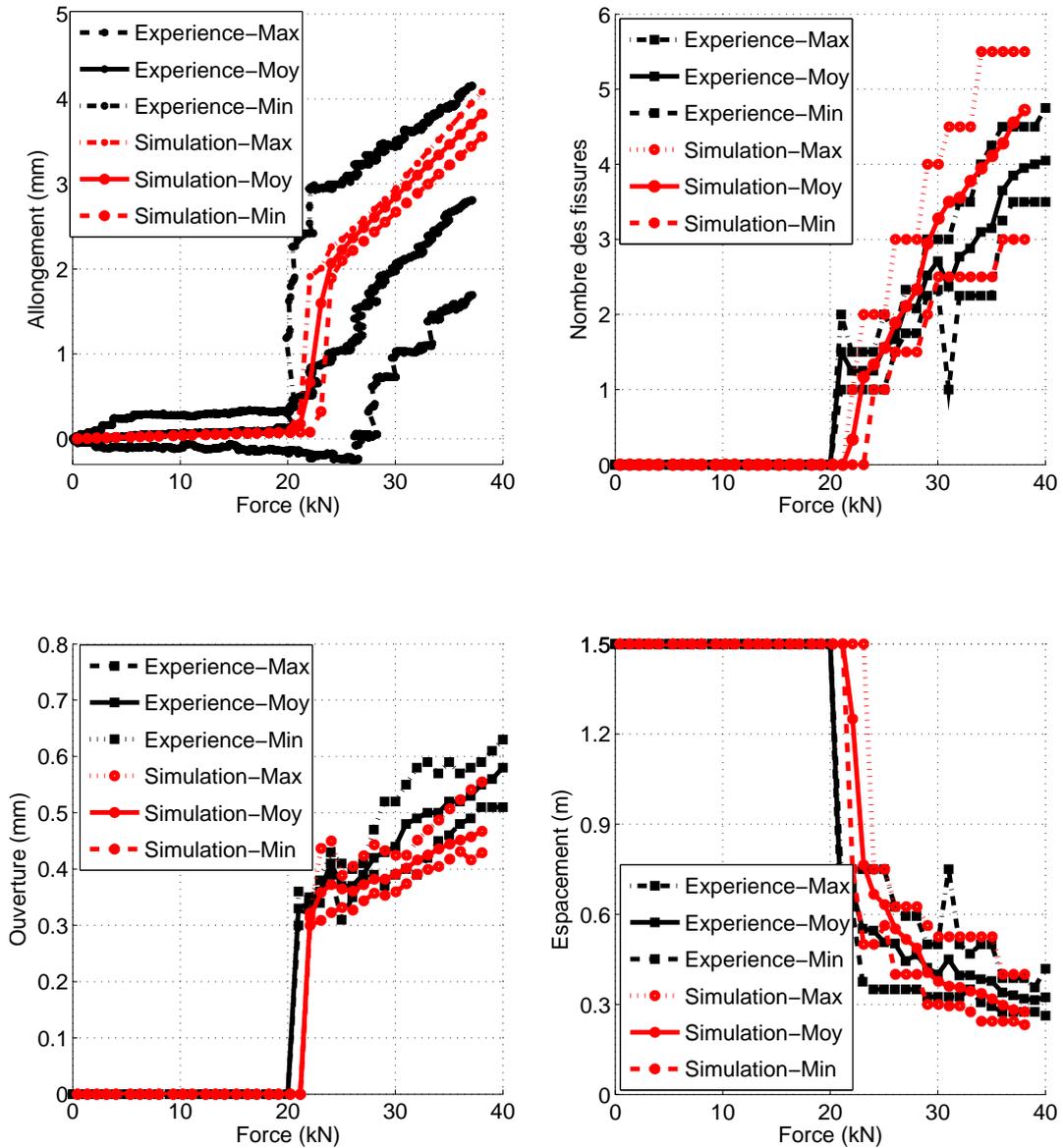


FIGURE 3.42 – Comparaison entre les simulations avec prise en compte totalement explicite des crantages et l'expérience (acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$ ) [Modèle macroscopique + Modèle d'interface local]

### 3.4.3.6 Récapitulatif de tous les résultats obtenus

D'autres diamètres et profils d'armatures ont été considérés dans le cadre de cette modélisation de l'essai de tirant. La même méthodologie a été adoptée pour l'étude paramétrique concernant les armatures. Pour chaque cas, un nombre important de simulations a été réalisé (plus 300 simulations par un type de béton et d'armature). Le TABLEAU 3.10 présente tous les paramètres relatifs au comportement de l'interface obtenus dans le cadre de la méthode inverse présente dans le PARAGRAPHE 3.4.3.1 (tous résultats de la mise en pratique de la méthode inverse sont présentés dans l'ANNEXE B).

Modèle probabiliste de fissuration du béton	Type d'acier	Type de béton		Interface	
		$f_c$ (MPa)	$E_b$ (MPa)	$C$ (MPa)	$\delta_t^{cri}$ ( $\mu m$ )
Discret et semi discret	Plat $25 \times 3,5$ ( $\approx$ Rond HA $\Phi 10$ )	53	32000	10	10
Semi discret	Plat $22,5 \times 5$ ( $\approx$ Rond HA $\Phi 12$ )	55	35000	15	25
Semi discret	Rond HA $\Phi 10$	53	32000	18	6
Semi discret	Rond HA $\Phi 12$	55	35000	25	15

TABLE 3.10 – Récapitulatif des valeurs des paramètres du comportement de l'interface déterminées par analyse inverse

Les résultats non probabilistes du comportement de l'interface montrent bien que le choix d'un modèle déterministe est pertinent. C'est bien l'armature et ses crénelures qui gouvernent le processus de microfissuration immédiatement autour de la barre.

### 3.4.3.7 Simulation 3D des tirants renforcés par aciers plats crantés

La méthodologie, décrite au PARAGRAPHE 3.4.3.1, permettant par analyse inverse, de déterminer les valeurs des paramètres du modèle d'interface, a été mise en œuvre dans le cadre d'une modélisation 3D du tirant (acier plat  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ). Pour cette modélisation 3D, le modèle de fissuration du béton utilisé est le modèle macroscopique présenté au PARAGRAPHE 3.2.2. Les valeurs des deux paramètres,  $C$  et  $\delta_t^{cri}$  obtenues dans le cadre de cette analyse inverse sont respectivement 16 MPa et  $23 \mu m$ . Ces valeurs sont légèrement différentes de celles obtenues par la modélisation 2D (TABLEAU 3.10). Ceci s'explique par le confinement exercé sur l'épaisseur de l'armature par le béton qui est prise en compte dans les simulations 3D mais pas dans les simulations 2D. Le maillage 3D du tirant est présenté sur la FIGURE 3.43.

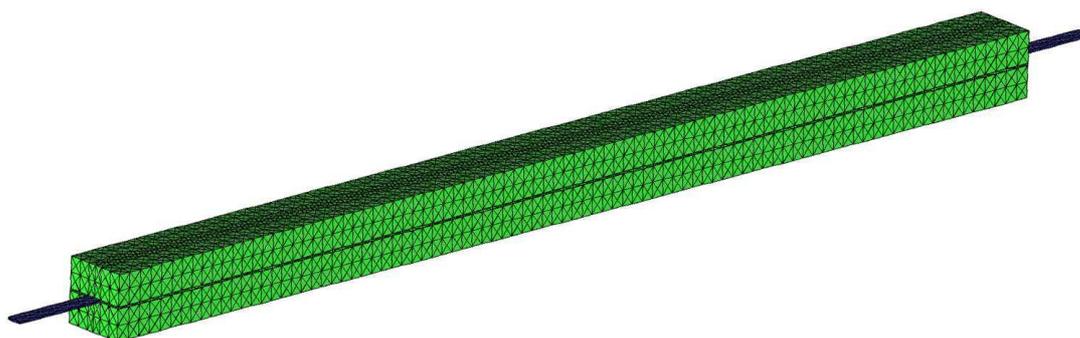


FIGURE 3.43 – Maillage 3D du tirant armé par acier plat (170 cm x 10 cm x 10 cm)

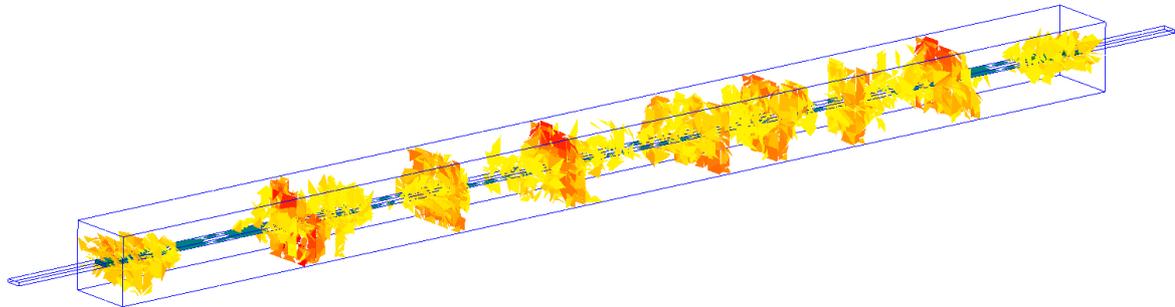
La FIGURE 3.44 présente des exemples de profils de fissuration obtenus respectivement avec l'expérience (FIGURE 3.44a.), la modélisation 2D (FIGURE 3.44b.) et la modélisation 3D (FIGURE 3.44c.). On constate une assez bonne concordance et cohérence entre ces 3 profils.



a. Expérience



b. Modélisation 2D



c. Modélisation 3D

FIGURE 3.44 – Exemples de profil de fissuration d'un tirant. a). Expérience, b). Modélisation 2D, c). Modélisation 3D [*Modèle macroscopique du béton + Modèle d'interface local*]

Au regard de ces deux figures, on constate que les simulations 3D conduisent à un comportement plus proche des résultats expérimentaux que les simulations 2D. Il s'agit d'un résultat logique et cohérent. Les résultats des simulations 3D sont présentés en terme de courbes moyennes dans la FIGURE 3.45. Les résultats concernant la dispersion relative à ces courbes sont présentés dans la FIGURE 3.46.

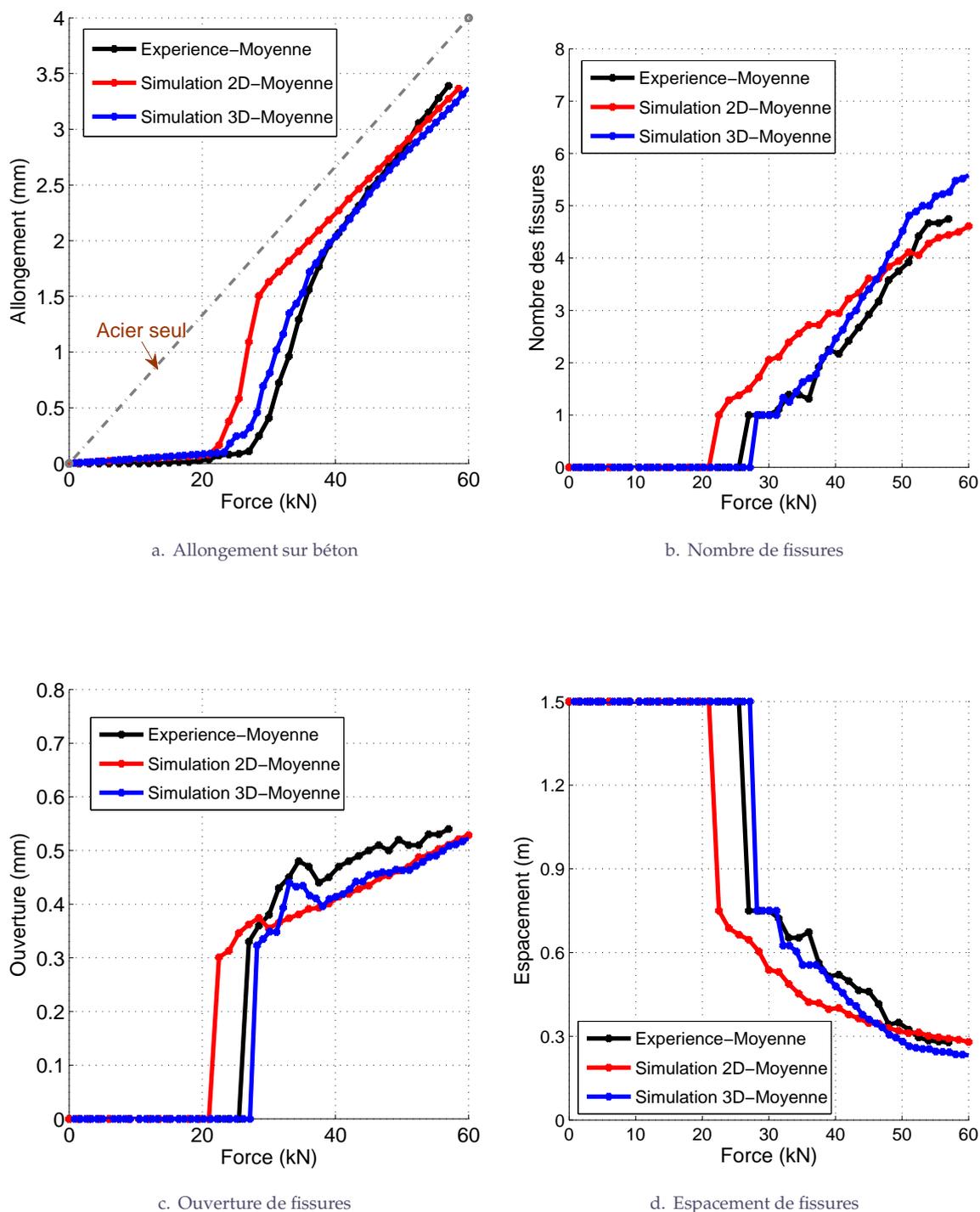


FIGURE 3.45 – Résultats du tirant relatifs à la modélisation 3D - Courbes moyennes (acier plat 22,5 x 5 mm<sup>2</sup> définition 2 bis) [Modèle macroscopique du béton + Modèle d'interface local]

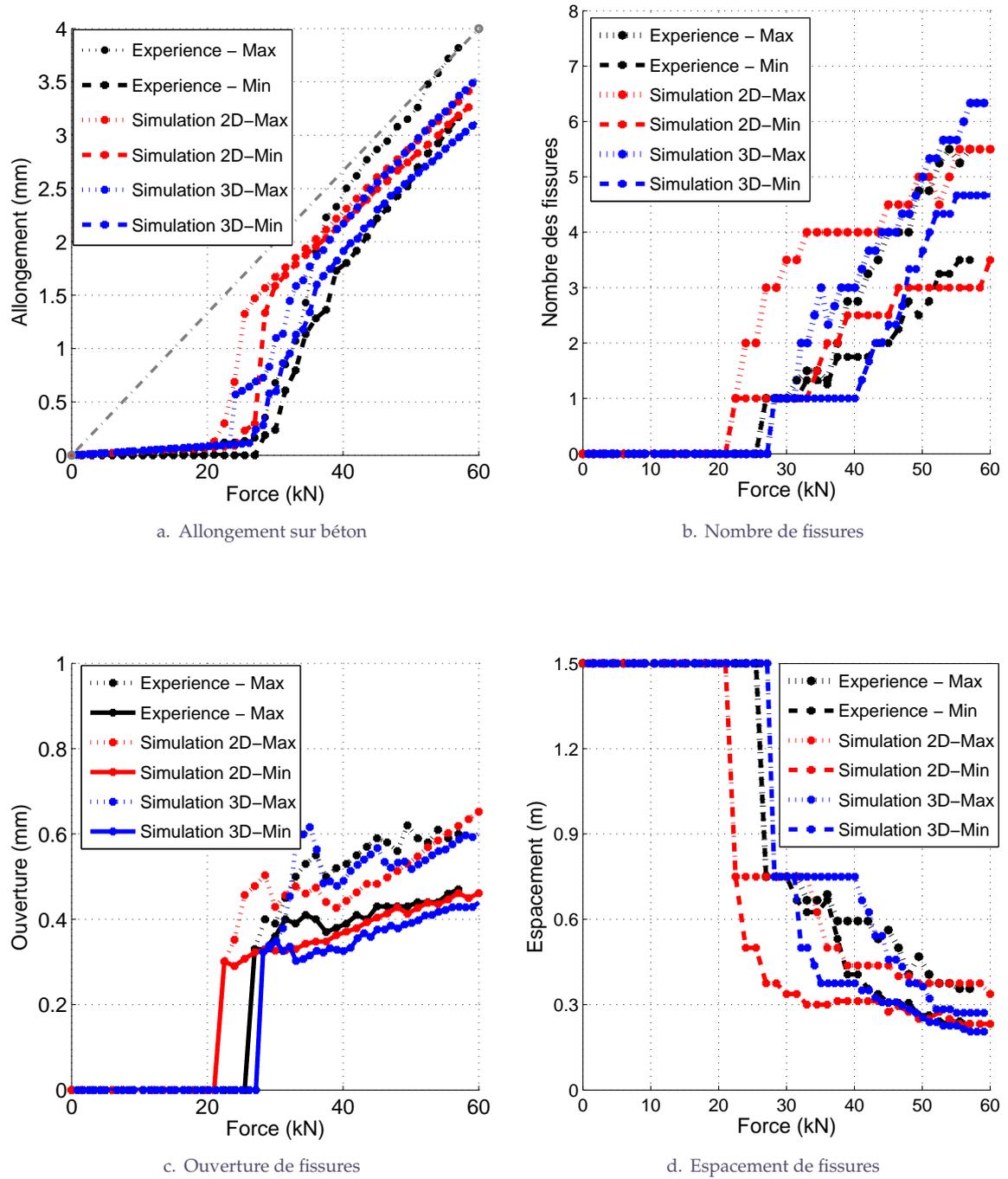


FIGURE 3.46 – Résultats du tirants en terme de la dispersion (acier plat 22,5 x 5 mm<sup>2</sup> définition 2 bis) [Modèle macroscopique du béton + Modèle d'interface local]

NB : Les simulations 3D sur les tirants renforcés par acier rond sont disponibles dans l'ANNEXE D.2

### 3.5 Interprétation des résultats obtenus par différents aciers

On essaie dans cette section d'établir un lien entre les résultats obtenus avec les aciers ronds et les aciers plats. Au travers des valeurs des paramètres du comportement de l'interface (TABLEAU 3.10), la relation suivante est dégagée :

$$\frac{S_{rond}}{S_{plat}} = \frac{p_{rond}}{p_{plat}} \approx \frac{C_{plat}}{C_{rond}} \approx \frac{\delta_{t,rond}^{cri}}{\delta_{t,plat}^{cri}} \quad (3.10)$$

où,  $p$  est le périmètre de l'acier plat ( $2[a + b]$ ) et de l'acier rond ( $\pi d$ ).  $S$  est la surface de contact entre l'armature et le béton.

Si l'on exploite les résultats expérimentaux obtenus lors des essais d'arrachement de Ertzibengoa Gaztelumendi [21] (cas d'un béton autoplaçant ayant une résistance à la compression à 59 MPa et un module d'Young à 38000 MPa). On trouve la relation suivante :

$$\frac{S_{rond}}{S_{plat}} = \frac{p_{rond}}{p_{plat}} \approx \frac{f_{plat}}{f_{rond}} \quad (3.11)$$

où,  $f = \frac{F_{max}}{S}$  est la résistance de l'interface et  $F_{max}$  est l'effort maximal mesuré dans l'essai d'arrachement, ceci pour un type d'armature et de béton donnés.

Les FIGURES 3.47a. et 3.47b. présentent des relations entre les aciers ronds et les aciers plats en termes de résistance d'interface ou de cohésion et de surface de contact. Dans la FIGURE 3.47b., outre les aciers ronds HA  $\Phi 10$  et  $\Phi 12$  et les plats utilisés dans cette thèse, on présente également le rapport de surfaces de contact entre les aciers rond  $\Phi 14$  et  $\Phi 16$  avec les aciers plat  $25 \times 6 \text{ mm}^2$  et  $25 \times 8 \text{ mm}^2$  utilisés dans les campagnes d'essais réalisées par Thonard [76].

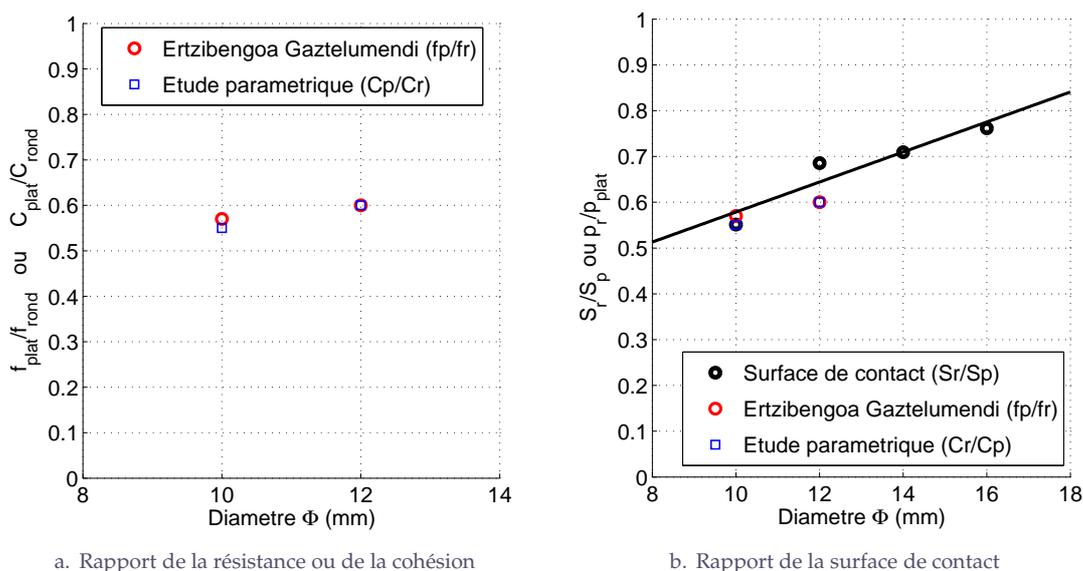


FIGURE 3.47 – Relation entre acier rond et acier plat (de même section)

A partir des valeurs de l'étude numérique et celles des expériences de Ertzibengoa Gaztelumendi [21], on tire également les relations suivantes :

$$\frac{f_{rond\Phi10}}{C_{rond\Phi10}} = \frac{f_{plat\ 25\times3,5}}{C_{plat\ 25\times3,5}} = 0,52$$

$$\frac{f_{rond\Phi12}}{C_{rond\Phi12}} = \frac{f_{plat\ 22,5\times5}}{C_{plat\ 22,5\times5}} = 0,8$$
(3.12)

Bien évidemment ces résultats ne sont pas suffisants et il faudrait tester des autres types d'acier, par exemple les aciers ronds HA  $\Phi14$ ,  $\Phi16$  et les aciers plats crantés de section équivalente pour compléter et vérifier que les relations 3.10, 3.11 et 3.12 sont totalement valides.

On pourrait alors établir une relation entre les résultats de l'essai d'arrachement de Ertzibengoa Gaztelumendi [21] et ceux obtenus numériquement par analyse inverse sur l'essai de tirant (les deux types d'essai d'arrachement et essai tirant ont des caractéristiques de béton proches). La résistance d'interface peut être vue comme la somme de la cohésion  $C$  et d'une contribution du déplacement tangent critique  $g_a(\delta_t^{cri})$ , on peut écrire que :

$$f_a = C_a + g_a(\delta_t^{cri})$$
(3.13)

où,  $a$  : plat/rond et  $g_a$  est une fonction du déplacement tangent critique (MPa)

Au regard des résultats expérimentaux de Ertzibengoa Gaztelumendi [21] et de nos résultats numériques reportés dans le TABLEAU 3.11, on peut déterminer la fonction  $g_a$  par fittage (FIGURE 3.48).

Type d'acier	Etude expérimentale de [21]	Etude numérique		
	Résistance de l'interface $f$ (MPa)	Cohésion $C$ (MPa)	Déplacement $\delta_t^{cri}$ ( $\mu m$ )	Fonction $g_a(\delta_t^{cri})$ (MPa)
Plat 25 x 3,5	19,51	10	10	9,51
Plat 22,5 x 5	18,80	15	25	3,80
Rond $\Phi10$	34,18	18	6	16,18
Rond $\Phi12$	31,09	25	15	6,09

TABLE 3.11 – Détermination des valeurs de la fonction  $g_a(\delta_t^{cri})$

Les relations 3.10 et 3.11 ainsi que la relation 3.12 et la FIGURE 3.48 nous montrent que les paramètres du modèles d'interface pourraient aussi être déterminés à partir de la connaissance de la résistance de l'interface ( $f$ ) d'un acier rond par exemple. En effet la connaissance de  $f_r$  permet de calculer dans l'ordre :  $C_r$  (relation 3.12),  $C_p$  (relation 3.10) puis  $f_p$  (relation 3.11) et en fin  $\delta_r$  et  $\delta_p$  (FIGURE 3.48).

Cette analyse mériterait d'être complétée. Il n'en reste pas moins que la comparaison entre les différents paramètres mécaniques obtenus par analyse inverse dans notre étude et des résultats de la littérature montre que l'ensemble est tout à fait cohérent.

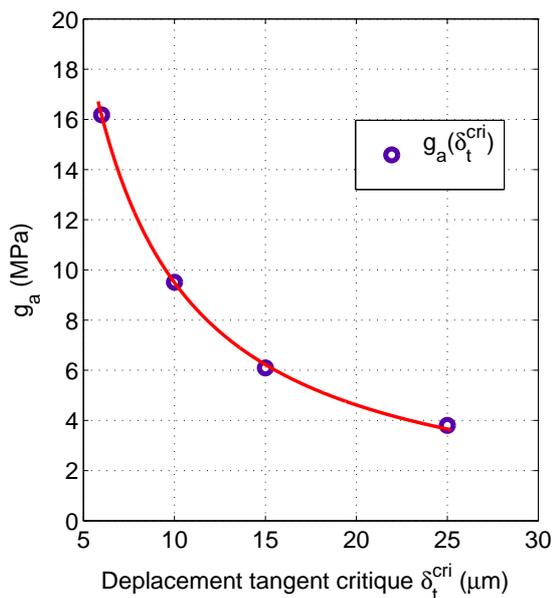


FIGURE 3.48 – Contribution du déplacement tangent critique à la résistance de l'interface

### 3.6 Résumé et Conclusions

Ce chapitre présente, dans un premier temps, des modèles de fissuration du béton et des modèles décrivant le comportement de l'interface acier-béton. Dans le cadre d'une approche probabiliste, les modèles de fissuration du béton ont été construits sur les idées de Rossi [55] [57] et ont été développés ensuite par Tailhan et Rossi [43] [44]. En ce qui concerne le modèle d'interface, c'est un modèle très simple, basé sur la mécanique de l'endommagement, qui peut prendre en compte les phénomènes physiques tels que le glissement relatif avec frottement.

La mise en œuvre du modèle de fissuration du béton et de celui de l'interface acier-béton a permis de simuler le comportement global et le processus de fissuration de tirants et d'identifier les valeurs des paramètres du comportement de l'interface. Cette méthode d'identification est présentée en détail. Elle est basée sur une analyse inverse très simple. Celle-ci repose sur la confrontation entre une étude expérimentale et une étude numérique paramétrique :

- Etude expérimentale :

Deux campagnes d'essais de tirants ont été réalisées sur différents types d'acier (rond HA  $\Phi 10$ , rond HA  $\Phi 12$ , acier plat cranté  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$  et acier plat cranté  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ). Les résultats obtenus sont représentés en terme d'allongement sur le béton, d'ouverture, de nombre et d'espacement de fissures en fonction de l'effort appliqué.

- Etude numérique paramétrique :

Les tirants testés expérimentalement sont étudiés numériquement au travers d'une étude paramétrique. Pour chaque configuration (chaque couple de paramètres du comportement d'interface), 9 simulations ont été réalisées pour obtenir des résultats représentatifs. Ces résultats numériques sont ensuite comparés avec ceux fournis par l'expérience. Les valeurs optimales des paramètres du comportement d'interface retenues sont celles qui conduisent à des résultats proches de l'expérience.

Principales conclusions concernant les résultats expérimentaux :

- Les résultats d'essai sur tirant vérifient bien les calculs de l'Eurocode 2.
- Les tirants renforcés par aciers plats se comportent de manière équivalente à ceux renforcés par aciers ronds (même section) en terme de comportements global et local.

Principales conclusions concernant les résultats numériques :

- On a mis en œuvre une approche modélisatrice, comprenant celle de la fissuration du béton et celle du comportement de l'interface acier-béton, qui donne des résultats pertinents en terme de comportement global et local du tirant. Pour chaque type de renforcement, on a pu identifier les valeurs des paramètres du comportement de l'interface.
- L'approche inverse est pertinente pour identifier les valeurs des paramètres du comportement de l'interface acier-béton. Elle permet d'accéder à toutes les informations que ce soit au niveau global (force - déplacement) ou au niveau local (nombre de fissures, ouverture des fissures, espacement des fissures).
- L'approche discrète et semi-discrète (macroscopique) de la fissuration du béton donnent des résultats semblables.
- Les simulations 3D représentent mieux la réalité que les simulations 2D.
- En représentant explicitement les crantages sur l'armature, on a pu vérifier la cohérence entre l'approche implicite de la modélisation des crantages et la description plus complète et plus fine du processus de fissuration de cette interface.
- Les simulations permettent de représenter les phases d'activation de l'interface et les mécanismes intrinsèques produits autour des nervures des aciers.
- Des facteurs imprévus (la structuration du béton, l'excentrement de l'armature) peuvent influencer sur le comportement de l'interface et donc celui du tirant et être pris en compte dans les simulations numériques.



## Chapitre 4

# Validation des modèles

## Essais de flexion 3 et 4 points sur poutres-dalles

Dans ce chapitre, on présente, dans un premier temps, les procédures d'essai sur poutre-dalle en utilisant les aciers ronds HA et les aciers plats crantés présentés dans le chapitre 3. Ces poutres sont sollicitées en flexion 3 points et 4 points. Les résultats sont présentés en termes d'informations globales, courbes force-flèche et d'informations locales relatives à la fissuration (ouverture et nombre de fissures).

Dans un deuxième temps, la modélisation numérique des poutres est abordée. Seul le modèle macroscopique probabiliste de fissuration est utilisé pour le béton. Dans la mesure où l'on cherche à modéliser le comportement des poutres jusqu'à l'ultime, le modèle de plasticité de Von-Mises pour l'acier est choisi pour modéliser le comportement des aciers. Le modèle d'interface local développé dans cette étude est utilisé pour l'interface acier-béton. Les valeurs des paramètres du comportement de l'interface sont celles obtenues dans les études paramétriques réalisées dans le PARAGRAPHE 3.4.3.

Deux objectifs sont proposés dans ce chapitre :

- Comparer la capacité portante des poutres renforcées par les aciers plats avec celle des poutres renforcées par les aciers ronds.
- Valider la modélisation numérique que nous avons développée.

### 4.1 Essais de flexion 3 et 4 points

Afin de valider, sur des éléments structuraux, les résultats obtenus sur tirants, la société MATIERE® a décidé de réaliser des essais de poutre-dalle en flexion. Deux types d'essais sur poutre-dalle ont été retenus : un essai de flexion trois points et un essai de flexion quatre points. Dans cette campagne d'essais, seuls les aciers plats  $22.5 \times 5 \text{ mm}^2$  de définition 1 et 2bis (CHAPITRE 3, PARAGRAPHE 3.4.1) et les aciers ronds HA  $\Phi 12$  sont utilisés.

Pour que les poutres-dalles testées en flexion trois points et quatre points soient comparables, on a choisi de conserver les mêmes dimensions afin que les comparaisons entre les deux expériences

soient plus aisées à réaliser. Du point de vue du dimensionnement, il faut qu'elles aient des caractéristiques communes telles que :

- les dimensions en plan : section de béton ;
- des moments de première fissuration et des moments résistants théoriquement égaux d'après les méthodes de calcul de l'EN 1992-1 ;
- des sections d'aciers tendus identiques.

#### 4.1.1 Présentation des essais

Les poutres-dalles choisies ont pour dimensions, une longueur de 3,30 m (3,00 m de portée entre les appuis), une largeur de 0,80 m, et une épaisseur de 15 cm dans le cas des aciers plats ou 16 cm dans celui des aciers ronds (les éléments doivent posséder une épaisseur inférieure ou égale au cinquième de la largeur pour pouvoir être considérés comme des dalles). L'économie en terme d'épaisseur est justifiée par la géométrie des aciers plats. Tous les essais ont été réalisés au sein du laboratoire de Génie Civil de Polytech Clermont-Ferrand [72].

Dans cette campagne, trois séries de poutres-dalles (correspondant aux trois types d'acier) ont été testées (Tableau 4.1) :

- trois poutres-dalles de référence renforcées avec des aciers ronds HA 12 ;
- trois poutres-dalles renforcées avec des aciers plats de la définition 1 (équivalentes en section à celles des aciers ronds de référence) ;
- trois poutres-dalles renforcées avec des aciers plats de la définition 2 bis (également équivalentes en section à celles des aciers ronds de référence).

Il est important de noter que le même bras de levier a été conservé et que la distance entre la surface inférieure de la poutre et la partie inférieure des aciers plats de flexion est de 3 cm, alors qu'elle est de 3,8 cm pour les aciers ronds. Cette différence est liée au fait que pour ce qui concerne les aciers ronds de flexion, il est nécessaire d'utiliser des épingles (diamètre 8 mm) pour leur mise en œuvre ce qui n'est pas le cas pour les aciers plats qui sont maintenus par soudure. Pour les deux types de poutres l'enrobage des aciers est le même c'est-à-dire 3 cm (FIGURE 4.1).

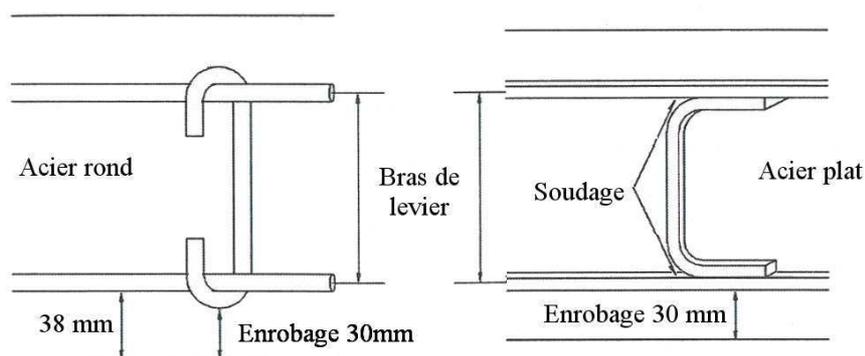


FIGURE 4.1 – L'enrobage et la distance entre la face inférieure de l'acier et la partie inférieure de la poutre (cas des aciers ronds et plats)

Nom des poutres dalles	Epaisseur (cm)	Enrobage (cm)	Type d'acier	Type de béton	Nuance d'aciers
DREF1	16	3,8	Rond HA 12	B40/50	B500B
DREF2	16	3,8	Rond HA 12	B40/50	B500B
DREF3	16	3,8	Rond HA 12	B40/50	B500B
DP11	15	3,0	Plat 22,5x5 def 1	B40/50	B600B
DP12	15	3,0	Plat 22,5x5 def 1	B40/50	B600B
DP13	15	3,0	Plat 22,5x5 def 1	B40/50	B600B
DP21	15	3,0	Plat 22,5x5 def 2 bis	B40/50	B600B
DP22	15	3,0	Plat 22,5x5 def 2 bis	B40/50	B600B
DP23	15	3,0	Plat 22,5x5 def 2 bis	B40/50	B600B

TABLE 4.1 – Liste des poutres-dalles testées

## 4.1.2 Caractéristiques du matériau

### 4.1.2.1 Béton

La composition de béton utilisée dans ces essais est détaillée dans le TABLEAU 4.2. Ce béton est identique à celui utilisé dans les essais de tirant. Les valeurs moyennes relatives aux essais classiques de caractérisation mécanique (compression, fendage) sont les suivantes :

- résistance moyenne en compression :  $f_{cm} = 55 MPa$
- résistance moyenne en traction :  $f_{tm} = 3,7 MPa$
- module d'Young :  $E_b = 35000 MPa$

Il faut noter que tous les essais de caractérisation sont réalisés au même âge que les essais sur poutres-dalles et dans les mêmes conditions de conservation.

Constitution	Poids en kg
Sable 0/4	743
Gravillons 4/10	340
Gravillons 10/16	752
Ciment CEMI 52.5 PMES	400
Superplastifiant	2.6
Eau	165
Totale	2402.6

TABLE 4.2 – Composition du béton utilisée (par  $m^3$ )

### 4.1.2.2 Aciers

Ci-dessous les caractéristiques mécaniques des aciers utilisées :

- plat 22,5 x 5 mm définition 1 :  $R_e = 635 MPa$ ,  $R_u = 720 MPa$  et  $E_s = 200000 MPa$
- plat 22,5 x 5 mm définition 2bis :  $R_e = 648 MPa$ ,  $R_u = 720 MPa$  et  $E_s = 200000 MPa$
- rond HA12 :  $R_e = 505 MPa$ ,  $R_u = 580 MPa$  et  $E_s = 200000 MPa$

### 4.1.3 Dimensionnement du ferrailage

Dans cette étude [72] [81], le même plan de ferrailage en aciers plats pour les poutres-dalles que celui des aciers ronds (selon Eurocode 2) a été adopté. L'intérêt d'utiliser le même plan de ferrailage est de pouvoir effectuer des comparaisons sur des corps d'épreuve ferrillés avec les mêmes sections d'acier. Le ferrailage de ces poutres-dalles ne contient que des aciers ronds haute adhérence de diamètre 12 mm et des aciers plats ( $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ). Pour chaque type de poutre, cinq aciers sont placés dans la partie tendue (aciers n°1 - FIGURE 4.2) et trois aciers dans la partie comprimée (aciers n°3 - FIGURE 4.2). Ces aciers sont distribués uniformément sur la largeur de la poutre. En ce qui concerne les aciers de répartition, neuf aciers ont été placés également sur la longueur des poutres (aciers n°4 - FIGURE 4.2). Le ferrailage en aciers plats est présenté dans la FIGURE 4.4.

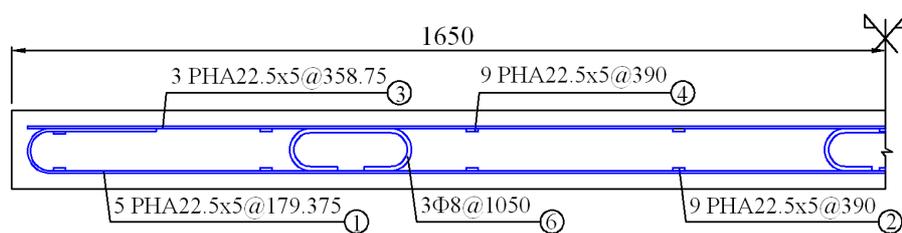


FIGURE 4.2 – Coupe longitudinale - Plan de ferrailage pour les poutres-dalles renforcées par aciers plats  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$  (même plan pour les aciers ronds  $\Phi 12$ )

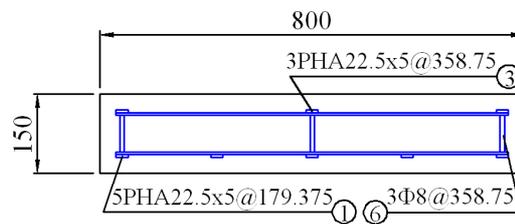


FIGURE 4.3 – Coupe transversale - Plan de ferrailage pour les poutres-dalles renforcées par aciers plats  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$  (même plan pour les aciers ronds  $\Phi 12$ )



FIGURE 4.4 – Ferrailage en acier plat de l'essai de poutre-dalle

Nom	Partie tendue		Partie comprimée	
	Aciers principaux	Aciers de répartition	Aciers principaux	Aciers de répartition
DREF1	5 ronds HA12	9 ronds HA12	3 ronds HA12	9 rondsHA 12
DREF2	5 ronds HA12	9 ronds HA12	3 ronds HA12	9 rondsHA 12
DREF3	5 ronds HA12	9 ronds HA12	3 ronds HA12	9 rondsHA 12
DP11	5 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5	3 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5
DP12	5 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5	3 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5
DP13	5 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5	3 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5
DP21	5 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5	3 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5
DP22	5 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5	3 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5
DP23	5 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5	3 plats 22,5x5	9 plats 22,5x5

TABLE 4.3 – Nomenclature des poutres-dalles

Le positionnement des aciers principaux tendus par rapport à la face inférieure des poutres-dalles a été maîtrisé grâce à des cales d'enrobage de 3,0 cm. Leur positionnement a été effectué de manière à ce qu'il n'y en ait aucune dans le mètre central afin que les cales n'influencent pas la fissuration dans la zone centrale (entre lignes de chargement), zone de moment constant, où ont été effectuées les mesures d'espacement moyen et d'ouverture des fissures.

#### 4.1.4 Dispositif expérimental

Les poutres-dalles ont été disposées sur deux appuis linéaires distants de 3,00 m. Afin d'assurer une bonne stabilité de la pièce lors de l'expérimentation ainsi qu'une rotation correcte du corps d'essai au niveau des appuis, des cylindres métalliques de diamètre 100 mm ont été utilisés.

Le chargement a été appliqué au moyen d'un vérin hydraulique de capacité de chargement maximale de 40 T. Le vérin a été équipé de deux capteurs de force permettant la lecture de l'effort appliqué sur le chevêtre longitudinal. Les dispositifs sont présentés dans la FIGURE 4.5.

Dans les essais de flexion 4 points, le chevêtre longitudinal appuie ensuite sur deux autres chevêtres qui sont situés dans le sens de la largeur de la poutre de distance 100 cm entre elles et les deux appuis (FIGURE 4.6). Pour ce qui concerne les essais de flexion 3 points (ou essais de chargement centré), le vérin a été appliqué sur une plaque carrée de dimension 10 cm x 10 cm qui est située au centre de la face supérieure des poutres-dalles (FIGURE 4.7).

Le matériel de mesure, dans les essais de flexion quatre points, se compose de dix capteurs de déplacement de type LVDT qui ont été disposés de la manière suivante :

- le capteur LVDT n° 1, 2 à mi-travée sur la face supérieure et la face inférieure respectivement de la poutre-dalle (FIGURE 4.8a.) pour mesurer les déplacements verticaux ;
- les capteurs LVDT n° 3, 4, 5 et 6 placés sur la face inférieure des poutres-dalles (FIGURE 4.8b.) pour mesurer l'allongement des fibres inférieures les plus tendues qui permet ensuite d'évaluer les déformations du béton tendu au moment de l'apparition des premières fissures ;
- les capteurs LVDT n° 7, 8, 9 et 10 placés au droit des appuis (aux quatre coins des poutres-dalles) à 5 cm de la fibre inférieure (FIGURE 4.8a.) pour contrôler l'écrasement du béton et permettre ainsi une mesure plus précise de la flèche à mi-travée.



FIGURE 4.5 – Vue globale de l'essai poutre-dalle en flexion 4 points

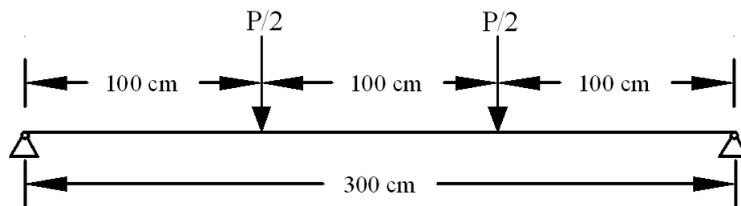


FIGURE 4.6 – Schéma d'essai de flexion 4 points

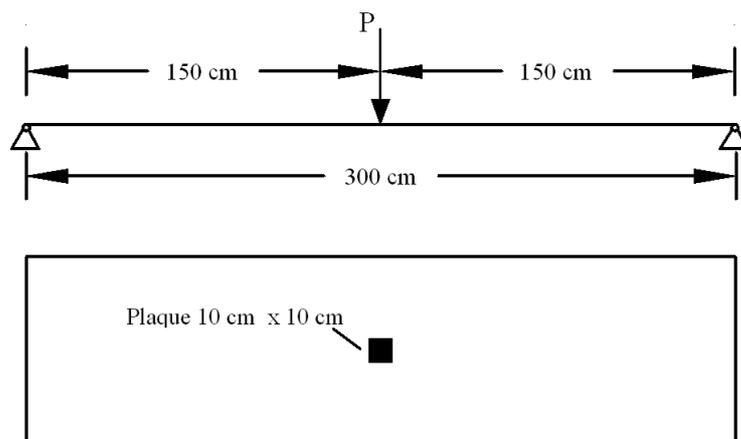


FIGURE 4.7 – Schéma d'essai de flexion 3 points (charge centrée)

Les capteurs n° 1, 2, 7, 8, 9 et 10 sont maintenus à l'aide d'un bras métallique fixe. Les parties mobiles, les noyaux, ont été collées à leur extrémité sur le point de la poutre-dalle dont on souhaitait

mesurer les déplacements durant l'essai. Les capteurs de déplacements n° 3, 4, 5 et 6 ont été fixés directement sur le béton (voir FIGURE 4.9).

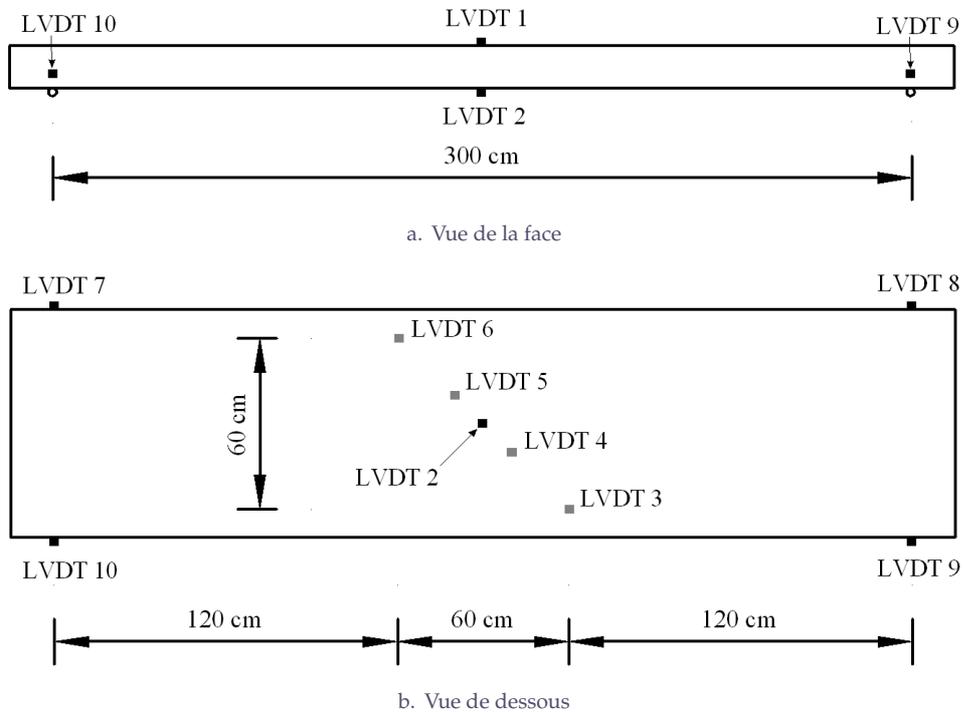


FIGURE 4.8 – Disposition des capteurs LVDT (poutre-dalle en flexion 4 points)



FIGURE 4.9 – Vue globale de l'essai poutre-dalle

#### 4.1.5 Mesure de la fissuration

Dans le cas des poutres-dalles en flexion 4 points, la valeur du moment de flexion est maximale et constante dans la zone entre les points d'application de la charge (FIGURE 4.10). Les principaux

mécanismes de rupture et les fissures préjudiciables sont situées dans cette zone. L'analyse du processus de fissuration a donc été réalisée au niveau de la face inférieure de l'éprouvette dans la zone de moment constant.

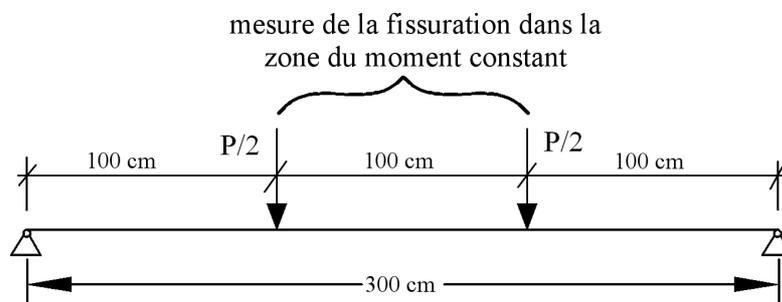


FIGURE 4.10 – Zone d'étude de la fissuration dans la zone du moment constant pour une poutre-dalle en flexion quatre points

La fissuration sur les poutres-dalles en flexion trois points doit être logiquement un peu différente car le chargement va générer des moments sollicitants bidirectionnels. Dans ce cas, on devrait observer un développement des fissures de manière parallèle aux lignes de chargement. Avec une charge concentrée, on pourrait voir apparaître une fissuration en "étoile" centrée au niveau de la charge.

Deux informations concernant le processus de fissuration de ces poutres a été pris en compte :

- le relevé du nombre de fissures ;
- la mesure de l'ouverture des fissures.

L'espacement des fissures et l'ouverture des fissures n'ont pas pu être mesurés sur toute la face inférieure des poutres-dalles pour des raisons de sécurité et de confort (car la hauteur de l'élément testé par rapport au sol n'excédait pas 50 cm). De ce fait, les mesures ont été faites sur les deux faces latérales et sur les vingt premiers centimètres de la face inférieure. Il faut noter que la méthode de dépouillement des résultats est identique à celle présentée dans le chapitre précédent.

Les résultats moyens et maximums obtenus pour chaque série de poutres-dalles permettent de dégager les premières conclusions concernant l'efficacité du type de crantage des deux définitions d'aciers plats (vis-à-vis du critère ELS d'ouverture de fissure) par rapport aux résultats de référence obtenus avec les poutres-dalles armées avec des aciers ronds HA 12.

## 4.2 Calcul prédictif règlementaire selon l'Eurocode 2

On présente dans cette section les calculs prédictifs de la résistance des poutres selon l'Eurocode 2. Les formules de calculs détaillées sont présentées dans l'annexe A.1.

Les efforts règlementaires et les efforts réels des poutres-dalles avec un béton de résistance à la compression de 55 MPa (caractéristiques moyennes réelles du béton C40/50 à 28 jours) sont présentés dans les TABLEAUX 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 (sachant que les efforts réels sont calculés sans coefficient de sécurité sur les matériaux). Dans ces calculs, seuls les aciers longitudinaux au niveau de la fibre tendue sont pris en compte (5 aciers plats  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$  et 5 aciers ronds HA  $\Phi 12$ ). Il faut noter

également que la participation des cadres, des aciers transversaux dans la partie tendue et des aciers longitudinaux supérieurs peuvent aussi augmenter les valeurs des efforts.

- **Poutre en flexion 3 points avec les aciers ronds**

Efforts	Avec les coefficients de sécurité (réglementaire)	Sans les coefficients de sécurité (réel)
Première fissuration	13,04 kN	13,04 kN
Limite élastique	24,20 kN	24,20 kN
Limite ultime	31,85 kN	48,57 kN

TABLE 4.4 – Effort réglementaire et réel d'une poutre en flexion 3 points avec l'acier rond selon l'Eurocode 2

- **Poutre en flexion 3 points avec les aciers plats**

Efforts	Avec les coefficients de sécurité (réglementaire)	Sans les coefficients de sécurité (réel)
Première fissuration	11,27 kN	11,27 kN
Limite élastique	24,74 kN	28,17 kN
Limite ultime	42,32 kN	60,44 kN

TABLE 4.5 – Effort réglementaire et réel d'une poutre en flexion 3 points avec l'acier plat selon l'Eurocode 2

- **Poutre en flexion 4 points avec les aciers ronds**

Efforts	Avec les coefficients de sécurité (réglementaire)	Sans les coefficients de sécurité (réel)
Première fissuration	19,57 kN	19,57 kN
Limite élastique	36,30 kN	36,30 kN
Limite ultime	54,67 kN	73,33 kN

TABLE 4.6 – Effort réglementaire et réel d'une poutre en flexion 4 points avec l'acier rond selon l'Eurocode 2

- **Poutre en flexion 4 points avec les aciers plats**

Efforts	Avec les coefficients de sécurité (réglementaire)	Sans les coefficients de sécurité (réel)
Première fissuration	16,91 kN	16,91 kN
Limite élastique	37,11 kN	37,11 kN
Limite ultime	69,95 kN	90,82 kN

TABLE 4.7 – Effort réglementaire et réel d'une poutre en flexion 4 points avec l'acier plat selon l'Eurocode 2

Dans tous les cas, on remarque que l'effort relatif à la première fissuration est plus élevé pour les poutres-dalles avec les aciers ronds. Car ces dernières ont une hauteur plus grande (16 cm) que celles avec les aciers plats (15 cm) et donc une plus grande inertie.

Les limites élastiques et ultimes des efforts relatives aux poutres renforcées par aciers plats sont supérieures à celles des efforts relatifs aux poutres renforcées par aciers ronds. Ceci est la conséquence du fait que les limites élastiques et ultimes des aciers plats sont supérieures à celles des aciers ronds.

### 4.3 Résultats expérimentaux des poutres - dalles

Pour les essais testés, nous n'avons obtenu que des ruptures par flexion consécutives à la plastification des aciers de flexion. Ce mode de rupture était attendu étant donné que les sections d'aciers mises en place, au moment du dimensionnement des corps d'épreuve, correspondaient à une rupture en flexion (FIGURE 4.11).



FIGURE 4.11 – Poutre en flexion à 4 points

Les FIGURES 4.12, 4.13, 4.14 suivantes présentent les informations relatives à la fissuration des poutres en flexion 4 points armées respectivement par les 3 types aciers. Les courbes bleues, brunes et noires représentent respectivement les résultats des poutres avec les aciers plats de définition 1, de définition 2 bis et des aciers rond HA  $\Phi 12$ .

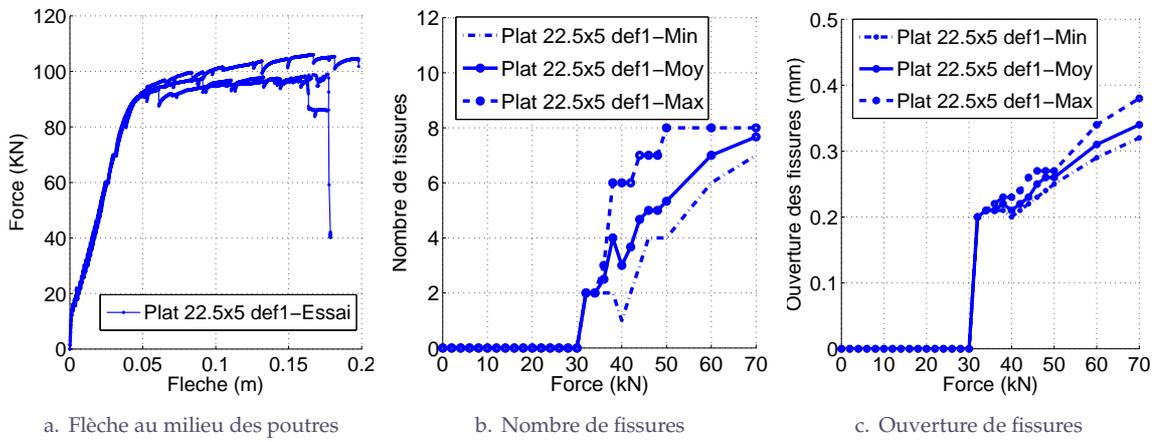


FIGURE 4.12 – Poutres-dalles armées par aciers plats 22,5 x 5 définition 1 en flexion 4 points

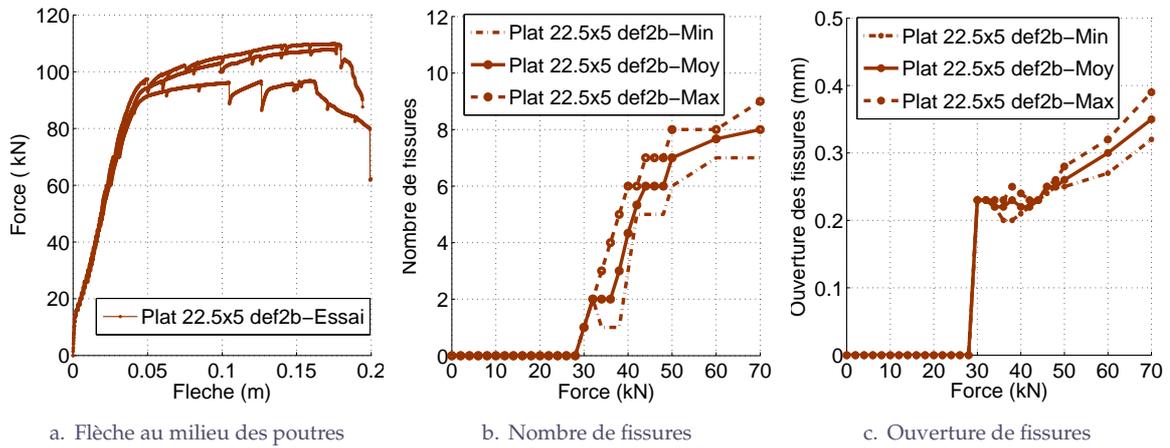


FIGURE 4.13 – Poutres-dalles armées par aciers plats 22,5 x 5 définition 2b en flexion 4 points

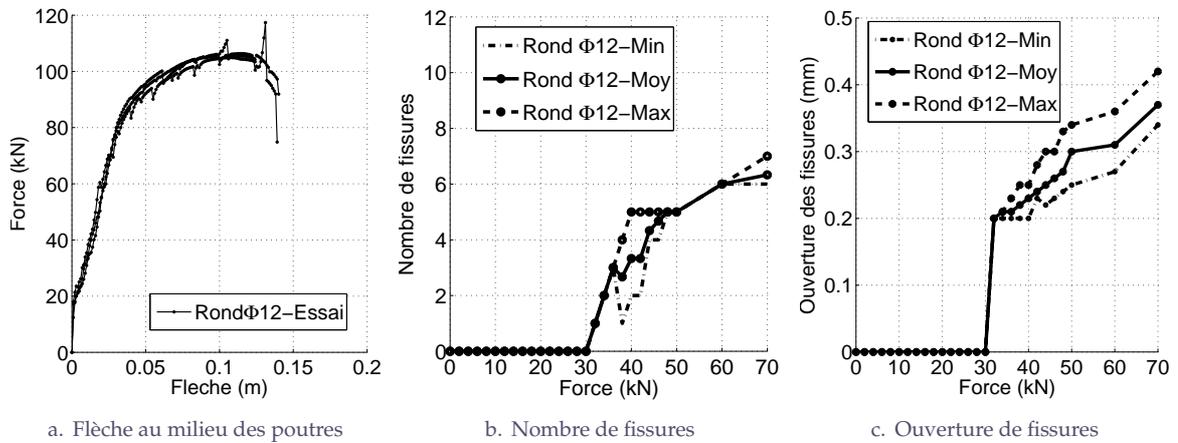


FIGURE 4.14 – Poutres-dalles armées par aciers ronds HA Φ12 en flexion 4 points

Les figures 4.15, 4.16, 4.17 suivantes présentent les informations relatives à la fissuration des poutres en flexion trois points armées respectivement par les 3 aciers.

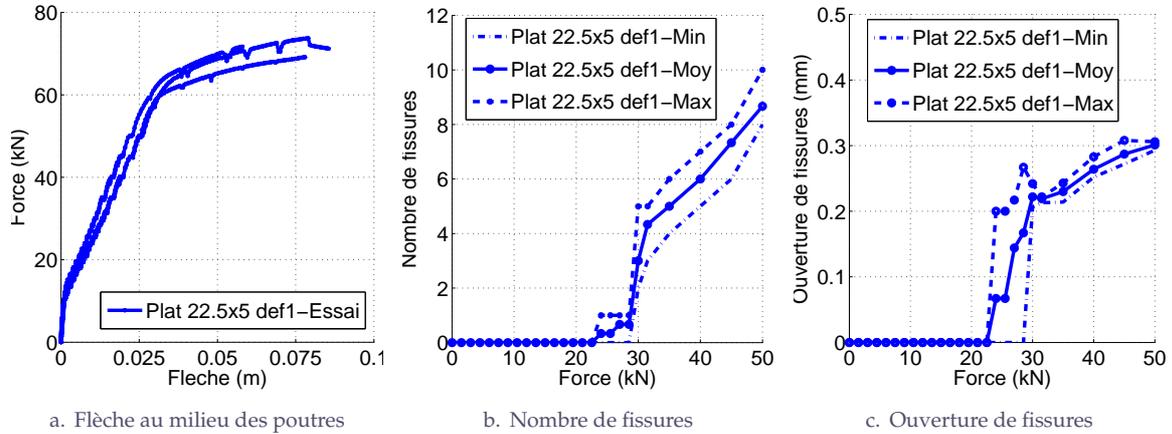


FIGURE 4.15 – Poutres-dalles armées par aciers plats 22,5 x 5 def1 en flexion 3 points

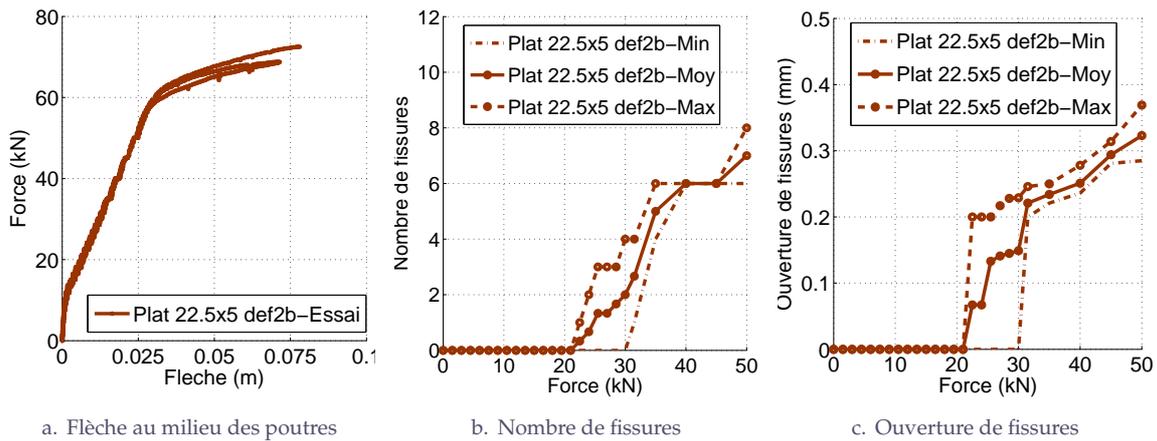


FIGURE 4.16 – Poutres-dalles armées par aciers plats 22,5 x 5 def2b en flexion 3 points

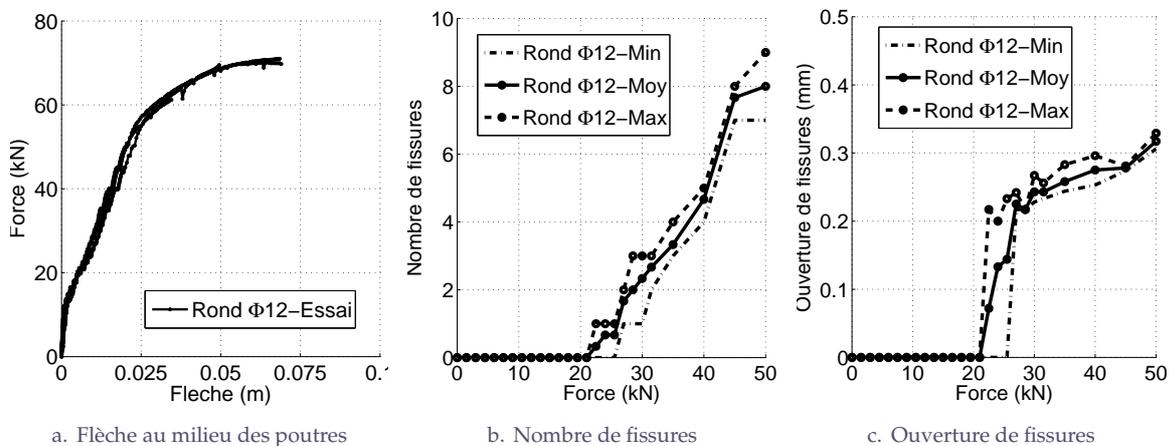


FIGURE 4.17 – Poutres-dalles armées par aciers ronds HA Φ12 en flexion 3 points

Les FIGURES 4.18 et 4.19 suivantes présentent la comparaison des résultats relatifs aux poutres-dalles en flexion 3 et 4 points renforcées par les 3 types d'armatures (courbes moyennes).

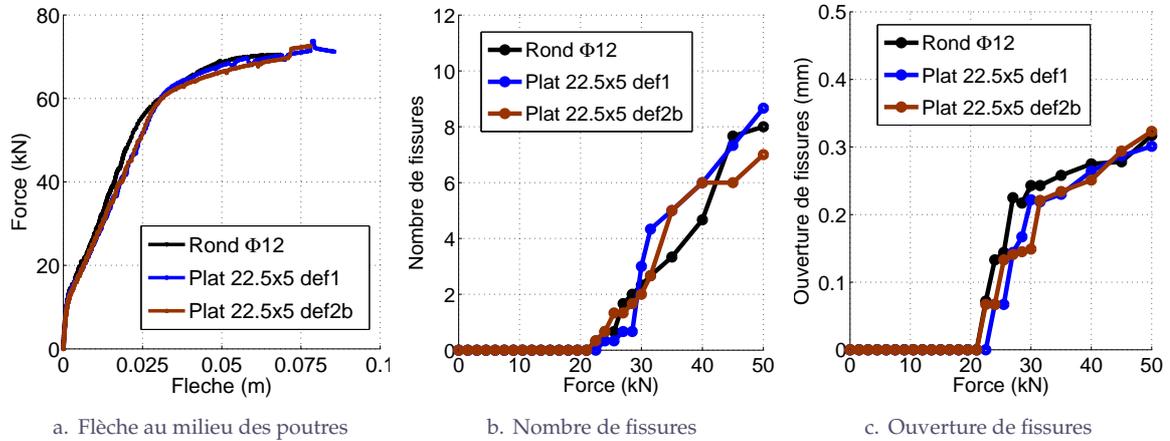


FIGURE 4.18 – Comparaison de résultats des poutres-dalles en flexion 3 points renforcées par les 3 types d'armatures (courbes moyennes)

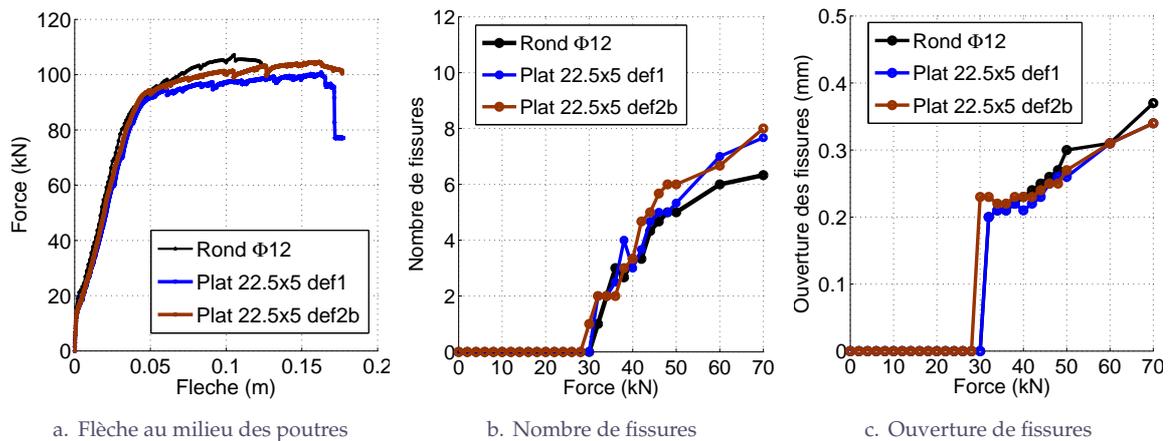


FIGURE 4.19 – Comparaison de résultats des poutres-dalles en flexion 4 points renforcées par les 3 types d'armatures (courbes moyennes)

Pour ce qui concerne les deux campagnes d'essai de flexion, l'analyse des résultats permet de faire les remarques suivantes :

- On constate que l'Eurocode 2 (PARAGRAPHE 4.2) conduit à des efforts relatifs à la première fissuration cohérents avec les résultats expérimentaux (environ 18 kN pour les poutres en flexion 4 points et environ 12kN pour les poutres en flexion 3 points). On peut cependant noter que les efforts limite et ultime obtenus lors des essais sont plus importants que ceux obtenus par le calcul règlementaire, ceci s'explique, en partie, par le fait que les aciers longitudinaux supérieurs présents dans les essais et pas pris en compte dans les calculs ont une participation non négligeable.
- la comparaison des performances mécaniques obtenues respectivement avec les aciers ronds et plats montre qu'elles sont équivalentes. On peut malgré tout noter que le comportement global

des poutres renforcées par les aciers plats ( $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ) présente une plus grande ductilité à rupture (comportement ultime) que celui des poutres renforcées par l'acier rond HA  $\Phi 12$ . Ceci est dû au fait que les aciers plats ont une limite ultime plus importante ( $R_u = 720 \text{ MPa}$ ) que celle des aciers ronds ( $R_u = 580 \text{ MPa}$ ).

- les fissures relatives aux poutres renforcées par les aciers plats ( $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ) sont également très légèrement plus nombreuses et moins ouvertes que celles relatives aux poutres renforcées par les aciers ronds HA  $\Phi 12$ . Ce constat est à mettre en relation avec le constat précédent. En effet, c'est ce processus de fissuration différent qui engendre une plus grande ductilité dans le comportement des poutres renforcées par les aciers plats.

Si l'on considère les constats tirés des essais de flexion au regard de ceux relatifs aux essais tirant, on pourrait soulever, en première analyse, l'existence d'une contradiction. En effet, on pourrait s'étonner du fait que, malgré des comportements similaires observés lors des essais de tirant, les aciers plats ( $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$ ) conduisent à un meilleur comportement en termes de ductilité en flexion que ceux relatifs à l'utilisation des aciers ronds HA  $\Phi 12$ . En fait, cette petite différence de comportement en flexion pourrait être liée au processus de fissuration légèrement différent quand on passe de la poutre renforcée par les aciers ronds à celle renforcée par les aciers plats. L'explication la plus plausible repose sur le fait que la position des armatures de flexion dans les deux configurations n'est pas la même. En effet, comme cela a été précisé précédemment, la partie inférieure des aciers ronds se trouve à 3,8 cm de la surface inférieure de la poutre alors que la partie inférieure des aciers plats se trouve à 3 cm de cette surface. Ainsi, quand la poutre se fissure à partir de sa fibre inférieure, les fissures créées vont « rencontrer » les aciers plats pour des ouvertures plus petites que celles qui rencontreront les aciers ronds. De plus, du fait de la faible épaisseur des aciers plats au regard du diamètre des aciers ronds, la mise en action optimale des aciers plats se fait également pour des ouvertures de fissures plus petites que celles qui correspondent à la mise en action optimale des aciers ronds. En conclusion, les aciers plats travaillent plus tôt et un peu mieux que les aciers ronds vis-à-vis de la fissuration de flexion, ceci au regard des deux types de configuration de renforcement concernés. C'est cette différence dans la mise en action des deux types d'acier qui peut expliquer la légère différence observée quant au processus de fissuration en flexion des deux types de poutre.

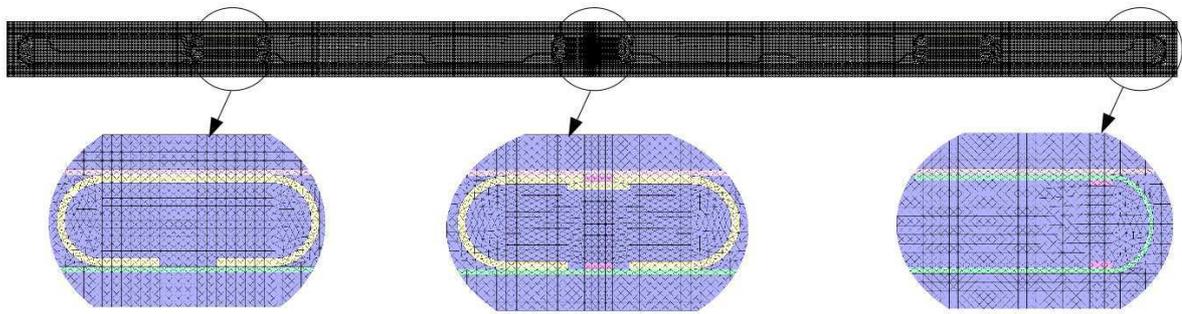
Il faut malgré tout souligner que les résultats expérimentaux relatifs aux processus de fissuration ont uniquement trait au chargement en service des poutres.

#### 4.4 Modélisation des essais sur poutres - dalles

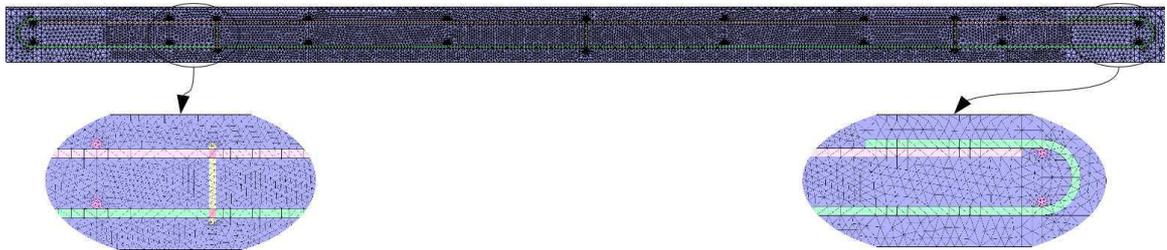
La détermination des paramètres de la loi d'interface relatifs respectivement aux aciers plats et à l'acier rond permet de modéliser le comportement en flexion des poutres armées respectivement par les aciers plats  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$  et les aciers ronds HA  $\Phi 12$ . Pour ce qui concerne la modélisation du comportement d'interface, on conserve, bien entendu, les paramètres utilisés dans le cadre des analyses précédentes.

La FIGURE 4.20 présente les maillages utilisés respectivement pour les calculs de la poutre armée à l'aide des aciers plats (FIGURE 4.20a.) et des aciers ronds (FIGURE 4.20b.). Le béton et l'acier sont modélisés par les éléments massifs. Dans les simulations, les nervures n'ont pas été représentées, l'interface est considérée comme une surface homogénéisée et modélisée explicitement par des éléments d'interface 2D et 3D. Ceci permet de déterminer facilement les zones dégradées de

l'interface acier-béton.



a. Maillage d'une poutre-dalle renforcée par aciers plats 22,5 x 5 (330 x 15 x 80 cm)



b. Maillage d'une poutre-dalle renforcée par aciers ronds HA 12 (330 x 16 x 80 cm)

FIGURE 4.20 – Simulation 2D (contraintes planes) de l'essai de poutre-dalle

Les simulations 2D des poutres-dalles sont réalisées en contraintes planes. Seul le modèle macroscopique de fissuration du béton est utilisé dans ces simulations. Le ferrailage est simulé de manière identique à celui de l'expérience. Il est constitué d'armatures longitudinales, d'armatures transversales et aussi d'épingles. Le comportement des aciers plats et ronds est modélisé par le modèle élastoplastique de Von-Mises avec écrouissage isotrope (FIGURE 4.21). La simulation numérique des poutres-dalles s'intéresse à la fois à l'état limite de service et à l'état limite d'ultime.

Pour ce qui concerne l'interface acier-béton, les valeurs des paramètres sont celles déterminées lors des études paramétriques réalisées sur l'essai tirant. Comme évoqué précédemment, vu que les deux définitions d'aciers plats ( $22.5 \times 5 \text{ mm}^2$ ) donnent les résultats assez proches dans le cas des tirants, les mêmes paramètres du comportement de l'interface sont pris pour ces deux aciers plats.

Pour chaque configuration d'essai sur les poutres-dalles (flexions 3 points et 4 points - aciers plat et aciers ronds), neuf simulations numériques (2D) ont été réalisées. A noter que les distributions spatiales des paramètres de fissuration du béton sont différentes à chaque simulations. Les fissures dans ces simulations sont relevées sur la face inférieure des poutres-dalles pour être conforme avec l'expérience.

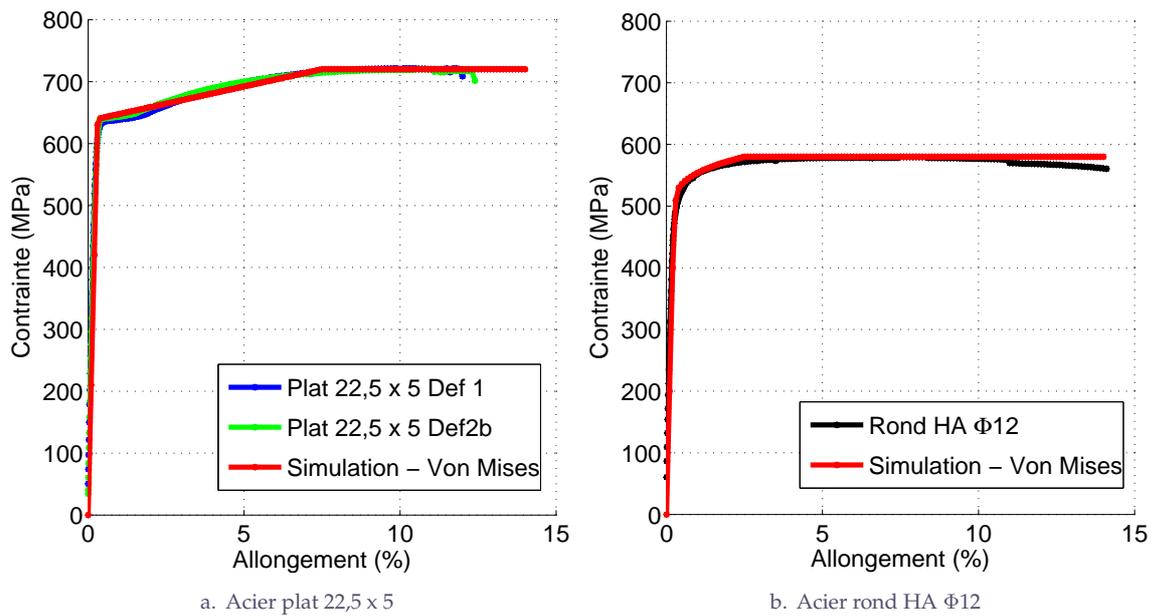


FIGURE 4.21 – Modèle élasto-plastique de Von-Mises pour les aciers (expérience/simulation numérique)

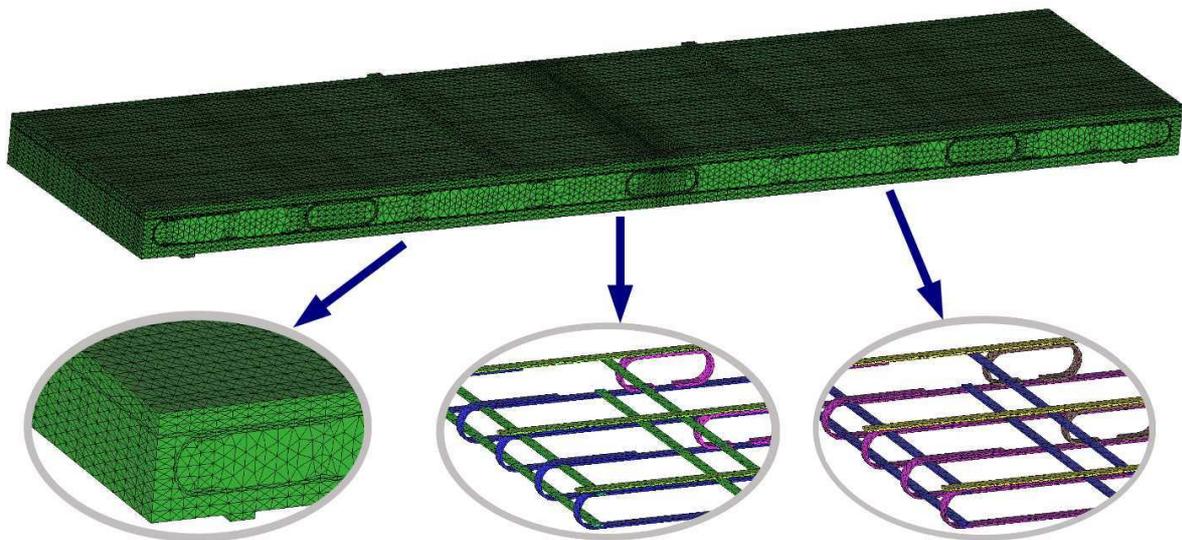


FIGURE 4.22 – Simulation 3D de l'essai de poutre-dalle - Maillage adopté

Toutes les caractéristiques des matériaux sont présentées dans le TABLEAU 4.8.

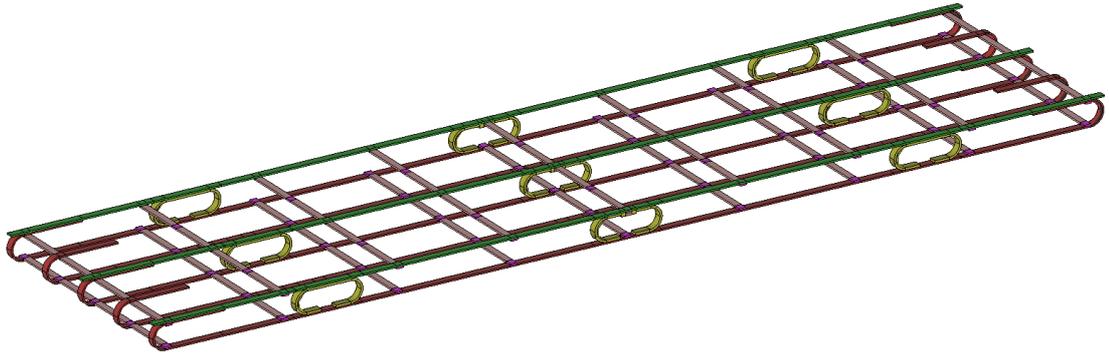


FIGURE 4.23 – Plan de ferrailage d’une poutre-dalle renforcée par aciers plats - Simulation 3D de l’essai de poutre-dalle

Composantes	Paramètres	Abréviation	Valeurs	Unité
Béton	Résistance en compression	$f_c$	55	MPa
	Module d’Young	$E_c$	35000	MPa
	Taille du granulat	$D_g$	0,016	m
Acier rond	Module d’Young	$E_s$	200000	MPa
	Limite élastique	$R_e$	500	MPa
	Limite ultime	$R_u$	580	MPa
	Module d’écrouissage non linéaire	$H$	$\frac{1815}{\log(\sigma)} + 322$	MPa
Acier plat	Module d’Young	$E_s$	200000	MPa
	Limite élastique	$R_e$	640	MPa
	Limite ultime	$R_u$	720	MPa
	Module d’écrouissage linéaire	$H$	1120	MPa
<b>Cas 2D :</b>				
Interface acier plat	Cohésion	$C$	15	MPa
	Déplacement tangent critique	$\delta_t^{cri}$	25	$10^{-6}\text{m}$
Interface acier rond	Cohésion	$C$	25	MPa
	Déplacement tangent critique	$\delta_t^{cri}$	15	$10^{-6}\text{m}$
<b>Cas 3D :</b>				
Interface acier plat	Cohésion	$C$	16	MPa
	Déplacement tangent critique	$\delta_t^{cri}$	23	$10^{-6}\text{m}$
Interface acier rond	Cohésion	$C$	28	MPa
	Déplacement tangent critique	$\delta_t^{cri}$	14	$10^{-6}\text{m}$

TABLE 4.8 – Caractéristiques des matériaux considérées dans les simulations numériques

## 4.5 Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux

Les résultats numériques obtenus par simulations sont comparés avec ceux de l'expérience en termes de valeurs moyennes et de dispersions (valeurs minimales et maximales). La comparaison a été faite au niveau :

- du comportement global en flexion des poutres : courbe force-flèche,
- des informations locales liées au processus de fissuration du béton : nombre et ouverture des fissures.

### 4.5.1 Importance de prendre en compte le comportement de l'interface dans les simulations

Afin de démontrer l'importance des études paramétriques qui ont été réalisées dans le chapitre précédent, dans un premier temps de cette section, on a choisi de simuler en 2D le comportement en flexion 4 points de la poutre-dalle, sans tenir compte des valeurs des paramètres issues de ces études paramétriques. On a aussi choisi, arbitrairement, 3 configurations concernant ces paramètres :

- Le comportement de l'interface acier-béton est considéré comme sans adhérence ( $C = 0 \text{ MPa}$  et  $\delta_t^{cri} = 0 \mu\text{m}$ ).
- Le comportement de l'interface acier-béton est considéré comme faiblement adhérent ( $C = 5 \text{ MPa}$  et  $\delta_t^{cri} = 5 \mu\text{m}$ ).
- Le comportement de l'interface acier-béton est considéré avec une adhérence parfaite ( $C = +\text{Inf}$  et  $\delta_t^{cri} = +\text{Inf}$ ).

Dans le cas d'une interface sans adhérence ( $C = 0 \text{ MPa}$  et  $\delta_t^{cri} = 0 \mu\text{m}$ ), on a constaté que l'interface est rapidement totalement dégradée lors des simulations. Le béton devient le seul matériau à supporter tout le chargement. Les calculs réalisés dans cette configuration ont divergé très vite. En ce qui concerne le cas de la faible adhérence ( $C = 5 \text{ MPa}$  et  $\delta_t^{cri} = 5 \mu\text{m}$ ), l'interface se dégrade moins et les calculs sont également allés plus loin. La FIGURE 4.24 présente le profil de dégradation de l'interface dans le cas de faible adhérence. On voit bien que l'interface dans la zone du moment constant (zone la plus sollicitée) est totalement dégradée.

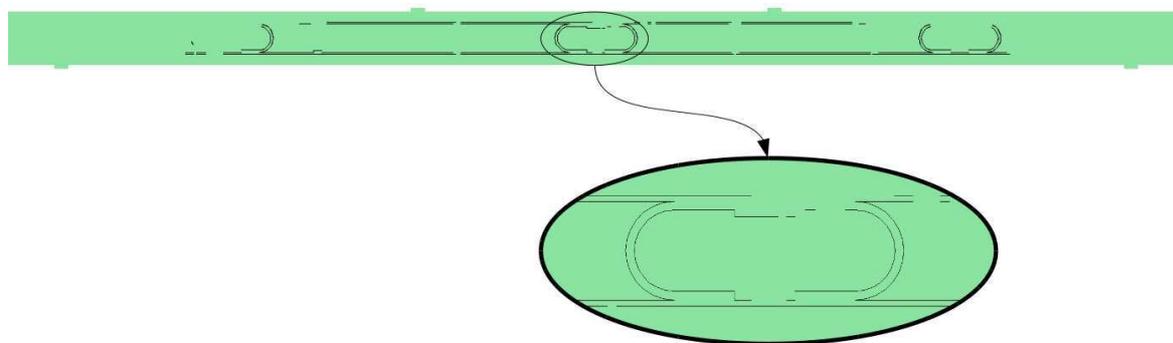


FIGURE 4.24 – Profil de dégradation de l'interface dans le cas de la faible adhérence  $C = 5 \text{ MPa}$  et  $\delta_t^{cri} = 5 \mu\text{m}$  (à 80 kN)

La FIGURE 4.25 présente la comparaison des courbes force-flèche relative à l'expérience (trait bleu), au cas de l'interface faiblement adhérent (trait orange) et au cas de l'interface avec l'adhérence parfaite (trait vert foncé). Les courbes numériques sont très proches l'une de l'autre et de l'expérience. La conclusion est donc que le comportement global de la poutre-dalle ne dépend pas du comportement de l'interface acier-béton. Qu'en est-il du processus de fissuration ?

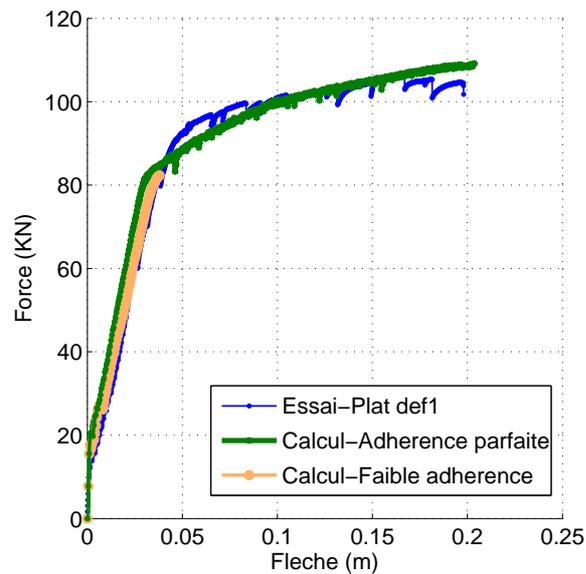


FIGURE 4.25 – Courbes force-flèche relatives à la flexion 4 points de la poutre-dalle renforcée par les aciers plats

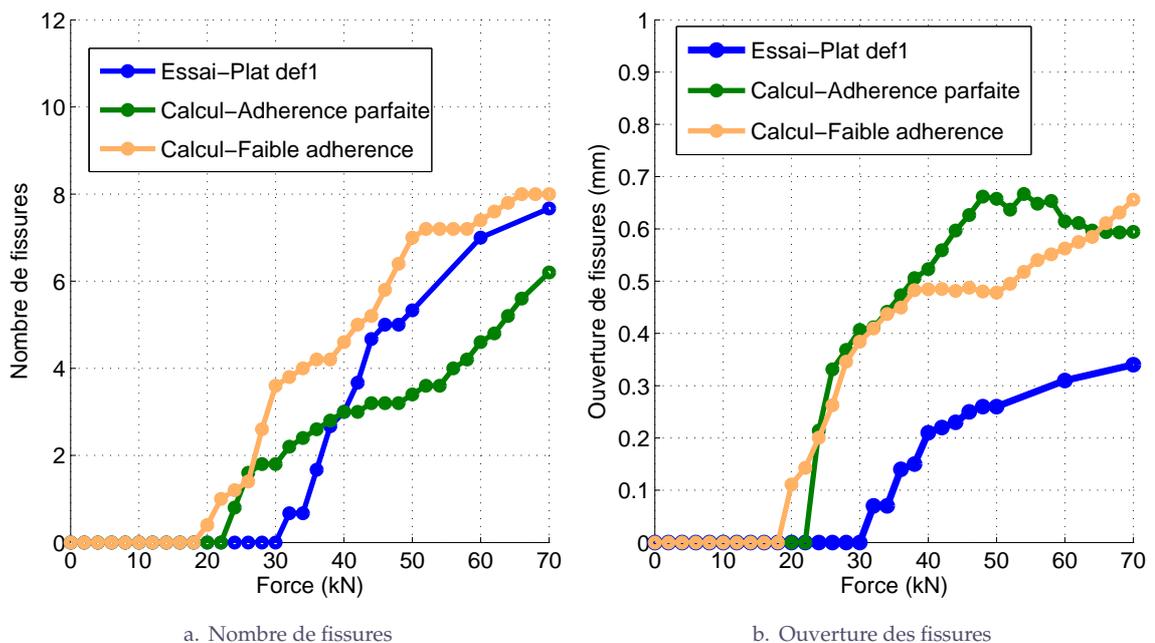


FIGURE 4.26 – Informations sur la fissuration des poutres-dalles avec aciers plats (courbes moyennes)

La FIGURE 4.26 présente une comparaison (en terme de valeurs moyennes) entre l'expérience et les 2 configurations du comportement de l'interface concernant des informations relatives à la fissuration des poutres-dalles. De cette comparaison, il ressort que :

- Les simulations numériques donnent des résultats assez éloignés de l'expérience en terme d'ouverture de fissure.
- Mais concernant le nombre de fissures, la simulation numérique qui prend en compte une faible adhérence de l'interface est beaucoup plus proche de l'expérience que celle qui prend en compte une adhérence parfaite.

**Conclusions :**

- Au travers de ces simulations, on constate que le comportement de l'interface n'intervient pas sur le comportement global de la poutre mais sur son comportement local.
- Ainsi, si l'on veut avoir des informations pertinentes sur le processus de fissuration de la structure, la prise en compte correcte du comportement de l'interface acier-béton est importante.

#### **4.5.2 Résultats obtenus en prenant en compte les valeurs des paramètres du comportement d'interface obtenus par analyse inverse sur tirant**

Ce paragraphe concerne la présentation des résultats relatifs au comportement en flexion des poutres-dalles renforcées par aciers ronds HA et par aciers plats, en prenant en compte les paramètres présentés dans le TABLEAU 4.8.

Dans les FIGURES 4.27, 4.28, 4.29, sont présentées respectivement les comparaisons avec l'expérience des résultats des simulations 2D des poutres-dalles en flexion 4 points armées par des aciers plats (définition 1 et définition 2 bis) et des aciers ronds.

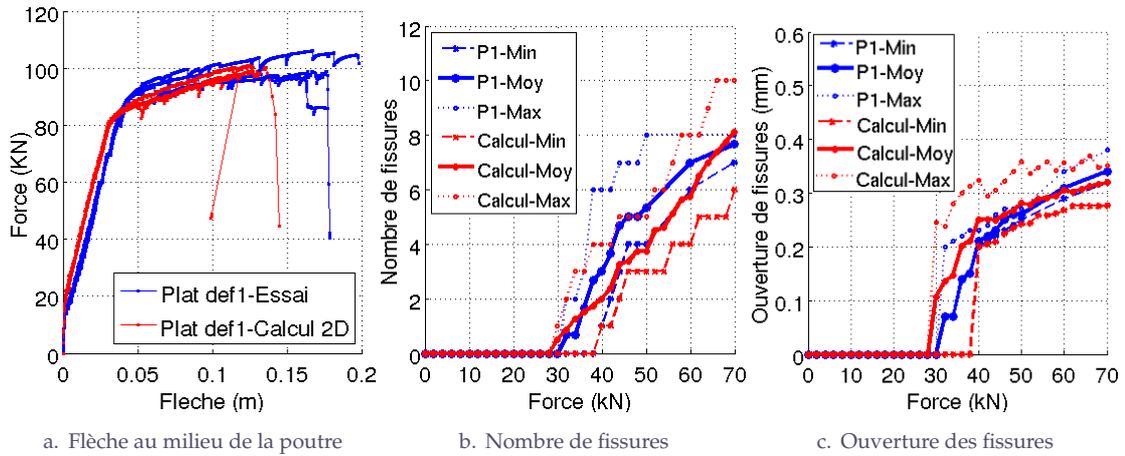


FIGURE 4.27 – Comparaison avec l’expérience (min-moy-max) des simulations 2D des poutres-dalles en flexion 4 points armées par des aciers plats 22,5 x 5 de définition 1

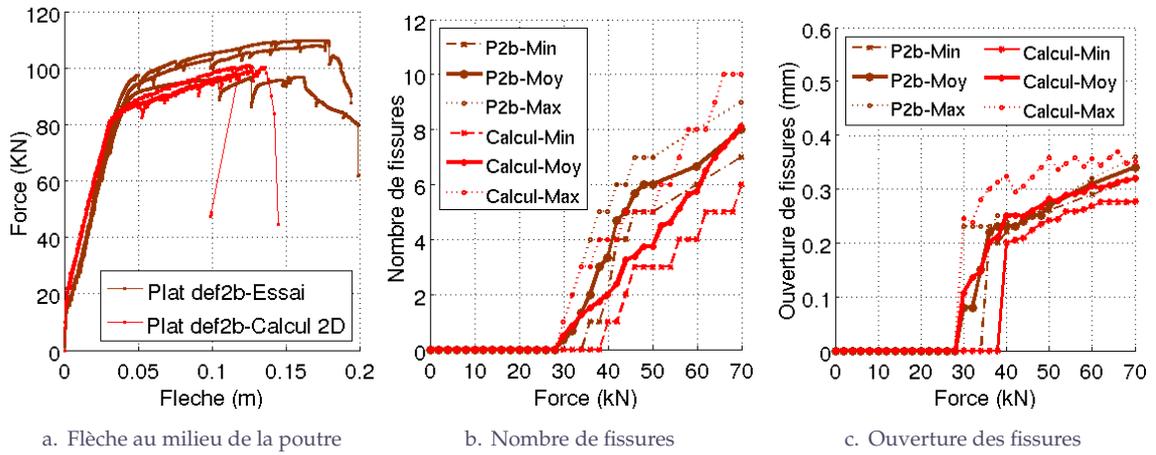


FIGURE 4.28 – Comparaison avec l’expérience (min-moy-max) des simulations 2D des poutres-dalles en flexion 4 points armées par des aciers plats 22,5 x 5 de définition 2bis

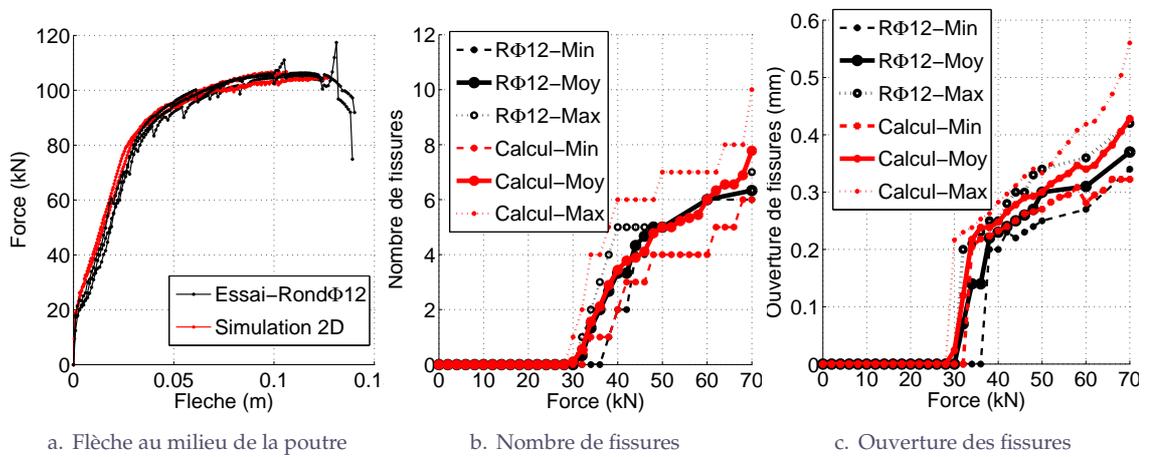


FIGURE 4.29 – Comparaison avec l’expérience (min-moy-max) des simulations 2D des poutres-dalles en flexion 4 points armées par des aciers rond HA Φ12

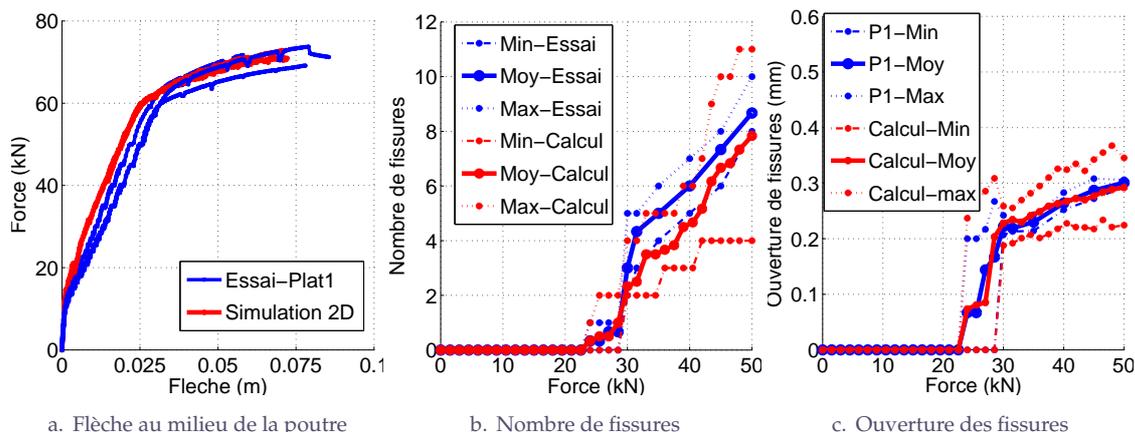


FIGURE 4.30 – Comparaison avec l’expérience (min-moy-max) des simulations 2D des poutres-dalles en flexion 3 points armées par des aciers plats 22,5 x 5 de définition 1

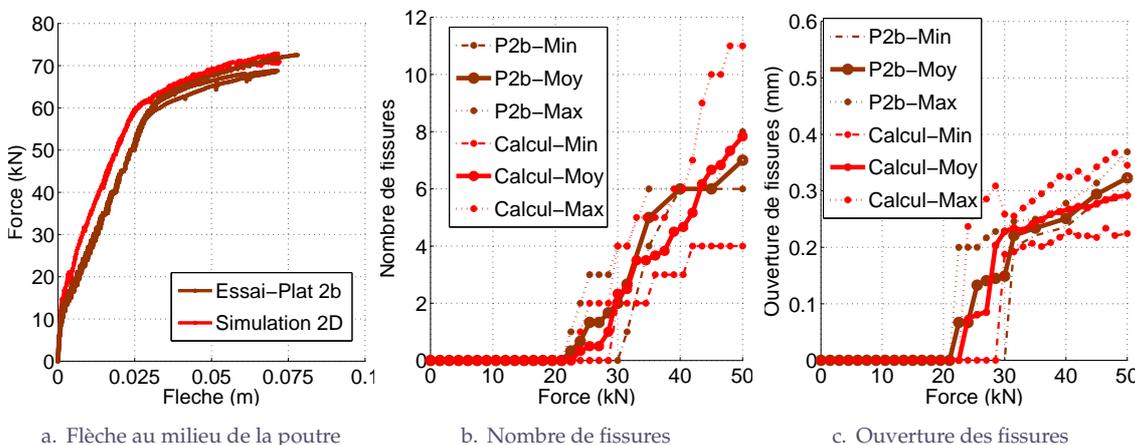


FIGURE 4.31 – Comparaison avec l’expérience (min-moy-max) des simulations 2D des poutres-dalles en flexion 3 points armées par des aciers plats 22,5 x 5 de définition 2bis

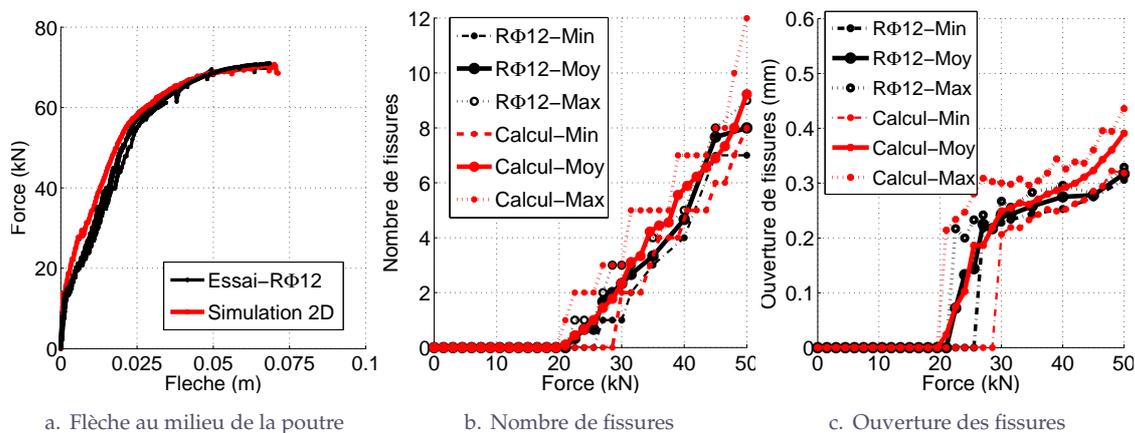


FIGURE 4.32 – Comparaison avec l’expérience (min-moy-max) des simulations 2D des poutres-dalles en flexion 3 points armées par des aciers ronds HA Φ12

Dans les FIGURES 4.30, 4.31, 4.32, sont respectivement présentées les comparaisons avec l'expérience des résultats de simulations 2D des poutres-dalles en flexion 3 points armées par des aciers plats (définition 1 et définition 2 bis) et des aciers ronds.

Ces comparaisons montrent clairement que les simulations numériques sont pertinentes pour simuler la réponse globale et donner des informations au niveau local du comportement des poutres-dalles. Les quelques différences, qui existent entre expérience et simulation numérique, peuvent être imputables :

- au fait que les simulations sont 2D et l'expérience 3D.
- la non prise en compte dans la simulation : d'une préfissuration des dalles due aux manipulations, aux retrais, au poids propre.

Les FIGURES 4.33, 4.34 présentent des exemples relatifs à l'état de fissuration simulé de la poutre-dalle en flexion 4 points renforcée par des aciers plats et ronds.

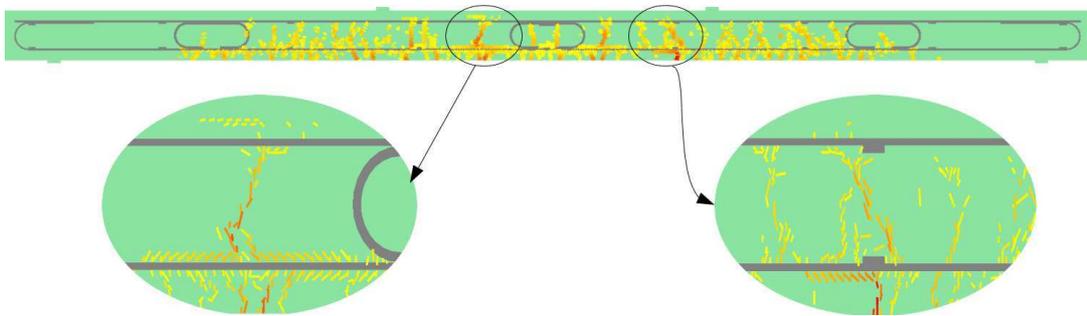


FIGURE 4.33 – Profil de fissuration d'une poutre-dalle armée par aciers plats à 70 kN

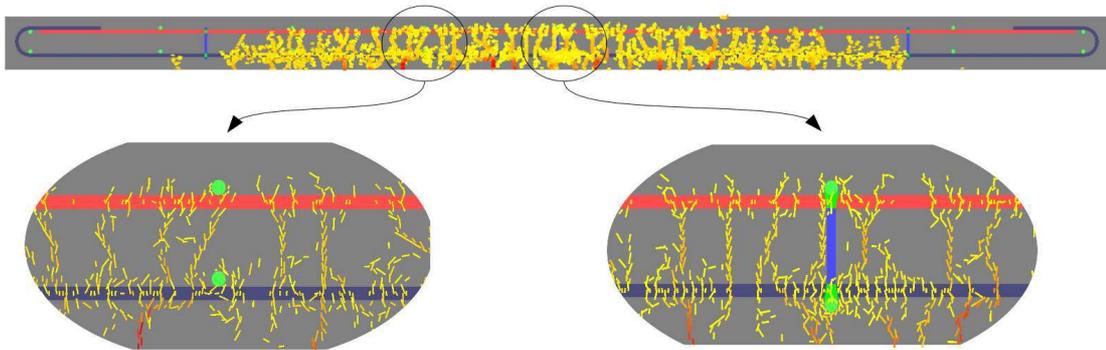


FIGURE 4.34 – Profil de fissuration d'une poutre-dalle armée par aciers ronds à 70 kN

Dans le cas des simulations 2D de la poutre avec les aciers ronds (FIGURE 4.34), une couche de béton est mise en place au niveau de l'acier rond jouant le rôle de "couche de béton de pontage". En effet, on a constaté que, dans certain cas de la modélisation 2D de la poutre armée par les aciers ronds, les fissures issues de la face inférieure de la poutre (zone tendue) ne peuvent plus traverser l'armature simulée par une plaque équivalente (PARAGRAPHE 3.4.3). La mise en place de cette couche favorise le développement de la fissure qui peut donc pouvoir ponter l'acier et aller plus loin. Pour les simulations des poutres avec les aciers plats, ce problème n'est pas très pénalisant du fait de la très faible épaisseur de la plaque équivalente.

### 4.5.3 Modélisation 3D des poutres-dalles en flexion

La méthodologie mise en œuvre pour les simulations en 3D est la même que celle relative aux simulations 2D. Les valeurs des paramètres des matériaux prises en compte dans les simulations sont présentées dans le TABLEAU 4.8. Le choix de modéliser explicitement l'interface acier-béton dans ces simulations nous a conduit à un maillage comportant un grand nombre de nœuds (160.000 éléments et 105.000 ddl) conduisant à un dépouillement de résultats plus délicat. Néanmoins, des informations intéressantes relatives au processus de dégradation de l'interface et de la fissuration du béton ont pu être obtenues. Il faut préciser que, dans ce paragraphe, seules les poutres armées par les aciers plats ont été modélisées en 3D.

La FIGURE 4.35 présente la courbe globale force-flèche des simulations 3D des poutres-dalles en flexion 3 points avec les aciers plats. Elle est comparée aux courbes obtenues avec la simulation 2D et avec l'expérience.

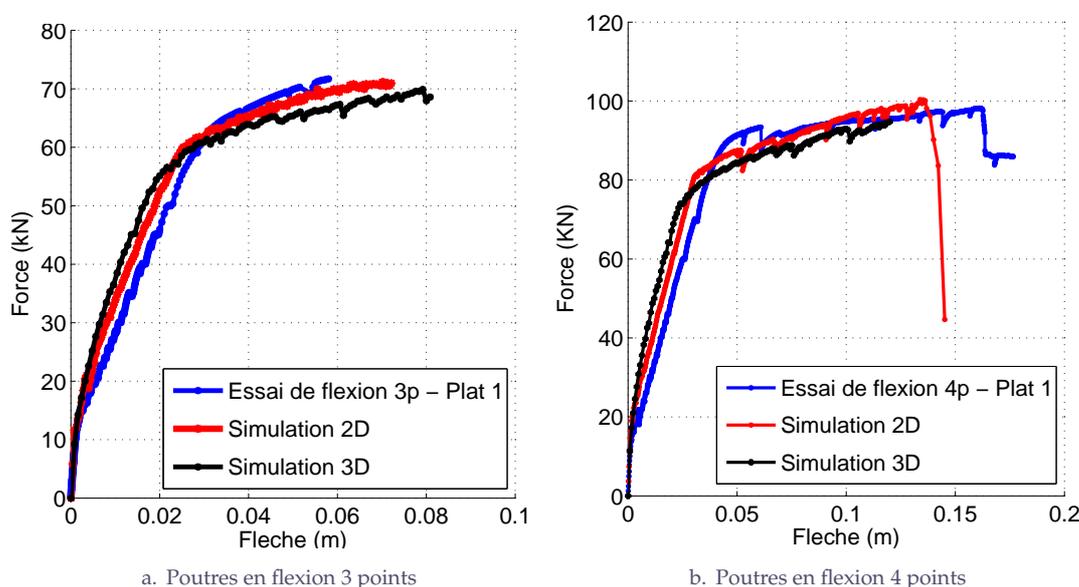


FIGURE 4.35 – Réponses globales des poutres renforcées par les aciers plats et sollicitées en flexion 3 et 4 points : simulation 2D - simulation 3D - expérience

La comparaison montre que les courbes sont très proches les unes des autres. Ceci démontre la pertinence de notre approche modélisatrice. On peut malgré tout souligner que, dans la phase de développement de la macrofissuration de flexion (deuxième pente élastique du comportement effort-flèche), le calcul 3D est un peu plus "raide" que le calcul 2D et s'éloigne un peu plus de la courbe expérimentale. Ce petit écart entre l'expérience et le calcul 3D peut avoir 2 causes principales :

- une fissuration initiale des poutres dans l'expérience : poids propre, retrait généré par des armatures, manipulations, ....
- des déplacements parasites lors des essais

Le fait que le calcul 2D soit plus proche de l'expérience durant cette phase peut s'expliquer par le fait qu'un calcul 2D est toujours plus "fragile" qu'un calcul 3D. Cette fragilité plus grande du calcul 2D peut conduire à une forme de compensation de la non prise en compte de la fissuration initiale de la poutre et de déplacements parasites.

Concernant les informations relatives à la fissuration, les simulations 3D sont, au regard du grand nombre d'éléments et d'un maillage assez compliqué, très difficiles à analyser (ce qui n'était pas le cas des essais tirant). Ainsi, on n'a pas pu calculer toutes les ouvertures de fissure. Nous avons simplifié l'analyse de cette fissuration de façon à être cohérent avec ce qui a été fait pour l'expérience. Ainsi, il a été choisi d'identifier les fissures et d'en calculer l'ouverture au niveau des coins (il y en a deux) de la face inférieure (FIGURE 4.37). Le nombre et l'ouverture des fissures sont calculés en faisant la moyenne du nombre et de l'ouverture de ces fissures au niveau de ces deux coins.

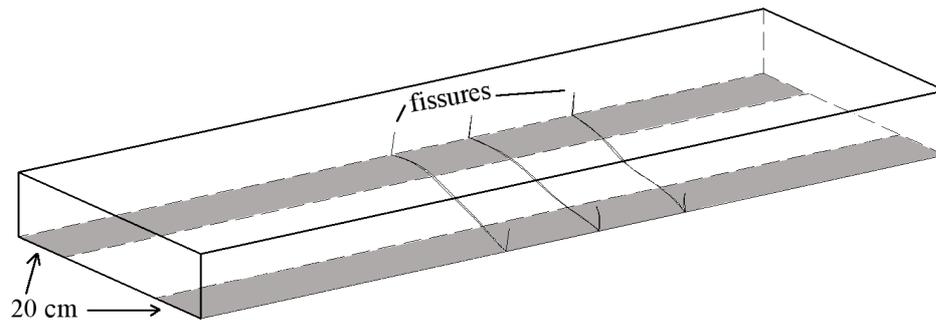


FIGURE 4.36 – Mesure de la fissuration dans les essais

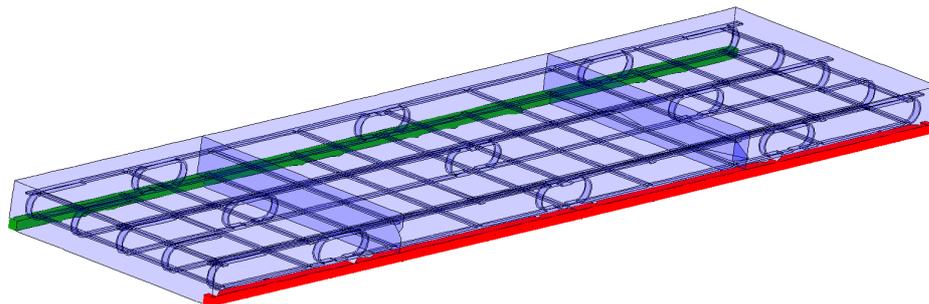


FIGURE 4.37 – Zone d'identification de la fissuration dans les simulations 3D (rouge et vert)

Dans les FIGURES 4.38 et 4.39, sont présentées les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques pour ce qui concerne les poutres-dalles en flexion 3 points armées par des aciers plats 22,5 x 5 de définition 1 et de définition 2 bis. Ces comparaisons sont faites en termes des valeurs moyennes (FIGURES 4.38a., 4.38b.) et de la dispersion (FIGURES 4.39a., 4.39b.).

En ce qui concerne le nombre de fissures (FIGURES 4.38a. et 4.39a.), on remarque que les fissures dans les simulations 3D apparaissent un peu plus tard que celles de l'expérience. Toutefois, la courbe du nombre de fissures rejoint celle de l'expérience quand l'effort est important. Concernant les courbes relatives à l'ouverture des fissures (courbes moyenne-minimale-maximale, FIGURES 4.38b. et 4.39b.), les résultats obtenus sont acceptables.

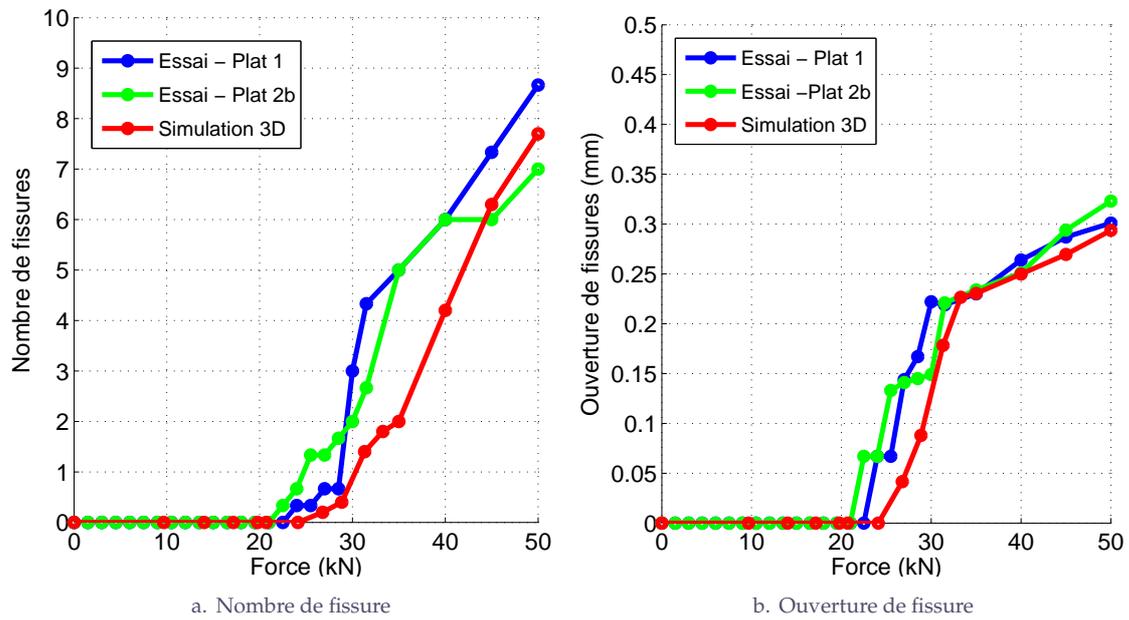


FIGURE 4.38 – Comparaison avec l'expérience des simulations 3D des poutres-dalles en flexion 3 points armées par des aciers plats 22,5 x 5 mm<sup>2</sup> (courbes moyennes)

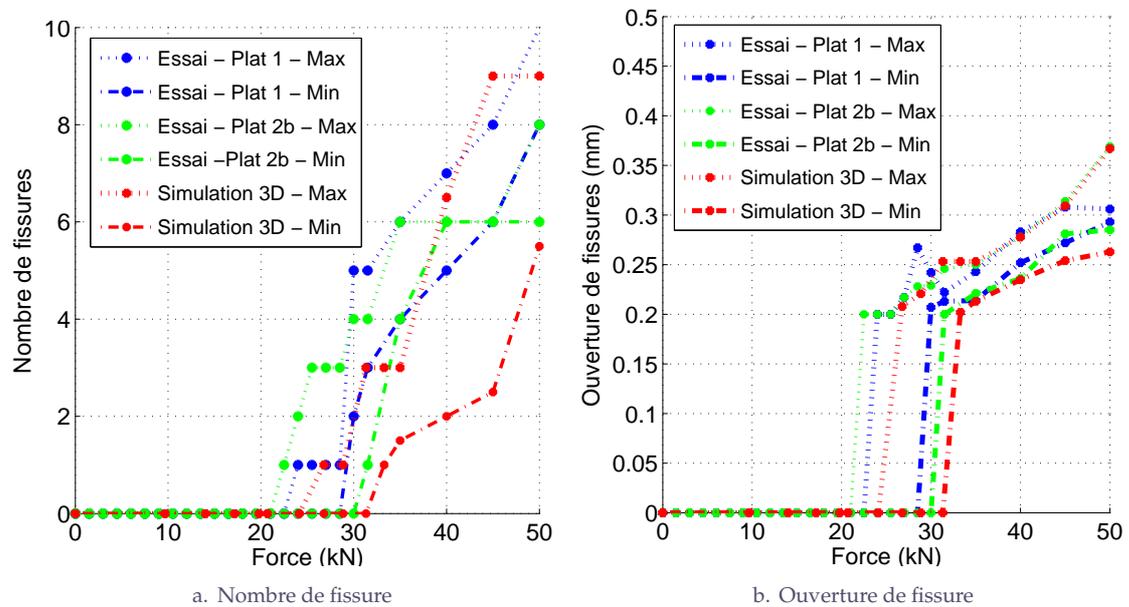


FIGURE 4.39 – Comparaison avec l'expérience des simulations 3D des poutres-dalles en flexion 3 points armées par des aciers plats 22,5 x 5 mm<sup>2</sup> (courbes minimales - maximales)

Les FIGURES 4.40 et 4.41 présentent un exemple de l'état de fissuration des poutres obtenu par l'expérience et par les simulations 2D et 3D. Ces figures montrent une bonne cohérence entre l'expérience et le calcul. Il faut noter que dans ces simulations numériques (FIGURES 4.41), toutes les fissures sont présentées. Tandis que dans les essais expérimentaux, seules les fissures visibles à la face extérieure ont été observées.

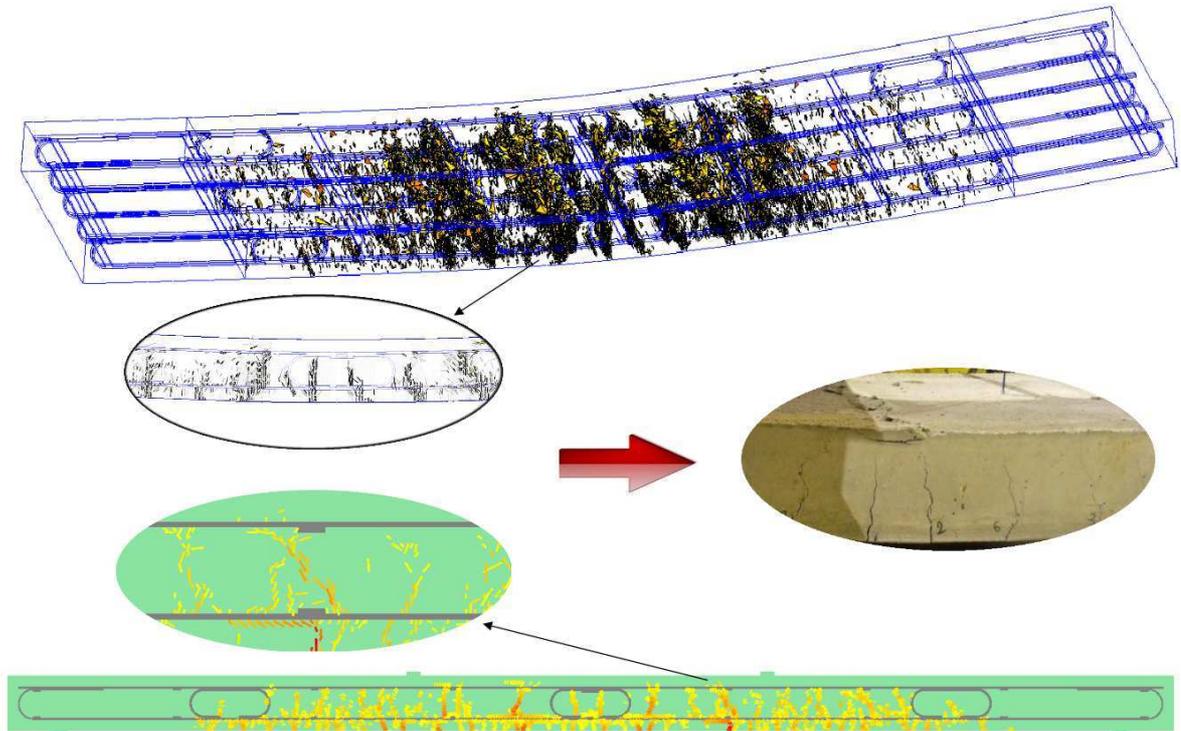


FIGURE 4.40 – Vue de côté d'une poutre fissurée (simulation 2D vs. simulation 3D vs. expérience)

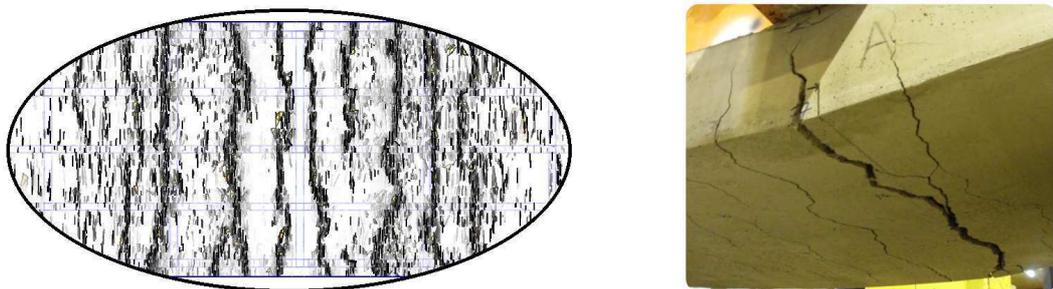


FIGURE 4.41 – Vue de la face inférieure d'une poutre fissurée - Simulation 3D (dernier pas de calcul) vs. expérience (un exemple de la fissuration)

Les contraintes calculées le long d'une armature de renforcement pour différents niveaux de charges traduisent le mécanisme de plastification de l'armature (FIGURES 4.43, 4.44). La zone plastique est située au centre de la poutre et se propage vers les extrémités. Ce mécanisme est caractéristique de ce type d'élément de structure chargé en flexion.

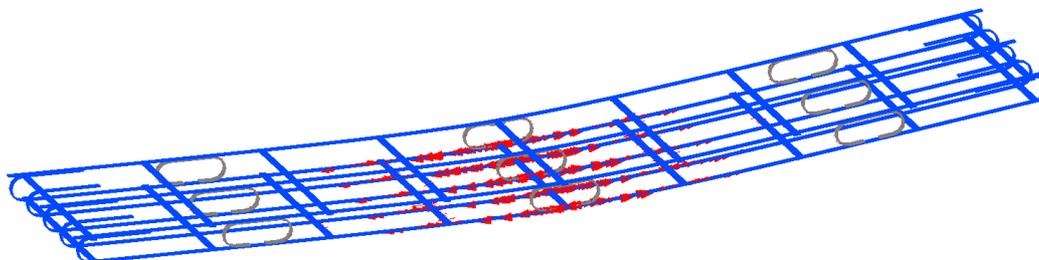


FIGURE 4.42 – Etat de contraintes dues à la flexion dans les barres plates

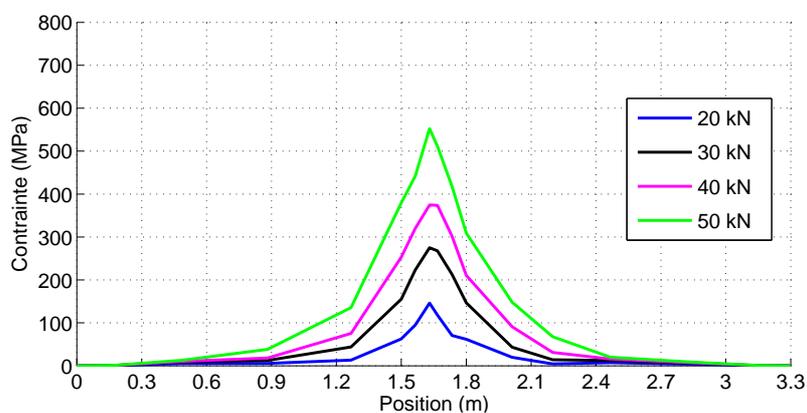


FIGURE 4.43 – Contraintes le long d'une armature de la poutre sollicitée en flexion 3 points (enveloppe)

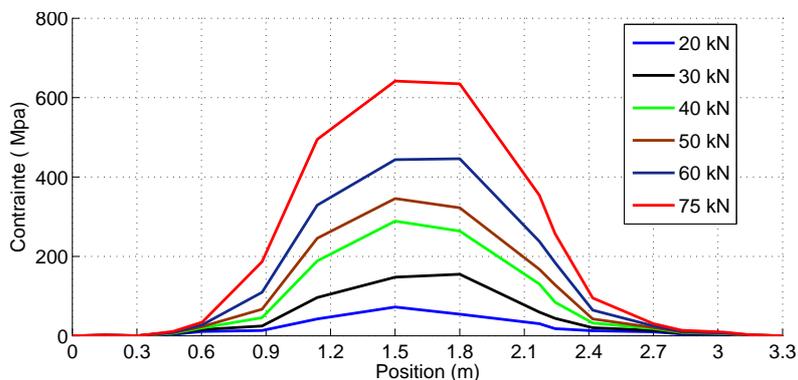
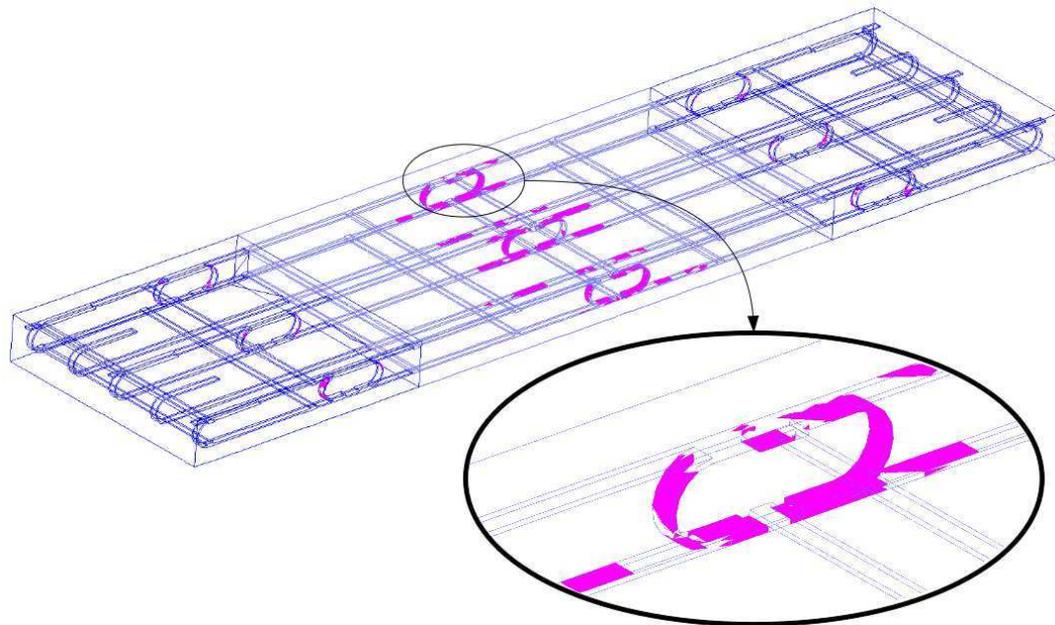
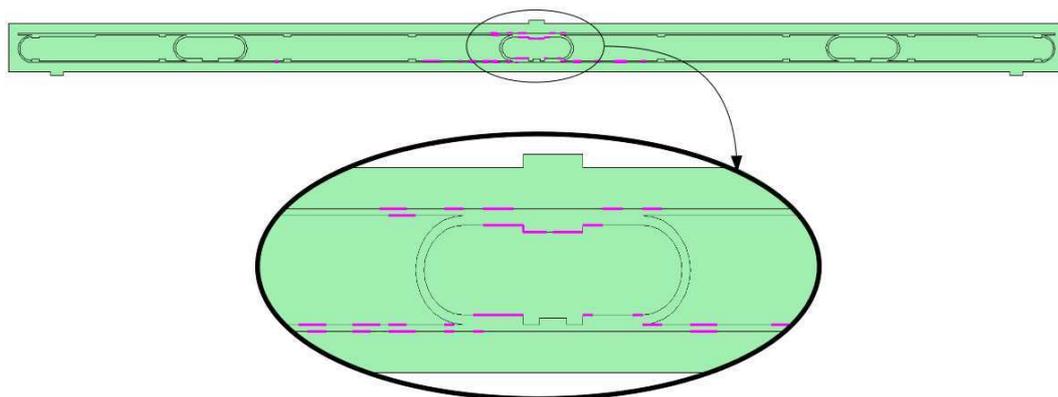


FIGURE 4.44 – Contraintes le long d'une armature de la poutre sollicitée en flexion 4 points (enveloppe)

Les FIGURES 4.45a., 4.45b. présentent les profils de dégradation de l'interface dans le cas de la modélisation 2D et 3D d'une poutre en flexion 3 points renforcée par aciers plats. Les processus de dégradation de l'interface se produisent principalement dans la phase de plastification des armatures. Les deux simulations 2D et 3D donnent presque le même résultat (FIGURES 4.45a. et 4.45b.). La zone de l'interface la plus dégradée (les traits et les zones en rose) se situe dans la partie tendue de la poutre, dans la zone centrale où le moment de flexion est le plus important. Ceci est logique car dans cette partie, la flexion de la poutre conduit à une flèche élevée et un grand déplacement relatif entre l'acier et le béton.



a. Simulation 3D



b. Simulation 2D

FIGURE 4.45 – Profil de dégradation de l'interface relatif d'une poutre en flexion 3 points renforcée avec les aciers plats (au dernier pas de calcul  $\sim 70$  kN)

## 4.6 Conclusions

Dans ce chapitre, on présente, tout d'abord, les essais de poutres-dalles en flexion 3 points et 4 points. Ces poutres sont renforcées par des aciers plats crantés  $22,5 \times 5 \text{ mm}^2$  et les aciers ronds HA  $\Phi 12$  équivalents. Le dimensionnement des poutres avec les aciers plats est adopté identiquement à celui pour les aciers ronds au travers des normes de calcul EN 1992-1. En utilisant les aciers plats, on évite d'utiliser des épingles (construction de la cage d'armatures), ce qui permet de réduire l'épaisseur de la poutre-dalle (15 cm par rapport 16 cm pour les poutres renforcées les aciers ronds). Ces poutres sont ensuite modélisées numériquement. Les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier sont obtenues à partir des essais sur éprouvette (essai de compression, essai de traction). Quant à l'interface acier-béton, les valeurs des paramètres de son comportement sont récupérées à partir des études paramétriques présentées dans le chapitre précédent.

La comparaison entre les résultats expérimentaux et les calculs numériques a mis en évidence leur bonne concordance que ce soit vis-à-vis du comportement global des poutres ou vis-à-vis de leur processus de fissuration (nombre, ouverture des fissures). Cette concordance permet de proposer les conclusions suivantes :

La capacité portante de la poutre armée par les aciers ronds est très légèrement supérieure à celle armée par les aciers plats. Cette très faible différence s'explique par le fait que la poutre armée par les aciers ronds a 1 cm de plus en hauteur que la poutre armée par les aciers plats. La poutre armée par les aciers plats a un comportement significativement plus ductile que la poutre armée par les aciers ronds (comportement à l'ultime). Ceci s'explique par le fait que les fissures relatives à la poutre armée par les aciers plats sont légèrement plus nombreuses et plus fines que celles relatives à la poutre armée par les aciers ronds.

En conséquence, il peut être avancé que dans le cadre de cette étude, les poutres armées par les aciers plats ont un comportement mécanique similaire ou meilleur que celles armées par les aciers ronds, ceci pour les nuances d'acier étudiées. Cette amélioration est obtenue tout en diminuant le volume total de béton utilisé.

Il apparaît clairement que les aciers plats crantés sont compatibles avec les Eurocodes pour ce qui concerne les aspects mécaniques.

Le couplage entre le modèle macroscopique de fissuration et le modèle d'interface local dans le cadre de la modélisation des poutres-dalles est efficace. Il a permis de correctement représenter le comportement global (force-flèche) de la poutre et son processus de fissuration.

Les valeurs des paramètres du comportement de l'interface obtenues par méthode inverse à partir des essais de tirant peuvent être considérées comme acceptables. L'utilisation de ces valeurs dans la modélisation des poutres-dalles donne des informations concordantes avec l'expérience.

## Chapitre 5

# Conclusions globales et Perspectives

Cette étude porte sur le sujet "Modélisation numérique de l'interface acier-béton : Application au comportement des structures en béton renforcées par des aciers plats crantés" et s'est intéressée particulièrement au problème d'interface acier plat/béton. La contribution de cette étude s'est focalisée sur quatre parties :

**La première partie** a été dédiée à la présentation des problématiques industrielles et scientifiques.

Les avantages relatifs à l'utilisation des aciers plats dans les éléments de structure ont été évoqués.

**La deuxième partie** a été consacrée à la présentation générique des travaux expérimentaux réalisés dans la littérature. L'objectif de cette partie était comprendre les mécanismes intrinsèques de l'interface. Les modèles numériques les plus représentatifs des travaux ont été également présentés.

**La troisième partie** présente, dans un premier temps, les modèles probabilistes de fissuration du béton et le modèle d'interface local. Dans un deuxième temps, la méthode d'identification des valeurs des paramètres du modèle d'interface a été présentée.

**La quatrième partie** a consisté à valider le modèle d'interface proposé. Les valeurs des paramètres du comportement de l'interface identifiées par analyse inverse sont introduites dans les simulations d'éléments de structures. La validation a été réalisée dans l'objectif de bien identifier le comportement global et d'obtenir des informations sur la fissuration.

L'évaluation des éléments de structures renforcés par aciers plats est la problématique étudiée depuis plusieurs années par l'entreprise MATIERE®. L'utilisation des aciers plats présente quelques points avantageux par rapport à des aciers ronds. Un des points le plus important est que l'utilisation des aciers plats permet d'économiser la matière en terme de béton et d'acier.

Dans le cadre de cette thèse, une étude expérimentale et une étude numérique (modélisation par la méthode des éléments finis) ont été menées en parallèle et de manière coordonnée. L'étude expérimentale réalisée entièrement au sein de Polytech' Clermont-Ferrand a consisté en des essais tirant et des essais de flexion sur des poutres dalles. Les tirants aussi bien que les poutres dalles ont été renforcés respectivement par des aciers ronds HA et des aciers plats adhérents. Pour ce qui concerne l'étude numérique, elle a été réalisée au sein de l'IFSTTAR. Des modèles probabilistes de fissuration discrète et macroscopique ont été utilisés pour le béton. Ce type de modèle développé par le passé au sein de l'IFSTTAR a déjà fait l'objet de validations lors d'études antérieures. Des modèles d'interface acier/béton ont été tout spécialement proposés et développés dans le cadre de

la thèse. Seuls les paramètres du modèle d'interface local relatifs respectivement aux aciers plats et à l'acier rond ont été déterminés par analyse inverse à partir des résultats obtenus sur lors des essais tirants. En utilisant la modélisation de la fissuration du béton et celle relative à l'interface acier/béton (évoquées ci-dessus), les essais de flexion ont été modélisés. La pertinence des développements réalisés jusqu'ici peut être améliorée en considérant plusieurs perspectives de travail. Ces dernières peuvent être classées en deux catégories : d'une part les perspectives liées au cadre de comportement développé et, d'autre part, les perspectives liées à la détermination des ouvertures de fissures.

La comparaison entre les résultats expérimentaux et les calculs numériques a mis en évidence leur très bonne concordance que ce soit vis-à-vis du comportement global des poutres que vis-à-vis de leur processus de fissuration (nombre, espacement, ouverture des fissures). Cette cohérence entre l'expérimental et la modélisation permet de proposer les conclusions suivantes :

- Les éléments de béton (tirants et poutres-dalles) renforcés par aciers plats présentent un comportement élastique équivalent et un meilleur comportement ultime avec une grande ductilité à rupture par rapport à ceux renforcés avec les aciers ronds. En ce qui concerne l'étude du comportement fissurant du béton armé d'aciers plats, les résultats des essais sur tirants n'ont pas fait apparaître une nette amélioration du point de vue des ouvertures de fissures. Par contre, dans l'étude concernant le comportement des poutres-dalles, les résultats en terme d'ouvertures maximales de fissure sont un peu plus favorables aux aciers plats. Ces résultats montrent que ces nouveaux aciers ne pénalisent pas le béton armé sur le plan de la fissuration. En général, les aciers plats travaillent plus tôt et un peu mieux que les aciers ronds vis-à-vis de la fissuration de flexion, ceci au regard des deux types de configuration de renforcement concernées.
- Pour une même section d'aciers plats, on pourrait donc réduire davantage l'épaisseur de béton de la dalle. Le bras de levier entre le béton comprimé et la section d'acier tendue serait certes diminué mais il serait compensé par la meilleure résistance élastique des aciers plats. L'économie de béton sur des éléments d'épaisseur comprise entre 15 cm et 20 cm pourrait donc être voisine de 10%.
- L'analyse inverse utilisée dans le cadre de la thèse est pertinente pour identifier le comportement de l'interface acier-béton. Elle permet d'accéder à toutes les informations globales et locales (processus de la fissuration).
- On possède actuellement un modèle numérique simple et efficace pour modéliser des problèmes de fissuration du béton armé. Ce modèle tient compte des mécanismes physiques tels que le glissement relatif avec frottement au niveau des interfaces acier-béton.

Certaines perspectives pouvant être proposées quant à des études faisant suite aux travaux de thèse présents :

- Aspect industriel :
  - ◊ Quelques types d'acier plat ont été proposés dans le cadre de la thèse. L'utilisation de ces aciers dans les structures en béton ont donné des résultats équivalents voire un peu meilleur que les aciers ronds. L'intérêt ensuite est, par les simulations numériques, d'étudier les différentes géométries de crantages proposées par la société MATIERE® afin de trouver les configurations optimales qui donnent en même temps un comportement global équivalent et une bonne distribution des fissures par rapport aux aciers ronds. Ceci permettrait d'économiser de coûteuses campagnes expérimentales.
  - ◊ Il est nécessaire de réaliser quelques essais complémentaires, il serait possible de constituer

un ensemble de relations entre les paramètres du modèle qui seraient alors aisément déterminables à partir d'un seul essai de caractérisation.

- Aspect scientifique : Bien que les résultats numériques sur les éléments structuraux en béton armé donnent des résultats comparables à l'expérience, les temps de calcul sont encore trop longs. On peut proposer comme perspective possible pour cette thèse l'idée d'un modèle d'interface approprié pour la modélisation des structures en béton armé à l'échelle macroscopique, le but étant de réduire la taille du problème étudié en enlevant les éléments d'interface. Ceci permettrait de réaliser des calculs sur des structures complexes et de grandes dimensions.

Dans cette proposition, l'interface acier-béton n'existerait plus explicitement. Son comportement pourrait alors être directement pris en compte dans le comportement des éléments massifs de béton qui entourent l'acier. La rupture de ces éléments pourrait se faire soit en traction (comportement du béton) soit en cisaillement (comportement de l'interface). Les critères seraient vérifiés au centre de gravité des éléments. Le premier des deux critères atteint dominerait l'autre. La prise en compte du comportement de l'interface au sein de ces éléments pourrait tenir compte d'un paramètre important correspondant à la distance entre l'acier et le centre de gravité de l'élément voisin. Ce paramètre permettrait de pondérer, en quelque sorte, l'impact de l'interface en fonction de la taille de l'élément voisin.

L'enjeu important de la modélisation numérique dans le domaine du Génie Civil est de faire en sorte de pouvoir modéliser le comportement de structures complètes. Il faut donc véritablement mettre l'accent sur des outils numériques qui restent pertinents et robustes pour envisager des calculs à cette échelle.



## Annexe A

# Calcul prédictif selon l'Eurocode 2

### A.1 Moment de première fissuration

La résistance des matériaux permet de calculer le moment de première fissuration, mais on ne peut pas savoir ensuite où les fissures apparaissent, du fait de l'hétérogénéité des matériaux. La première fissure apparaît au moment où la fibre tendue atteint la contrainte limite en traction du béton. Le moment de première fissuration théorique  $M_f^{th}$  est donné par la formule suivante :

$$M_f^{th} = \frac{I_1}{v} f_{ctm} \quad (\text{A.1})$$

- où  $f_{ctm}$  est la résistance moyenne en traction du béton  
 $v$  est la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue  
 $I_1$  est l'inertie de la section équivalente au béton avant fissuration

L'inertie théorique  $I_1^{th}$  avant fissuration est calculée par :

$$I_1^{th} = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + \alpha_E[A_s(y_g - d)^2 + A'_s(y_g - d')^2] \quad (\text{A.2})$$

- où  $b$  est la largeur de la poutre  
 $h$  est la hauteur  
 $y_g$  la position de l'axe neutre par rapport à la fibre comprimée avant fissuration  
 $A_s$  la section d'acier côté fibre tendue  
 $A'_s$  la section d'acier côté fibre comprimée  
 $d$  le bras levier des aciers tendus, par rapport à la fibre la plus comprimée  
 $d'$  le bras levier des aciers comprimés, par rapport à la fibre la plus comprimée  
 $\alpha_E$  le rapport des modules d'élasticité longitudinale de l'acier,  $E_s/E_c$

La détermination du moment de première fissuration permet d'identifier la charge appliquée correspondante. Il faut cependant retirer le moment induit par le poids propre de la poutre.

$$M_f^{th} = M_{pp}^{th} + M_{Q,f}^{th} \quad (\text{A.3})$$

Le moment induit par le poids propre :

$$M_{pp}^{th} = \frac{\gamma_c b h L^2}{8} \quad (\text{A.4})$$

avec  $h$  est la hauteur de la poutre,  
 $b$  est sa largeur,  
 $L$  est la longueur entre appuis,  
 $\gamma_c = 23 \sim 24$  est la masse volumique du béton armé en  $kN/m^3$

$M_{Q,f}^{th}$  est le moment dû aux charges d'exploitation et est égal à  $Fd/2$ , avec  $d$  la distance entre l'appuis et le point d'application de la charge le plus proche.

## A.2 Moment limite élastique

Le moment limite élastique correspond au passage dans le domaine plastique d'un des deux matériaux constitutifs d'une pièce en béton armé, soit les armatures sont sollicitées à leur limite élastique soit le béton travaille à un niveau de contrainte équivalent à 60% de la résistance en compression (au delà le béton n'est plus un matériau élastique linéaire).

Le moment limite élastique  $M_{el}^{th}$  de la pièce est donc :

$$M_{el}^{th} = \min(M_b^{th}, M_s^{th}) \quad (A.5)$$

où  $M_b^{th}$  moment limite élastique du béton  
 $M_s^{th}$  moment limite élastique de l'acier

Dans l'équation A.5, les valeurs de ces moments sont exprimées par :

$$M_b^{th} = \frac{0.6f_{cm}I_2}{y_{G,f}} \quad \text{et} \quad M_s^{th} = \frac{f_e I_2}{\alpha_E(d - y_{G,f})} \quad (A.6)$$

L'inertie après fissuration  $I_2^{th}$  est déterminée par la fonction :

$$I_2^{th} = \frac{by_{G,f}^3}{3} + \alpha_E[A_s(y_{G,f} - d)^2 + A'_s(y_{G,f} - d')^2] \quad (A.7)$$

$y_{G,f}$  est la position de l'axe neutre de la section fissurée, par rapport à la fibre la plus comprimée.

$$y_{G,f} = \frac{\alpha_E(A_s + A_{s'})}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b}{\alpha_E} \frac{A_s d + A_{s'} d'}{A_s + A_{s'}}} \right] \quad (A.8)$$

## A.3 Moment limite ultime

Le moment limite ultime correspond au moment pour lequel tous les matériaux sont plastifiés. Afin de le déterminer, on utilise l'équation d'équilibre de la section de l'élément considéré :

$$N_{bc} = N_s \quad \text{et} \quad M_{bc} = M_u \quad (A.9)$$

où  $N_{bc}$  est l'effort normal de compression  
 $N_s$  l'effort normal de traction dans les aciers côté fibre tendue  
 $M_{bc}$  le moment de la zone comprimée de béton par rapport à l'axe des aciers  
 $M_u$  le moment ultime de la section considérée

$$\begin{aligned}
 N_{bc} &= 0.8y_u b \sigma_{bc} \\
 N_u &= A_s \sigma_s \\
 M_{bc} &= (d - 0.4y_u) 0.8y_u \sigma_u
 \end{aligned}
 \tag{A.10}$$

avec  $y_u$  la position de l'axe neutre à l'état limite ultime

$\sigma_u$  la contrainte dans le béton au niveau de la fibre extrême comprimée

$\sigma_s$  la contrainte au niveau de l'acier tendu

La déformation élastique et la déformation élastique limite de l'acier est définie par :

$$\epsilon_s = \frac{d - y_u}{y_u} \epsilon_{bc} \tag{A.11}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{R_s}{E_s} \tag{A.12}$$

En faisant l'équilibre de la section en effort normal (dans cet état  $\sigma_s = R_s$ ), on peut calculer  $y_u$  :

$$y_u = \frac{N_s}{b\sigma_{bc}} = \frac{A_s R_s}{b\sigma_{bc}} \tag{A.13}$$

Toutes ces formules permettent d'obtenir les résistances théoriques des poutres d'essais en fonction des caractéristiques des matériaux.

## A.4 Espacement et ouverture des fissures

Selon l'Eurocode 2, le critère d'ouverture maximale des fissures en service est décrit dans le Tableau ci-dessous :

Classe d'exposition	Élément en béton armé et éléments en béton précontraint à armatures non adhérentes	Éléments en béton précontraint à armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente des charges	Combinaison fréquente des charges
X0, XC1	0.4 <sup>1</sup>	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Décompression

NOTE 1 Pour les classes d'exposition X0, XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité et cette limite est fixée pour garantir un aspect acceptable. En l'absence de conditions sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte.

NOTE 2 Pour les classes d'exposition, en outre, il convient de vérifier la décompression sous la combinaison quasi-permanente des charges.

TABLE A.1 – Critères d'ouverture des fissures selon l'Eurocode 2

Dans le cas courant, cette valeur limite est  $w_k = 0.3$  mm. On peut également calculer l'ouverture des fissures à partir de la formule :

$$w_k = S_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \tag{A.14}$$

### A.4.1 Cas du tirant centré

- $S_{r,max}$  est l'espacement maximal des fissures, et dépend des conditions d'adhérence, du diamètre des armatures et de leur espacement. Dans le cas où l'espacement entre les armatures (10 cm - largeur de l'éprouvette) est inférieur à  $5(c + \Phi/2)$  ( $c$  étant l'enrobage et  $\Phi$  le diamètre de l'armature), dans notre cas 25 cm pour  $\Phi 10$  et  $\Phi 12$ , la formule suivante est donc appliquée :

$$S_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}} \quad (\text{A.15})$$

avec :

- ◇  $c$  l'enrobage = 45 mm dans le cas  $\Phi 10$  et 44 mm dans le cas  $\Phi 12$
- ◇  $k_1 = 0.8$  pour les armatures HA et 1.6 pour les armatures lisses
- ◇  $k_2 = 1$  en traction simple
- ◇  $k_3 = 3.4 \times (25/c)^{2/3} = 2.3$  (si l'enrobage  $\geq 25$ cm, annexe nationale)
- ◇  $k_4 = 0.425$  (annexe nationale)
- ◇  $\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$ , avec  $A_{c,eff}$  l'aire du béton effective autour des armatures tendues, soit la section entière dans notre cas (symétrie).

Donc, l'espacement maximal pour l'acier rond  $\Phi 10$  est  $S_{r,max} = 531\text{mm}$  et celui pour l'acier rond  $\Phi 12$  est  $S_{r,max} = 458\text{mm}$  pour .

- La déformation moyenne entre l'armature et le béton :

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} (\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_E \times \rho_{p,eff})) \quad (\text{A.16})$$

où,  $k_t = 0.4$  dans le cas d'un chargement longue durée et 0.6 dans le cas d'un chargement courte durée,  $\alpha_E = E_s/E_{cm}$ , et  $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ . Il existe également une condition puisque dans tous les cas :

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.6 \frac{F}{A_s E_s} \quad (\text{A.17})$$

Comme l'ouverture maximale des fissures est égale au produit de l'espacement maximal et de la déformation moyenne, ces valeurs théoriques peuvent être ainsi calculées.

### A.4.2 Cas du tirant non centré

Dans le cas des tirants non centrés, l'espacement entre les armatures est toujours considéré égal à 10 cm (largeur du tirant). Dans le cas d'un excentrement de 1cm de l'acier. Cette valeur est inférieure à  $5(c + \Phi/2) = 5 \times (3.5 + 1/2) = 20$  cm. Il faut donc encore utiliser la formule A.18.

Avec :

- ◇  $k_2 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2\epsilon_1}$  (en traction excentrée)
- ◇  $\epsilon_1$  est la plus grande et  $\epsilon_2$  la plus petite déformation de la fibre extrême en traction (la section étant supposée fissurée)
- ◇  $k_3 = 3.4$
- ◇  $\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$ , avec  $A_{c,eff}$  l'aire du béton effective autour des armatures tendues, soit la section de  $100 \times \min [2.5 \times (h-d), h/2] = 5000 \text{ mm}^2$ .

L'espace maximal dans le cas d'un tirant armé par acier rond  $\Phi 10$  est donc :

$$S_{r,max} = 3.4 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}} = 222 \text{ mm} \quad (\text{A.18})$$

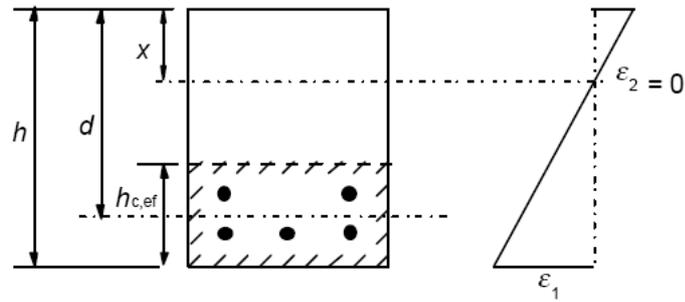


FIGURE A.1 – Détermination de la section effective autour des armatures tendues [1]



## Annexe B

# Résultats expérimentaux sur l'essai de tirant



FIGURE B.1 – Essai de tirant

La FIGURE B.2 présente toutes les informations ayant trait à l'acier plat  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$  (équivalent d'un rond HA  $\Phi 10$ ) relatif à la première campagne d'essai. La méthode de dépouillement est celle exposée dans le paragraphe C.1. Les résultats sont présentés en terme de valeur moyenne et de dispersion (valeur minimale-maximale) relatives à tous les essais.

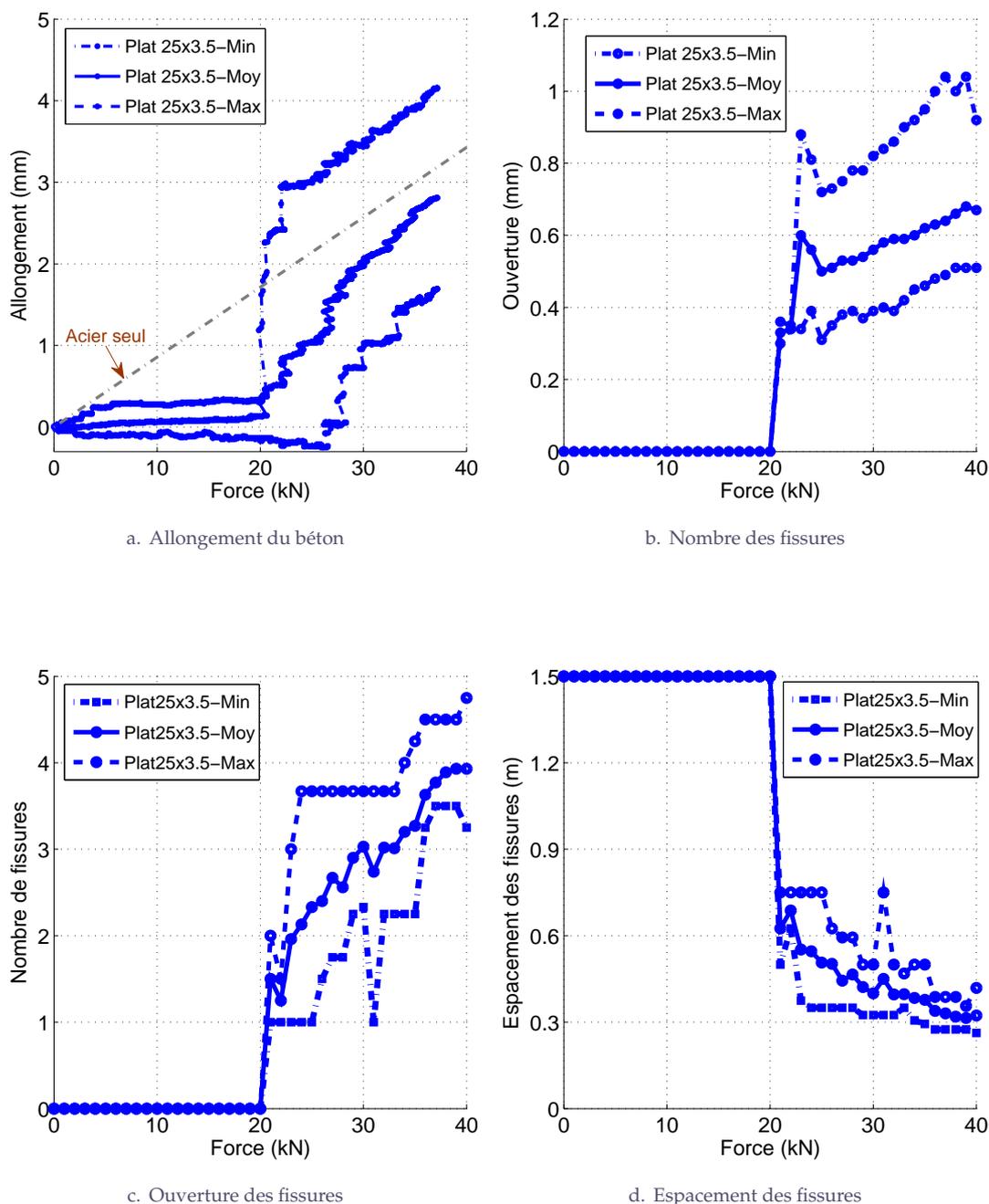


FIGURE B.2 – Informations globales (force-allongement) et locales (ouverture, nombre, espacement des fissures) relatives aux essais de tirant réalisés avec les aciers plats  $25 \times 3,5 \text{ mm}^2$

La FIGURE B.3 présente toutes les informations ayant trait à l'acier rond HA  $\Phi 10$  utilisé lors des essais de tirant de la première campagne.

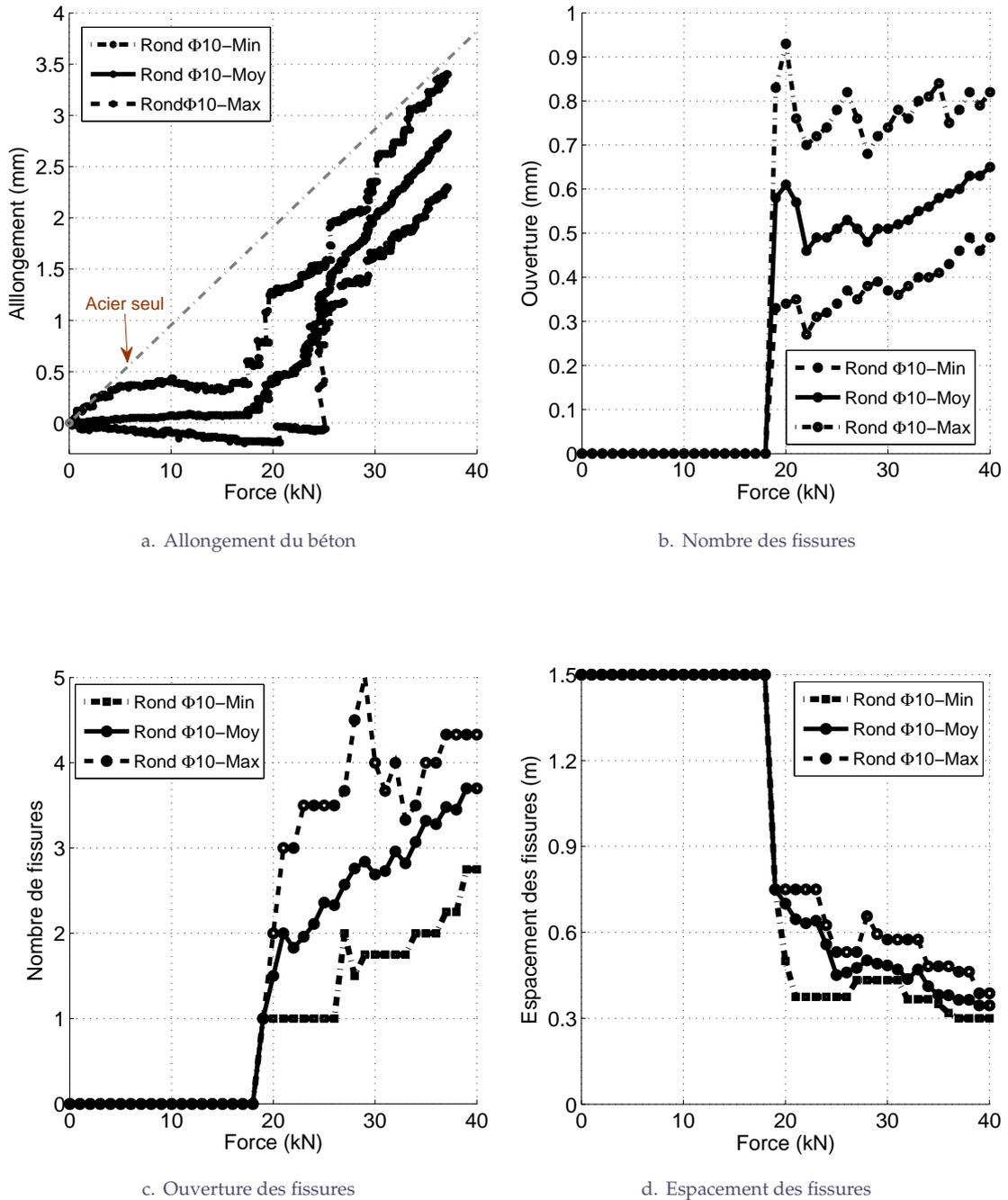


FIGURE B.3 – Informations globales (force-allongement) et locales (ouverture, nombre, espacement des fissures) relatives aux essais de tirant avec les aciers ronds HA  $\Phi 10$

La FIGURE B.4 présente toutes les informations ayant trait à l'acier plat 22,5 x 5 mm<sup>2</sup> de définition 1 (équivalent du rond HA  $\Phi 12$ ) de la deuxième campagne d'essai.

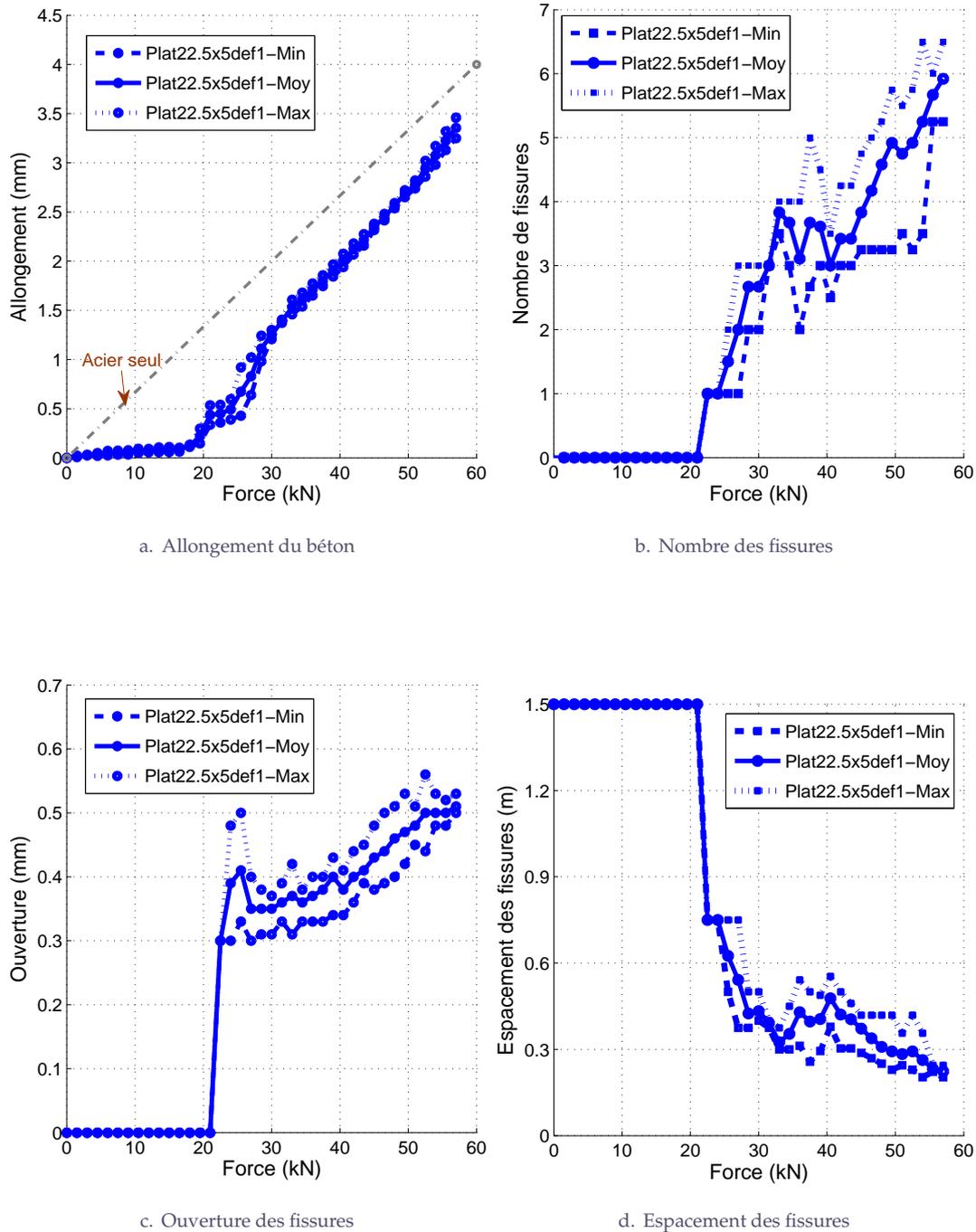


FIGURE B.4 – Informations globales (force-allongement) et locales (ouverture, nombre, espacement des fissures) relatives aux essais de tirant réalisés avec les plats 22,5 x 5 de définition 1

La FIGURE B.5 présente toutes les informations ayant trait à l'acier plat 22,5 x 5 mm<sup>2</sup> de définitions 2bis (équivalent du rond HA  $\Phi 12$ ) de la deuxième campagne d'essai.

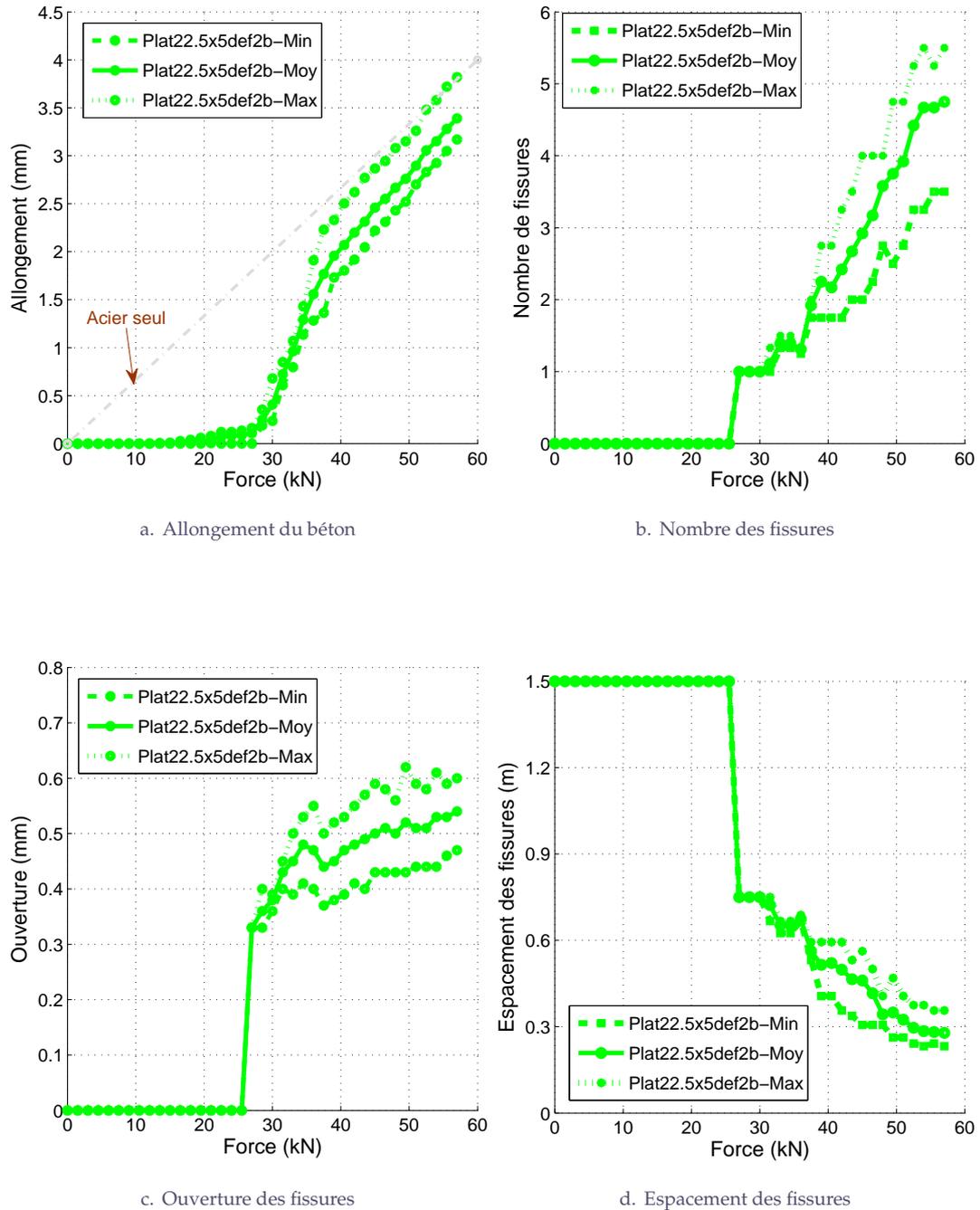


FIGURE B.5 – Informations globales (force-allongement) et locales (ouverture, nombre, espacement des fissures) relatives aux essais de tirant réalisés avec les aciers plats 22,5 x 5 de définition 2b

La FIGURE B.6 présente toutes les informations ayant trait à l'acier rond HA  $\Phi 12$  de la deuxième campagne d'essai.

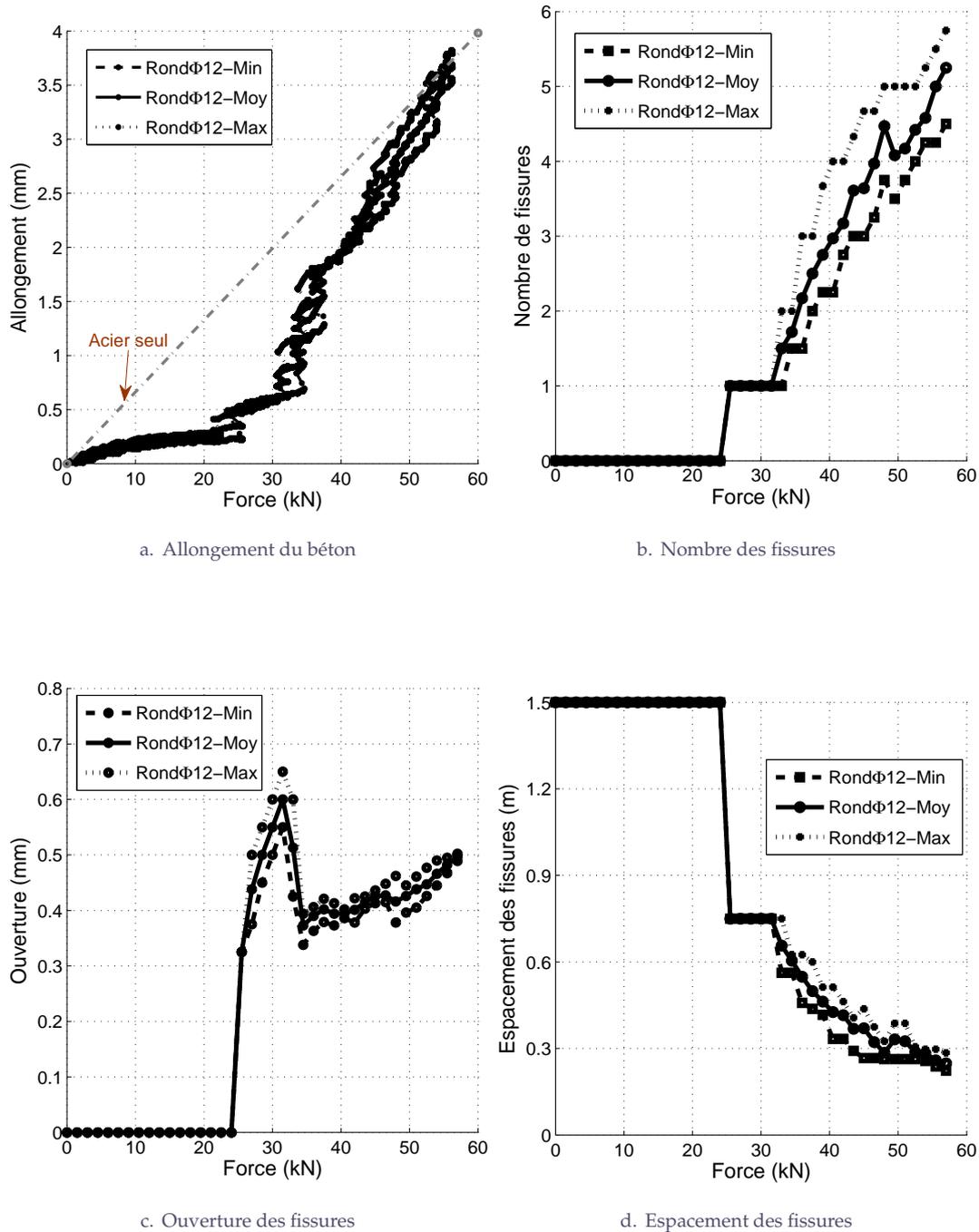


FIGURE B.6 – Informations globales (force-allongement) et locales (ouverture, nombre, espacement des fissures) relatives aux essais de tirant réalisés avec les aciers ronds HA  $\Phi 12$

## Annexe C

# Méthode d'analyse des résultats

### C.1 Méthode d'analyse des résultats expérimentaux

Cette partie résume la méthode de dépouillement des résultats expérimentaux. Le TABLEAU C.1 présente les paramètres retenus pour analyser les essais et les calculs aux niveaux global et local.

Chaque paramètre est enregistré en fonction du niveau de charge appliqué. Le paragraphe suivant décrit comment les paramètres sont obtenus durant les essais :

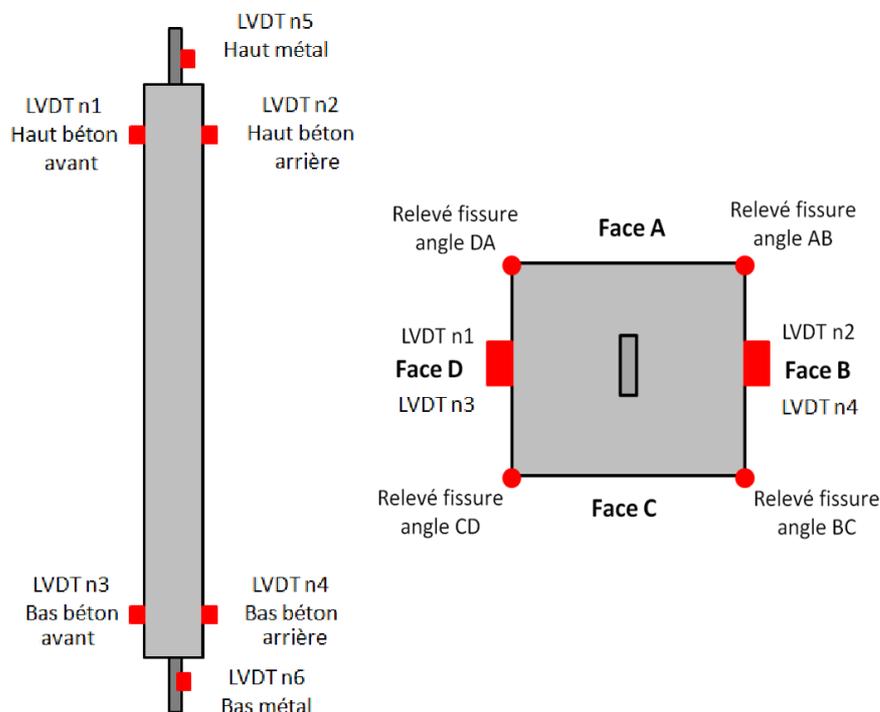


FIGURE C.1 – Positionnement des dispositifs expérimentaux

#### Détermination de l'allongement moyen sur le béton :

- L'allongement sur le béton est donné par la mesure des capteurs de déplacement LVDT qui

sont placés sur les faces du tirant au moment de l'essai.

- Dans la FIGURE C.1, les valeurs suivantes doivent être enregistrées :
  - déplacement du béton en haut sur la face avant (LVDT 1 - face D) :  $\delta_1$
  - déplacement du béton en haut sur la face arrière (LVDT 2 - face B) :  $\delta_2$
  - déplacement du béton en bas sur la face avant (LVDT 3 - face D) :  $\delta_3$
  - déplacement du béton en bas sur la face arrière (LVDT 4 - face B) :  $\delta_4$
- L'allongement moyen final est ensuite obtenu en faisant la moyenne des allongements mesurés sur deux faces B et D.

$$\delta = \frac{1}{2}[(\delta_1 - \delta_3) + (\delta_2 - \delta_4)] \quad (\text{C.1})$$

	Expérience	Modélisation 2D	Modélisation 3D
Allongement relatif	Moyenne sur les faces B et D	Moyenne sur les faces supérieures et inférieures	Moyenne sur les faces B et D
Nombre de fissures	Moyenne sur les faces fissurées	Moyenne sur les faces supérieures et inférieures	Moyenne sur les faces fissurées
Ouverture des fissures			
Espacement des fissures			

TABLE C.1 – Décompte des paramètres caractéristiques de la fissuration

#### Détermination de l'ouverture moyenne :

**Attention :** la détermination expérimentale d'une ouverture de fissure est un travail difficile à réaliser. En général, les ouvertures de fissures sont mesurées en peau du spécimen. Or, on sait que cette mesure n'est pas représentative de celle au cœur du spécimen, pour plusieurs raisons :

- ◇ l'état de contrainte plane en peau n'est pas le même que celui au cœur (3D).
- ◇ l'ouverture de fissure au cœur est largement influencée par l'hétérogénéité du matériau, la libération et la redistribution locale des contraintes internes lors de la fissuration. L'ouverture n'est donc pas homogène le long de la fissure.

- Une fissure est comptée si elle est vue sur toute la largeur d'une face de l'éprouvette, i.e. si deux arêtes adjacentes sont ouvertes. L'ouverture de cette fissure est donc égale à la moyenne des ouvertures au droit de ces arêtes adjacentes. Dans la FIGURE C.2, sur la Face 1, on a deux arêtes adjacentes ouvertes ( $w_1 \geq 0$  et  $w_2 \geq 0$ ); une fissure est donc comptée et l'ouverture moyenne est donnée par :

$$w = \frac{w_1 + w_2}{2} \quad (\text{C.2})$$

et sur la Face 2 il y a une seule arête ouverte ( $w_2 \geq 0$ ); aucune fissure n'est comptée sur cette face. Pour ce genre d'essai, et conformément à l'Eurocode 2 dans ce type de structure en béton armé, nous avons choisi de considérer une fissure si et seulement si son ouverture est

supérieure ou égale à  $300 \mu m$  (c'est la valeur qui correspond à l'ouverture des fissures préjudiciable pour l'état limite de service).

- Pour chaque face, la moyenne de toutes les ouvertures de fissures (si les fissures sont comptées sur cette face) est ensuite calculée.
- La valeur de l'ouverture moyenne finale pour le tirant est donnée par la valeur moyenne obtenue précédemment (si elle existe) sur chaque face.

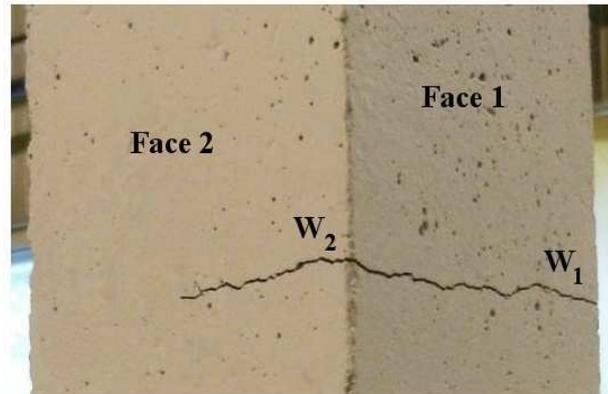


FIGURE C.2 – Exemple de la méthode d'analyse des résultats expérimentaux

#### Détermination du nombre et de l'espacement des fissures :

- Pour déterminer le nombre de fissures et l'espacement des fissures, la même stratégie est adoptée.
- Le nombre de fissures réel est comptabilisé en ne considérant que les fissures dont l'ouverture est supérieure ou égale à  $300 \mu m$ .
- En ce qui concerne l'espacement des fissures, la valeur initiale est évidemment 150 cm (longueur effective du tirant). Une fois que les fissures apparaissent, leur espacement moyen est calculé en faisant la moyenne des distances entre les fissures elles-mêmes et en intégrant, dans cette moyenne, la distance de l'extrémité de la zone non glissante à la fissure la plus proche au deux bouts du tirant.

## C.2 Méthode d'analyse des résultats de calcul

Dans les simulations, les résultats sont analysés en utilisant la même méthode de dépouillement que celle adoptée pour les essais (Voir Tableau C.1). Il faut souligner que seules les fissures dont l'ouverture est supérieure ou égale à  $300\mu m$  sont prises en compte.

Concernant la caractérisation de la fissuration, et dans le but de réduire le temps de dépouillement des résultats issus des simulations, un programme de dépouillement automatisé a été développé. Il permet de sélectionner toutes les fissures (ouverture  $> 300\mu m$ ) apparues en peau lors de chacune des simulations puis d'en déduire les valeurs moyennes, minimales et maximales respectivement concernant les informations globales (force-allongement) et celles relatives au processus de fissuration : nombre de fissures, ouverture des fissures, espacement des fissures. Cette méthode de dépouillement est utilisée pour les deux modèles de fissuration du béton (modèle discret et modèle macroscopique) (FIGURES C.3 et C.4).

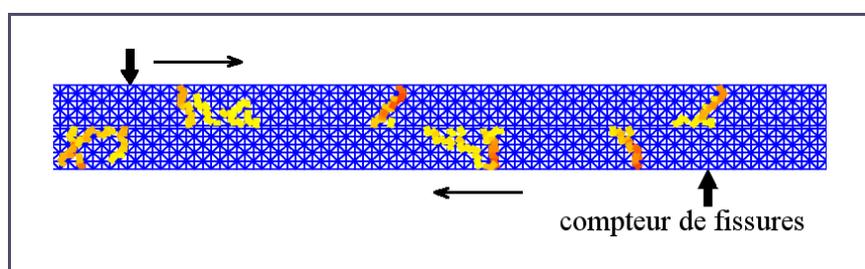


FIGURE C.3 – Dépouillement des résultats dans le cas des tirants simulés en 2D (modèle macroscopique du béton)

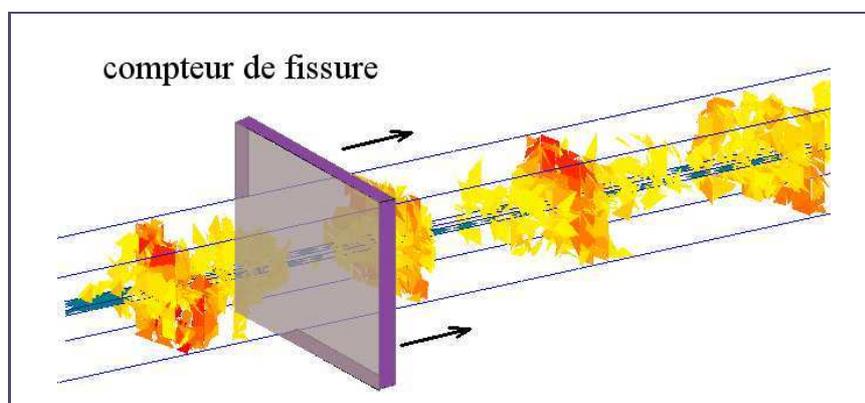


FIGURE C.4 – Dépouillement des résultats dans le cas des tirants simulés en 3D (modèle macroscopique du béton)

## Annexe D

# Résultats numériques de la modélisation des tirants

### D.1 Détermination du domaine raisonnable des valeurs des paramètres du comportement de l'interface

Les FIGURES D.1, D.2, D.3, D.4 présentent les comparaisons entre simulation numérique et expérience en considérant les valeurs moyennes relatives au comportement global (force-allongement) et local (ouverture des fissures, nombre de fissures et espacement des fissures) du tirant. Le résultat expérimental utilisé est celui du tirant renforcé avec l'acier plat 22.5 x 5 de définition 1.

Les résultats numériques obtenus correspondent à des configurations suivantes :

- sans adhérence :  $C = 0$  MPa,  $\delta_t^{cri} = 0 \mu m$
- adhérence parfaite :  $C = +\infty$  et  $\delta_t^{cri} = +\infty$
- les cas intermédiaire :  $C = 0, 30, 60, +\infty$  MPa et  $\delta_t^{cri} = 0, 30, 60, +\infty \mu m$

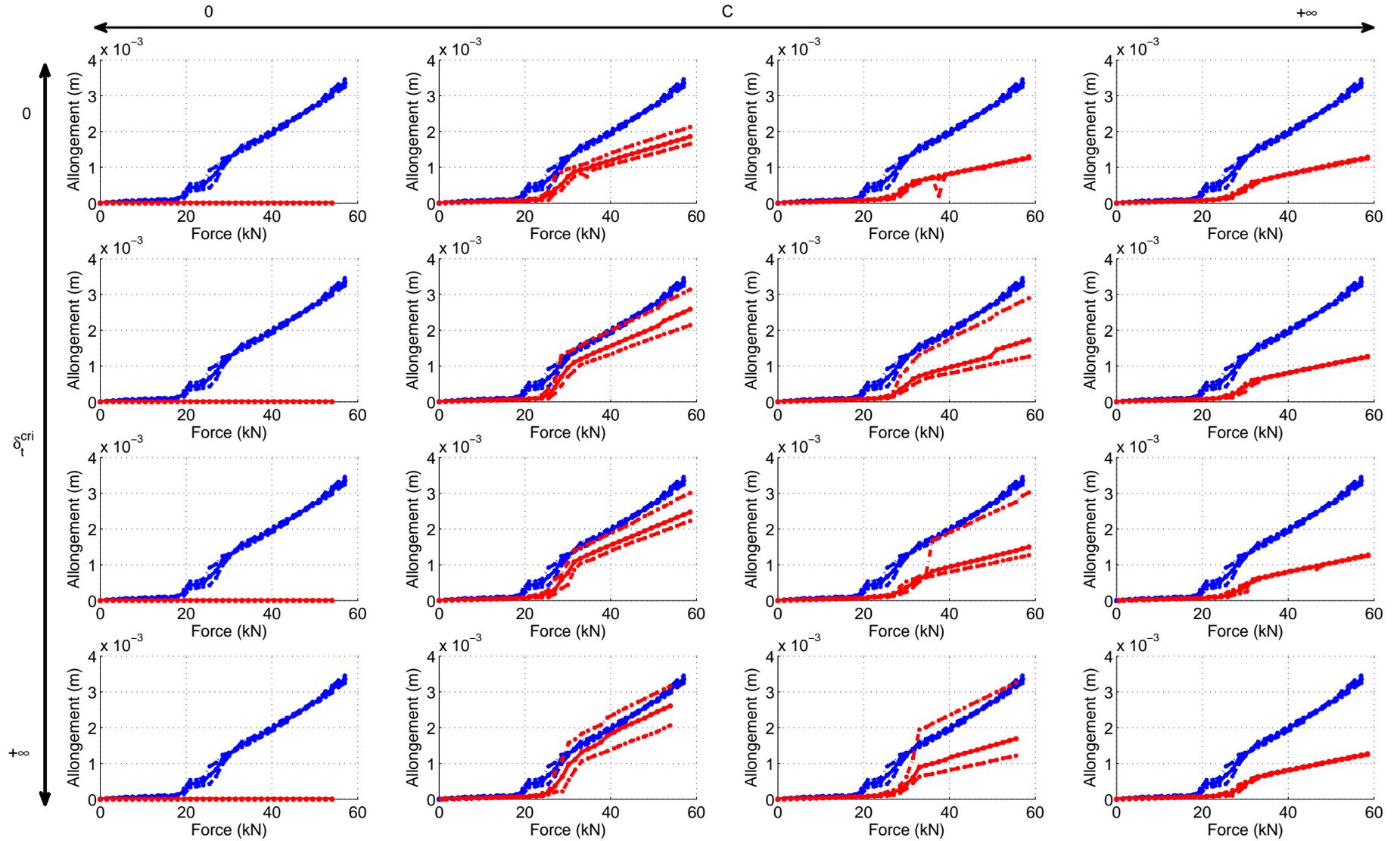


FIGURE D.1 – Comparaison expérience/calcul en terme du comportement global (bleu - calcul, rouge - essai)

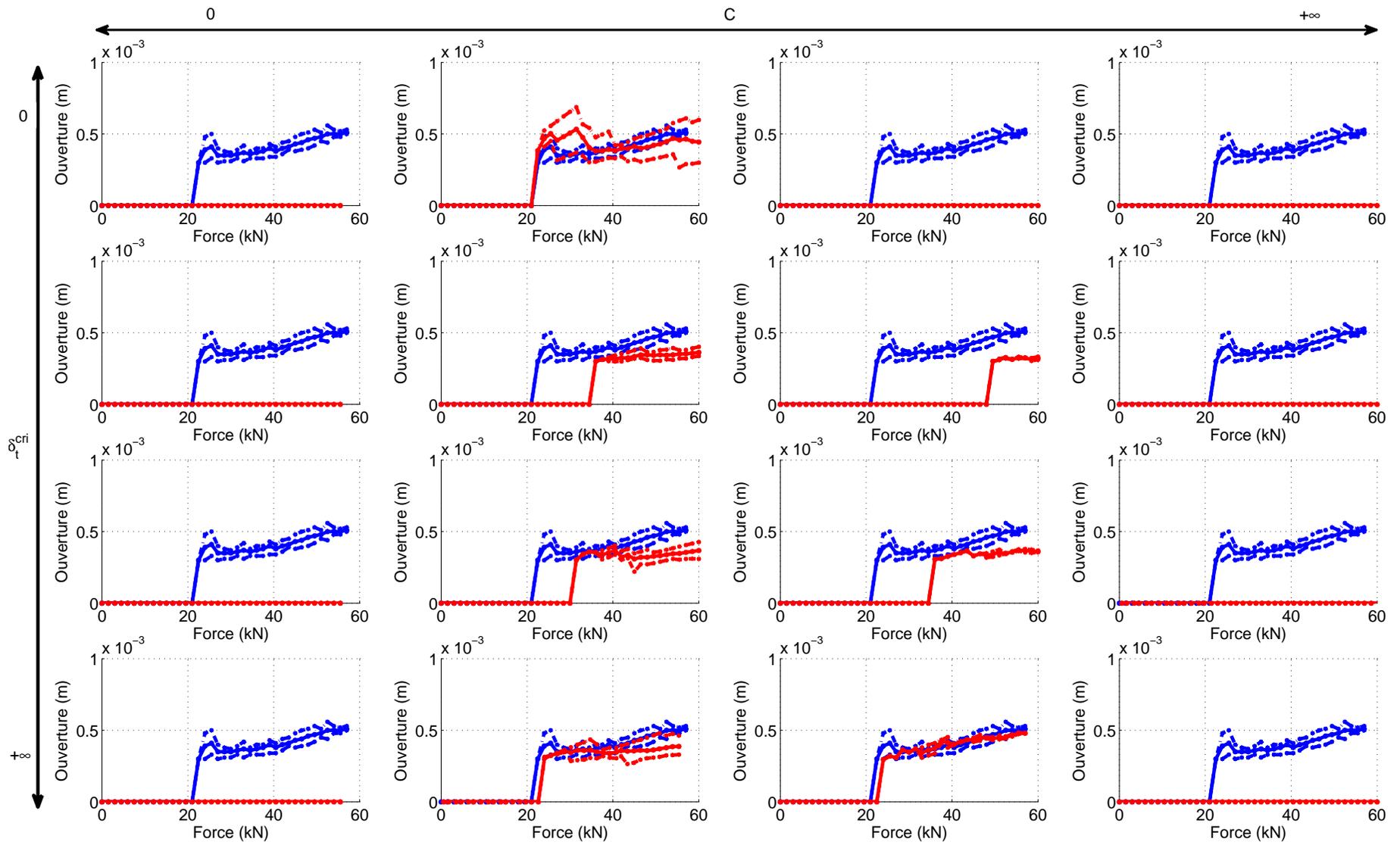


FIGURE D.2 – Comparaison expérience/calcul en terme d'ouverture de fissures (bleu - calcul, rouge - essai)

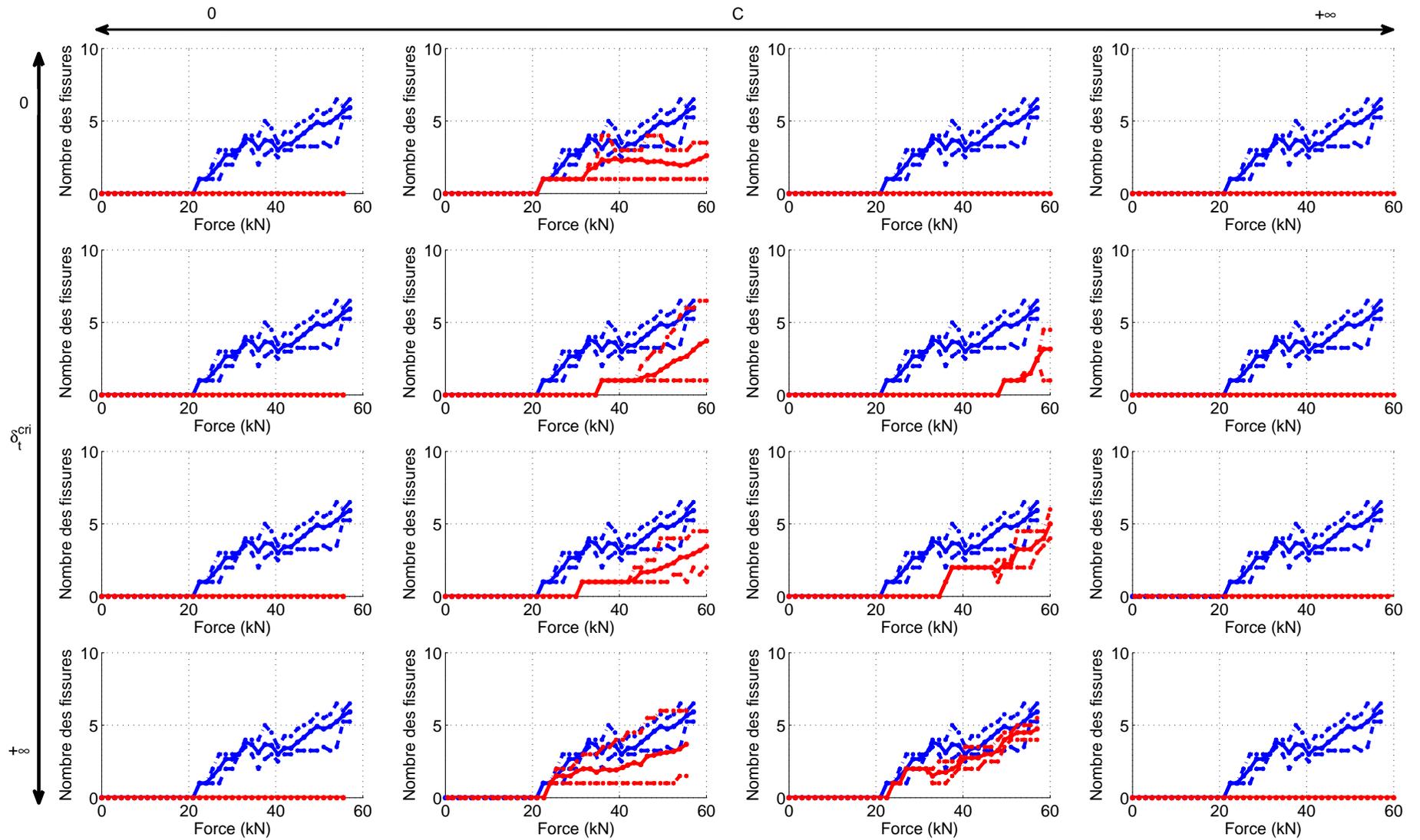


FIGURE D.3 – Comparaison expérience/calcul en terme de nombre de fissures (bleu - calcul, rouge - essai)

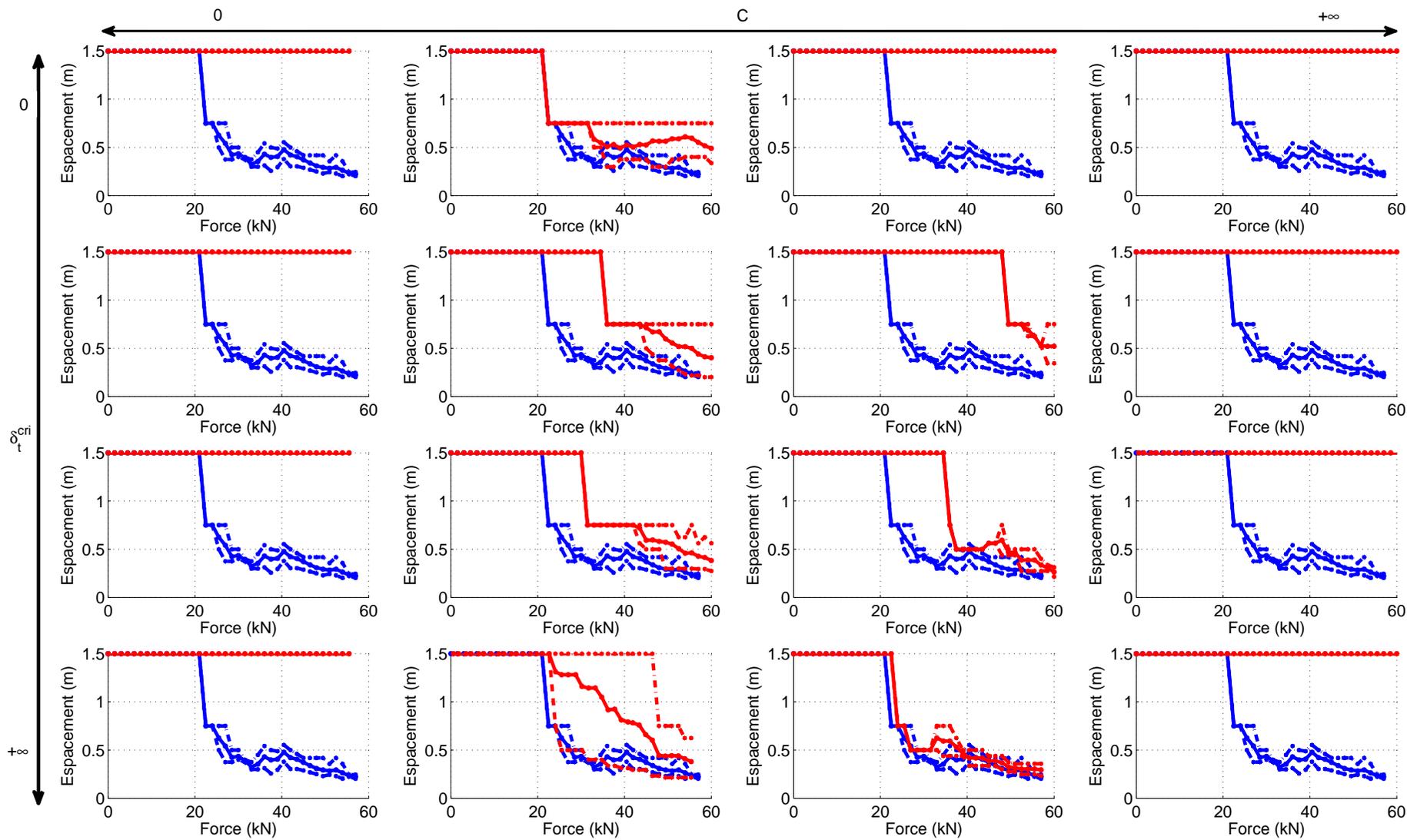


FIGURE D.4 – Comparaison expérience/calcul en terme d'espacement de fissures (bleu - calcul, rouge - essai)

## D.2 Résultats numériques des tirants renforcés avec les aciers ronds

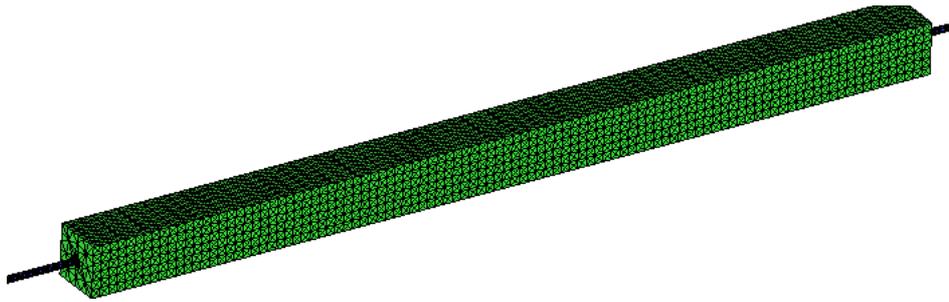
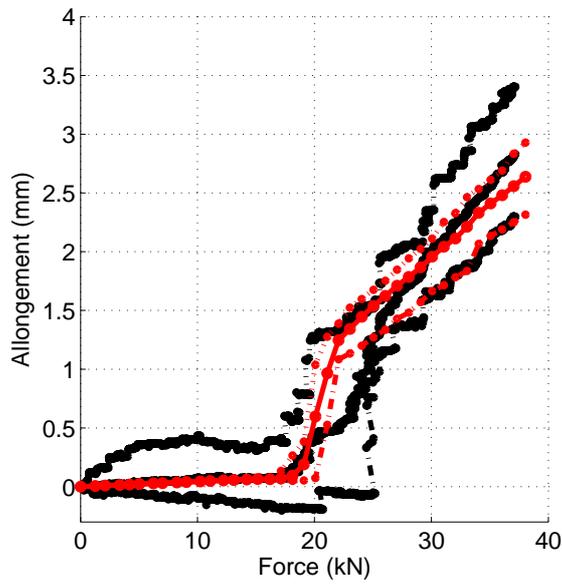
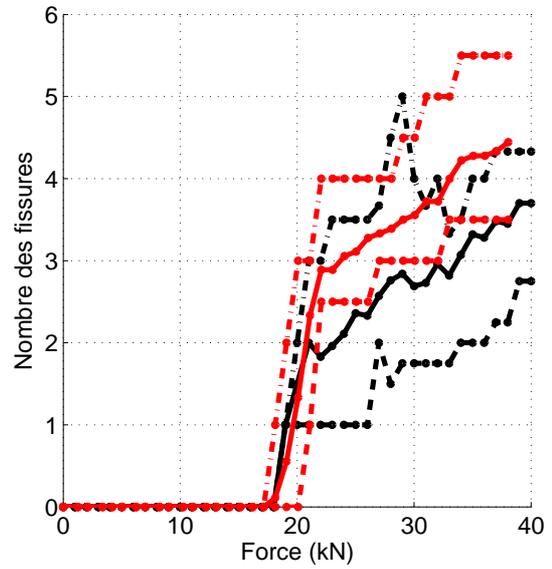


FIGURE D.5 – Maillage 3D d'un tirant renforcé par acier rond HA  $\Phi 12$

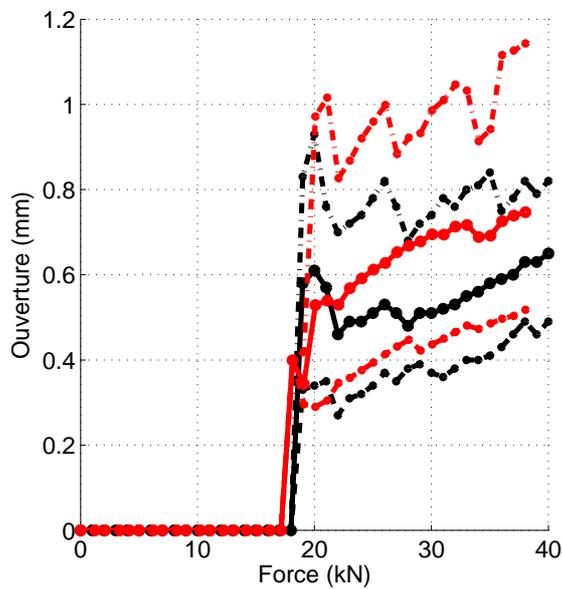
### D.2.1 Simulation 2D des tirants renforcés par acier rond



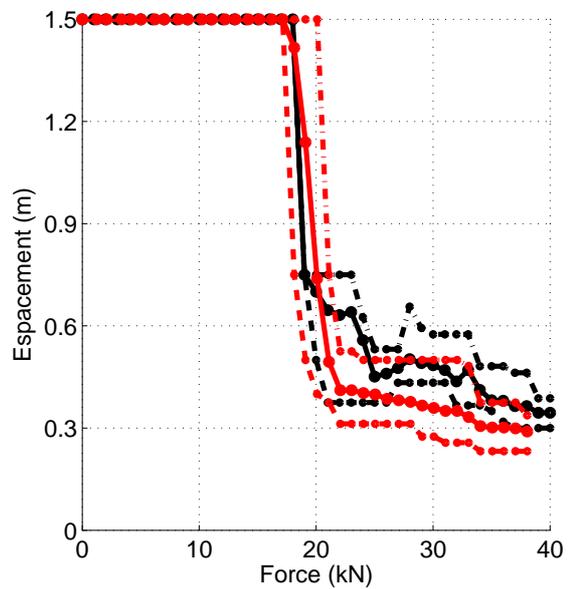
a. Allongement sur béton



b. Nombre de fissures

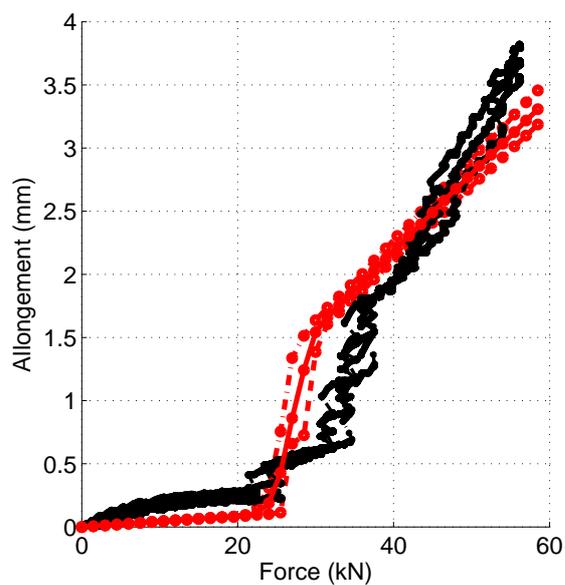


c. Ouverture de fissures

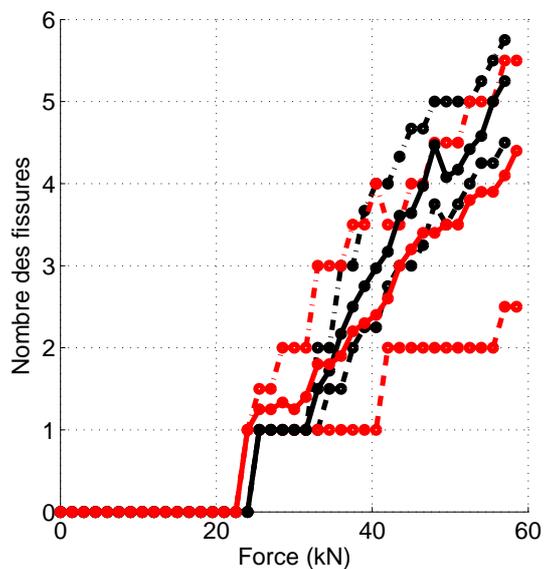


d. Espacement de fissures

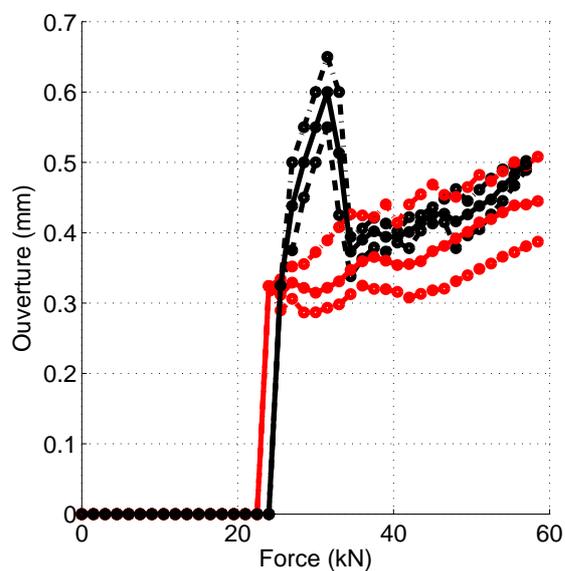
FIGURE D.6 – Comparaison expérience/calcul 2D des informations globales et locales en terme des valeurs moyennes et de la dispersion relatives aux tirants renforcés avec les aciers ronds HA  $\Phi 10$  – [ $C = 18MPa$ ,  $\delta_t^{cri} = 6\mu m$ ] (rouge - calcul, noir - essai)



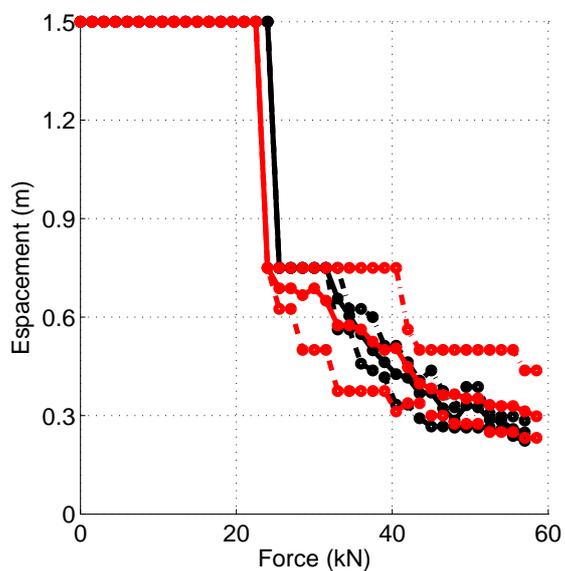
a. Allongement sur béton



b. Nombre de fissures



c. Ouverture de fissures



d. Espacement de fissures

FIGURE D.7 – Comparaison expérience/calcul 2D des informations globales et locales en terme des valeurs moyennes et de la dispersion relatives aux tirants renforcés avec les aciers ronds HA  $\Phi 12$  – [ $C = 25\text{MPa}$ ,  $\delta_t^{cri} = 15\mu\text{m}$ ] (rouge - calcul, noir - essai)

### D.2.2 Simulation 3D des tirants renforcés par acier rond

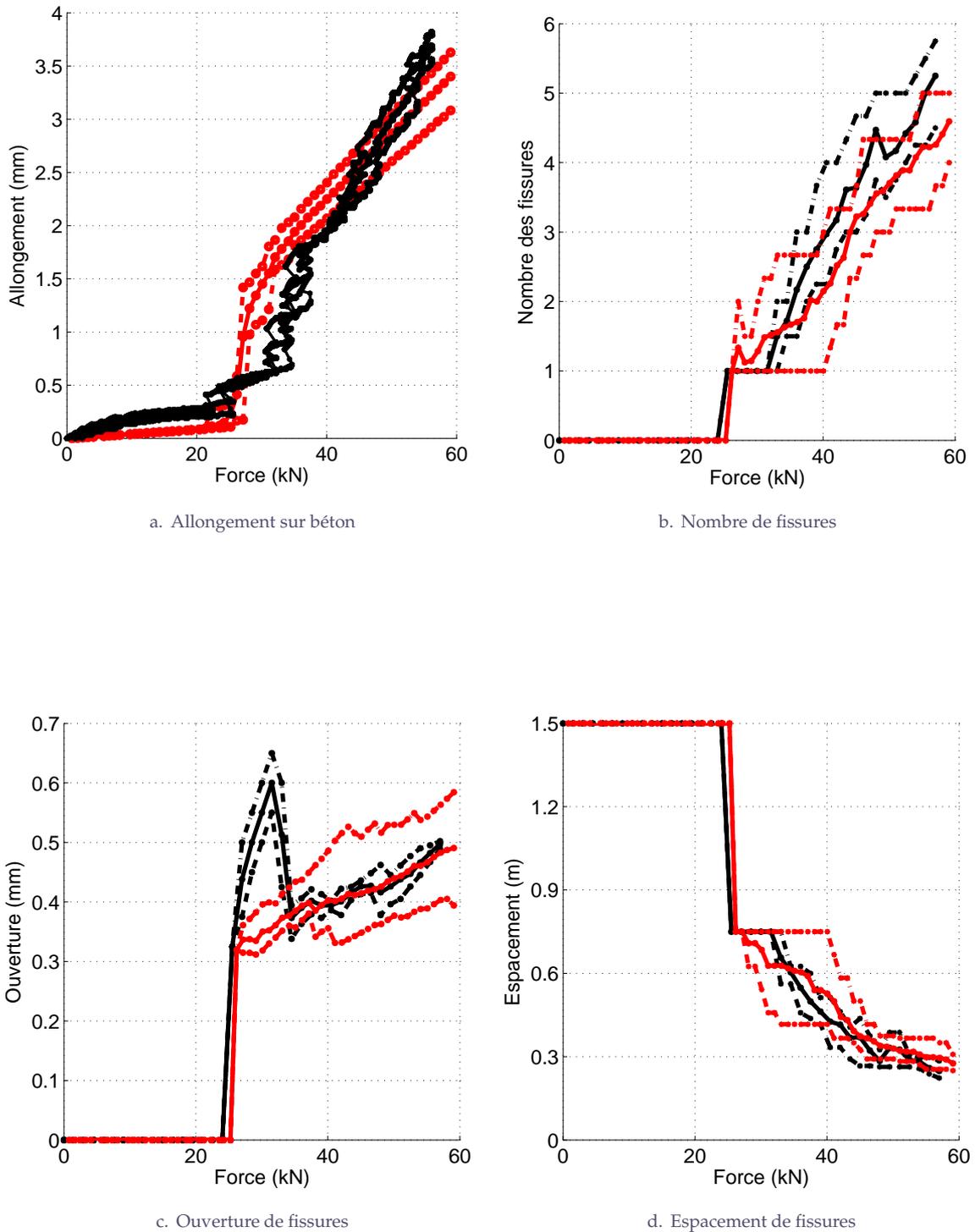
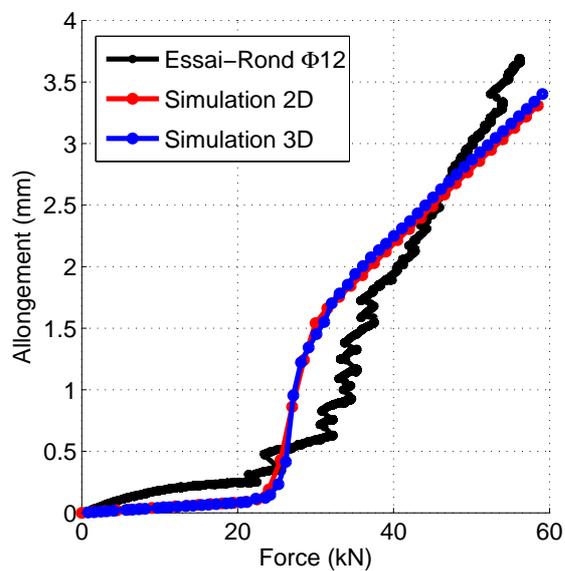
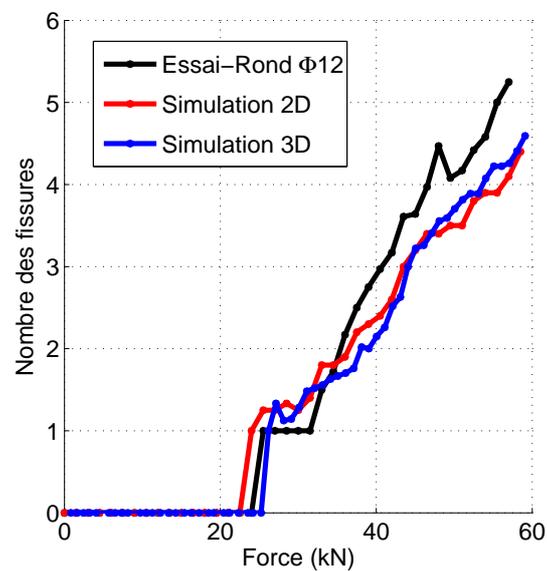


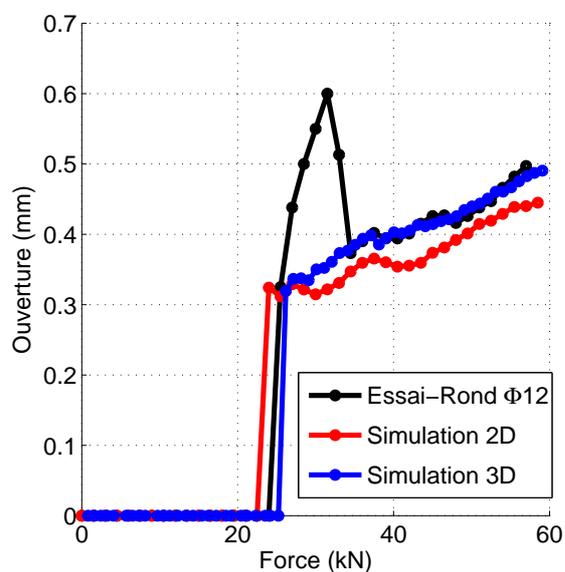
FIGURE D.8 – Comparaison expérience/calcul 2D des informations globales et locales en terme des valeurs moyennes et de la dispersion relatives aux tirants renforcés avec les aciers ronds HA  $\Phi 12$  – [ $C = 28\text{MPa}$ ,  $\delta_t^{cri} = 14\mu\text{m}$ ] (rouge - calcul, noir - essai)



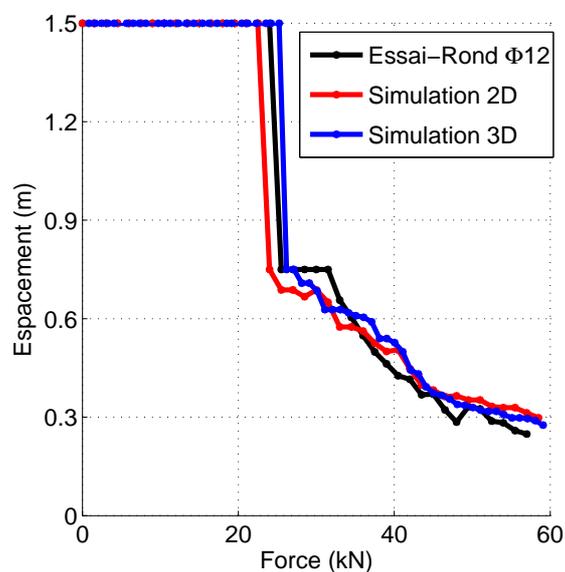
a. Allongement sur béton



b. Nombre de fissures



c. Ouverture de fissures



d. Espacement de fissures

FIGURE D.9 – Comparaison expérience/simulation 2D/simulation 3D des informations globales et locales en terme des valeurs moyennes relatives aux tirants renforcés avec les aciers ronds HA  $\Phi 12$

# Bibliographie

- [1] AFNOR, NF EN 1992-1-1, Eurocode 2, *Calcul des structures en béton*, Section 7 et 8, 2005.
- [2] D'Ambrisi A. et Filippou F.C., *Modeling of cyclic shear behaviour in RC members*, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 125(10) : pp. 1143–1150, 1999.
- [3] Documentation for ANSYS, Release 11.0, 2006.
- [4] Bamonte P., Coronelli D., Gambarova P. G., *Size effect in high-bond bars*, Proc. of Int. Symp. Bond in Concrete-from research to standards, Budapest, pp. 43-52, 2002.
- [5] Bažant Z. P., Oh B. H., *Crack band theory for fracture of concrete*, *Matériaux et Constructions*, Vol. 16, No. 93, 1983.
- [6] Bažant Z. P. and Desmorat R., *Size Effect in Fiber or Pull-out with interface softening slip*, *ASCE-J. of Engineering Mechanics*, 120(9), pp. 1945-1962, 1994.
- [7] Bigaj A. J., *Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC : Experimental study*, Report 2-5-95-II. TU Delft, Faculty of Civil Engineering - Sep. 1995.
- [8] Breyse D. *Un modèle probabiliste d'endommagement résultant d'une approche micro-macro*, *Materials and Structures*, 23, pp. 161-171, 1990.
- [9] Brooms, B. B. *Crack width and crack spacing in reinforced concrete members*, *ACI Journal*, Proceedings V. 62, No. 10, pp. 1237-1256, 1955.
- [10] Brooms, B. B., *Technique for investigation of internal cracks in reinforced concrete members*, *ACI Journal*, Proceedings V. 62, No 1, pp. 35-44, Jan. 1965.
- [11] CESAR, *Manuel d'utilisation - Module TACT*.
- [12] Coronelli D., Gambarova P. G., Ravazzani P., *Size-effect in steel-concrete bond : test results and modelling for smooth bars*, 4th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Cachan, France, pp. 669-676, 2001.
- [13] Cox J. V., Herrmann L. R., *Development of a plasticity bond model for steel reinforcement*, *Mech. of Cohes.-Frict. Mater.* 3, pp. 155-180, 1998.
- [14] Cox J.V., Guo J., *Implementation of a plasticity bond model for reinforced concrete*, *Computers and Structures*, (77) :65-82, 2000.
- [15] Clément J. L., *Interface acier - béton et comportement des structures en béton-armé : caractérisation - modélisation*, Thèse de l'Université Paris 6, 1987.
- [16] Daoud, A., *Etude expérimentale de la liaison entre l'acier et le béton autoplaçant - contribution à la modélisation numérique de l'interface*, Thèse de l'INSA de Toulouse.
- [17] Desmettre C., *Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques*, Thèse de doctorat, école Polytechnique de Montréal, 2011.
- [18] De Soza T., *Notice d'utilisation du contact*, Code\_Aster.

- [19] Dominguez N., *Etude de la liaison acier-béton. De la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi "Béton Armé"*, Thèse de l'ENS Cachan, France, 2005.
- [20] Eligehausen R., Popov E. P., and Bertero V. V., *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations*, University of California, report no UCB/EERC-83/23 of the National Science Foundation, 1983.
- [21] Ertzibengoa Gaztelumendi D., *Bond interaction between flat stainless steel rebars and traditional and self compacting concrete*, *Bond in Concrete* 2012, Vol. 2, pp. 885-892, 2012.
- [22] Farra B. *Influence de la résistance du béton et son adhérence avec l'armature sur la fissuration*, Thèse de l'Ecole Polytechnique de Fédérale de Lausanne, No. 1359, 1995.
- [23] fib, *Bond of reinforcement in concrete*, Lausanne, Switzerland 10, 2000.
- [24] François, R., Arliguie, G., *Effect of microcracking and cracking on the development of corrosion in reinforced concrete members*, *Magazine of Concrete Research*, Volume 51, Issue 2, 01 April 1999.
- [25] Gambarova P. G. and Rosati G. P., *Bond and splitting in bar pull-out : behavioural laws and concrete cover role*, *Magazine of Concrete Research*, vol. 49, pp. 99-110, 1997.
- [26] Giuriani, E., G. Plizzari and C. Schumm, *Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete of Bond*, *ASCE Journal of Structural Engineering* 117 (1), pp. 1-18, 1991.
- [27] Goto Y., *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*, *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 68, pp. 244-251, 1971.
- [28] La Borderie C. and Pijaudier-Cabot G. *Etude expérimentale du comportement des matériaux renforcés : Détermination expérimentale des lois de comportement de l'interface fibre-matrice*. Laboratoire de Mécanique et Technologie (LMT) ; ENS Cachan/CNRS/Université Paris 6 ; Contrat I 70/1F 3146 avec Electricité de France, 1994.
- [29] Lackner R. and Mang H.A., *Scale transition in steel-concrete interaction. I : Model*, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol.129, No.4, pp. 393-402, 2003.
- [30] Lundgren K., *Bond between ribbed bars and concrete. Part 1 : Modified model*, *Magazine of Concrete Research* , 57 (7) pp. 371-382, 2005.
- [31] Lutz, L.A., P. Gergely and G. Winter, *The mechanics of bond and slip of deformed reinforcing steel in concrete*, *Structural Engineering Report No. 66/05*. Cornell University, 1966.
- [32] Lutz, L.A., Gergely, P, *Mechanism of bond and slip of deformed bars in concrete*, *ACI Journal*, Proceedings, V.64, No. 11, pp. 711-721, 1967.
- [33] 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 Pierre et Marie Curie (Paris VI), 1984.
- [34] Malvar L. J., *Bond of reinforcement under controlled confinement*, *ACI Materials Journal*, 89(6), pp. 593-601, 1992.
- [35] Monti G., Filippou F.C. et Spacone E., *Analysis of hysteretic behaviour of anchored reinforcing bars*, *ACI Structural Journal*, 94(2) : pp. 248-261, 1997.
- [36] Molina M., Gutierrez J. P. and Garcia M. D., *Evaluation of reinforced concrete structures with partial loss of concrete/steel bond*, *Bond in concrete*, Proceedings of the Conference held at the Budapest University of Technology and Economics, pp. 182-189, 2002.
- [37] Mirza S.M. and Houde J., *Study of bond stress-slip relationship in reinforced concrete*, *ACI Journal Symposium Paper*, Vol. 76, No. 2, pp. 19-46, 1979.
- [38] Ouglova A., *Etude du comportement mécanique des structures en béton armé atteintes par la corrosion*, PhD Thesis (2004), ENS Cachan.

- [39] Ozbolt J. and Eligehausen R., *Numerical simulation of cycling bond-slip behaviour*, in *Bond in Concrete*, Proc. Int. Conf., CEB, pp. 12.27-12.33, 1992.
- [40] Phan T.S., Tailhan J.-L., Rossi P., Bressolette Ph. and Mezghani F., *Numerical modeling of the rebar/concrete interface : case of the flat steel rebars*, Mag. Mat. Struc. 2012, (Accepted).
- [41] Perchat J., *Traité de béton armé. Des règles BAEL à l'Eurocode 2*, Editions du Moniteur, 2010.
- [42] Pochanart S. and Hannon T., *Bond-Slip Model for Generalized Excitations Including Fatigue*, ACI Materials Journal, Vol. 86, No. 5, September-October, pp. 465-474., 1989.
- [43] Tailhan J.-L., Rossi P., Lombart J., Guerrier F., *From a discontinuous to a macroscopic modeling of the mode I cracking behavior of cement-based composites*, FRAMCOS 6 - Catania, Italy - June 17-22, 2007 .
- [44] Tailhan J.-L., Dal Pont S., Rossi P., *From local to global probabilistic modeling of concrete cracking*, Ann. Solid Struct. Mech. Vol. 1, pp. 103-115, 2010.
- [45] Tailhan J.-L., Rossi P., Phan T.S., Foulliaron J., *Probabilistic modelling of crack creation and propagation in concrete structures : some numerical and mechanical considerations*, SSCS 2012, Aix-en-Provence, 29 May - 1 June 2012.
- [46] Rehm, G. *The fundamental law of bond*, Proceedings of the Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, 1957. Stockholm : Tekniska Hogskolans Rotaprinttryckeri, 1958.
- [47] Rehm G., *Evaluation criteria for high-bond rebars*, in German, Festchrift Rusch, 1969.
- [48] Reinhardt H. W., Blaauwendraad J. and Vos E., *Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis*, Mater. Struct., 17(100), 311-320 (1984).
- [49] Richard B., Ragueneau F., Cremona C., Adelaide L., Tailhan J.-L., *A three-dimensional steel/concrete interface model including corrosion effects*, Engineering Fracture Mechanics, 77 (6) :951-973, April 2010.
- [50] RILEM/CEB/FIP, *Tests and specifications of reinforcements for reinforced and prestressed concrete. Four recommandations of the RILEM/CEB/FIP committee : Pull-out test*, Materials and Structures, RILEM Paris, Vol. 3, No. 15, pp. 175-178, May-June 1970.
- [51] RILEM, *Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton. 1. Essai par flexion*, Recommandation RILEM/CEB/FIP, RC. 5, 1978.
- [52] Romdhane M. R. B., *Caractérisation et modélisation numériques de l'interface acier-béton*, Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 2004.
- [53] Rossi P., *Fissuration du béton : du matériau à la structure. Application de la mécanique linéaire de la rupture*, Thèse de Doctorat de l'ENPC, Paris, Décembre 1986.
- [54] Rossi P., Richer S., *Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach*, Materials and Structures, Vol. 20, pp. 334-337, 1987.
- [55] Rossi P., and Wu X., *A probabilistic model for material behaviour analysis and appraisalment of concrete structures*, Mag.Conc.Res., 44 (161) : pp. 271-280, 1992.
- [56] Rossi P., *Comportement dynamique des bétons : du matériau à la structure*, Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, No 511, 1993.
- [57] Rossi P., Wu X., Le Maou F., Belloc A., *Scale effects on concrete in tension*, Journal Materials and Structures, 27 (172) : pp. 437-444, 1994.
- [58] Rots J. G., *Computational modeling of concrete fracture*, Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology, Delft, 1988.

- [59] Rosaty F. S., Hartwich K., *Bond of deformed reinforcing bar embedded in steel fibre reinforced concrete*, The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 10, No. 3, pp. 157-158, Aug. 1988.
- [60] Sener S., Bazant Z.P. et Becq-Giraudon E., *Size effect on failure of bond splices of steel bars in concrete beams*, ASCE Journal of Structural Engineering, 125(6) : pp. 653-660, 1999.
- [61] Schaller I., De Larrard F., Fuchs J., *Adhérence des armatures passives dans le béton à très hautes performances*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 167, Mai-Juin 1990.
- [62] Shima H., Chou L.-L., Okamura H., *Micro and macro models for bond in reinforced concrete*, Journal of the Faculty of Tokyo, Vol. XXXIX, No. 2, 1987.
- [63] Soroushian P., and Choi K. B., *Local Bond of Deformed Bars with Different Diameters in Confined Concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 86, No.2, pp. 217-222, 1989.
- [64] Tassios T.P., *Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic action*, Bulletin d'information du CEB, (131) : pp. 65-122, 1979.
- [65] Tepfers R. and Olsson P.-A., *Ring test for evaluation of bond properties of reinforcing bars*, International Conference 'Bond in Concrete - From Research to Practice', Riga, Latvia, pp. 1-89-1-99, 1992.
- [66] Tepfers R., *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars*, Magazine of Concrete Research, vol. 31, pp. 3-12, 1979.
- [67] Tilantera, T. and Rechart T., *Bond of Reinforcement in Light-Weight Aggregate Concrete*, Otanjemi, Helsinki University of Technology, Division of Structural Engineering, Publication 17, pp. 1-36, 1977.
- [68] Turk K., Caliskan S., Yildirim M. S., *Influence of loading condition and reinforcement size on the concrete/reinforcement bond strength*, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 19 (3), pp. 337-346, 2005.
- [69] Watstein D. and Mathey R. G., *Width of cracks in concrete at the surface of reinforcing steel evaluated by means of tensile bond specimens*, ACI Journal, Proceedings V. 56, No 1, pp. 47-56, July 1959.

#### **Programme de recherche sur aciers plats**

- [70] MATIERE<sup>®</sup>, *Programme EUREKA : Etat de la recherche*, 30 avril 2009.
- [71] MATIERE<sup>®</sup>, *Rapport des résultats expérimentaux de l'essai de tirant*, 2010
- [72] MATIERE<sup>®</sup>, *Experimental results of RC beam-slabs tests*, 2011.
- [73] Chastan E., *Analyses expérimentales d'éléments minces en béton armés par des plats métalliques*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, CUST, 2002.
- [74] Blanc P., *Analyses expérimentales d'éléments minces en béton armés par des ferraillements nouveaux*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, CUST, 2003.
- [75] Marty C., *Approche expérimentale d'éléments mixtes constituant les parois de réservoirs rectangulaires*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, CUST, 2004.
- [76] Thonnard T., *Analyses expérimentales d'un nouveau type de ferraillement d'élément mince en béton*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, CUST, 2005.
- [77] Melpesa R., *Analyses expérimentales de nouveaux types de ferraillement d'éléments minces en béton*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, Polytech'Clermont, 2006.

- [78] Fontan M., *Approche expérimentale du cuvelage à l'aide d'aciers inoxydables*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, Polytech'Clermont, 2007.
- [79] Vabre F., *Validation expérimentale de structures en béton armé d'aciers plats*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, Polytech'Clermont, 2009.
- [80] Augustin P., *Validation expérimentale de structures en béton armé d'aciers plats*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, Polytech'Clermont, 2010.
- [81] Soularue B., *Validation expérimentale de structures en béton armé d'aciers plats crantés à adhérence variable*, Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur Génie Civil, Polytech'Clermont, 2011.