Numéro d'ordre 163 – 2012

UNIVERSITE CLAUDE BERNARD LYON 1
ÉCOLE DOCTORALE MEGA

THÈSE

présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université de Lyon

par

Charlotte MEAUD

ANALYSE MULTI-ÉCHELLE DES CONNEXIONS PAR COLLAGE APPLICATION AUX ÉLÉMENTS STRUCTURAUX MULTIMATERIAUX FLÉCHIS

présentée publiquement le 2 octobre 2012

devant le JURY composé de

H. BOUCHAIR	Rapporteur
A. LI	Rapporteur
F. TOUTLEMONDE	Examinateur
A. SIMON	Examinateur
E. FERRIER	Directeur de thèse
B. JURKIEWIEZ	Co-directeur de thèse

RESUME

Ce travail de recherche est axé sur la compréhension du comportement en flexion, statique et instantané, des structures multimatériaux du génie civil, constituées d'acier et de béton et assemblées par un adhésif de type époxy.

La première étape consiste à mener une analyse expérimentale et numérique sur la caractérisation de la connexion acier-béton en vue de repérer les principaux facteurs influençant leur comportement mécanique. Pour cela, l'essai de poussée type Push-Out a été retenu pour sa simplicité. Aussi, il est couramment utilisé pour la caractérisation de la connexion par goujons dans les structures mixtes acier-béton. Dans cet essai, deux dallettes de béton sont connectées à un profilé métallique.
La campagne expérimentale réalisée a consisté à faire varier (pour les mêmes matériaux : béton C25/30, acier S275 et époxy) la géométrie des dallettes et du joint de colle. Les échantillons ont été instrumentés et les matériaux constitutifs caractérisés en vue de leur comparaison avec des modèles numériques. Les résultats ont montré que la ruine était cohésive et se produisait toujours dans le béton proche de l'interface par cisaillement. Par contre, les dimensions des éprouvettes et la longueur du joint de colle influent sur la charge de ruine.
En parallèle à ces essais, une analyse numérique par éléments finis en trois dimensions a été menée. Le comportement non linéaire des matériaux a été pris en compte. La confrontation numérique expérimentale est assez convaincante tant du point de vue du comportement global que pour l'analyse des déformations. Les résultats numériques ont aussi permis d'expliquer certains aspects et ont notamment montré l'importance de certaines conditions aux limites. L'outil mis au point indique que lorsque la ruine se produit pour une contrainte de cisaillement moyenne environ deux fois supérieure à la limite en traction du béton, cela peut être attribué à un effet favorable du frottement entre le support et la dallette de béton qui est responsable d'un effet de bielle : le joint de colle n'est plus simplement sollicité en cisaillement mais aussi en compression. Au contraire, lorsque tout frottement est empêché, aucun effet de compression n'est observé à l'interface et la contrainte ultime de cisaillement est proche de la résistance en traction du béton. De même, l'analyse numérique a confirmé que les dimensions des dallettes et du joint de colle avaient une influence importante sur la résistance des éprouvettes. Ainsi, l'essai Push-Out est, dans l'état actuel de connaissances, difficile à utiliser pour la caractérisation par collage de l'assemblage acier-béton en vue du dimensionnement de structures. Celui-ci dépend de multiples paramètres géométriques et d'une mise en oeuvre difficile à maîtriser.

La seconde partie de la recherche est consacrée à l'analyse du comportement de poutres mixtes acier-béton collées. Nous avons d'abord complété les données expérimentales existantes par la réalisation d'un essai où la dalle est constituée de prédalles et d'une dalle de compression, configuration que l'on peut par exemple rencontrer pour les ponts mixtes. Les résultats obtenus confirment que le collage est une alternative aux connexions traditionnelles et ce quel que soit le mode de réalisation de la dalle.
Nous avons également développé un modèle de calcul en variables généralisées (par analyse de sections multicouches) et en variables locales en $3D$ (par éléments finis) avec les mêmes lois de comportement que pour l'analyse des essais Push-out. L'objectif de ces simulations est de prédire et de mieux comprendre le comportement à l'approche de la ruine survenant autour de la section centrale par rotule plastique ou cisaillement proche de l'interface. Les résultats ont été confrontés aux mesures sur cinq poutres mixtes collées. Les résultats des deux modèles de calculs sont cohérents avec les mesures aussi bien vis-à-vis des flèches que des mesures locales. La modélisation par éléments finis a permis d'apporter plus de précisions, par rapport au modèle en variables généralisées, notamment sur l'état de contraintes à proximité de l'interface et à l'approche de la ruine. Les dimensions du joint de colle et la plastification du profilé influent sur la zone de rupture dans le béton. Ce modèle a aussi été utilisé afin d'analyser la sensibilité des résultats vis à vis des dimensions de la poutre, du joint de colle et des caractéristiques matérielles.

Mots clefs : structures mixtes acier-béton, collage, essais push-out, éléments finis

ABSTRACT

This PhD thesis investigates the connection of steel-flexural members by bonding and focuses on static and instantaneous behavior.

First, experimental and numerical analyses are performed in order to characterize the bonding connection between steel and concrete. A push out test is used for its relative simplicity. It is also generally used to characterize the connection between steel and concrete by welding. Two concrete blocks are connected to steel members. The influence of the concrete blocks and bonding joint geometry is examined. Samples are instrumented and constitutive materials are characterized to compare with numerical results.
Cohesive shear failure appears in concrete near the interface. Results depend on the length of bonding joint and concrete blocks geometry. A 3D finite element model that takes into account nonlinear behavior was also developed. Numerical results for the global displacement and the strains in steel and concrete are in a good agreement with experimental data.
Numerical results have also have shown the importance of boundary conditions. Failure occurs when the average shear strain is twice the tension limit of concrete, which can be explained by favorable slipping between the concrete block and the support.The bonding joint is not only solicited in shear but also in compression. However, when slipping effects are not allowed, no compression can be developed close to the interface. Therefore the ultimate average shear stress is equal to the tension limit of concrete. Similarly, numerical analysis confirmed the influence of the geometry of concrete block and bonding joint on the sample resistance.
So, push out test cannot be now used to characterize the bonding connection between steel and concrete in order to design structures because it depends on many geometric parameters and on the experimental procedure.

The second part of this thesis is about the analysis of the behavior of steel concrete composite beams. First, we complete experimental tests. A precast beam with compressive concrete was tested, like in steel-concrete composite beams with studs. Results show that a bonding connection can be an alternative solution regardless of the slab manufacturing.
Secondly, we develop two numerical models. The first one is based on multi-layer beam modeling and the second one is a nonlinear 3D finite element model. The two proposed models are compared to the measurements in order to validate the models and to attempt to localize shear failure near from the interface or plastic hinge in the top fiber of concrete. Numerical results for the strains and global displacements are close to experimental results. The stress distribution close to the interface and near failure is more accurate with the finite element model than with the generalized model. Bonding joint geometry and plastification of steel girder have an influence on the failure region in the concrete. This model has also been used to analyze the influence of geometry and characteristic materials on the results.

Title : Multi-scale analysis of bonded connection applied to composite structures subjected to flexure.

Keywords : Steel concrete composite structures, bonding, Push-out test, Finite element model

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire de Génie Civil d'Ingénierie Environnementale LGCIE - site Bohr sous la direction du Professeur Emmanuel Ferrier et de Monsieur Bruno Jurkiewiez. A ce titre, je tiens à leur exprimer mes remerciements pour avoir accepté d'encadrer cette thèse.

Je voudrais également exprimer toute ma reconnaissance à MM. le professeur Hamid Bouchair de l'université de Clermond Ferrand et le professeur Alex Li de l'université de Reims Champagne Ardennes, rapporteurs pour leur lecture attentive du manuscrit.

Je tiens aussi à remercier MM. François Toutlemonde et Alain Simon pour avoir accepté d'être examinateur de ma thèse.

Je remercie également Nadège Reboul pour ses conseils, son soutien, sa disponibilité et pour toutes les discussions que l'on a pu avoir. Son aide a toujours été précieuse.

Merci à Raphaël Contamine pour son énergie et pour avoir créé une ambiance conviviale.
Merci également à tous les membres du laboratoire.

Enfin je tiens à remercier l'ensemble des personnes qui m'on entourées, écoutées et soutenues.
Tout particulièrement, un grand merci à Simon Minotto pour son aide précieuse et son efficacité.

Merci également à Emilie et Yolande pour leurs encouragements et leur disponibilité. Merci à Flora, Sophie, Camille, Caroline, Jean-Baptiste et tous les autres pour leur patience et leurs encouragements.

Table des matières

I Introduction générale **1**

1 Contexte **3**
1.1 Pourquoi connecter des matériaux entre eux ? . . . 3
1.2 Comment connecter les matériaux entre eux . . . 3
1.2.1 Les connecteurs . . . 4
1.2.2 La connexion par adhérence . . . 4
1.2.3 La connexion par collage . . . 5

2 Objectifs de la recherche **11**
2.1 Problématique . . . 11
2.1.1 Utilisation du collage structural en Génie Civil . . . 11
2.1.2 Réalisation d'assemblages structuraux collés . . . 11
2.2 Objectifs . . . 12
2.3 Organisation de la thèse . . . 13
2.4 Limites du travail . . . 15

II Caractérisation des matériaux utilisés **17**

3 Introduction **19**

4 Comportement du béton **21**
4.1 Caractérisation expérimentale du comportement du béton . . . 22
4.1.1 Béton utilisé . . . 22
4.1.2 Géométrie des éprouvettes . . . 22
4.1.3 Essai de compression . . . 22
4.1.4 Essai de traction par fendage et sur éprouvettes prismatiques . . . 25
4.1.5 Synthèse . . . 26
4.2 Lois de comportement du béton . . . 27
4.2.1 Approche $3D$ . . . 27
4.2.2 Approche $2D$ . . . 31
4.2.3 Approche unidimensionnelle . . . 32
4.3 Implémentation dans CAST-3M . . . 34
4.3.1 Modèle isotrope de Mazars . . . 34
4.3.2 Modèle d'endommagement plasticité . . . 35
4.3.3 Comparaison des modèles . . . 35

5 Comportement de l'acier **39**
5.1 Caractérisation expérimentale du comportement des aciers utilisés . . . 40
5.1.1 Les essais en traction sur l'acier du/des profilé métallique . . . 40
5.1.2 Les essais de traction sur les armatures longitudinales . . . 44
5.2 Les lois de comportement de l'acier . . . 44
5.2.1 Approche tridimensionnelle . . . 44
5.3 Implémentation dans Cast-3m . . . 45

6 Comportement de l'adhésif époxy **47**
6.1 Caractérisation expérimentale de l'adhésif . . . 48
6.1.1 Description des éprouvettes . . . 48
6.1.2 Essai de traction simple . . . 48
6.2 Lois de comportement de l'adhésif . . . 51
6.3 Implémentation dans des codes de calculs . . . 51

III Les essais de caractérisation de la connexion par collage **55**

7 Introduction **57**

8 Les différents types d'essais d'assemblage **59**
8.1 Les essais massiques . . . 60
8.2 Les essais de cisaillement . . . 60
8.2.1 Les essais de type simples et doubles recouvrements . . . 60
8.2.2 Les essais de poussée dits "push-out" . . . 61
8.3 Les essais de torsion . . . 63
8.4 Les essais de traction . . . 64
8.5 Les essais de traction / cisaillement . . . 64
8.6 Bilan . . . 66

9 Caractérisation expérimentale : les essais Push Out **67**
9.1 Introduction . . . 68
9.2 Les corps d'épreuve réalisés . . . 68
9.2.1 Géométrie . . . 68
9.2.2 Réalisation des corps d'épreuve . . . 68
9.3 Le dispositif expérimental . . . 74
9.3.1 Bâti et machines d'essais . . . 74
9.3.2 Mesures effectuées . . . 74
9.4 Résultats expérimentaux . . . 76
9.4.1 Mode de ruine des éprouvettes . . . 76
9.4.2 Force et contrainte moyenne de cisaillement à la ruine . . . 76
9.4.3 Analyse du déplacement, des déformations et du "glissement" à l'interface . . . 78
9.4.4 Analyse des résultats . . . 81
9.5 Synthèse . . . 83

10 Comment modéliser le comportement de l'essai Push-out **85**
10.1 Modèles analytiques . . . 86
10.2 Modélisation par éléments finis . . . 86
10.2.1 Méthode avec éléments finis classiques . . . 86
10.2.2 Modélisation avec des éléments finis spéciaux . . . 87
10.3 Synthèse . . . 92

11 Modélisation(s) effectuée(s) : essais Push Out **93**
11.1 Introduction . . . 94
11.2 Pré-simulations élastiques . . . 94
11.2.1 Maillage de l'essai Push Out . . . 94
11.2.2 Comparaison des résultats . . . 97
11.3 Simulations dans le domaine non linéaire . . . 100
11.3.1 Modèle numérique retenu . . . 100
11.3.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour l'ensemble des corps d'épreuve . . . 104
11.3.3 Analyse des contraintes et de l'endommagement . . . 113
11.3.4 Synthèse des résultats . . . 116
11.4 Analyse paramétrique : influence des données de calcul . . . 122

11.4.1 Influence de la longueur de collage sur les résultats . . . 122
11.4.2 Influence des dimensions du bloc de béton . . . 123
11.4.3 Influence des caractéristiques matérielles sur les résultats . . . 124
11.4.4 Influence des caractéristiques géométriques sur les résultats . . . 134
11.5 Simulation numérique d'autres essais issus de la littérature . . . 140
11.5.1 Les éprouvettes testées par (Si Larbi et al., 2007) . . . 140
11.5.2 Les éprouvettes testées par (Berthet et al., 2011) . . . 142

12 Synthèse de l'analyse des essais de caractérisation de la connexion collée acier-béton 145

IV Les éléments de structure multimatériaux fléchis 149

13 Introduction 151

14 Analyse expérimentale 153
14.1 Etat de l'art des essais sur poutres mixtes assemblées par collage . . . 154
14.1.1 Les essais sur poutres mixtes acier-béton collées . . . 154
14.2 Campagne expérimentale réalisée . . . 159
14.2.1 Corps d'épreuve réalisé . . . 159
14.2.2 Dispositif expérimental . . . 159
14.2.3 Résultats expérimentaux . . . 161
14.2.4 Synthèse . . . 161

15 Modélisation en variables généralisées de poutres multimatériaux 163
15.1 Aspects théoriques . . . 164
15.1.1 Hypothèses de calcul . . . 164
15.1.2 Maillage . . . 164
15.1.3 Comportement des matériaux . . . 165
15.1.4 Analyse de la section . . . 167
15.1.5 Analyse du comportement de la poutre . . . 168
15.1.6 Détermination de la flèche . . . 172
15.1.7 Approche de la ruine . . . 174
15.1.8 Synthèse . . . 175
15.2 Validation expérimentale . . . 175
15.2.1 Données utiliséees pour les simulations numériques . . . 175
15.2.2 Confrontation entre résultats expérimentaux et numériques . . . 175
15.2.3 Analyse de l'état de contraintes . . . 178
15.2.4 Synthèse . . . 182

16 Modélisation en variables locales des poutres multimatériaux 185
16.1 Objectifs . . . 186
16.2 Modèle utilisé . . . 186
16.2.1 Hypothèses générales de calcul . . . 186
16.2.2 Approche de la rupture . . . 193
16.3 Validation expérimentale . . . 193
16.3.1 Comportement global . . . 193
16.3.2 Comportement local : comparaison des déformations . . . 194
16.4 Analyse des résultats . . . 204
16.4.1 Etude de la distribution des contraintes . . . 204
16.4.2 Distribution de la variable d'endommagement . . . 209
16.4.3 Confrontation des résultats issus des deux modèles . . . 213
16.5 Optimisation du collage par l'outil de calcul . . . 219
16.5.1 Objectifs . . . 219
16.5.2 Influence de la géométrie du joint collé . . . 219
16.5.3 Influence des caractéristiques matérielles . . . 227

16.5.4 Influence de la nature du profilé 231

17 Synthèse de l'analyse du comportement en flexion de poutres mixtes collées. 237

V Conclusion Générale 241

Références 251

Appendices 251

A Caractérisation des matériaux 253
A.1 Résultats des essais de compression pour la série $MJF2$ 253
A.2 Sensibilité du modèle de Mazars 255
A.3 Sensibilité du modèle d'endommagement plasticité 255

B Essais de caractérisation de la connexion collée acier-beton 259
B.1 Mesure des déformations pour les essais Push-out, Résultats 259

C Poutres multimatériaux, analyse de sensibilité des paramètres 261
C.1 Analyse de la sensibilité des paramètres du modèle en variables généralisées 261
C.2 Calcul de la flèche due au moment fléchissant par la méthode des différences finies . . . 262
C.3 Résultats et analyses complémentaires pour le calcul en variables locales des poutres mixtes 263
C.3.1 Calcul préliminaire : modèle en deux dimensions : état plan de contraintes 263
C.3.2 Influence du critère de convergence sur les résultats 265
C.3.3 Analyse de sensibilité du maillage : poutre $AB5$ 267
C.3.4 Analyse de l'influence de la longueur caractéristique sur les résultats 267
C.3.5 Analyse de l'influence des caractéristiques matérielles sur le comportement de la poutre $AB1$ 268

Première partie

Introduction générale

1

Contexte

1.1 Pourquoi connecter des matériaux entre eux ?

Afin d'améliorer la performance mécanique des structures, plusieurs matériaux peuvent être assemblés. L'objectif est de tirer profit d'un point de vue mécanique et économique de cette association.
De nombreux ouvrages d'art sont constitués d'éléments de structure en acier et en béton. Il est bien connu que le béton en traction a des caractéristiques limitées. Ainsi, une dalle de compression en béton armé ou non est connectée à une poutre en acier, capable d'assurer de bonnes résistances en traction et une bonne rigidité. Cette solution est économique puisqu'elle tend à optimiser l'utilisation des matériaux.
En 1995 (Brozzeti, 2000), environ 25 % des ponts construits en France était des ponts mixtes acier-béton. Ce taux est en constante augmentation depuis de nombreuses années, il semble avoir un avenir prometteur : en 2005, environ 80 % des nouveaux ponts (dont les portées sont comprises entre 50 et 80 m) sont réalisés en construction mixte acier-béton (Raoul and Davaine, 2005).
Un critère décisif quant au choix du type d'ouvrage est généralement gouverné par les coûts engendrés : la vitesse de construction constitue alors un des facteurs influant assez significatif. Il apparaît donc important d'utiliser des matériaux permettant une construction aussi rapide que possible.
Un grand nombre de ponts construits les quarante dernières années est fortement dégradé sous l'effet des sels de déverglaçage et des fissures dues aux actions physiques et chimiques. Ainsi, le nombre de rénovations et de remplacements d'ouvrage vont augmenter dans les années à venir. De plus, les charges de trafic augmentent et nécessitent quelque fois des travaux d'élargissement ou de renforcement du tablier. La vitesse de construction est aussi un argument prépondérant dès qu'il s'agit de rénover ou de reconstruire un ouvrage existant. Les perturbations de trafic, voire la fermeture de l'ouvrage engendrent des nuisances pour l'usager telles que l'allongement des distances à parcourir ou par exemple un ralentissement économique de l'activité économique de la région mais aussi des nuisances environnementales.
La préfabrication permet de diminuer les temps de construction généralement pour les ponts de petite et moyenne portée ((Lebet and Meystre, 2006), (Tadros and Baishya, 1998)). Cette technique permet aussi de réaliser des ouvrages de qualité : les conditions atmosphériques sont contrôlées et les conditions de travail sont plus confortables pour les ouvriers. La préfabrication permet aussi de limiter les effets du retrait hydrique au jeune âge du béton et donc de limiter une fissuration prématurée de la dalle.
Une étude a été effectuée par (Dauner and Antille, 2002). Celle-ci porte sur une étude bibliographique détaillée en matière de préfabrication dans la construction mixte. Elle démontre que la préfabrication des ponts mixtes acier-béton est bien adaptée. La structure métallique peut être fabriquée en atelier et transportée sur chantier en éléments de grandes dimensions assemblés par la suite par soudage. La dalle de béton est elle fabriquée en éléments de 2 à 3 m de longueur. L'assemblage de la dalle préfabriquée à la charpente métallique a ensuite lieu sur chantier.

1.2 Comment connecter les matériaux entre eux

Un des problèmes qui se pose dans cette association est de trouver une connexion efficace c'est à dire un modèle d'assemblage qui permette de transmettre les efforts (l'objectif étant que les différents matériaux travaillent ensemble) sans qu'il n'y ait de déformation excessive. Si les deux matériaux travaillent ensemble, on obtient une structure monolithique et celle-ci atteint sa rigidité optimale.



Figure 1.1 – Exemple de connexion par paquets de goujons dans le cas d'une poutre mixte acier-béton

Il existe trois grandes familles de connexion :

1.2.1 Les connecteurs

On peut citer les connecteurs tels que le soudage, le rivetage ou le boulonnage. Cette technique est relativement bien maîtrisée et réglementée aujourd'hui dans le domaine de la construction. Généralement, la dalle de béton est connectée à la poutre en acier à l'aide de goujons à tête soudés ((Hino et al., 2000), (Shim et al., 2001) et (Ernst et al., 2009)). Les goujons, en résistant au glissement permettent d'assurer la transmission des efforts tangentiels entre la section d'acier et la dalle de béton. Le caractère mixte est assuré lorsque la connexion permet un transfert suffisant des efforts. Pour cela, le nombre de goujons doit être tel que son augmentation n'entraine plus de modification de la résistance à la flexion de la poutre.
Néanmoins (Oehlers and Foley, 1985), l'utilisation de goujons (éléments en acier) peut avoir pour résultat d'alourdir les structures ce qui a une conséquence économique non négligeable. Les connections sont ponctuelles, les contraintes ne sont donc pas réparties de manière uniforme. Cela peut entraîner une fissuration prématurée dans le béton et causer la ruine des structures. Dans des environnements agressifs, les connecteurs peuvent être extrêmement corrodés et se rompre.
De plus, les solutions actuellement mises en oeuvre ne peuvent être que des adaptations des solutions utilisées pour les dalles coulées en place : au lieu de disposer les goujons régulièrement le long de la dalle, ils sont souvent placés en groupes dans des "poches" ou "fenêtres" du béton (voir la figure 1.1). Cela peut engendrer des fissurations dues au bétonnage en deux étapes et occasionner une mise en oeuvre relativement lente.

Il existe aujourd'hui quelques améliorations tels que des connecteurs linéaires (Studnicka et al., 2000) mais les détails constructifs sont assez complexes. On peut aussi citer les travaux de (Jurkiewiez and Buzon, 2003) où la connexion est assurée au moyen d'un procédé de butées horizontales prenant appui sur la partie supérieure de l'âme découpée en forme de créneaux noyés dans la dalle renforcée localement par un frettage.

1.2.2 La connexion par adhérence

La connexion par adhérence est une solution a priori intéressante pour répondre aux problèmes énoncés dans le cas d'utilisation de connecteurs mécaniques. Connecter par adhérence signifie que la résistance de la connexion n'est pas due à des butées mécaniques ponctuelles qui engendrent la compression du béton mais elle est due au cisaillement le long d'une ou de plusieurs interfaces entre la dalle de béton et la poutre en acier. Ce type de connexion a été étudié par (Dauner and Antille, 2002), il a recherché la simplicité tant sur les détails constructifs que sur la méthode de montage. La figure 1.2 illustre un exemple de connexion par adhérence : une dalle préfabriquée avec une nervure longitudinale dans sa face inférieure est posée sur les poutres en acier. Ces poutres sont munies d'un connecteur linéaire (ici tôle striée). La surface supérieure est souvent couverte d'une couche d'adhérence permettant d'augmenter la surface cisaillée et donc la résistance de la connexion. Les surfaces de la dalle en béton en contact avec le coulis de ciment sont rendues rugueuses par différentes techniques. Enfin, un coulis

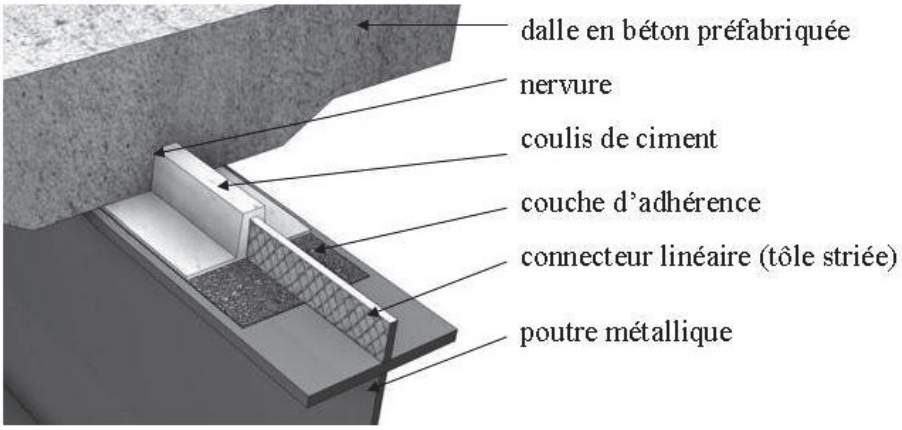


Figure 1.2 – Exemple de connexion par adhérence (Thomann, 2005)

de ciment est injecté depuis une extrémité de l'ouvrage dans l'espace laissé libre entre la dalle en béton et la poutre en acier afin de réaliser la connexion.

Celle méthode possède de nombreux avantages comme un mode de construction rapide, l'absence de bétonnage sur chantier (uniquement des travaux d'injection). On peut aussi remarquer que l'absence de poches de goujons va permettre d'empêcher une fissuration prématurée due à une concentration de contraintes ou au retrait dû à des bétons d'âge différents. (Thomann, 2005) a montré (sur des poutres mixtes acier-béton) que la connexion par adhérence permet au système d'assurer une grande résistance statique à l'effort rasant et une très grande rigidité par rapport aux connecteurs type goujons, et possède une faible ductilité dans les conditions d'essais. Toutefois, la résistance à la fatigue, à la traction et certains aspects de la technique d'exécution n'ont pas encore été étudiés et nécessitent donc des règles conservatrices de dimensionnement pour assurer la sécurité des ouvrages.
Pour les structures mixtes bois-béton la connexion par adhérence peut être réalisée au moyen d'un filet en métal expansé fixé sur la surface du bois avant le coulage du béton. Le béton traverse les mailles du filet pour adhérer à la surface du bois, le filet sert à l'ancrage du béton sur le bois.

1.2.3 La connexion par collage

Les industries de l'automobile, du ferroviaire, de l'aéronautique, du nautisme l'utilisent de manière importante depuis les années 1970 grâce aux progrès effectués dans la chimie des polymères. Ces récentes améliorations ont permis de formuler des polymères beaucoup plus performants, plus durables avec des forces de collage plus importantes et des résultats plus prévisibles et fiables. Il n'existe pas de domaine technique aujourd'hui qui puisse ignorer pour certaines applications l'importance de l'assemblage structural par collage.
Cette technique possède de nombreux avantages. La connexion est continue ce qui permet d'augmenter les points de liaison et donc d'obtenir une répartition uniforme des contraintes le long du plan de collage. Contrairement au cas des connecteurs mécaniques (en acier), il n'y a pas de corrosion. Les structures peuvent être allégées ce qui constitue un avantage économique. La technique du collage structural permet aussi d'assembler des formes complexes, composées de matériaux aux propriétés différentes et d'utiliser pleinement le potentiel de chacun. Cette solution est généralement moins couteuse et plus esthétique que les solutions classiques. Grâce au caractère viscoélastique des adhésifs structuraux généralement employés, la tenue à la fatigue est meilleure. (Gürtler, 2004) a étudié le comportement cyclique en flexion sur des ponts mixtes, constituées d'une poutrelle acier connectée par un adhésif époxy à un tablier en fibres de verre. Il a montre que le système de connexion était efficace et que l'action cyclique n'influençait pas la raideur de la poutre mixte. Les vibrations sont mieux amorties (Pasternak et al., 2004).
D'un point de vue purement économique, (Miklofsky et al., 1962) a montré en étudiant les coûts engendrés par la construction d'un pont mixte acier béton connecté soit avec des goujons soit avec un adhésif que l'on pouvait diminuer de 20 % le coût global de ces structures (prise en compte du prix, de la quantité de matériaux, de la main d'oeuvre et des temps de fabrication). De plus, la solution de la préfabrication semble être parfaitement adaptée car le collage structural ne nécessite pas de détails

constructifs complexes comme dans le cas de connecteurs mécaniques par exemple.
Dans sa thèse, (Bouazaoui, 2005) a montré que, pour une poutre mixte acier béton de 9 m de portée soumise à une flexion trois points l'utilisation d'une connexion collée permettait d'obtenir un effort repris par la surface collée équivalent à celui repris par les goujons, dans le cas d'une rupture qui aurait lieu dans le béton pour une contrainte de cisaillement de 5 MPa.

L'assemblage de structure par collage semble donc être une solution intéressante, tant d'un point de vue mécanique qu'économique et pratique (mise en oeuvre, possibilité de préfabrication ...). C'est cette solution qui sera retenue dans cette étude.

Détaillons **quelques généralités sur le collage structural** :
Dans l'ouvrage Science et technologie du collage J. cognard (Cognard, 2000) propose plusieurs définitions du collage structural : premièrement celle définie par l'ASTM : "A bonding agent used for transfering required load between adherends exposed to service environnement typical for the structure involved", puis celle donnée par M. Bolger : "Un adhésif de réaction pouvant établir un joint permanent, capable de supporter une charge entre deux substrats rigides et résistants". Il propose de les enrichir en déclarant qu'un adhésif est de structure s'il donne à des joints en recouvrement, formés de deux lames d'aluminium, de dimensions normalisées, une résistance à la rupture supérieure ou égale à 10 MPa. En d'autres termes, une colle est dite structurale si elle est capable de conférer à un assemblage une résistance équivalente à celle des matériaux qui le constituent, tout en assurant le transfert des contraintes entre deux substrats.

1.2.3.1 Le collage structural : un adhésif et deux interfaces

1.2.3.1.1 Les différentes familles de colle structurale

La notion de colle structurale est apparue dans les années 1940, en Grande Bretagne et en Allemagne lors de la mise au point des polyuréthanes et des colles phénoliques utilisées pour les assemblages métal/métal dans le secteur de l'aéronautique. Depuis, leur science s'est largement développée, permettant la mise au point de colle de plus en plus performantes.
Les adhésifs structuraux peuvent être différenciés par leur mode de durcissement :

- les résines thermodurcissables possèdent une structure tridimensionnelle, une rigidité élevée et de bonnes propriétés mécaniques. Ce sont les adhésifs les plus utilisés pour des applications structurales.
- les résines thermoplastiques sont constituées de chaînes linéaires, elles présentent des propriétés mécaniques inférieures à celles des thermodurcissables. Elles adoptent un comportement plutôt ductile.
- les élastomères sont très souples et peu résistants mais ils présentent une très forte adhésivité.

Dans les deux premières catégories, on trouve les grandes familles de résine utilisées dans les industries de pointe et le génie civil : les époxydes, les composés adryliques, les polyimides et les polyuréthanes. La figure 1.3 présente un comparatif des trois types d'adhésifs structuraux détaillés ci-après.

Les époxydes
Ce sont des résines thermodurcissables mono ou bi-composants. Pour les premiers, le durcissement est souvent effectué à chaud (de 20 à 60 min pour des températures comprises entre 130 et 180 degrés). Les époxydes bi-composants durcissent à température ambiante. Ces résines ont des très bonnes propriétés mécaniques, possèdent une excellente adhérence sur la plupart des matériaux (métaux, verre, matière plastique, matériaux composites, bétons et bois), une excellente résistance au vieillissement, une très bonne tenue aux températures, une bonne résistance aux agressions chimiques et une bonne tenue à la fatigue (elles peuvent supporter 10^4 cycles à 50 % de leur charge maximale statique et de 10^5 à 10^8 cycles à 30 % de leur charge maximale (Cognard, 2000).

Les polyuréthanes
Ce sont souvent des systèmes bi-composants. Ils sont considérés comme étant des excellents adhésifs structuraux et sont très utilisés. Nous retiendrons une très bonne rigidité résultant d'un module d'élasticité élevé, une bonne résistance au cisaillement (de 6 à 20 MPa) et une bonne résistance aux tempé-

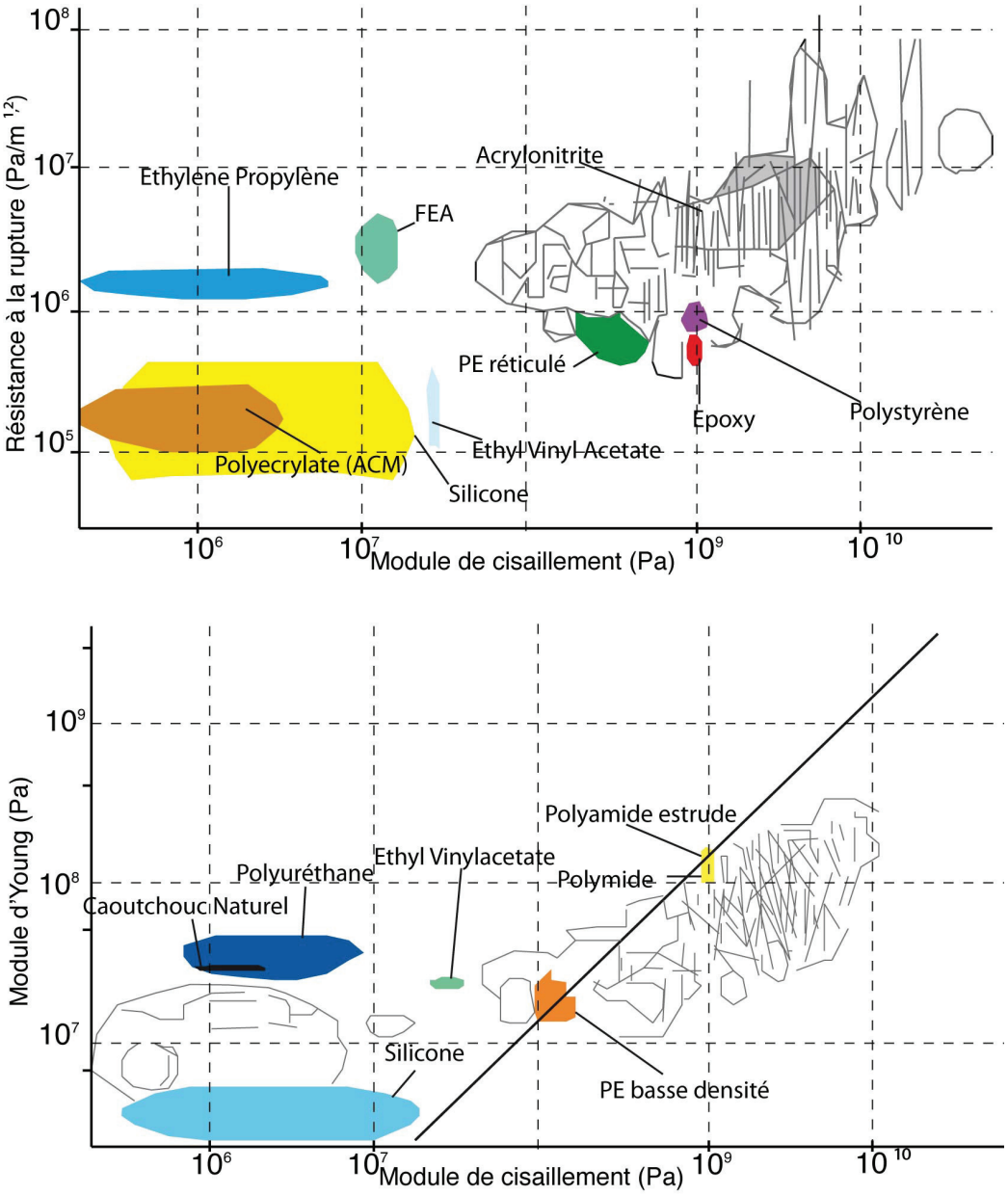


Figure 1.3 – Carte des propriétés croisées de certains polymères ou adhésifs usuels, d'après (Lagracie and Saint-Drenant, 1998)

ratures (jusqu'à 100 degrés). Ils sont à faible coût de production. De plus, ils permettent d'assembler des substrats rigides et souples comme le métal avec du plastique.

Les résines acryliques

Elles sont de type cyanoacrylates et méthacrylates. Elles ont une résistance mécanique élevée mais une faible tenue aux températures.

Il apparaît que les résines époxydiques présentent de nombreux avantages par rapport aux autres systèmes : elles possèdent une excellente adhérence sur tous les substrats, de bonnes propriétés mécaniques, elles sont résistantes aux agressions chimiques et ont une bonne tenue aux températures. Ainsi, leur utilisation prédomine aujourd'hui dans le domaine du collage structural, quel que soit le secteur industriel considéré.

1.2.3.1.2 Les mécanismes responsables de l'adhésion

La structure d'un assemblage, d'une structure collé est composée d'un substrat (et d'un primaire d'adhésion lorsque le substrat est métallique) et d'un adhésif d'une centaine de micromètres d'épaisseur. Nous allons dans un premier temps faire un bref rappel des mécanismes responsables de l'adhésion entre un

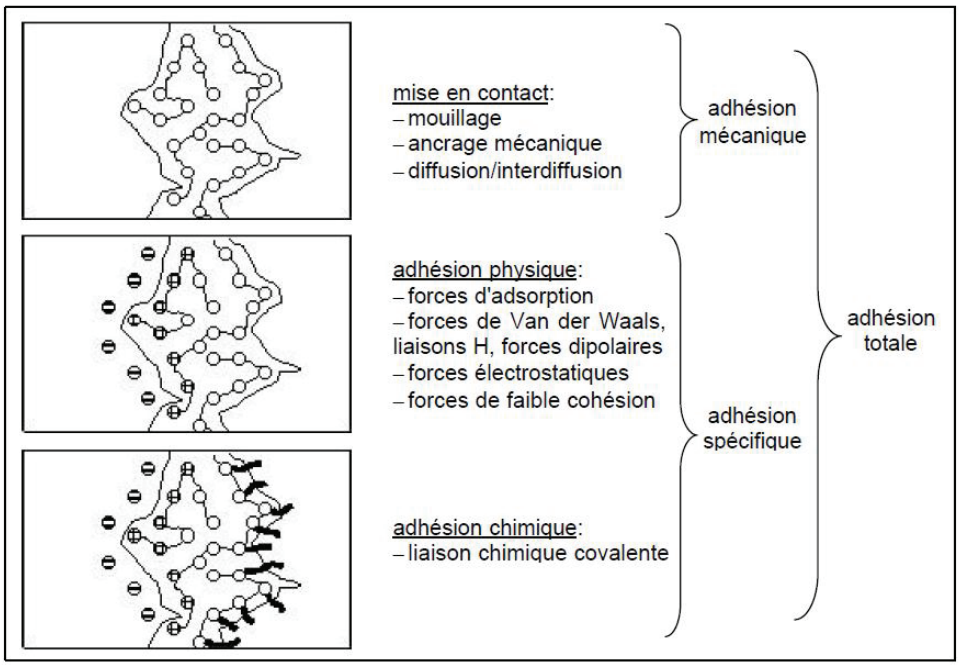


Figure 1.4 – Décomposition du processus de collage suivant les principaux mécanismes d'adhésion mis en jeu, d'après (Schindel-Bidinelli, 1992)

substrat et une colle.

1.2.3.2 Quelques définitions

L'**adhérence** correspond à la tenue d'un assemblage. C'est une liaison interfaciale. Elle se caractérise par la force ou l'énergie nécessaire qu'il faut appliquer pour séparer deux matériaux réunis par une surface commune. Cette surface commune est nommée l'interface. Elle est le résultat de l'ensemble des phénomènes physiques et chimiques (l'adhésion) qui se produisent lors de la mise en contact de deux matériaux.
L'**interphase** est la zone de transition dans laquelle les propriétés chimiques et mécaniques sont différentes du substrat et de l'adhésif. Elle est spécifique du couple adhésif-substrat.

1.2.3.2.1 Le rôle des interfaces sur le comportement mécanique du joint de colle

Il existe des explications diverses quant aux mécanismes contrôlant l'adhésion. Les approches du problème sont différentes et non unifiées. Citons quelques une de ces théories qui trouvent des explications principalement mécaniques, physiques ou chimiques. Elles sont présentées par la figure 1.4 et dans la thèse de (Bruneaux, 2004). Elle a synthétisé les différentes approches qui permettent d'expliquer les mécanismes d'adhésion. Celles-ci permettent de fournir des éléments de réponse mais aucune ne permet à elle seule de justifier le fait qu'un adhésif colle ou non. On peut considérer que le processus de collage se décompose par une mise en contact des substrats avec la colle et que des liaisons plus ou moins fortes et de portées variables sont créées. Celles-ci permettent de maintenir la cohésion de l'assemblage.

1.2.3.2.2 Les différents modes de sollicitation et de rupture d'un assemblage structural

Généralement quatre grandes classes de sollicitation sont prises en compte par les industriels. La figure 1.5 présente successivement les sollicitations de traction-compression, de cisaillement, de pelage et de clivage du joint collé. En fonction de la sollicitation à laquelle est soumis le joint de colle, la distribution des contraintes dans le plan moyen du joint est différente.

La figure 1.6 présente les différents types de rupture que l'on peut observer dans un joint de colle. La rupture est dite cohésive lorsqu'elle a lieu dans le joint de colle. Elle est dite adhésive lorsqu'elle a lieu au niveau de l'interface substrat-adhésif. Elle est adhésive-mixte lorsqu'elle intervient sur chacune des interfaces.

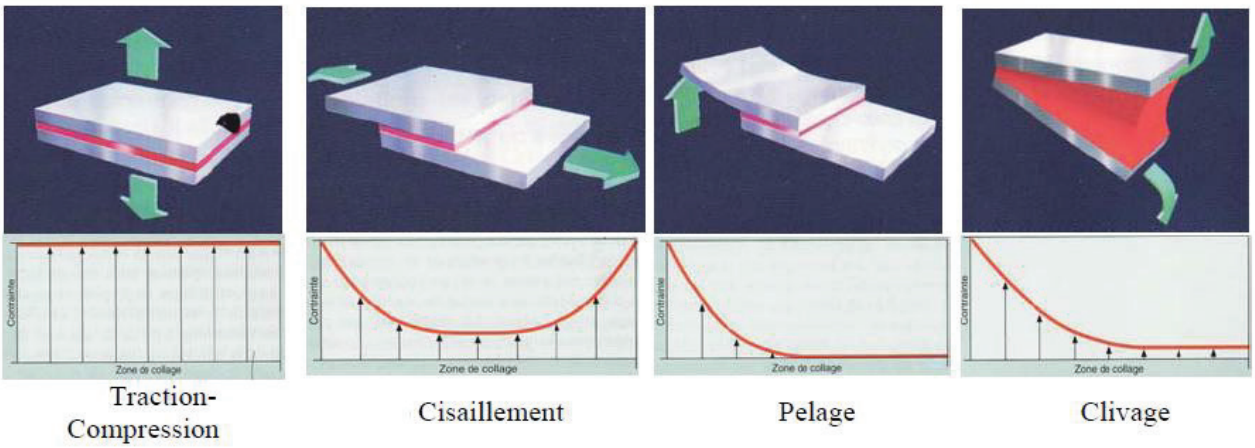


Figure 1.5 – Les différents modes de sollicitation d'un joint de colle, d'après (Creac hcadec, 2008)

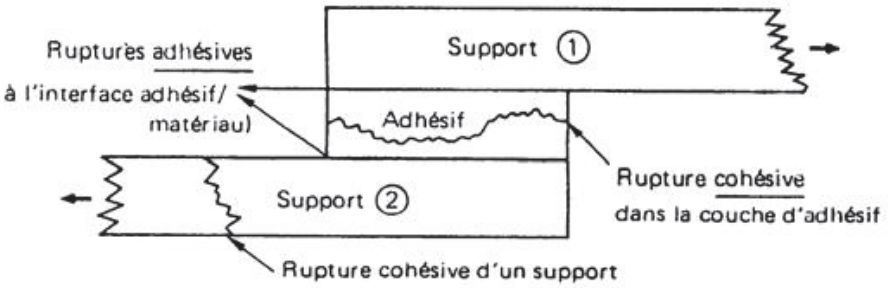


Figure 1.6 – Les différents modes de rupture d'un joint de colle, d'après (Creac hcadec, 2008)

1.2.3.2.3 Méthodologie associée au collage structural

La tenue d'un assemblage structural est dépendante de nombreux critères constructifs. L'adhésif doit tout d'abord être déterminé en fonction de la nature des solides à assembler, des sollicitations auxquelles sera soumis l'assemblage et des conditions et durées de vie.

Il est primordial d'effectuer des traitements de surface dont le but est de dégraisser les surfaces de contact, d'éliminer les couches de contamination des surfaces faiblement adhérentes, de modifier la composition chimique superficielle afin de former une couche de haute réactivité thermique et de modifier la morphologie de la surface en augmentant la rugosité.

Toutes ces étapes sont fondamentales puisqu'elles contribuent à améliorer la tenue mécanique des assemblages collés en minimisant la présence d'aspérités. De faibles défauts constituent des zones privilégiées pour la dégradation de l'interface par l'eau ou pas l'oxygène.

2

Objectifs de la recherche

2.1 Problématique

Nous avons donc retenu la solution du collage comme moyen pour connecter la dalle a priori en béton au profilé a priori en acier. Ce choix est justifié par son intérêt mécanique (protection contre la corrosion, baisse du poids propre et répartition uniforme des contraintes) et pratique (possibilité de préfabrication).

2.1.1 Utilisation du collage structural en Génie Civil

Actuellement, l'utilisation du collage en Génie civil se limite essentiellement à la réparation et au renforcement des ouvrages d'art montrant des signes de déficience ou du fait de la modification de la fonction de l'ouvrage. Le procédé l'Hermite a été développé dans les années 1960. Il consiste à renforcer la dalle de béton en collant une ou des plaques métalliques (Swamy and Jones, 1987). Dans les années 1990, les progrès effectués dans le secteur des matériaux composites ont permis de remplacer cette dernière technique. Ce sont essentiellement des plaques de matériaux composites à fibres de carbone qui sont maintenant connectées au moyen d'un adhésif époxy à la dalle de béton ((Krieg and Enderbrock, 1963), (Meier, 1997), (Triantafillou, 1998), (Varasthepour and Hamelin, 1997), (Ferrier et al., 2010)). Cette avancée permet d'alléger considérablement les structures, de limiter les risques de corrosion. De plus cette technique est aussi plus intéressante en terme d'infrastructure de chantier et de traitement de surface. De nombreux travaux ont été effectués dans cette voie et des recommandations de dimensionnement ont été formulées (Afgc, 2003). Aussi, pour protéger les structures des séismes, des bandes de composites sont collées sur les poteaux. Le collage structural est aussi utilisé pour la constitution du bois lamellé collé : fines planches de bois assemblées entre elles par un joint de colle.
En dehors de ces applications en réparation et renforcement d'ouvrage, l'utilisation du collage est peu étudiée ou expérimentée pour la réalisation d'assemblages structuraux. Le développement de cette technique de choix se heurte à des obstacles de plusieurs natures : des idées préconçues sont à transgresser car les maîtres d'oeuvre et les maîtres d'ouvrage préfèrent souvent recourir aux techniques de connexion mécaniques qui ont fait leur preuve. Il existe aussi des lacunes scientifiques : il est à ce jour assez difficile de prévoir la durabilité à long terme des assemblages collés, notamment lorsque ceux-ci sont soumis à des environnements sévères (variation d'humidité et de température).

2.1.2 Réalisation d'assemblages structuraux collés

Chronologiquement, les premières études expérimentales faites sur les poutres mixtes collées acier-béton remontent au début des années soixante. Elles ont été effectuées aux Etats Unis par (Miklofsky et al., 1962) afin d'étudier la possibilité de lier des poutres mixtes acier-béton par un adhésif époxy. La première étape a consisté à déterminer un adhésif répondant aux exigences à savoir une application possible sur chantier (temps de durcissement, durée de vie en pot, température et durée d'utilisation ...). Ils ont donc mélangé une époxy (et farine de silice) avec un deuxième composant constitué de durcisseurs et d'un fléxibilisant pour atténuer les concentrations de contraintes. Deux poutres ont été testées en flexion trois points : une assemblée par goujons et la seconde par l'adhésif. Les poutres collées ont été réalisées par coulage direct du béton frais sur la couche d'époxy non durcie déposée sur la semelle supérieure du profilé sablée et dégraissée. La ruine est alors survenue soudainement par rupture de la

liaison à une charge inférieure à celle assemblée par connecteurs mécaniques avec une beaucoup plus faible déformabilité. Le procédé de mise en oeuvre n'a donc certainement pas été performant et a suscité plusieurs améliorations. Différents auteurs ((Krieg and Enderbrock, 1963), (Krieg and Enderbrock, 1966), (Hick and Baar, 1972) et (Hertig and Perret, 1973) se sont penchés sur la possibilité d'utiliser un système de connexion pour lequel on introduit des agrégats ou un mortier et des sables de quartz (Hertig and Perret, 1973) à la couche d'adhésif. Ces études ont alors montré :

- La ruine survient au niveau de la liaison lorsque le béton est directement connecté à la poutrelle acier.
- Connecter le béton après $24h$ après avoir appliqué l'adhésif permet d'améliorer la résistance de la connexion.
- Dans le cas de (Hick and Baar, 1972) la face supérieure de l'acier a été préalablement traitée par sablage, dégraissage. La ruine est alors survenue dans le béton à proximité du joint de colle pour une contrainte de cisaillement d'environ $4,4\ MPa$.
- (Hertig and Perret, 1973) a aussi envisagé la possibilité de connecter l'acier (dégraissé et sablé) à une dalle préfabriquée (la couche d'adhésif est remplacée par un mortier constitué d'adhésif et de sable de quartz). La rupture a eu lieu dans le béton proche du mortier.

Les premières études qui ont eu lieu se sont heurtées à des lacunes scientifiques portant notamment sur la manque de connaissances sur le comportement des résines et du béton. Dans les années 2000, le projet national MIKTI (le groupe de travail du thème 2 "conception et réalisation de dalles de ponts mixtes") a débuté en France. Il portait sur la mise en valeur de la connexion mixte entre l'acier et le béton dans les ouvrages d'art du fait des avantages qu'elle leur confère. Ces analyses ont pu voir le jour du fait des récentes évolutions des matériaux béton et adhésif (grâce aussi à l'utilisation croissante du collage dans les domaines de pointe que sont l'automobile et l'aéronautique) et par la simplicité des techniques de connexion. Les principaux points traités ont été :

- la recherche d'un ferraillage optimisé pour les dalles de ponts mixte
- la mise au point de techniques nouvelles de réalisation des dalles : poussage et préfabrication, dalles gaufrées (Toutlemonde et al., 2011)
- l'étude de nouveaux modes de connexion entre la dalle et le profilé métallique dont le collage

Dans le même temps, (Bouazaoui, 2005) a renforcé ces résultats en étudiant le comportement instantané en flexion trois points de 3 configurations de poutre constituées de béton haute performance. Elle a voulu étudier quels étaient les paramètres qui déterminaient la résistance de la connexion et du comportement de la poutre mixte. Pour les premières poutres testées, elle a étudié les effets du procédé de fabrication : les poutres sont testées sans aucun traitement de surface. La rupture survient de façon brutale dans l'adhésif. Pour la seconde série, elle a étudié des poutres connectées soit grâce à un adhésif époxy (SIKADUR30) qui a un comportement élastique linéaire soit un polyuréthane (SIKAFORCE7750) avec un comportement ductile. Dans le premier cas (époxy), la rupture est brutale et survient, suite à une plastification du profilé métallique, dans le béton par compression. Dans le second cas, la rupture a lieu dans le béton proche de l'interface par cisaillement. Les déformations et déplacements mesurés sont plus faibles dans le premier cas. Enfin, elle a étudié l'influence de la géométrie du joint de colle en réalisant différents irrégularités transversales ou longitudinales. Les résultats ont montré que ces paramètres n'avaient pas d'impact.

En définitive, ces différents résultats ont montré que les traitements de surface étaient nécessaires, un adhésif époxy (plus rigide) permet d'améliorer le comportement de la poutre mixte en terme de charge de ruine et des irrégularités dans le joint de colle n'ont pas d'influence significative (ce qui est plutôt encourageant étant donné que cela semble être délicat de contrôler parfaitement les dimensions du joint de colle).

Depuis une dizaine d'années toutes les poutres mixtes acier-béton collées qui ont été analysées étaient pour l'essentiel constituées de béton haute voire ultra haute performance. Ce choix a permis aux scientifiques d'écarter les problèmes de fissuration "prématurée" en zone tendue de la dalle, du fait d'une meilleure résistance du béton en traction.

2.2 Objectifs

Ce travail s'inscrit dans la continuité de ces études. Les principaux verrous à lever sont les suivants :

- Dans le cas de l'assemblage par connecteur mécanique, avant le dimensionnement des structures,

des essais de caractérisation de la connexion sont établis afin de vérifier justement sa résistance. Lorsqu'il s'agit du renforcement par collage, cette même démarche est utilisée et a fait l'objet de nombreuses études ((Chajes et al., 1996), (Täljsten, 1997)) et recommandations ((Afgc, 2002), (JCI, 1998)). En revanche, dans le cas du collage en vue de la réalisation de structures mixtes, aucun essai n'est normalisé. La première question posée par ce travail portera donc sur la définition de l'essai le mieux adapté pour déterminer le comportement de la connexion par collage acier-béton.
- Lorsque celui-ci sera défini, nous devrons comprendre et caractériser son comportement et définir quels sont les principaux paramètres influents.
- La compréhension du comportement de structures mixtes acier-béton doit être approfondie. Le dimensionnement de la dalle béton doit être étudié notamment vis-à-vis de son comportement à l'approche de la rupture. L'utilisation d'un béton à hautes capacités en traction/cisaillement (BHP ou BFUP) semble être un facteur limitant a son utilisation industrielle. Nous devrons vérifier si ce choix a tout son sens.

2.3 Organisation de la thèse

Ce travail est divisé en trois parties (figure 2.1). Nous travaillons à trois échelles différentes (matériau, connexion et structure).

La première partie concerne la caractérisation des matériaux constitutifs des structures mixtes testées. Aussi, pour chacun d'eux, nous définirons la loi de comportement retenue suivant différentes approches, approchant au mieux le comportement observé.

La seconde partie porte sur l'étude du comportement et de la caractérisation de la connexion collée acier-béton. Nous définirons l'essai qui sera utilisé permettant de définir sa rigidité et sa résistance. Parallèlement, une analyse numérique en non linéaire sera effectuée : elle doit approcher au mieux les résultats mesurés et apporter des précisions sur le mode de rupture de la connexion collée acier-béton. Aussi, une analyse de sensibilité des résultats (numérique et expérimentale) vis-à-vis de la géométrie complètera les résultats.

La troisième partie concerne l'analyse du comportement de structures multimatériaux acier-béton assemblées par collage. Une analyse bibliographique permettra dans un premier temps de déterminer quels résultats expérimentaux sont à notre disposition. Nous en retiendrons 4 et effectuerons un essais supplémentaire afin de compléter les données existantes. Parallèlement, deux modèles non linéaire seront mis en oeuvre : un défini en variables généralisées et le second en variables locales. L'objectif étant d'approcher au mieux le comportement observé et de développer un modèle capable de prédire le comportement proche de la rupture. Une analyse de sensibilité sera aussi effectuée afin de déterminer quels sont les paramètres majeurs influençant le comportement de telles structures.
Dans la dernière partie, nous proposerons une synthèse des différents résultats obtenus ainsi que des propositions d'amélioration à cette recherche.

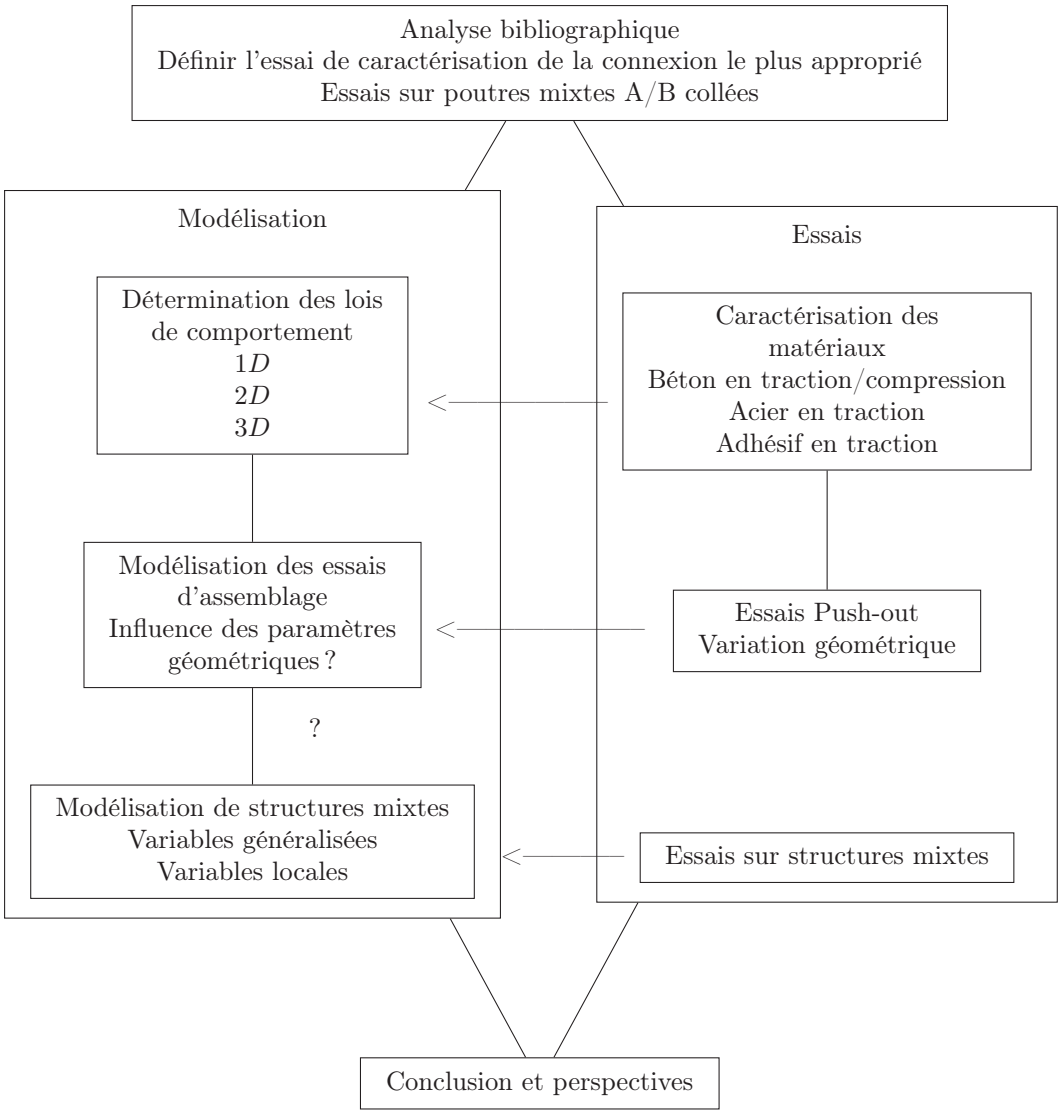


Figure 2.1 – Organisation de la thèse

2.4 Limites du travail

Ce travail est limité par différents aspects répertoriés ci après.
Nous n'avons concentré notre travail que sur l'analyse du comportement statique et instantané des structures multimatériaux collées. La fatigue, le fluage, le retrait, les effets de l'eau et le comportement au feu n'ont ici pas été abordés. Cette recherche ne permet pas de définir la durabilité de tels systèmes.
Signalons que de 1968 à 1992 sept ponts dont les portées varient de 15 à 32 m ont été construits en (ex) Allemagne de l'est ((Hänsch and Krämer, 1968) et (Fiedler, 2001)). Ils sont constitués de poutrelles acier connectés par un joint époxy (de 5 à 15 mm d'épaisseur) à une dalle de béton préfabriquée. Ces ouvrages exposés à des chargement dynamiques et aux attaques environnementales sont aujourd'hui encore en service.
Nous n'analysons que le comportement de structures constituées d'acier, béton et d'adhésif époxy. De nombreux auteurs ((De Castro San Roman, 2005), (Correia et al., 2004), (Gürtler, 2004) (Keller and Gürtler, 2006) ...) ont étudié le comportement statique de poutres mixtes constituées de profilé en matériaux composites (essentiellement en fibre de verre) assemblées à ce même matériau ou à une dalle de béton. La connexion collée du bois et du béton (BFUP généralement) a été étudiée par (Pham, 2007), (Maurice and Christophe, 2000), (Ferrier et al., 2008).

Deuxième partie

Caractérisation des matériaux utilisés

3

Introduction

L'objectif de cette partie est de caractériser les matériaux qui constituent les structures et composants étudiés. Nous étudions essentiellement des structures qui associent béton, acier et adhésif époxyde. Afin de comprendre et simuler le comportement d'assemblages et de structures mixtes, nous devons connaître précisément les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs. De là, nous pourrons déterminer quelles sont les lois de comportement des substrats et adhésifs les mieux adaptées.
Les lois de comportement des matériaux doivent être parfaitement connues pour être intégrées dans les modélisations. On essayera, en particulier de définir un béton de référence, dont la composition sera préalablement établie. Sa loi de comportement complète en compression sera aussi approchée. La colle utilisée sera, dans un premier temps caractérisée en traction, de même que pour les aciers.
Les essais sur acier, béton et adhésif qui sont présentés ont été effectués au laboratoire.

En ce qui concerne la modélisation du comportement observé sur chacun de ces matériaux, deux approches seront considérées : approche à l'échelle locale ou à l'échelle globale.
A l'échelle globale, c'est le comportement inélastique de la section courante dans son ensemble qui est défini à partir des lois de comportement de chaque matériau. Elles sont ainsi formulées en fonction des contraintes généralisées c'est à dire les efforts résultants sur une section : effort normal, moment fléchissant etc ... On distingue les lois de flexion, de cisaillement et de traction-compression. Les relations types obtenues sont "moments-courbures" ou "efforts normaux-allongements". Elle se limite au cas de structures de type poutre, cette approche conduit à des temps de calcul relativement réduits mais ne permet pas de définir précisément les comportements locaux comme la fissuration par exemple.
A l'échelle locale, les matériaux sont modélisés par des éléments de milieu bidimensionnel $2D$ ou tridimensionnel $3D$. La relation "contraintes-déformations" est ainsi obtenue. Cette approche permet de prendre en compte l'état du matériau en chaque point d'intégration de l'élément fini considéré et d'obtenir des informations locales sur l'état de l'endommagement, plastification ... Par contre, cette modélisation nécessite des moyens de calcul (stockage et temps) considérables qui peuvent limiter l'analyse.

L'objectif est de déterminer, pour chaque matériau une loi de comportement qui se rapproche le plus possible des mesures avec une possibilité de prévoir la ruine.
Cette partie est articulée de la sorte : chaque chapitre est consacré à un matériau pour lequel on définira en premier lieu, les principales caractéristiques mécaniques issues des essais, puis nous nous intéresserons pour chacun d'eux aux lois de comportement sous différentes formes : 1, 2 ou 3 D, qui soient capables de reproduire le plus fidèlement possible le comportement observé. Enfin, nous discuterons de leur implémentation dans les calculs en variables généralisées et dans un code aux éléments finis.

4

Comportement du béton

Sommaire

4.1 Caractérisation expérimentale du comportement du béton 22
4.1.1 Béton utilisé 22
4.1.2 Géométrie des éprouvettes 22
4.1.3 Essai de compression 22
4.1.4 Essai de traction par fendage et sur éprouvettes prismatiques 25
4.1.5 Synthèse 26
4.2 Lois de comportement du béton 27
4.2.1 Approche $3D$ 27
4.2.2 Approche $2D$ 31
4.2.3 Approche unidimensionnelle 32
4.3 Implémentation dans CAST-3M 34
4.3.1 Modèle isotrope de Mazars 34
4.3.2 Modèle d'endommagement plasticité 35
4.3.3 Comparaison des modèles 35

4.1 Caractérisation expérimentale du comportement du béton

4.1.1 Béton utilisé

Le béton retenu dans ces travaux est un béton standard de type $C25/30$.

4.1.2 Géométrie des éprouvettes

Toutes les éprouvettes sont cylindriques de type $Ø16 \times 32\ mm^2$. Le sablage et le stockage des éprouvettes a eu lieu à l'air ambiant.

- série MJF : deux séries ont été réalisées, chacune constituée de 6 éprouvettes cylindriques. ($MJF1-1$ à 6 pour la première série et $MJF2-1$ à 6 pour la seconde.) Les essais ont lieu à 28 jours. Pour la série $MJF2$, chaque éprouvette a été instrumentée de jauges de déformation collées sur l'axe longitudinal à mi hauteur des blocs, permettant ainsi une approche plus précise du comportement du béton de référence. 6 autres éprouvettes de forme prismatique $4*4*16\ cm^3$ ont été réalisées pour les essais de fendage ($MJF2-7$ à 12).
- série PO : cette campagne de caractérisation du béton concerne celui utilisé pour les essais d'interface pour lesquels 3 gâchées ont été réalisées et sont notées $PO1$, $PO2$ et $PO3$ [1] , chacune contenant 12 éprouvettes cylindriques. Les essais ont eu lieu à 28 jours et le jour des essais d'interface (3 éprouvettes testées en compression et 3 autres en traction).
- série P : 12 éprouvettes cylindriques ont été fabriquées pour le béton constitutif de la prédalle ($P1$) (caractérisation à 28 jours et à 60 jours) et 6 autres pour celui de la dalle de compression ($P2$) (caractérisation à 28 jours).

4.1.3 Essai de compression

Le mode opératoire suit la norme $NF\ EN\ 12390-3$.
La mise en charge est effectuée à une vitesse constante dans la plage $0,1$ à $0,2\ MPa/s$. Quelle que soit la gâchée utilisée, les essais de compression sur éprouvettes cylindriques suivent la norme $NF-P18-406$. Elles sont soumises à un chargement croissant jusqu'à la rupture. La contrainte à rupture de l'éprouvette correspond donc au rapport entre la charge de ruine et la section transversale de l'éprouvette.

4.1.3.1 Détermination de la contrainte ultime

4.1.3.1.1 Série MJF

Pour la première série d'analyse, les valeurs de la résistance en compression à 28 jours sont comparées entre les différentes éprouvettes grâce aux tableaux 4.1, 4.2.
Les valeurs obtenues sont sensiblement identiques et supérieures à la valeur minimale attendue de $25\ MPa$. Pour la première gâchée f_c appartient à l'intervalle $[27.05; 28.69]\ MPa$ (voir le tableau 4.1), la contrainte moyenne est égale à $27,9\ MPa$ et l'écart type à $0,7\ MPa$. Pour la seconde, les écarts sont légèrement plus importants puisque $f_{c,moyen}$, la contrainte limite à rupture moyenne est égale à $28,5\ MPa$ (voir le tableau 4.2) et l'écart type est égal à $1,4\ MPa$.

1. Pour chaque longueur de collage est définie une gâchée, voir la partie III

Eprouvette	f_c (MPa)
1	27.9
2	28.5
3	28.1
4	28.7
5	26.9
6	27.1
Moyenne	27,9
Ecart type	0,7

Tableau 4.1 – Valeurs ultimes à 28 jours en compression pour MJF1-1 à 6 (éprouvettes cylindriques $Ø16\times32\ mm^2$)

Eprouvette	Jauge	f_c (MPa)	ϵ_c	$\epsilon_{c,m}$	$E\ (MPa)$	$E_m\ (MPa)$
1	a	28.7	1946	2163	21220	26685
	b		2127		30280	
	c		2415		29095	
2	a a été exclue					
	b	26.0	1724	1618	32419	
	c		1512		31440	31930
3	a	28.1	1385	1717	31950	26941
	b		1970		27662	
	c		1797		21211	
4	a	29.3	2411	2184	32005	28437
	b		2151		28925	
	c		1990		24383	
5	a	28.8	2289	2321	24872	26963
	b		2326		25943	
	c		2349		30075	
6	a	30.3	2238	2190	22760	26905
	b		2189		28697	
	c		2143		29259	
	$f_{c,m}$ **(MPa)**	28.5	$\epsilon_{c,m,t}\ (\mu m \setminus m)$	**2032**	$E_{m,t}\ (MPa)$	**28007**
	ΔEc (%)	4.9	ΔEc (%)	**14.3**	ΔEc (%)	**13.2**

Tableau 4.2 – Valeurs ultimes à 28 jours en compression pour MJF2-1 à 6 (éprouvettes cylindriques Ø16 × 32 mm^2). Les déformations sont données en $\mu m \setminus m$. f_c correspond à la contrainte ultime en compression et $f_{c,m}$ sa moyenne, $\epsilon_{c,m,t}$ représente la déformation moyenne au pic de contraintes et $E_{m,t}$ le module de Young moyen déterminé à 40 % f_c et ΔE_c pour l'écart type en %.

4.1.3.1.2 Série PO

Les résultats sont résumés par le tableau 4.3.
Malgré une composition strictement identique, une méthodologie de bétonnage et un processus d'essai inchangés pour toutes les gâchées, on constate que les résistances varient légèrement : de 33.7 à $37,1\ MPa$ (à 28 $jours$) et de 38.8 à 43.4 MPa (le jour des essais d'interface). Seulement, l'écart type est inférieur à 2 MPa, les résultats restent donc satisfaisants. On observe qu'il y a une diminution de l'ordre de 10 % entre la gâchée $PO3$ et les deux premières sans que l'on puisse avancer d'explications supplémentaires.
Par contre, les résistances limites moyennes, à 28 jours, en compression, obtenues avec ces trois gâchées sont supérieures à celles obtenues pour le béton dit de référence (28.5 MPa).

4.1.3.1.3 Béton utilisé pour les essais de structure : série P

Le tableau 4.4 représente les résultats d'essais de caractérisation à 28 jours et le jour des essais de flexion sur la poutre mixte, pour le béton de la prédalle. Aussi, sont répertoriés les résultats d'essais pour la dalle de compression à 28 jours date correspondant aux essais sur poutre.
On constate que même si la méthodologie de bétonnage et un processus d'essais inchangé les caractéristiques mécaniques en compression entre le béton de la prédalle et celui de la dalle de compression à 28 jours ne sont pas identiques. En compression, à 28 jours, le béton des prédalles atteint environ 39 MPa alors que celui de la dalle de compression atteint seulement 30 MPa. Celui des dallettes push-out était de l'ordre de 34 à 37 MPa. Aucune anomalie sur les éprouvettes cylindriques n'a été observé et permettrait d'expliquer cet écart.

4.1.3.2 Contraintes en fonction des déformations

Comme il a été vu précédemment, les éprouvettes cylindriques issues de la deuxième gâchée de la série MJF ont été instrumentées afin de connaître le comportement du matériau en compression. Trois jauges équipent chaque échantillon et sont numérotées de a à c. Pour $MJF2-2$, la jauge notée a s'est décollée durant l'essai, elle est donc exclue de l'analyse.
Le comportement des éprouvettes cylindriques de béton en compression est illustré sur la figure 4.1 pour les courbes enveloppes. Les résultats sur chaque éprouvette sont assez proches (figures A.1(a) à A.1(f) en annexe A.1). On peut constater que jusqu'à environ 40 % de la contrainte maximale, le comportement

			$PO1$			$PO2$			$PO3$		
			1	2	3	1	2	3	1	2	3
28 jours	Compression	F_{max} (kN)	732	725	756	727	745	764	657	709	669
		f_c (MPa)	36.4	36.1	37.6	36.2	37.1	38.0	32.7	35.3	33.3
		$f_{c,moy}$ (MPa)	36.7			37.1			33.7		
		Ecart type (MPa)	0.8			0.9			1.7		
	Traction	$Fmax$ (kN)	218	209	210	227	174	230	177	178	166
		f_t (MPa)	2.7	2.6	2.6	2.8	2.2	2.9	2.2	2.2	2.1
		$f_{t,moy}$ (MPa)	2.6			2.6			2.2		
		Ecart type (MPa)	0.1			0.4			0.1		
Essais Push-out	Compression	F_{max} (kN)	805	787	776	864	851	904	768	803	769
		f_c (MPa)	40.0	39.1	38.6	43.0	42.3	45.0	38.2	39.9	38.2
		$f_{c,moy}$ (MPa)	39.3			43.4			38.8		
		Ecart type (MPa)	0.7			1.4			1.0		
	Traction	$Fmax$ (kN)	239	309	213	255	241	276	244	227	248
		f_t (MPa)	3.0	3.8	2.7	3.2	3.0	3.4	3.0	2.8	3.1
		$f_{t,moy}$ (MPa)	3.2			3.2			3.0		
		Ecart type (MPa)	0.6			0.2			0.1		

Tableau 4.3 – Valeurs caractéristiques en traction et en compression pour le béton utilisé pour les essais Push-out, à 28 jours et le jour des essais Push-out : $PO1$: 82 j, $PO2$: 123 j, $PO3$: 120 j

			Prédale			Dalle de compression		
			1	2	3	1	2	3
28 jours	Compression	F_{max} (kN)	766	820	756	628	574	631
		f_c (MPa)	38.1	40.8	37.6	31.2	28.5	31.4
		$f_{c,moy}$ (MPa)	38.8			30.4		
		Ecart type (MPa)	1.7			1.6		
	Traction	$Fmax$ (kN)	212	223	236	155	160	178
		f_t (MPa)	2.6	2.8	2.9	1.9	2.0	2.2
		$f_{t,moy}$ (MPa)	2.8			2.0		
		Ecart type (MPa)	0.1			0.2		
Essais Poutre	Compression	F_{max} (kN)	788	887	900	628	574	631
		f_c (MPa)	39.2	44.1	44.8	31.2	28.5	31.4
		$f_{c,moy}$ (MPa)	42.7			30.4		
		Ecart type (MPa)	3.0			1.6		
	Traction	$Fmax$ (kN)	221	253	235	155	160	178
		f_t (MPa)	2.7	3.1	2.9	1.9	2.0	2.2
		$f_{t,moy}$ (MPa)	2.9			2.0		
		Ecart type (MPa)	0.2			0.2		

Tableau 4.4 – Valeurs caractéristiques en traction et en compression pour le béton utilisé pour les essais de poutre, à 28 jours et le jour des essais de flexion : Prédalle : 60 j, dalle de compression : 28 j

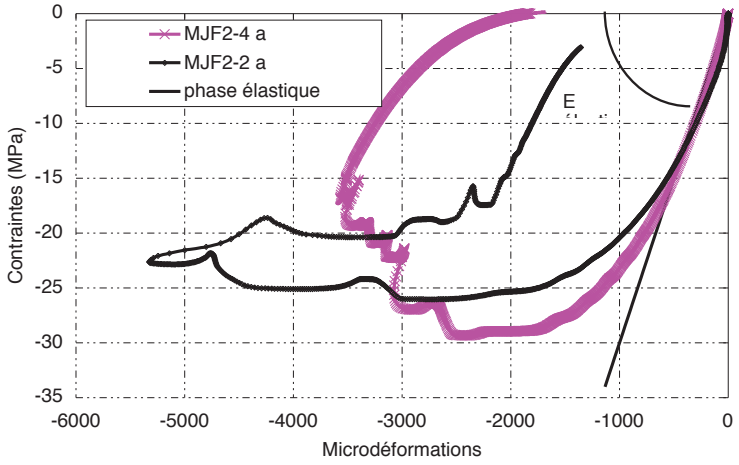


Figure 4.1 – Comportement en compression pour la gâchée $MJF2$, seules les courbes enveloppes sont représentées : elles correspondent à l'éprouvette $MJF2-2$ et $MJF2-4$

est quasi-linéaire.
Au dessus de 40 % de la contrainte maximale, le comportement devient non linéaire. Cette non-linéarité correspond au développement de la macro-fissuration aux interfaces granulats-matrice. Le module de Young diminue.
Au delà de 80 %, le comportement devient fortement non linéaire. Les fissures se propagent dans la matrice. La déformation au pic d'effort est comprise entre 1500 et 2500 microdéformations. La valeur moyenne est égale à 2032 $\mu m/m$ et l'écart type est égal à 290 $\mu m/m$ ce qui montre une bonne reproductibilité des résultats. Le comportement post-pic est par contre difficilement exploitable, à la vue des disparités constatées sur chaque éprouvette et est en partie imputable à une instabilité de l'asservissement de la presse et du fait d'une rupture par éclatement du matériau.

4.1.3.2.1 Déformations au pic de contrainte

Les déformations (tableau 4.2) au pic de contrainte pour une même éprouvette sont relativement rapprochées ce qui permet de déterminer la déformation moyenne (au pic de contrainte). Des écarts sont présents pour deux échantillons différents. Les valeurs sont assez similaires pour les éprouvettes notées 1, 4, 5, et 6, et des écarts sont à relever pour la deuxième et troisième. La déformation au pic de l'effort est plus faible et inférieure à 2000 $\mu m \setminus m$. Si l'on exclut ces deux dernières, la déformation moyenne est d'environ 2200 $\mu m \setminus m$. Sinon, elle est de 2032 $\mu m \setminus m$, l'écart type est égal à 290 $\mu m/m$ ce qui montre une assez bonne reproductivité des résultats.

4.1.3.3 Le module de Young

Le module d'élasticité moyen pour $MJF2$ est de 28 $+/-$ 3 GPa : il a été déterminé en considérant le rapport entre la contrainte à 40 % de la contrainte maximale et de la déformation élastique (nous n'avons pas effectué d'essais cycliques). Les valeurs obtenues pour chaque éprouvette sont répertoriées dans le tableau 4.2, page 23. L'écart type représente environ 13 % de la moyenne : on observe une assez bonne régularité.

4.1.4 Essai de traction par fendage et sur éprouvettes prismatiques

4.1.4.1 Essai de flexion : béton de référence : $MJF2$

Les six éprouvettes prismatiques (MJF2-7 à 12) sont utilisées pour déterminer la contrainte à rupture en traction du béton par flexion. Seules cinq des six fabriquées sont utilisées du fait d'un défaut présent

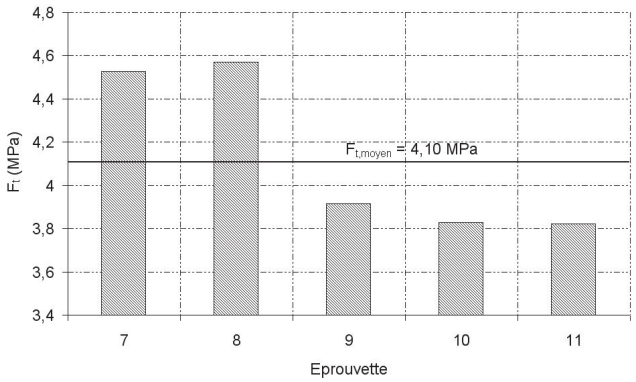


Figure 4.2 – Résistance en traction, sur chaque éprouvette

sur la numéro 12. Il s'agit d'un essai de flexion trois points, conformément à la norme $NFP\ 18-407$. Le chargement stoppe lorsque les premières fissures apparaissent, et l'on enregistre l'effort à rupture. La contrainte limite en traction nommée f_t est donnée par l'équation 4.1.

$$f_t \ = \ \sigma \ = \ \frac{M}{\frac{I}{v}} avec\ M \ = \frac{P \cdot l}{4} \ , \ I = \frac{a \cdot b^3}{12} \ et \ v = \frac{b}{2} \tag{4.1}$$

Les résultats sont répertoriés sur la figure 4.2. On constate que pour les deux premières éprouvettes, les valeurs sont proches, autour de 4.5 MPa, et pour les trois dernières, elles sont plus faibles et proches de 3.8 MPa. La valeur moyenne est de 4.10 MPa.

Pour les deux autres séries, les essais ont été effectués par fendage conformément à la norme $NFP\ 18-408$. Pour chaque gâchée, 3 éprouvettes sont testées à 28 jours et les 3 autres le jour des essais. Les observations des éprouvettes fendues sont comparables d'une gâchée à une autre : elles montrent une très bonne homogénéité et un très léger bullage.

4.1.4.2 Béton utilisé pour les essais d'interface : série PO

Les contraintes moyennes à rupture qui ont été déterminées sont détaillées dans le tableau 4.3. Comme dans le cas de la compression, on constate que malgré une méthodologie et un béton similaires, les résultats varient légèrement. La contrainte moyenne à rupture à 28 jours varie de 2.2 à 2.6 MPa. Le jour des essais d'interface celle-ci varie de 3.0 à 3.2 MPa. On peut observer une diminution d'environ 20 %, à 28 jours entre la gâchée $PO3$ et les deux premières sans explications supplémentaires. Le jour des essais d'interface, cet écart semble diminuer puisqu'il est inférieur à 10 %. L'écart type maximal est de 0.6 MPa ce qui est relativement satisfaisant.

4.1.4.3 Béton utilisé pour les essais de structure : série P

Le tableau 4.4 représente les résultats d'essais de traction par fendage pour, d'une part la prédalle et d'autre part, pour la dalle de compression. Comme dans le cas de la compression, on constate qu'entre ces deux gâchées des écarts persistent : les caractéristiques mécaniques de la prédalle (2.8 MPa) sont supérieures à celles de la dalle de compression (2.0 MPa), sans explications supplémentaires.

4.1.5 Synthèse

L'objectif premier de cette partie a été de déterminer un béton dit de référence. L'idée c'est de définir au mieux une méthodologie et un béton standard de type $C25/30$ pour lequel les paramètres qui contrôlent sa loi de comportement sont clairement identifiés. Pour cela, 6 des 12 éprouvettes cylindriques ont été instrumentées au moyen de jauges de déformations en partie centrale : ces résultats pourront être utilisés dans le chapitre traitant des lois de comportement. Pour chaque étape expérimentale de la thèse, nous avons, lorsque le béton a été utilisé, caractérisé ce dernier en traction et en compression sur des éprouvettes cylindriques 16Φ32.
Après avoir "calé" une loi de comportement la plus proche possible, nous pourrons utiliser, dans les modélisation futures les différentes caractéristiques mécaniques qui ont pu être identifiées.

4.2 Lois de comportement du béton

Dans ce chapitre, nous analysons quel est le comportement du béton en traction et en compression, suite aux essais qui ont été effectués et aux analyses données par la bibliographie. Nous exposons ici les lois de comportement du béton retenues, sous différentes formes, à savoir dans le cas unidimensionnel, mais aussi en 2 et 3 D.

Son caractère quasi-fragile lui confère un comportement fortement non linéaire et dissymétrique que nous souhaitons prendre en compte dans les modélisations.

Rappelons que nous utiliserons des théories issues de la mécanique des milieux continus. Cette assertion pose une difficulté : une fissure est une discontinuité géométrique. Cette contradiction va donc nécessiter des schémas spécifiques qui vont engendrer des modifications dans le matériau au niveau de la fissure tout en gardant la notion générale de continuité dans la solution. Pour se faire plusieurs approches existent.

Nous écartons les modèles discrets basés sur la mécanique de la rupture : ne connaissant pas à la fois la position initiale et le trajet de la fissure et préférons les approches continues. Le comportement non linéaire du béton est intégré directement à la loi de comportement. Cela permet l'introduction d'un comportement post-pic adoucissant. Les dégradations sont prises en compte grâce à des variables supplémentaires qui agissent sur les caractéristiques mécaniques ou sur les variables de base de la modélisation. Une zone de matériau dégradée va représenter la fissure. Les contraintes se redistribuent donc dans la zone de microfissuration FPZ. La direction de propagation est déterminée par l'évolution de la dégradation dans cette zone. On peut citer les modèles de fissuration répartie "smeared cracked models" ((De Borst et al., 2003), (Rashid, 1968), (Ottosen, 1981), (de borst and Nauta, 1985), (Bazant and Oh, 1983) ...) ou les théories basées sur les modèles d'endommagement ((Mazars, 1984) et (Mazars and Pijaudier-Cabot, 1989) et (Jason, 2004)). Nous utilisons des modèles basés sur cette dernière théorie pour modéliser le comportement du béton.

4.2.1 Approche $3D$

Les lois constitutives qui décrivent, en général, le comportement des matériaux sont définies comme des relations liant le tenseur des déformations ε_{ij} et le tenseur des contraintes σ_{ij}.

4.2.1.1 Modèles d'endommagement

La variable d'endommagement, variable interne, notée d est définie dans l'échelle méso. Elle représente l'état de dégradation du matériau. Un élément de volume représentatif est défini : au sein de cette région d donne une valeur représentative du niveau de dégradation de la matière.

4.2.1.1.1 Formulation générale

Ce type d'approche (par l'endommagement) traduit macroscopiquement l'influence de la dégradation par naissance et croissance de microdéfauts au sein du matériau. La variable interne d qui est introduite représente l'état de dégradation, et se nomme "variable d'endommagement". La fissure est une zone de matériau totalement endommagée. Les redistributions de contraintes résultant de la concentration des déformations et l'évolution de l'endommagement ont lieu dans la zone de microfissuration (FPZ).

Dans le cas d'un modèle isotrope, l'endommagement est représenté par un scalaire d (un tenseur dans le cas non isotrope). Celle-ci est une variable d'état. La perte de rigidité et le comportement adoucissant sont décrits directement. La contrainte est déterminée par la relation donnée par l'équation 4.2. Les termes E_{ijkl} et ε^e_{kl} sont respectivement les composantes du tenseur d'élasticité d'ordre 4 et du tenseur des déformations élastiques, d est la variable d'endommagement.

$$\sigma_{ij} = (1 - d) \cdot E_{ijkl} \cdot \varepsilon^e_{kl} \tag{4.2}$$

Les auteurs (Rabotnov, 1969) et (Lemaitre and Chaboche, 1974) ont introduit la notion de contrainte effective [2] qui correspond à une contrainte du matériau non endommagé (équation 4.3) et qui conduit à

2. Cela permet la mesure macroscopique de l'endommagement en particulier

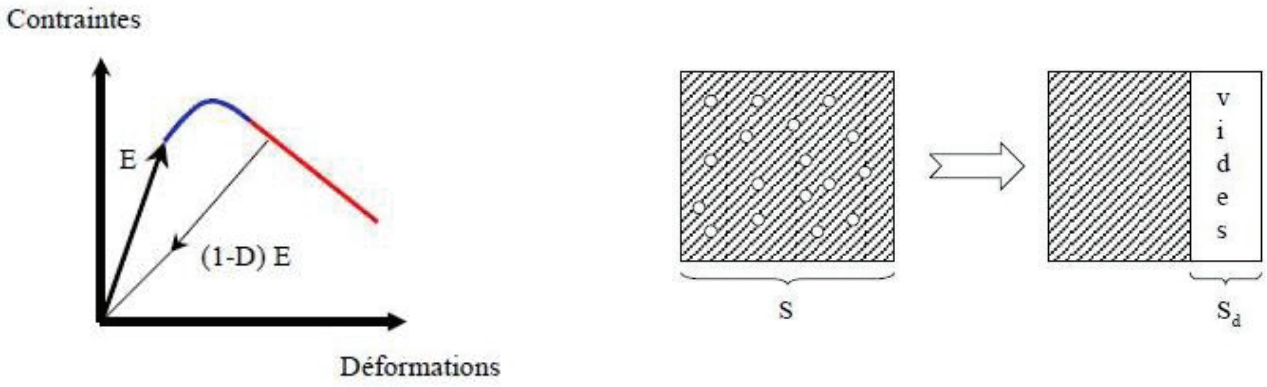


Figure 4.3 – L'endommagement (Jason, 2004)

l'équation 4.4. Ainsi, une valeur de d égale à zéro correspond à un matériau sain, pour lequel la contrainte est égale à la contrainte effective. Une valeur de d égale à 1 représente un matériau totalement dégradé : sa contrainte est nulle. L'endommagement est physiquement schématisé sur la figure 4.3. On considère la proportion de vides dans une section de matériau. On peut donc définir l'endommagement par le rapport de la surface occupée par les micro-défauts S_d sur la surface totale S, donné par l'équation 4.5. Si d est indépendant de l'orientation de la surface de charge, alors la modélisation sera isotrope, anisotrope sinon.

$$\sigma'_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{1-d} \tag{4.3}$$

$$\sigma_{ij} = (1-d) \cdot \sigma'_{ij} \tag{4.4}$$

$$d = \frac{S_d}{S} \tag{4.5}$$

Modéle d'endommagement isotrope

Formulation

Le modèle d'endommagement isotrope a été formulé par Mazars (Mazars, 1984). Ce modèle est initialement basé sur une approche locale. Les sollicitations de traction entraînant la fissuration, l'extension du matériau durant le chargement sont caractérisées par une déformation équivalente qui est calculée grâce à l'équation 4.6. ε_i désigne les valeurs propres du tenseur des déformations et $<>_+$ désigne les crochets de *Mac Cauley* : si la valeur est négative alors l'opérateur renvoie une valeur nulle, sinon la valeur est identique. L'évolution de l'endommagement scalaire est définie à partir d'une fonction seuil $f(\varepsilon, d)$ illustrée par la figure 4.4 et donnée par l'équation 4.7.

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^{3} (<\varepsilon_i>)^2} \tag{4.6}$$

$$f(\varepsilon, d) = \varepsilon_{eq}(\varepsilon) - k_d \tag{4.7}$$

k_d est le paramètre d'endommagement, il est égal à la valeur maximale atteinte par ε_{eq} durant le chargement et à l'état initial, il correspond au seuil initial d'endommagement et vaut $k_{d=0} = k_0 = \frac{f_t}{E_0}$. L'évolution de l'endommagement est finalement déterminée par les conditions de Khun-Tucker (équation 4.8) dans laquelle g représente la surface de charge et $\dot{D}$ la dérivée de D par rapport aux déformations.

$$g(\varepsilon, D) \leq 0, \quad \dot{D} \geq 0, \; g\dot{D} = 0 \tag{4.8}$$

Le comportement dissymétrique du béton est modélisé par deux variables d'endommagement : d_t en traction et d_c en compression. La combinaison linéaire de ces deux endommagements donne l'endommagement global isotrope (équation 4.9). ε_{D0} représente le seuil initial à partir duquel l'endommagement

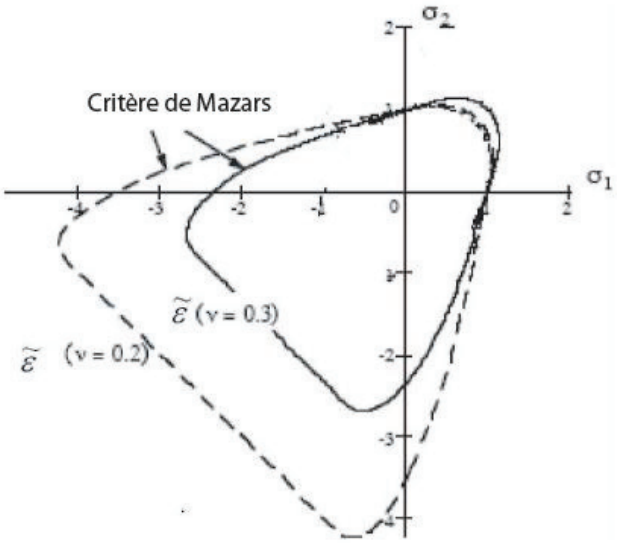


Figure 4.4 – Modèle de Mazars, tracé de la fonction seuil dans le plan $\sigma_3 = 0$ (Mazars, 1984)

apparaît. Les poids α_t et α_c sont calculés à partir des déformations. En traction pure $\alpha_t = 1$ et $\alpha_c = 0$ et en compression pure $\alpha_t = 0$ et $\alpha_c = 1$.

$$\begin{array}{l} \text{avec si} \quad \varepsilon_{eq} \geq \varepsilon_{d=0} \\ d = \alpha_t d_t + \alpha_c d_c \\ d_{t,c} = 1 - \frac{\varepsilon_{d=0} \cdot (1 - A_{t,c})}{\varepsilon_{eq}} - \frac{A_{t,c}}{\exp(B_{t,c}(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{d=0}))} \\ \alpha_{t,c} = (\sum_{i=1}^{3} \frac{<\varepsilon_i^{t,c}><\varepsilon_i>_+}{\varepsilon_{eq}})^{\beta} \\ \text{sinon} \\ d = 0 \end{array} \tag{4.9}$$

$$\begin{array}{l} b_t = \frac{1 + fragi}{\varepsilon_{d0}} \\ a_t = 1 - \frac{sinf}{E_0 \cdot \varepsilon_{d0}} \\ b_c = \frac{1}{\sqrt{2}\nu\varepsilon_c} \\ a_c = \varepsilon_{d0} - \frac{\sqrt{2} f_c \nu}{E_0} \frac{b_c}{b_c \varepsilon_{d0} - 1} \\ \varepsilon_{d0} = \frac{f_t}{E_0} \end{array} \tag{4.10}$$

Il y a donc huit paramètres à identifier. Le module de Young et le coefficient de Poisson sont mesurés à partir d'un essai de compression uniaxial. Les paramètres d'endommagement de traction (K_0, A_t, B_t) peuvent être déterminés par un essai de traction directe ou de flexion trois points. (A_c, B_c) sont déterminés par un essai de compression uniaxial. L'équation 4.10 permet de les calculer. Le paramètre β (introduit dans l'équation 4.9) est un facteur correctif qui permet d'améliorer la réponse en cisaillement par rapport à la version initiale du modèle pour lequel il était égal à 1. Il permet de diminuer la valeur de l'endommagement, lorsque le matériau est soumis au cisaillement. L'identification de cette grandeur peut se faire par un essai de cisaillement, essai qui semble être difficile à réaliser. La valeur conseillée est de 1.06 (Reynouard and Pijaudier Cabot, 2009). $fragi$ représente le coefficient de fragilité (compris entre 0 et 1) et $sinf$ la contrainte résiduelle en traction. Ils sont déterminés à l'aide d'essais de traction uniaxiaux.

Les limites du modèle d'endommagement isotrope

Ce modèle est limité par différents aspects (Jason, 2004). L'endommagement isotrope ne semble pas être capable de reproduire la dissymétrie entre l'état de micro-fissuration en traction et en compression. Du fait de l'orientation privilégiée de la fissure, le matériau est beaucoup plus fragile qu'il ne l'est réellement. Le comportement observé expérimentalement lors de chargements alterné de contractant vers dilatant des déformations volumiques n'est pas pris en compte par ce modèle. L'endommagement est

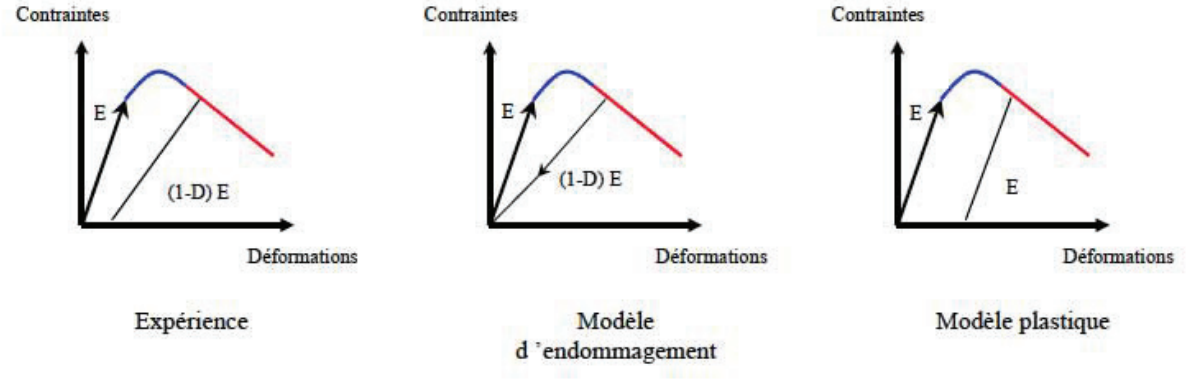


Figure 4.5 – Pente de déchargement dans le cas uniaxial. Expérience, endommagement et plasticité (Jason, 2004)

surévalué par rapport à l'expérience : il n'y a pas de déformations irréversibles, la courbe passant par l'origine. Ce critère est généralement utilisé pour représenter la rupture en mode II.
Pour ces raisons, d'autres modèles (basés sur celui de Mazars) ont été développés ((De Vree et al., 1995), (Laborderie, 1991), (Chaboche and Cailletaud, 1996), (Cordebois and Sidoroff, 1982), (**?**) ...). Aussi, (Jason, 2004) a développé un modèle de couplage endommagement plasticité permettant de palier les problèmes énoncés ci-dessus.

4.2.1.1.2 Couplage endommagement et plasticité

Il est parti de ce constat : les modèles d'endommagement isotrope sont adaptés aux comportements fondamentaux du béton mais ils ne sont pas capables de reproduire le comportement volumique du béton et les pentes de déchargement. Ils sont capables de reproduire la perte de rigidité du béton. Toutefois, l'endommagement est surévalué par rapport à l'expérience : il n'y a pas de déformations irréversibles, la courbe passant par l'origine. Les modèles de plasticité pris seuls permettent de reproduire quantitativement l'évolution des déformations irréversibles. Par contre, le déchargement est élastique, ce qui n'est pas conforme à l'expérience. (figure 4.5)

Le modèle d'endommagement plasticité décrit est basé sur les travaux de (Jason, 2004). Il s'agit d'un couplage direct entre l'endommagement et la plasticité. Il permet de décrire l'irréversibilité des déformations, la dégradation des caractéristiques élastiques et l'adoucissement post-pic de la réponse contraintes-déformations. Il y a découplage entre endommagement et plasticité. En d'autres termes, la plasticité n'intervient pas dans le développement de la fissuration.

A endommagement constant, la contrainte effective, les déformations élastiques et les déformations plastiques sont calculées à partir de la surface seuil de plasticité. Les équations régissant ce modèle sont développées dans (Jason, 2004) et (Krayani, 2007). La surface seuil de plasticité n'est plus écrite en terme de contrainte totale mais en fonction de la contrainte effective σ' (c'est à dire du matériau non endommagé). Elle dépend de la variable d'écrouissage k_H. Si cette dernière est égale à 1 alors la surface seuil est atteinte. Aucun écrouissage n'est possible. La réponse effective devient plastique parfaite et l'endommagement n'évolue plus à cause de la déformation élastique constante. Après avoir déterminé la contrainte effective la contrainte réelle est calculée par la mise à jour de la valeur de l'endommagement avec le modèle isotrope présenté par (Mazars, 1984). Une fois la valeur de l'endommagement déterminée, on définit la nouvelle contrainte à partir de l'équation 4.11.

$$\sigma = (1 - d)\sigma' \tag{4.11}$$

Les 8 variables d'état correspondent aux caractéristiques élastiques et à celles du modèle de Mazars (pour leur calibration, on peut se reporter aux travaux de (Mazars, 1984)). Les 10 autres paramètres correspondent à la plasticité (voir (Jason, 2004)). Leur détermination nécessite 3 essais : essai de compression cyclique, essai de traction simple et essai de confinement.

4.2.1.1.3 Localisation des déformations

Le développement des modèles énoncés a essentiellement un but pour leur utilisation dans des calculs par éléments finis. Le caractère adoucissant des lois d'endommagement exposées ici entraine une dépendance

des résultats vis à vis du maillage. Les limiteurs de déformation permettent d'assurer la non dépendance des résultats par rapport au maillage. Leur objectif est d'enrichir la description mécanique du milieu de telle sorte à décrire des états non homogènes de déformation afin d'éviter la sensibilité du maillage pendant la phase d'adoucissement (voir (Jason, 2004), (Jason et al., 2006) par exemple). Dans le cas d'un calcul local, la taille de la zone de localisation devient fonction de la taille des éléments finis où le critère de localisation est atteint : plus le maillage est raffiné, plus l'énergie dissipée est faible. Les contraintes en un point ne sont plus décrites localement mais elles prennent en compte les interactions avec le milieu proche. Les techniques de régularisation introduisent dans la loi de comportement une longueur caractéristique pour distinguer deux échelles de longueur. Une échelle est associée au comportement macroscopique de la structure et l'autre à l'échelle microscopique associée à la zone de localisation (liée aux interactions entre les défauts).
Une information spatiale est donc introduite, souvent sous la forme d'une longueur interne, liée aux interactions entre les défauts et donc à la microstructure du matériau. Citons les deux principales méthodes utilisables dans le cas de modèles d'endommagement :

– les théories non locales basées sur les travaux de (Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987) : au moins un champ de variable est sujet à une moyenne spatiale dans un voisinage fini d'un point. Seule la variable responsable de l'adoucissement est non locale. Ainsi, la contrainte en un point d'intégration ne dépend pas uniquement de la déformation en ce même point (cas d'un calcul local) mais aussi de la déformation dans un voisinage qui est décrit par un volume représentatif défini par une longueur caractéristique (notée l_c) couramment appelée longueur interne pour un milieu non local. Dans le cas des modèles d'endommagement définis ci-dessus, ils sont explicités par la déformation équivalente non locale $\bar{\varepsilon}_{eq}$ donnée par l'équation 4.12 dans laquelle Ω représente le volume de la structure, $V_r(x)$ le volume représentatif en x défini par l'équation 4.13.

$$\bar{\varepsilon}_{eq} = \frac{1}{V_r(x)} \int_{\Omega} \Psi(x-s) \mathrm{d}\Omega \tag{4.12}$$

$$V_r(x) = \int_{\Omega} \Psi(x-s) \mathrm{d}\Omega \tag{4.13}$$

$\Psi(x-s)$ est une fonction de pondération non locale généralement de forme Gaussienne (équation 4.14). D'après (Bazant and Oh, 1983), on peut considérer que $l_c \cong 3 \cdot d_a$, avec d_a défini comme étant le diamètre du plus gros granulat.

$$\Psi(x-s) = \exp\left(\frac{-4\|x-s\|^2}{l_c}\right) \tag{4.14}$$

Pour chaque point de Gauss, la fonction poids est calculée une seule fois (car indépendante des conditions aux limites) et est stockée dans la matrice de connectivité. Notons que l'approche non locale intégrale est lourde en calcul (l'opérateur tangent n'étant pas symétrique).

– les théories basées sur la formulation gradient (Peerlings et al., 1996). Pour résumer, la déformation équivalente non locale est liée à la déformation locale et à son laplacien par la relation 4.15. Elle existe sous sa formulation explicite ou implicite et est détaillée dans (Krayani, 2007).

$$\bar{\varepsilon}_{eq} = \varepsilon_{eq} + c \bigtriangledown^2 \varepsilon_{eq} \tag{4.15}$$

(Jason, 2004) a montré que l'on pouvait relier la longueur interne l_c (formulation intégrale) au paramètre c par $\sqrt{c} \approx \frac{l_c}{4}$ mais cette équation ne semble pas toujours être vérifiée.

4.2.2 Approche $2D$

Concernant l'approche en deux dimensions, on fera l'hypothèse qu'il y a un état plan de contraintes ou de déformations lorsque la structure est mince et est chargée dans son plan et en l'absence de contraintes initiales.
On peut donc négliger le terme σ_{zz} (état plan de contraintes) ou le terme ε_{zz} (état plan de déformations). Dans le premier cas, la déformation dans la troisième direction peut être évaluée par $\varepsilon_{zz} = \frac{-\nu}{(1-D)\cdot E}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})$. ($D$ ne dépendant pas de la direction de la sollicitation)

4.2.3 Approche unidimensionnelle

4.2.3.1 Modélisation dans le cas de la compression

En compression, le béton est considéré comme étant élastique plastique avec adoucissement. Deux lois de comportement ont été retenues : la loi de Sargin et celle de Carreira et Chu.

4.2.3.1.1 Loi de Sargin

La loi de Sargin (Sargin, 1971) est couramment employée pour décrire le comportement non linéaire en compression du béton. Elle a été développée dans les années 1970. Elle est définie pour différentes valeurs de contraintes. Elle est donnée par l'équation 4.16. ϵ_b correspond à la déformation dans le béton, et ϵ_{b0} à celle qui correspond à f_c.

$$\sigma_c = f_c \cdot \frac{k \cdot \eta + (k'-1)\eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta + k' \cdot \eta^2}$$

$$avec\ \eta = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}}\ et\ k = \frac{E_{ij} \cdot \epsilon_{b0}}{f_{cj}}$$

$$k' = \begin{cases} k+1 & f_{cj} \leq 30\ MPa \\ 0 & f_{cj} \geq 55\ MPa \\ (k-1) \cdot \frac{55 - f_{cj}}{25} & 30\ MPa \leq f_{cj} \leq 55\ MPa \end{cases} \tag{4.16}$$

On peut remarquer que le modèle réglementaire donné par l'Eurocode 2 correspond à la loi de Sargin dite simplifiée.

4.2.3.1.2 Loi de Carreira et Chu

C'est une loi de comportement élastoplastique avec amortissement en déformations qui a été développée par D. Carreira et K. Chu (Carreira and Chu, 1985). Elle est donnée par l'équation 4.17. ϵ_c correspond à la déformation dans le béton, et ϵ'_c à celle qui correspond à f'_c.

$$\sigma_c = \frac{f'_c \cdot \gamma \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}}{\gamma - 1 + \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\gamma}\ avec\ \gamma = \frac{1}{1 - \frac{f'_c}{\epsilon'_c \cdot E_{ci}}} \tag{4.17}$$

4.2.3.1.3 Choix d'une loi de comportement

L'objectif est de déterminer avec ces deux lois de comportement la borne inférieure et la borne supérieure permettant d'approcher au mieux les courbes expérimentales.
Pour cela, nous retenons les courbes expérimentales enveloppes : c'est à dire $MJF2-2b$ et $MJF2-1a$ pour la borne inférieure et $MJF2-3a$ pour la borne supérieure.
Pour tracer les courbes moyennes avec les deux lois proposées, les valeurs du tableau 4.2 (page 23) sont retenues. Lorsque l'on étudie les résultats sur chaque éprouvette, on constate que "Carreira moyen" est à chaque fois en mesure d'approcher les courbes. Les résultats sont un peu majorés. En fait, dans le calcul du coefficient γ donné par l'équation 4.17, on peut modifier un paramètre que l'on notera c_1 (voir équation 4.18), qui permet de minorer la courbe. Les grandeurs de la loi de comportement retenues sont celles données par les essais pour les bornes inférieures et supérieures. Le tableau 4.5 résume les variables prises en compte. La courbe de la figure 4.6 (page 34) montre que cette loi de comportement approche de façon satisfaisante le comportement du béton en compression. Le post-pic semble difficile à modéliser.
La loi de Sargin est plus difficile à maîtriser. Nous avons choisi de modifier le coefficient k de la loi de comportement donnée par l'équation 4.16. On le multiplie par une valeur que l'on notera c_2. Les caractéristiques prises en compte sont illustrées dans le tableau 4.6. La courbe de la figure 4.6 montre que cette loi de comportement est capable de simuler le comportement des éprouvettes dans le cas de la compression.
On a pu tracer des courbes enveloppes du matériau, et on obtient bien un intervalle de confiance. Le comportement post-pic est par contre difficilement simulable avec ces expressions.

	valeur de c_1, (équation 4.18)	f'_c (MPa)	ϵ'_c ($\mu m \setminus m$)
borne inférieure	0.65	26	1750
moyenne	0.85	28.55	2032
borne supérieure	1	28.2	1500

Tableau 4.5 – Valeurs retenues pour le callage de la loi de comportement Carreira et Chu

	valeur de c_2, $k = k \cdot c$	f_{cm} (MPa)	ϵ_{b0} ($\mu m \setminus m$)
borne inférieure	0.6	26	1750
moyenne	0.8	28.55	2032
borne supérieure	1	28.2	1500

Tableau 4.6 – Valeurs retenues pour le calage de la loi de comportement Sargin

$$\gamma = \frac{1}{c_1 - \frac{f'_c}{\epsilon'_c \cdot E_{ci}}} \tag{4.18}$$

4.2.3.2 Modélisation dans le cas de la traction

Dans ce cas, le matériau est supposé élastique linéaire jusqu'à f_t. Afin de prendre en compte la fissuration du matériau, lorsque le matériau atteint la contrainte limite f_t, l'état de contraintes est nul, comme le montre la courbe de la figure 4.7. Sa gestion numérique est détaillée dans le chapitre 15.

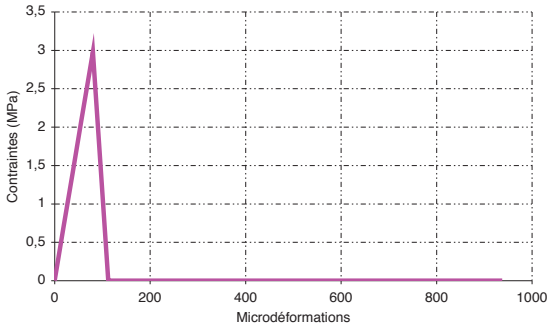


Figure 4.7 – Modélisation $1D$ du béton en traction ($f_t = 2.9\ MPa$)

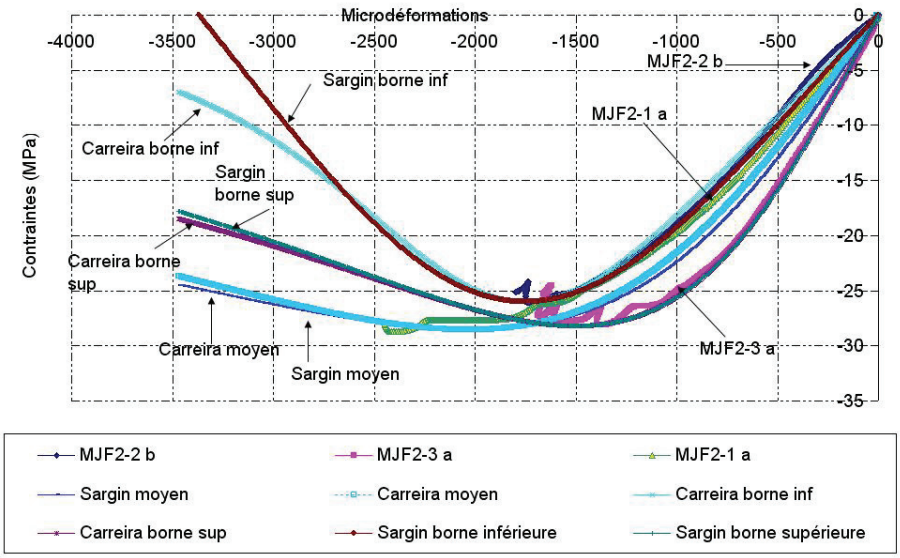


Figure 4.6 – Callage des lois de comportement du béton en compression

4.3 Implémentation dans CAST-3M

Nous exposons les deux modèles de béton que nous utiliserons dans la suite de ce travail : à savoir le modèle d'endommagement isotrope de Mazars et celui de couplage endommagement plasticité qui sont implémentés dans Cast-3m. Nous calons, ci-après au mieux les paramètres de ce modèle à partir de nos résultats d'essais en traction/compression.

4.3.1 Modèle isotrope de Mazars

Le modèle de Mazars implanté dans Cast-3M est défini en trois dimensions, est isotrope et peut être utilisé en local et non local. Dans ce dernier cas, l'endommagement y est contrôlé par le gradient de déformations.

Simulation des essais de traction et de compression uniaxial (série $MJF2$)
Nous avons simulé les essais de compression uniaxiale (de la série $MJF2$) sur un cube à 8 noeuds. Les caractéristiques du modèle sont calculées grâce aux équations 4.10, page 29.
Nous avons vérifié quelle était l'influence des paramètres ε_{D0}, a_c et a_t du modèle de Mazars. Pour cela, plusieurs simulations ont été effectuées et sont données en annexe A.2, 255.
Les paramètres $A_{t,c}$, $B_{t,c}$ modulent la forme de la courbe post-pic. A contrôle l'asymptote horizontale. B contrôle la vitesse d'adoucissement (Bottoni, 2009). Les caractéristiques mécaniques retenues sont données par le tableau 4.7 et la loi de comportement est représentée figure 4.8(a).

Dans le cas de la traction uniaxiale, la simulation est effectuée avec la même géométrie que pour l'essai de compression simple. Nous avons dû "calibrer" l'indice de fragilité $fragi$. En effet, ce paramètre doit être compris entre 0 et 1 : plus sa valeur est faible, plus le coefficient b_t est faible et inversement. Cette dernière donnée contrôle le comportement post-pic. Ici, $fragi$ est retenu comme étant égal à 0.5 (se référer aux équations 4.10).
Nous n'avons pas de données précises issues d'essais pour comparer les résultats obtenus avec le calcul. Numériquement, le pic de contraintes est de l'ordre de 3.10 MPa conformément à la valeur expérimentale de f_t (figure 4.8(b)).
D'autres auteurs ont fait une comparaison plus fine avec l'expérimental. (Jason, 2004) a comparé une solution expérimentale avec la solution numérique sur un essai de traction uniaxial sur un élément CUB8. La comparaison est satisfaisante puisque la position du pic de contrainte et le comportement post-pic sont plutôt bien reproduits. Le modèle d'endommagement scalaire est donc bien adapté à la

	f_{cm} (MPa)	ϵ_{b0} $(\mu m \setminus m)$
MJF2-4a	29.3	2151

Tableau 4.7 – Caractéristiques mécaniques expérimentales de MJF2-4a

E (GPa)	a_c	b_c	ε_{d0}
29.34	0.82013	1524	$1 \cdot 10^{-4}$

Tableau 4.8 – Essai de compression simple, coefficients du modèle de Mazars calculés à partir de l'équation 4.10

simulation d'essai de traction monotone.

4.3.2 Modèle d'endommagement plasticité

Le modèle de couplage endommagement et plasticité est composé de 17 paramètres. Les 8 premiers décrivant l'endommagement sont déterminés par le même processus que ceux du modèle de Mazars (Mazars, 1984). Une étude paramétrique présentée en annexe A.3, a permis d'étudier l'influence des différents paramètres du modèle sur les résultats.
Les coefficients d'endommagement donnés par l'équation 4.10 donnent des résultats qui correspondent plutôt bien aux essais. Concernant les 10 autres paramètres du modèle, n'ayant pas effectué ni d'essais de confinement, ni de compression cyclique, il apparaît difficile de déterminer lesquels sont les plus appropriés pour reproduire le comportement observé (notamment en compression). Il est expliqué dans (Jason, 2004) comment les calibrer. Nous nous sommes donc reportés à son mémoire de thèse où est détaillé le rôle joué par chacun des paramètres (résumé ci-dessous). (Jason, 2004) a montré qu'en étudiant les déformations axiales et volumiques lors d'essais de traction et de compression simple, les paramètres de la plasticité jouaient un rôle :

- en compression plus r_c est important, plus la plasticité est marquée. En fait ce coefficient quantifie le maximum des contraintes effectives associé à la surface limite. En traction, il n'a aucune influence.
- en traction, plus le paramètre r_t est important, plus le seuil de plasticité parfaite est éloigné, l'endommagement est donc de plus en plus élevé. En compression, plus ce paramètre est important, plus l'endommagement domine. r_t correspond au maximum des contraintes effectives associé à la surface limite de plasticité en traction.
- en traction, le paramètre p n'a pas d'influence sur le comportement du matériau. En compression l'endommagement domine plus p est petit.
- le paramètre A_h (non représenté ici) n'a pas d'influence en traction et en compression sur le comportement du matériau.
- le coefficient B_h n'a pas d'influence sur le comportement du matériau en traction. En compression plus sa valeur est grande, plus la plasticité est importante (ductilité).
- le paramètre C_h n'a pas d'influence sur le comportement du matériau en traction et en compression. Ce paramètre est souvent utilisé pour calibrer l'évolution des déformations plastiques lors d'essais triaxiaux confinés.
- Les paramètres α, k_0 sont fixés.

Notons, que dans le cas de la modélisation d'essais de traction/compression simple, l'effet du calcul non local n'est pas significatif.
Les paramètres du modèle retenus sont donnés par le tableau 4.9. Le comportement en traction-compression est représenté sur la figure 4.8.

A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
0,94	0,90	1707	17000	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$15 \cdot 10^6$	0,99

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
0,3	−1	0,1	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	0,5

Tableau 4.9 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $MJF2$

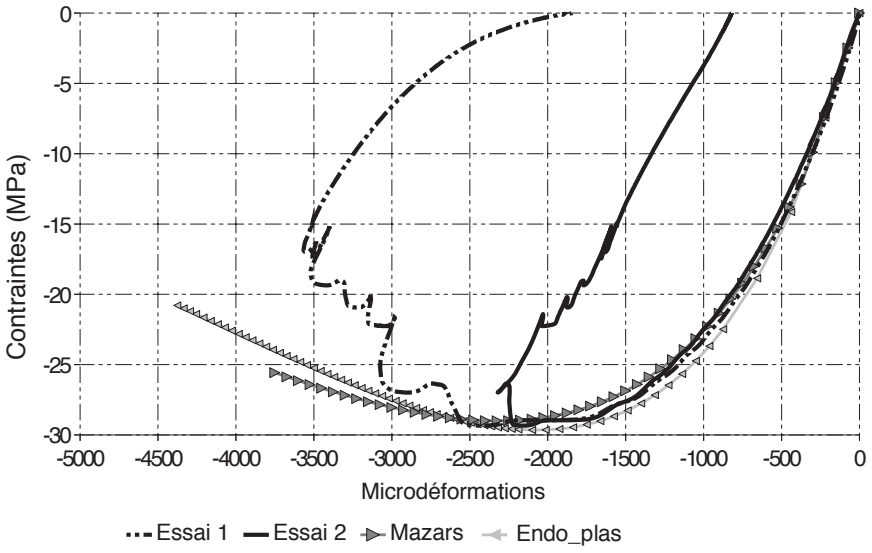
4.3.3 Comparaison des modèles

Les figures 4.8(a) et 4.8(b) représentent respectivement la loi de comportement en compression et en traction pour chacun des modèles testés. Elles sont comparées avec les deux courbes enveloppes obtenues par les essais en compression. Chacun des deux modèles testés est capable de reproduire la phase ascendante de la courbe. Le pic f_c est correctement simulé. En ce qui concerne le comportement post

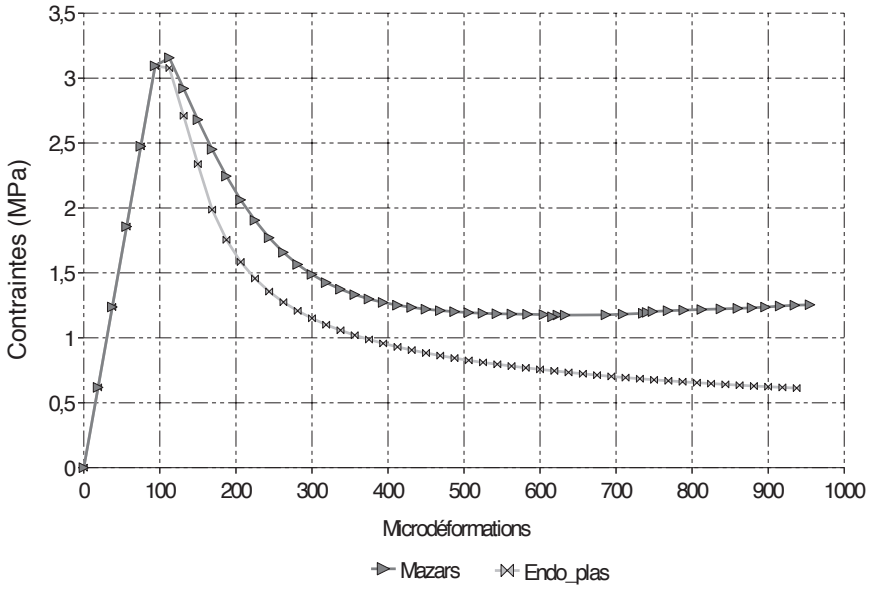
pic des écarts subsistent mais comme nous l'avons rappelé précédemment, nous n'avons pas réellement le post pic expérimental. En traction, les modèles de Mazars et d'endommagement plasticité atteignent le pic de contrainte expérimental. Nous ne pouvons comparer la courbe descendante n'ayant pas effectué de mesures.
Notons que (Jason, 2004) a montré que le modèle de couplage d'endommagement plasticité permettait de satisfaire les points suivants :

- en cas de déchargement, des déformations irréversibles sont présentes (contrairement au modèle d'endommagement pris seul)
- en compression simple, le comportement volumique initialement contractant devient dilatant au fur et à mesure que les sollicitations augmentent.
- pour des confinements assez élevés, une perte de rigidité est observée lors de la mise en pression hydrostatique du matériau.

Aussi, les lois de Sargin et de Carreira présentées précédemment, donnent des résultats identiques sous sollicitations uniaxiales.



(a) Compression



(b) Traction

Figure 4.8 – Comparaison des différents modèles testés avec les résultats expérimentaux (MJF2-3a pour la borne supérieure, essai 1 et MJF2-2b pour la borne inférieure, essai 2)

5

Comportement de l'acier

Sommaire

5.1 Caractérisation expérimentale du comportement des aciers utilisés 40
5.1.1 Les essais en traction sur l'acier du/des profilé métallique 40
5.1.2 Les essais de traction sur les armatures longitudinales 44
5.2 Les lois de comportement de l'acier 44
5.2.1 Approche tridimensionnelle 44
5.3 Implémentation dans Cast-3m 45

5.1 Caractérisation expérimentale du comportement des aciers utilisés

Pour les essais de caractérisation de la connexion collée acier-béton, un HEB S275 a été utilisé. En ce qui concerne les essais de flexion sur poutre mixte, une dalle de béton renforcée par un treillis soudé de type ST35 S500 est assemblée à un IPE 160 S275. Nous présentons dans ce chapitre, les résultats d'essais effectués au laboratoire sur une éprouvette prélevée sur un IPE de même nuance que ces derniers et sur un tronçon de treillis de la dalle.

5.1.1 Les essais en traction sur l'acier du/des profilé métallique

Les essais de traction sont conduits en suivant la norme *NF EN ISO 527-2 (2002)*.

5.1.1.1 Définition des éprouvettes

Trois éprouvettes ont été découpées (avec scie et fraise) dans un morceau d'éprouvette S275. Trois autres éprouvettes ont été réalisées dans l'âme dans les mêmes conditions. La géométrie des éprouvettes testées est donnée par le tableau 5.1 et la figure 5.1.

5.1.1.2 Dispositif de mise en charge

Chaque éprouvette est placée entre les mors d'une machine de traction-compression et est centrée au moyen d'un gabarit. La force qui est appliquée au système est fournie par le vérin lui même raccordé à la centrale hydraulique de la machine.

5.1.1.3 Dispositif de mesures

La force et la course du vérin sont données de façon continue par la machine.
Outre la force et le déplacement relatif des mors, la déformation est mesurée au moyen d'une jauge (longueur de grille de 10 mm) collée sur chaque éprouvette dans la zone centrale.

5.1.1.4 Résultats et analyse des essais

Les courbes 5.3(a) et 5.3(b) représentent respectivement pour l'âme et la semelle, l'évolution des contraintes en fonction des déformations des éprouvettes IPE testés. Le comportement des 6 éprouvettes est de type élasto-plastique écrouissant et globalement très similaire. Les éprouvettes âme 1 et âme 2 ont un comportement identique. Par contre pour l'éprouvette 3, on observe que le domaine élastique n'est pas parfaitement linéaire : il s'incurve à partir de 250 MPa. Les éprouvettes semelle 1 et 3 ont un comportement quasi identique ce qui n'est pas le cas entre 150 et 300 MPa pour la deuxième éprouvette de la semelle.
La synthèse des résultats est donnée dans le tableau 5.2. La géométrie y est donnée à plus ou moins 0.1 mm près. La limite d'élasticité correspond au palier avant écrouissage et la déformation limite élastique est définie lors de la première apparition de la non linéarité. La contrainte maximale est calculée à partir de la force maximale supportée par l'éprouvette et sa section initiale.
Nous constatons que les caractéristiques mécaniques de l'acier de la semelle sont sensiblement différentes de celles de l'âme. La contrainte maximale est dans tous les cas à peu près égale à 440 MPa (voir les figures 5.2(a) et 5.2(b)). Par contre, les limites d'élasticité correspondant à l'asymptote horizontale sur

Eprouvette	h	$b1$	$b2$	$L1$	$L2$	$L3$	R
	mm						
Ame 1	6.2	15.3	40	105	171	290	60
Ame 2	6.2	15.1	40	80	145	277	40
Ame 3	6.3	15.0	40	80	145	277	40
Semelle 1	9.4	10.2	40	90	160	279	60
Semelle 2	8.3	15.1	40	80	145	279	40
Semelle 3	9.0	15.1	40	80	145	279	40

Tableau 5.1 – Dimensions des éprouvettes haltères utilisées pour la caractérisation en traction des éprouvettes IPE 220 S275, (R correspond au rayon de la courbure de l'haltère)

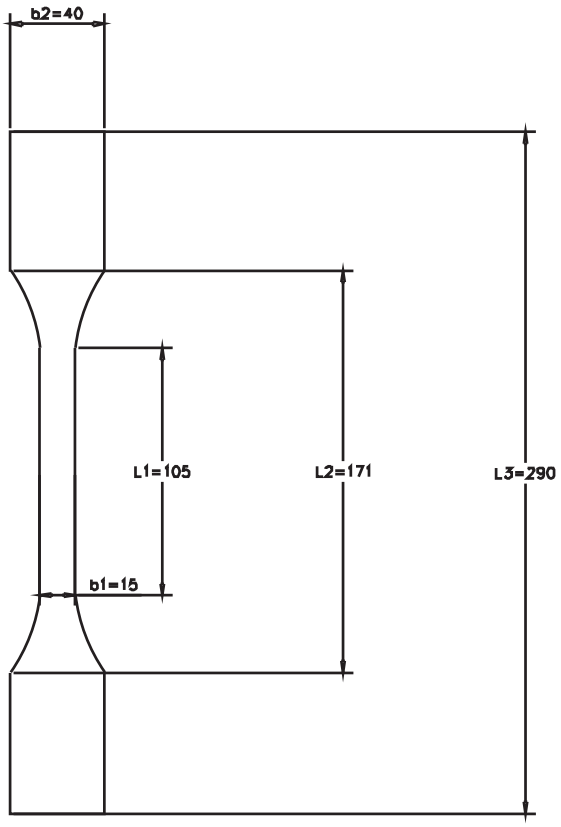
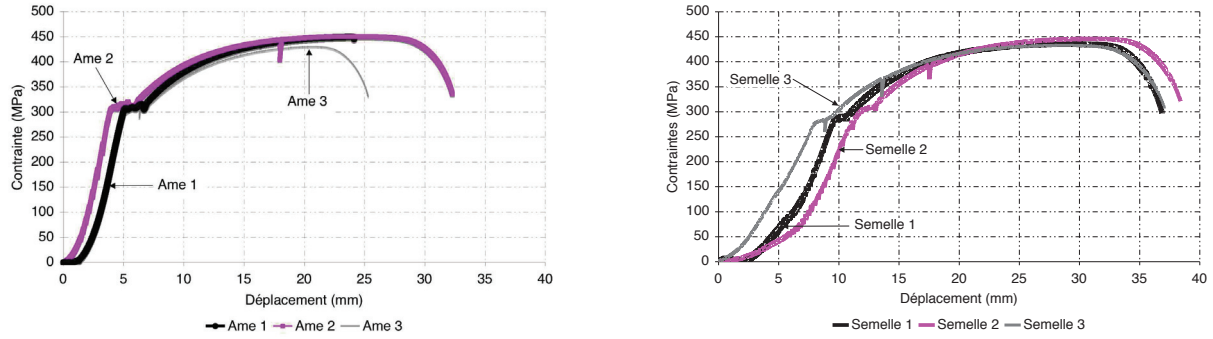


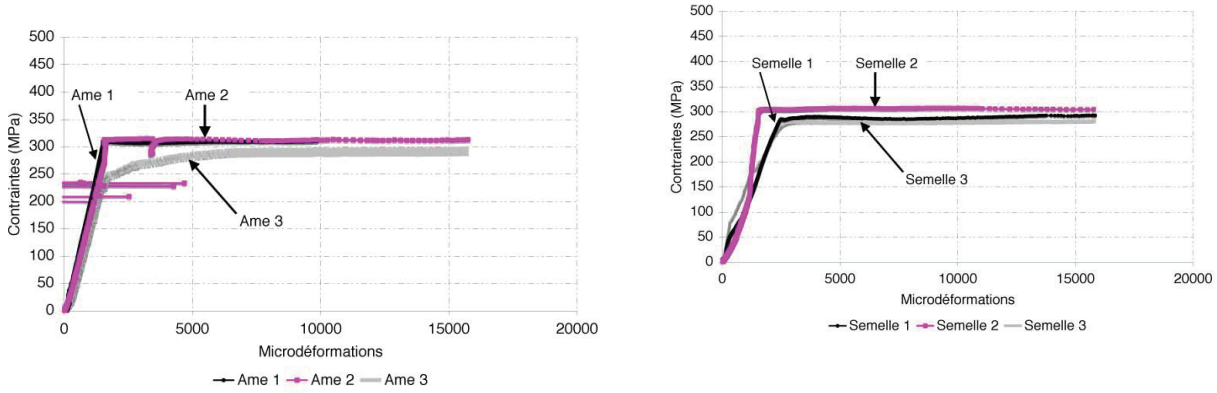
Figure 5.1 – Géométrie des éprouvettes de traction du profilé IPE 220 S275 (épaisseur h), dimensions en mm

le diagramme contraintes-déformations (figures 5.3(a) et 5.3(b)) sont différentes entre la semelle et l'âme pour chaque éprouvette testée. Pour l'âme celle-ci est en moyenne de 304 MPa et pour la semelle de 289 MPa. La déformation limite élastique est en moyenne de $1.6\,{}^{0}/_{00}$ dans l'âme alors qu'elle est de $2.4\ {}^{0}/_{00}$ pour la semelle. Ce résultat est assez étonnant et peut être dû en partie à la méthodologie de confection des éprouvettes et au relâchement des contraintes internes de laminage. Nous tiendrons compte de cette information pour l'exploitation des mesures de déformations sur les essais de poutre. Notons que pour l'éprouvette 2 de la semelle la déformation élastique est beaucoup plus faible ($1.7\ {}^{0}/_{00}$) que pour les deux autres (entre $2.6\ {}^{0}/_{00}$ et $3.0\ {}^{0}/_{00}$). Ce résultat est sans doute dû à de multiples glissements qui ont eu lieu pour cet essai. Aussi, dans le cas de la semelle notamment (figure 5.3(b)), on constate que la partie initiale de la courbe contraintes déformations n'est pas strictement linéaire : on peut envisager que la position, l'excentrement de l'éprouvette peuvent induire un effet de flexion et défaut de rectitude. Cette valeur de déformation élastique doit donc être prise avec beaucoup de précaution. En effectuant le rapport de la contrainte limite élastique moyenne par la déformation élastique limite moyenne, on obtient le module de Young qui est donc égal à 190000 MPa pour l'âme et à 170000 MPa pour la semelle.
Enfin, notons que la déformation limite élastique théorique qui est calculée à partir de la nuance de l'acier est plus faible ($1.3\ {}^{0}/_{00}$) que celle mesurée dans les deux cas.



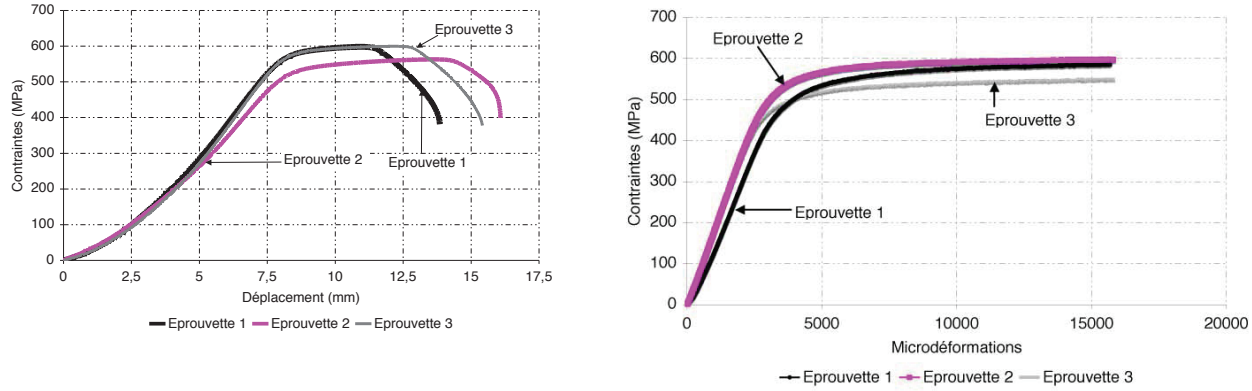
(a) Ame (b) Semelle

Figure 5.2 – Résultats des essais de traction (norme *ISO 527-2 (2002)*. Courbe contraintes course pour l'IPE 220 S275



(a) Ame (b) Semelle

Figure 5.3 – Résultats des essais de traction (norme *ISO 527-2 (2002)*. Courbe contraintes déformations pour l'IPE 220 S275



(a) Contrainte déplacement (b) Contrainte déformation

Figure 5.4 – Résultats des essais de traction (norme *ISO 527-2 (2002)* pour les treillis soudés ST35

Eprouvettes		Géométrie		Limite d'élasticité (MPa)			Déformations élastique limite (‰)			Contrainte maximale (MPa)		
		Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type
Ame	Eprouvette 1	15.3	6.2	307	304	12	1,6	1.6	0.1	450	443	12
	Eprouvette 2	15.1	6.1	314			1,7			450		
	Eprouvette 3	15.0	6.3	291			1,6			430		
Semelle	Eprouvette 1	9.4	10.2	284	289	13	2.6	2.4	0.7	435	438	7
	Eprouvette 2	15.1	8.3	304			1,7			446		
	Eprouvette 3	15.1	9.0	279			3.0			433		

Tableau 5.2 – Valeurs caractéristiques en traction de l'IPE testé

Eprouvettes	Géométrie	Limite d'élasticité (MPa)			Déformations élastique limite (‰)			Contrainte maximale (MPa)		
	Diamètre (mm)	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type	Par éprouvette	Moyenne	Ecart type
Eprouvette 1	7.1	544	545	25	2.9	2.6	0.2	598	586	22
Eprouvette 2		571			2.5			561		
Eprouvette 3		521			2.5			599		

Tableau 5.3 – Valeurs caractéristiques en traction du ST35 S500 testé

5.1.2 Les essais de traction sur les armatures longitudinales

5.1.2.1 Définition des éprouvettes

Trois éprouvettes ont été découpées dans le même treillis que ceux renforçant la dalle en béton armé. Il s'agit d'un ST35 S500. Les éprouvettes sont des éprouvettes cylindriques d'environ 300 mm de longueur. Leur diamètre initial est de 7.1 mm.
Le dispositif de mise en charge est le même que pour les éprouvettes haltères.

5.1.2.2 Dispositif de mesures

Outre la force et le déplacement relatif des mors de la machine, la déformation en zone centrale de l'éprouvette est mesurée grâce à une jauge de déformation de 5 mm de longueur de grille. Cette jauge est posée au centre du tronçon sur un petit méplat réalisé à la meuleuse.

5.1.2.3 Résultats et analyse des essais

Les courbes 5.4(a) et 5.4(b) représentent l'évolution des contraintes en fonction, respectivement de la course et des déformations mesurées en zone centrale des éprouvettes cylindriques issues du treillis. On constate que le comportement entre les 3 éprouvettes est globalement très similaire. Le tableau 5.3 synthétise les différentes caractéristiques mécaniques du matériau testé. La limite d'élasticité est d'environ 545 MPa et la contrainte à rupture de l'ordre de 586 MPa. La déformation élastique limite est d'environ 2.6 $^0/_{00}$.

5.2 Les lois de comportement de l'acier

Il est bien connu que l'acier adopte un comportement élastique plastique écrouissable. La non linéarité se manifeste par du durcissement observé en relation avec le processus de déformation. Ces phénomènes sont liés à des réarrangements de la micro structure du matériau qui conduisent à un nouvel état. Le domaine d'élasticité est modifié dans le cas d'un matériau à écrouissage positif. La limite d'élasticité est alors dépendante de la déformation plastique. Ainsi, lorsque le matériau est chargé au delà de sa limite d'élasticité, l'état de référence du matériau est modifié. Le domaine élastique évolue. Afin de caractériser l'évolution de ce domaine élastique, on distingue deux types d'écrouissage : l'écrouissage isotrope et l'écrouissage cinématique. Le premier modélise un gonflement du domaine élastique : il est relié directement à l'évolution de la densité de dislocations. L'écrouissage cinématique correspond quant à lui à une translation du domaine élastique (surface d'écoulement) sans évolution de sa taille. Physiquement, il est relié à l'évolution des contraintes internes dues aux incompatibilités de déformation à l'échelle microscopique. En réalité c'est la combinaison des deux phénomènes qui a lieu.

5.2.1 Approche tridimensionnelle

La théorie de la plasticité a été utilisée pour décrire le comportement des matériaux qui présentent des déformations permanentes sous chargement.
Dans le cadre tridimensionnel, le potentiel d'énergie libre s'exprime par l'équation 5.1. Dans cette équation $\underline{C}$ correspond au tenseur d'élasticité d'ordre 4 et $\underline{\alpha}$ la variable interne associée à l'écrouissage cinématique.

$$\rho\Psi = \frac{1}{2}(\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_p) : \underline{C} : (\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_p) + \frac{1}{2} b\underline{\alpha} : \underline{\alpha} \tag{5.1}$$

Par dérivation de cette énergie, on obtient les lois d'état 5.2 et 5.3.

$$\underline{\sigma} = -\frac{\partial \rho\Psi}{\partial \underline{\varepsilon}} = \underline{C} : (\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon}_p) \tag{5.2}$$

$$\underline{X} = \frac{\partial \rho\Psi}{\partial \underline{\alpha}} = b\underline{\alpha} \tag{5.3}$$

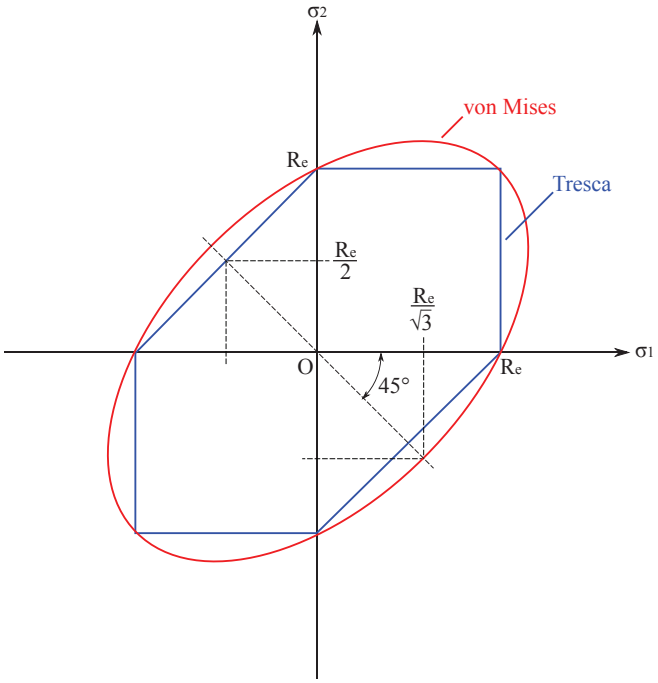


Figure 5.5 – Tracé du critère de Tresca et de Von Mises dans le plan des contraintes principales σ_1 σ_2

La fonction seuil du modèle est de la forme donnée par l'équation 5.4 avec b, d et σ_y des paramètres du modèle à identifier.

$$f = J_2(\underline{\sigma} - \underline{X}) = \frac{3}{4}\mathrm{d}\underline{X} : \underline{X} - \sigma_y \leq 0 \tag{5.4}$$

Dans le cas des métaux, la plasticité induite par cisaillement traduit un processus irréversible. Tresca a formulé en 1864 le critère de la contrainte de cisaillement maximum. Ce critère est alors composé de 6 plans parallèles à l'axe hydrostatique. Une approximation du critère a été proposé par Von Mises : le critère est de forme cylindrique et passe par les six sommets du critère de Tresca et est donné par l'équation 5.5 en fonction des contraintes principales et $\mathbf{R}$ le rayon du cylindre.

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2\mathbf{R^2} \tag{5.5}$$

Soit J_2, le deuxième invariant du tenseur déviateur des contraintes défini par l'équation 5.6.

$$J_2 = \frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \tag{5.6}$$

On obtient alors l'expression 5.7.

$$\sqrt{3\mathbf{J_2}} - \mathbf{R} = \mathbf{0} \tag{5.7}$$

Ce critère est indépendant de la pression hydrostatique donc du premier invariant des contraintes I_1. Il est tracé sur la figure 5.5.

5.3 Implémentation dans Cast-3m

Une loi élastique plastique écrouissable isotrope et une écrouissable isotrope cinématique sont disponibles dans le logiciel que nous utilisons. Nous utiliserons la seconde, disponible en traction et en compression dont le critère d'écoulement est celui de Von Mises. Notons que dans les poutres testées et essais de caractérisation acier-béton dans la suite de ce travail, le profilé n'est soumis qu'à des sollicitations monotones (traction-compression). La première loi de comportement aurait donc été suffisante.

Doivent être précisés :

- le module de Young du matériau
- le coefficient de poisson
- la masse volumique
- la contrainte limite élastique

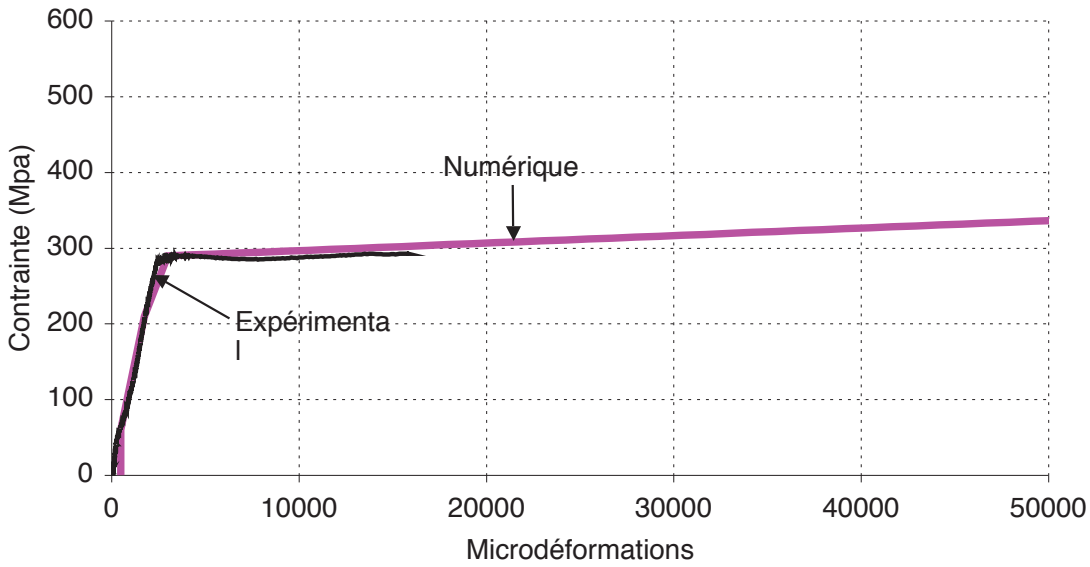


Figure 5.6 – Loi de comportement de l'acier retenue pour les simulations, exemple de la semelle 1

– le module d'écrouissage

Nous avons modélisé, sur un carré en deux dimensions constitué d'un seul élément, le comportement en traction simple d'un acier de même type que la semelle 1, avec les caractéristiques matérielles déterminées expérimentalement. La figure 5.6 représente le comportement dans le cas de la traction pour la semelle 1. On constate que les courbes numériques et expérimentales sont assez proches. Sur ce graphe, comme la jauge de déformation a arrêté son fonctionnement (du fait de l'arrêt de l'essai) aux alentours de 1.6%, seuls ces résultats sont représentés.

6

Comportement de l'adhésif époxy

Sommaire

6.1 Caractérisation expérimentale de l'adhésif 48
6.1.1 Description des éprouvettes 48
6.1.2 Essai de traction simple 48
6.2 Lois de comportement de l'adhésif 51
6.3 Implémentation dans des codes de calculs 51

6.1 Caractérisation expérimentale de l'adhésif

L'adhésif a été caractérisé, à l'état massique, en traction sur des éprouvettes haltères. Ce type d'essais permet de déterminer les capacités du matériau et non des interfaces dans le cas du collage. Il est important de noter qu'il peut exister une controverse quant à la pertinence des essais sur matériaux à l'état massique, qui fonctionnent pourtant sous forme de joints minces. Dans le cas du collage en génie civil, nous considérons que les épaisseurs de l'adhésif sont suffisamment importantes (supérieures à un demi millimètre) afin de pouvoir corréler les propriétés des matériaux à l'état massique à celles des joints de colle.

6.1.1 Description des éprouvettes

6.1.1.1 Matériau utilisé

Tous les corps d'épreuve ont été réalisés avec le même produit de collage. Il s'agit d'une colle Epoxy de type SIKADUR 30. C'est une colle époxydique thixotrope à deux composantes. Conformément à la norme *NF P 18-870*, elle peut être utilisée comme produit de collage structural en classe 1. C'est une colle bi-composants : le premier (noté A) est la résine, le second (B) correspond au durcisseur. Le dosage est de un pour trois.
Cette résine possède de nombreux avantages. Tout d'abord, elle possède une très forte adhérence sur la plupart des supports (béton, mortier, pierres, acier ...), supérieure à 4 MPa. Elle est imperméable aux liquides et à la vapeur d'eau. Son durcissement est rapide : au bout de 48 heures, à 20 degrés, ses caractéristiques mécaniques sont proches de leur maximum. Sa mise en oeuvre et le mélange sont faciles.
La notice technique de la SIKADUR 30 précise que le module d'élasticité classique est de 12300 MPa, sa résistance mécanique en compression (à 20 degrés) est de 70 MPa.

6.1.1.2 Géométrie des éprouvettes

Afin de réaliser des essais de traction simple sur l'adhésif, nous utilisons des éprouvettes haltères, dont les dimensions sont données sur la figure 6.4(a).

6.1.1.3 Réalisation des éprouvettes

La première étape de mise en oeuvre a consisté à fabriquer des moules en silicone aux dimensions des éprouvettes désirées. Lorsque ces derniers sont prêts, la résine est mélangée au durcisseur. Le mélange a eu lieu à la main à une température ambiante (environ 25 degrés) jusqu'à obtenir un mélange totalement homogène. Le démoulage a eu lieu après sept jours.

6.1.1.4 Instrumentation

Durant les essais, outre la force, on mesure la déformation longitudinale de toutes les éprouvettes, dans la zone centrale de l'éprouvette au moyen d'une jauge de 10 mm de longueur de grille. Sur chacune des éprouvettes 4 et 5 ont été rajoutées une jauge de longueur de grille de 5 mm selon l'axe longitudinal et une jauge de longueur de grille de 5 mm selon l'axe transversal pour l'estimation du coefficient de poisson.

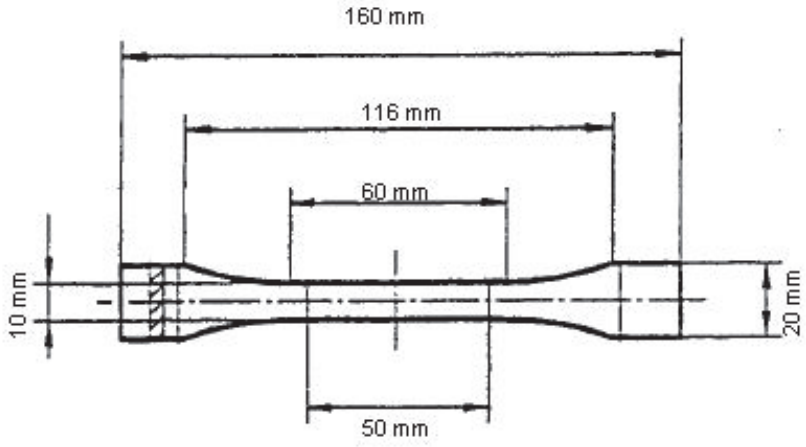
6.1.2 Essai de traction simple

6.1.2.1 Description de l'essai

Les essais de traction ont été réalisés avec une machine de traction pilotée en déplacement imposé. Les conditions d'essais sont les suivantes :

- serrage des éprouvettes au moyen de mors
- mesure des déformations au moyen de jauges d'extensométrie
- mesure de l'effort appliqué jusqu'à la rupture

Le montage est présenté sur la figure 6.1(b). Les essais de traction sont conduits en suivant la norme $ISO\ 527-2$.



(a) Géométrie des Haltères (norme *NF EN ISO 527-2*, épaisseur 4 *mm*)



(b) Montage de l'essai de traction réalisé sur éprouvettes haltère

Figure 6.1 – Protocole expérimental pour les essais de traction sur l'adhésif

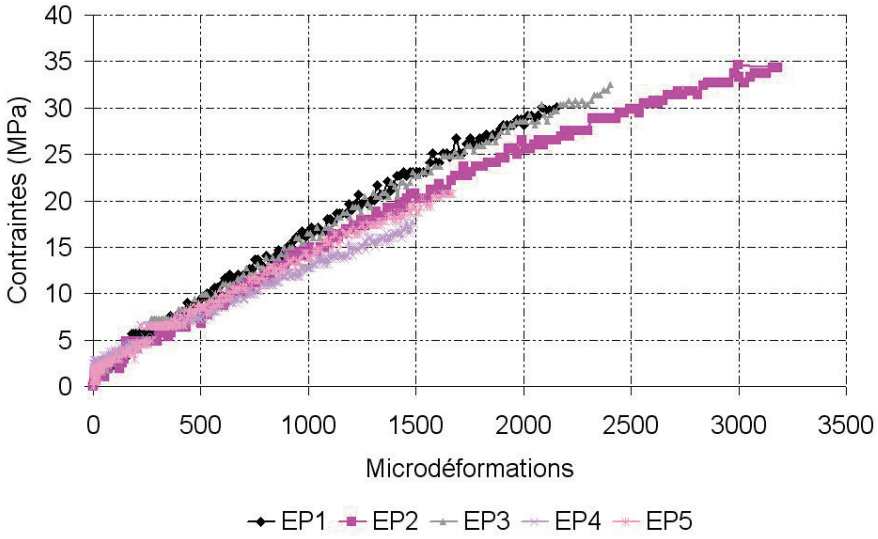


Figure 6.2 – Evolution des contraintes en fonction des déformations pour les 5 éprouvettes testées (pour les éprouvettes 4 et 5 qui ont été instrumentées par deux jauges longitudinales, les valeurs exposées ici sont celles issues de la mesure sur la jauge de 10 mm de longueur)

6.1.2.2 Résultats expérimentaux

Précisons en premier lieu, que les résultats de l'éprouvette numérotée 6 ne pourront être exploités à cause d'une erreur d'acquisition.
Pour chacune des éprouvettes, la rupture a été fragile, à différentes valeurs de charge qui sont présentées dans le tableau 6.1 (contrainte maximale en traction) .
La figure 6.2 présente les contraintes déterminées à l'endroit de la rupture, en fonction des déformations mesurées par les jauges longitudinales pour chacune des éprouvettes testées. On peut observer que les courbes ne sont pas toutes superposées.
On peut distinguer trois phases de comportement pour chacune d'entre elles que l'on choisit de définir de la façon suivante. La première phase correspond à la phase où la rigidité est la plus importante. Ce résultat est très certainement dû à la présence de la jauge collée sur l'éprouvette. La seconde phase est linéaire. La rupture apparaît de façon soudaine lors de la troisième phase : elle est fragile. Le tableau 6.1 présente une synthèse des résultats obtenus à chaque phase. La contrainte mesurée (rapport de l'effort imposé sur la section) à la fin de l'essai au niveau de la zone de rupture est voisine de 30 MPa pour les trois éprouvettes. De plus, on constate que les modules de Young mesurés sont assez proches. Lors de la dernière phase, ils sont voisins de 13 GPa. En ce qui concerne le calcul du coefficient de poisson, comme le montre le tableau 6.1, les valeurs obtenues sont assez différentes. Nous avons du mal à savoir qu'elle serait la valeur à prendre en compte. Rappelons que (Si Larbi et al., 2007) a trouvé sur le même adhésif $0,34$: nos valeurs sont assez proches.
De plus, les contraintes maximales obtenues avec les éprouvettes 4 et 5 sont largement inférieures à celles obtenues avec les trois premières. Chaque éprouvette a pourtant une allure à peu près similaire. De légers défauts sont présents sur les 5 éprouvettes. Nous ne savons expliquer cet écart.
Nous considérons que l'adhésif a un comportement élastique linéaire fragile car expérimentalement on s'en rapproche. Le module de Young que nous retiendrons sera proche de 13000 MPa. La contrainte à rupture en traction vaut en moyenne 30 MPa. Notons que les valeurs que nous avons trouvé sont à peu près équivalentes à celles obtenues par (Si Larbi et al., 2007). Aussi, la fiche technique de SIKADUR30 fournit comme résistance moyenne en traction (à 7 jours) entre 24 et 27 MPa (à 15^oC) et entre 26 et 31 MPa (à 35^oC). Le module de Young donné est d'environ 11300 MPa ce qui est légèrement inférieur à nos valeurs. Nous ne connaissons pas sa valeur de ruine en cisaillement. Sur la fiche technique elle a été évaluée pour une température de 23^oC comme étant égale (à 14 jours) à 18 MPa.

	Eprouvette						
	1	2	3	4		5	
				jauge 1	jauge 2	jauge 1	jauge 2
E_I [GPa]	19.3	19	17.4	20	30	25	25
E_{II} [GPa]	16.8	13.9	15.5	12	19	14	17
E_{III} [GPa]	14	11.5	13.4	12	13	12	15
σ_{max} [MPa]	30.1	34.2	32.5	17.8		20.8	
ν				0.3468	0.4125	0.22	0.27

Tableau 6.1 – Caractéristiques en traction de la SIKADUR 30, pour les phases I à III de comportement

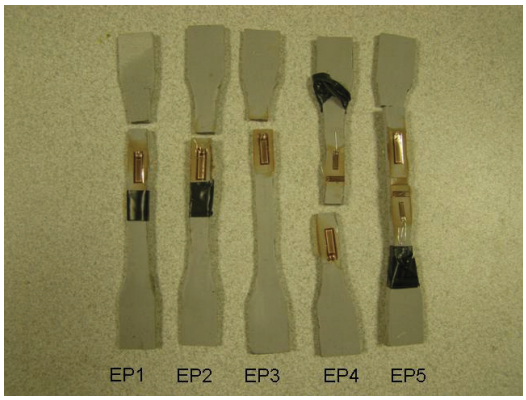


Figure 6.3 – Éprouvettes haltères après la rupture

6.2 Lois de comportement de l'adhésif

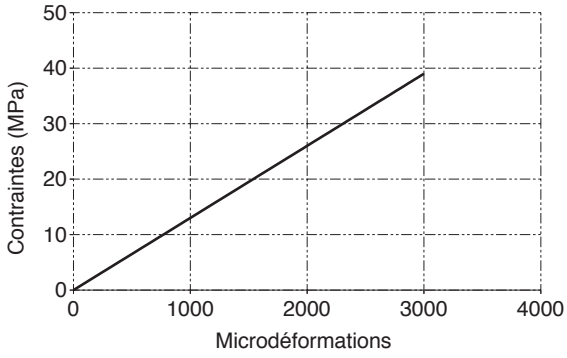
Les essais de traction uniaxiaux sur l'adhésif époxy ont montré qu'il pourrait être approché par un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture (figure 6.4(b)). Il y a donc réversibilité des déformations. Dans le cas général, sa loi de comportement est élastique linéaire à rupture et relie le tenseur des contraintes σ au tenseur des déformations ε par $\sigma_{ij} = E_{ijkl}\varepsilon_{kl}$. E_{ijkl} correspond au tenseur d'élasticité fonction des paramètres matériaux E le module de Young et ν le coefficient de Poisson.
Dans le cas d'un calcul $2D$, on considére (état plan de contraintes) que les contraintes dans la troisième direction σ_{zz} sont nulles.
En $1D$, la relation scalaire est $\sigma = E \cdot \varepsilon$.

6.3 Implémentation dans des codes de calculs

Les caractéristiques mécaniques retenues pour la simulation sont données par le tableau 11.1. Par ailleurs, nous supposons la colle isotrope.

E (MPa)	G (MPa)	f_u (MPa)	ν
13000	4850	30	0.34

(a) Caractéristiques retenues



(b) Loi de comportement élastique linéaire

Figure 6.4 – Comportement de l'adhésif époxy utilisé

La loi de comportement est donc définie par ses paramètres élastiques :

- le module de young défini en MPa
- le coefficient de poisson
- la masse volumique

La courbe reliant les contraintes aux déformations sous le logiciel d'étude est donnée par la figure 6.4(b).

Synthèse de l'analyse du comportement des matériaux

L'objectif de cette partie a été de caractériser le comportement des différents matériaux qui constituent les assemblages et structures étudiés dans les parties suivantes. Pour cela, des essais de traction ont été conduits au laboratoire sur des aciers (IPE ou barres HA) de même nuance que ceux issus des éprouvettes push-out et des poutres testées. Nous avons constaté que les caractéristiques de la semelle et de l'âme constituant l'IPE ne sont pas strictement identiques et devront être prises en compte par la suite. L'adhésif qui est employé dans cette étude est un époxy : il a été caractérisé en traction. Le béton standard de type $C25/30$ utilisé par la suite a été caractérisé en traction et en compression. Premièrement, nous avons défini un béton dit de référence, pour lequel nous avons effectué des essais de compression sur éprouvettes instrumentées par des jauges de déformation. Le comportement en compression est complètement défini. Ensuite, pour chaque essai de structure ou d'assemblage des essais de traction et de compression ont été effectués sur béton (même composition que le béton de référence) issu de la même gâchée. Nous avons constaté que quelques disparités existaient mais nous connaissons les caractéristiques mécaniques de chacun.

Le second volet de cette analyse porte sur la modélisation du comportement de ces matériaux.
Nous considérons pour la suite du travail que l'acier suit une loi de comportement de type élastique plastique écrouissable avec un critère de Von Mises (pour les deux approches). L'adhésif époxy sera modélisé par une loi de type élastique isotrope jusqu'à rupture.
Pour le béton, en 1 D, nous avons identifié la loi de Sargin et la loi de Carreira et Chu comme étant capables de reproduire le comportement adoucissant en compression. En traction, lorsque la contrainte ultime (f_t) est atteinte, l'état de contrainte est considéré comme étant nul. Par la méthode aux éléments finis en 2 et 3 D, nous utiliserons un modèle d'endommagement pour décrire le comportement du béton. Nous avons exposé différents modèles et retenons un modèle d'endommagement isotrope capable de reproduire la perte de rigidité du matériau due à la fissuration et un modèle de couplage endommagement plasticité qui prend en compte à la fois la perte de rigidité du béton mais aussi l'irréversibilité des déformations et l'adoucissement post-pic.

Troisième partie

Les essais de caractérisation de la connexion par collage

7

Introduction

Nous étudions dans ce travail le cas de la connexion par collage du béton et de l'acier essentiellement pour des applications structurelles en flexion trois ou quatre points. Avant cela, il convient de caractériser précisément la connexion afin de déterminer précisément la résistance de l'adhésif utilisé en situation réelle. La présente étude se décompose en plusieurs étapes :

- En premier, nous définissons quel essai est le plus approprié pour la caractérisation de la liaison par collage de l'acier et du béton par un adhésif époxy. Dans le cas de poutres sollicitées en flexion, nous savons que le joint de colle est sollicité essentiellement en cisaillement. Nous devons donc utiliser un essai de caractérisation qui se rapproche le mieux de cette application. Pour se faire nous exposons les différents types d'essais disponibles dans la littérature et sélectionnons celui qui se rapproche le mieux de l'objectif visé.
- La seconde phase de cette analyse porte sur la caractérisation de la connexion. Pour cela, une campagne expérimentale est menée avec pour objectifs de définir les paramètres technologiques du procédé mais aussi mécaniques.
- Le dernier volet de cette analyse porte sur l'analyse numérique de cet essai de caractérisation. Pouvons nous construire une modélisation fiable, capable de décrire le comportement observé de ces essais et notamment la ruine ? Aussi, nous étudierons l'influence que peuvent avoir les caractéristiques géométriques et mécaniques sur le comportement de cette connexion par collage.

8

Les différents types d'essais d'assemblage

Sommaire

8.1 Les essais massiques 60
8.2 Les essais de cisaillement 60
8.2.1 Les essais de type simples et doubles recouvrements 60
8.2.2 Les essais de poussée dits "push-out" 61
8.3 Les essais de torsion 63
8.4 Les essais de traction 64
8.5 Les essais de traction / cisaillement 64
8.6 Bilan 66

Dans le cas de la connexion collée acier-béton notamment, il n'existe à ce jour pas de normes qui soit imposée. On peut donc se demander quels sont les essais qui existent afin de caractériser la connexion entre deux matériaux ? Dans une poutre mixte , la connexion est sollicitée en traction/cisaillement. Il s'agit donc de trouver un essai qui puisse approcher le plus fidèlement possible le comportement de l'assemblage.
L'objectif d'un assemblage collé est de tester leurs propriétés mécaniques et donc la résistance des adhésifs en situation réelle. Le choix qui est fait de la géométrie correspond à un compromis entre la simplicité d'élaboration, le type de sollicitations envisagé et la nature des résultats souhaités. Le choix du type d'assemblage peut aussi être dicté par l'utilisation soit d'une méthodologie plutôt industrielle ou plutôt standardisée. L'évolution de la performance d'un assemblage collé se fera ici par des tests dits destructifs pour lesquels il s'agit de mesurer un paramètre de type force, déplacement ou déformation jusqu'à la rupture. La paramètre qui y est mesuré est donc représentatif de l'adhérence dans le cas d'une rupture adhésive ou des propriétés propres au matériau dans lequel a lieu la rupture dans le cas d'une rupture cohésive. Comme pour des applications de type poutre mixtes, les traitements de surface ont une importance capitale sur le comportement mécanique des assemblages collés.

8.1 Les essais massiques

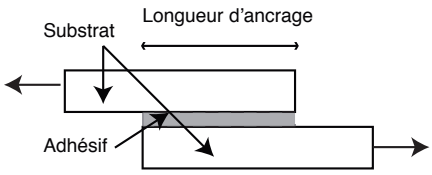
(Adams et al., 2012) ont présenté un bref résumé des différents essais de caractérisation qui existaient. Nous citons les essais dits massiques c'est à dire de caractérisation directe. La méthode employée est détaillée dans la partie précédente. Il s'agit en fait de s'affranchir du rôle joué par les interfaces sur le comportement mécanique global de l'assemblage collé. L'inconvénient majeur de ce type de méthodes réside dans la difficulté de réalisation des éprouvettes en évitant des bullages microscopiques (défauts dus à une mise en oeuvre délicate). La rupture est quasi constamment observée dans une bulle (Creac hcadec, 2008). Afin d'éliminer ces problèmes, on peut alors utiliser des moyens de débullage et d'injection sous pression mais ces moyens dépendent de la viscosité de l'adhésif étudié. Utiliser uniquement ce type d'essais apparaît comme délicat et non approprié.
Dans le chapitre consacré au comportement des matériaux, nous avons effectué des essais sur éprouvettes haltères de l'adhésif époxy utilisé dans les assemblages afin de déterminer le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau. Nous étudierons l'influence de ces paramètres sur le comportement global des assemblages et structures examinées.

8.2 Les essais de cisaillement

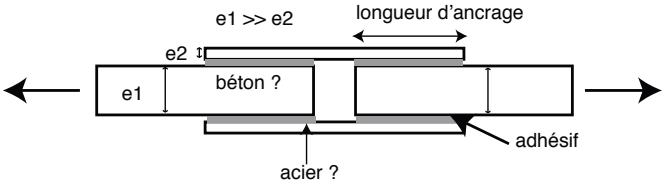
8.2.1 Les essais de type simples et doubles recouvrements

L'une des premières approches qui permet de caractériser le comportement d'un adhésif dans un assemblage est de coller simplement deux plaques en considérant une longueur de collage (nommée longueur de recouvrement) donnée. Il s'agit alors d'un essai de type simple recouvrement. Le comportement de l'adhésif est défini au sens des contraintes et des déformations. Ces essais sont normalisés ($ASTM\ \ D1002$) et sont représentés sur la figure 8.1(a). Il est à noter que la distribution des contraintes est fortement non homogène. De plus, à l'extrémité du joint de colle, c'est à dire près du bord libre, un fort gradient de contraintes est observé ((Täljsten, 1997), (Bizindavyi and Neale, 2006), (Chajes et al., 1996)). La distribution des contraintes dans ce type d'assemblage est fortement dépendante de la longueur de recouvrement, de la géométrie de l'extrémité du joint de colle (Cognard et al., 2008) et des raideurs spécifiques de chacun des composants.
Afin de palier les problèmes dus à une possible flexion hors plan due à la non symétrie du système et à la flexion parasite due aux mors de traction, les essais doubles recouvrements sont couramment utilisés, ils sont proposés par le Japanese Concrete Institute (JCI, 1998) dans le cadre de la réparation des structures en béton armé (figure 8.1(b)). Une charge de traction est appliquée au bloc de béton, celle-ci produit une distribution de cisaillement le long du joint de colle.

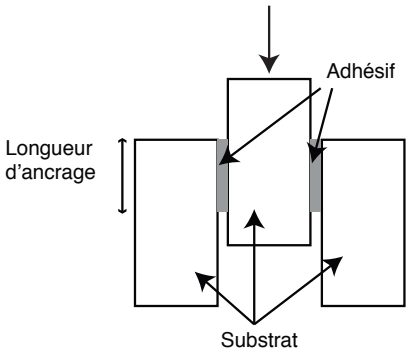
Nous n'avons pas trouvé dans la littérature d'application de ces essais composées de blocs de béton connectés à des IPE acier. La géométrie semble assez éloignée et cela pose problème du fait que l'effort est directement appliqué via les dallettes de béton : la résistance en traction de ce même matériau est faible et peut facilement devenir un facteur limitant.



(a) Essai à simple recouvrement



(b) Essai à double recouvrement



(c) Essai de poussée

Figure 8.1 – Les essais de cisaillement

8.2.2 Les essais de poussée dits "push-out"

Dans le cas des structures mixtes acier-béton assemblées par des connecteurs mécaniques, la caractérisation de la connexion se fait généralement par des essais de poussée dits essais push-out. L'Eurocode 4 décrit précisément la méthodologie pour le dimensionnement réglementaire des structures mixtes acier-béton.
L'échantillon se compose de deux blocs de béton connectés à un IPE acier par le système de connexion. Grâce à la symétrie de chargement l'effet d'une flexion à l'interface est diminué. Cependant deux connecteurs minimum sont testés en même temps dans ce type d'essais. Un comportement "moyen" est donc déterminé. Certains phénomènes locaux au niveau d'un connecteurs ne peuvent être observés. Enfin, (Gattesco, 2001) a montré qu'une asymétrie de cet échantillon peut avoir un effet néfaste à l'interface.
Dans le cas de la connexion par collage aucune norme n'est imposée. Tous les essais réalisés jusque là sur les structures mixtes collées en flexion ((Si Larbi et al., 2007) et (Berthet et al., 2011)) se sont inspirés de ce qui est fait pour les connecteurs mixtes acier béton.
Dans la bibliographie, nous avons trouvé les essais de (Si Larbi et al., 2007) dans lesquels le béton utilisé était un béton à haute performance (67 MPa de résistance en compression à 28 jours) . Les dallettes de béton utilisées ont des dimensions de $300 \cdot 300 \cdot 100$ mm^3 (voir la figure 8.2). Elles sont connectées à un profilé métallique de type HEA par le biais d'un adhésif époxy. La surface de collage est égale à environ 100 mm^2. Outre l'effort appliqué, deux capteurs LVDT ont été positionnés : un sur le bloc de béton et le second sur l'acier. Cette mesure permet de déterminer ce que l'on nomme le glissement à l'interface. La rupture observée était cohésive (voir la figure 8.3) dans le béton pour une contrainte moyenne d'environ 6 MPa.
Plus récemment, (Berthet et al., 2011) ont étudié expérimentalement le comportement instantané d'essais push out constitués d'un béton haute performance dont la résistance en compression est de 60 MPa. Le HEA est remplacé par une plaque simple de 0.5 mm d'épaisseur ce qui s'éloigne de la géométrie que l'on retrouvera dans le cas des poutres mixtes collées acier-béton. Elle est illustrée par la figure 8.4(a). Trois jauges de déformation sont placées sur la surface de l'acier comme le montre la figure 8.4(b). La contrainte moyenne de cisaillement à l'interface est évaluée comme étant le rapport de l'effort par le produit de l'épaisseur de la connexion par la longueur de collage fois deux (pour prendre en compte la symétrie du système). La rupture est cohésive et a lieu dans le béton pour une valeur moyenne d'environ 3.4 MPa.

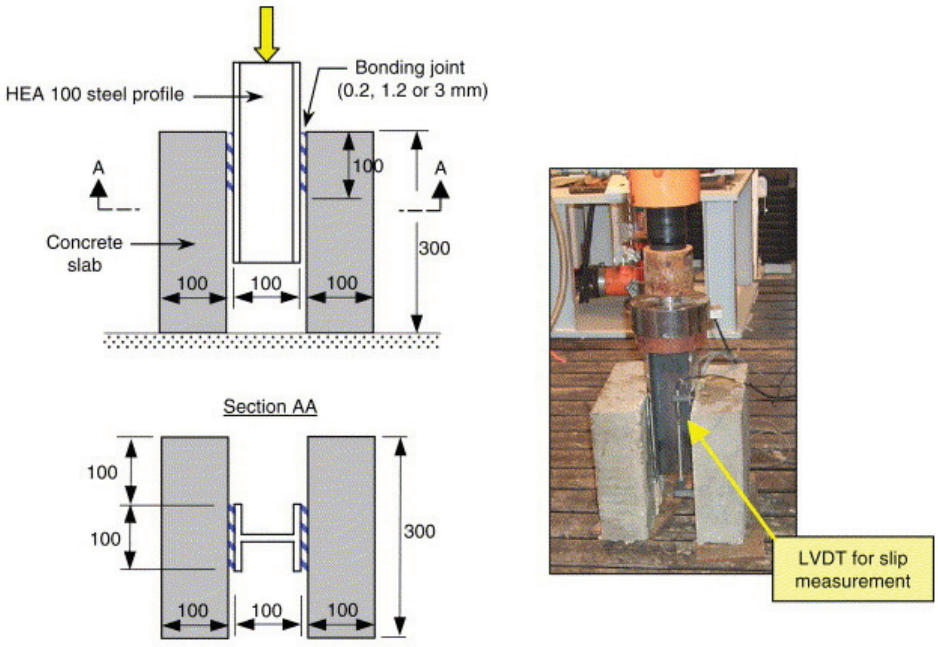


Figure 8.2 – Dimensions des essais Push Out effectués par (Si Larbi et al., 2007)

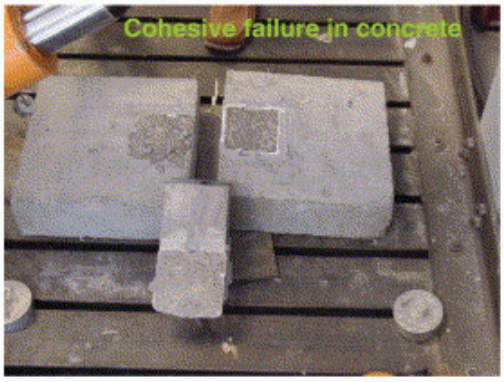
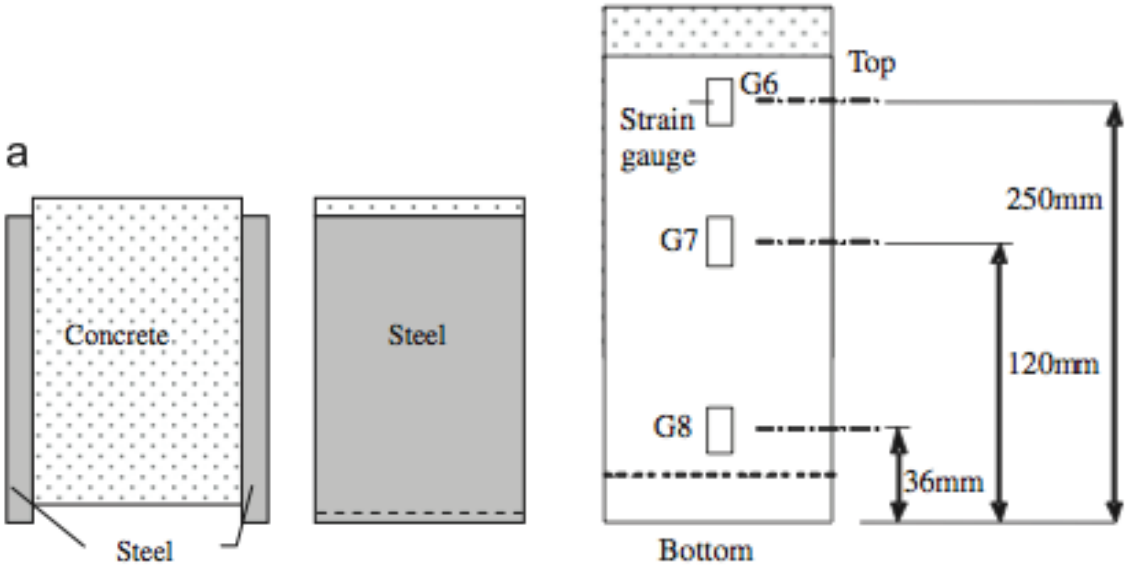


Figure 8.3 – Rupture cohésive dans le béton, d'après (Si Larbi et al., 2007)



(a) Géométrie des Push-out étudiés (b) Positionnement des jauges de déformations

Figure 8.4 – Description des essais Push Out effectués par (Berthet et al., 2011)

Les essais push-out sont aussi utilisés dans le cas de l'étude de la résistance de l'interface fibre-matrice des matériaux composites (Prokopenko, 2001).

8.3 Les essais de torsion

Une autre solution qui permet de solliciter un joint de colle en cisaillement repose sur des essais dits de torsion. Plusieurs types d'éprouvettes à section circulaire peuvent être testées : les éprouvettes à section tubulaire ou les éprouvettes à section pleine. La figure 8.5 représente une photo de l'essai de torsion utilisé par (Buch, 2004). Les substrats sont collés bout à bout entre la partie mobile (a) et le disque de la machine (b). Le couple de torsion est appliqué grâce à un bras de levier. Des jauges de déformation sont situées à l'intérieur du disque fixe (mesure du couple de torsion) alors que le capteur LVDT (c) donne le déplacement. Cet essai permet de déterminer in-situ (c'est à dire au sein de l'assemblage collé) le module de cisaillement de l'adhésif. Pour cela la déformation angulaire de l'assemblage et du couple de torsion auquel il est soumis sont mesurés simultanément. L'état de contraintes est pur ce qui en constitue un des principaux avantages. Néanmoins, cet essai est assez délicat à mettre en oeuvre. Une des principales difficultés mise en lumière par (Buch, 2004) concerne le nettoyage des bourrelets de colle qui doivent être enlevés pour obtenir des résultats qui soient les plus fiables possible.

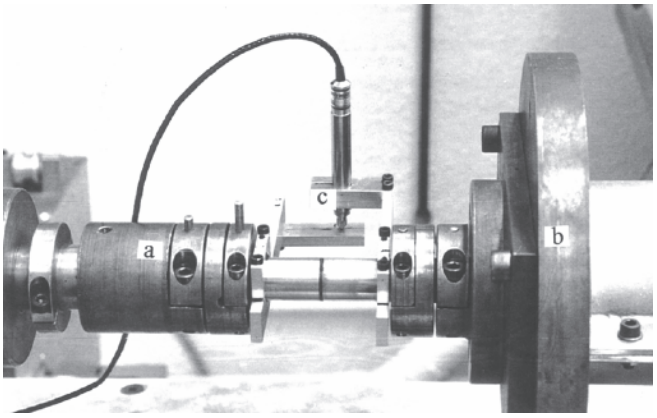


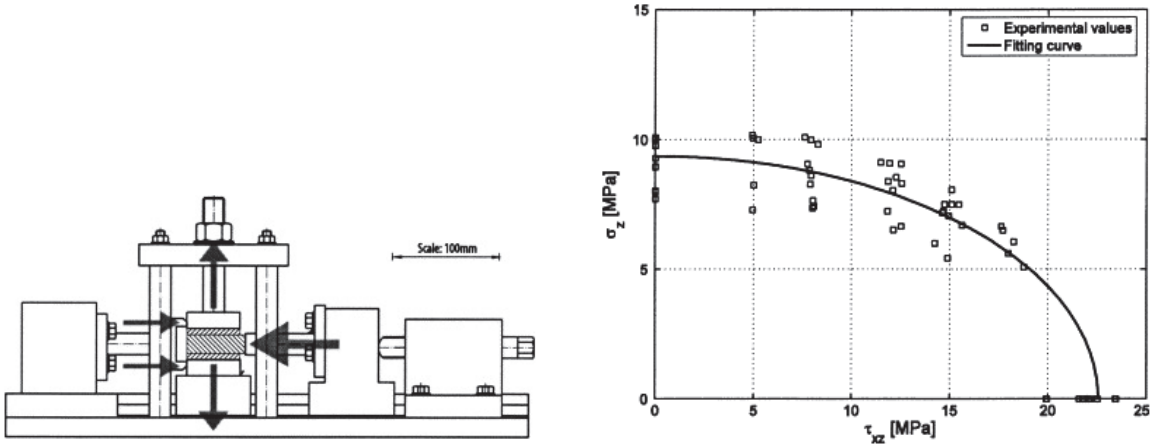
Figure 8.5 – Photographie du dispositif de torsion (issu de (Buch, 2004)), (a) pour la partie mobile de la machine de torsion à l'extrémité de laquelle est appliqué le couple, (b) correspond au disque fixe lié au bâti de la machine et (c) au capteur de déplacement LVDT

8.4 Les essais de traction

Il existe des essais de traction d'assemblage collées, citons par exemple ceux présentés par (Bruneaux, 2004). La géométrie retenue est alors constituée de sections tubulaires qui sont collés bout à bout. C'est essentiellement la déformation du joint de colle qui y est mesurée. Néanmoins, le choix du positionnement des capteurs est très importante car les déplacements mesurés peuvent atteindre le centième de l'épaisseur du joint de colle. De plus, la déformation des substrats est importante et non négligeable au regard des déformations propres au joint de colle (Creac hcadec, 2008). Des effets de bords importants sont présents et cet essai ne correspond pas réellement à de la traction pure.

8.5 Les essais de traction / cisaillement

Les essais qui ont été précédemment présentés ne permettent en outre que de solliciter le joint de colle dans une seule direction : en cisaillement ou en traction.
(Keller and Vallée, 2005) ont développé un dispositif expérimental qui est détaillé sur la figure 8.6(a). La géométrie retenue est un collage composite de type double recouvrement valable pour des efforts de traction et de cisaillement non proportionnels. Les efforts verticaux et horizontaux sont appliqués par un déplacement imposé contrôlé manuellement au moyen d'une clé. La rupture a été cohésive dans le substrat (composite GFRP ici) et a eu lieu à quelques millimètres du joint de colle. Ainsi, les auteurs ont pu définir un critère quadratique (enveloppe de rupture) de l'assemblage collé dans le plan des contraintes normales et tangentielles qui est présenté par la figure 8.6(b).
(Si Larbi et al., 2009) ont étudié expérimentalement et numériquement un essai de type traction-traction-cisaillement. Celui-ci est constitué de deux blocs de béton de $140 \cdot 140 \cdot 200$ mm^3 assemblés par une colle époxy à deux profilés métalliques (voir la figure 8.7). L'effort est appliqué : 1. par un effort de traction aux blocs de béton ce qui génère des contraintes de cisaillement au joint de colle et 2. par un effort de traction au profilé qui permet de créer un effet de traction hors plan. Il a fait varier le chargement de telle sorte à étudier l'effet hors plan caractéristique des chargements ayant lieu sur les ponts. Le glissement différentiel moyen entre les deux blocs est évalué grâce à des capteurs LVDT positionnés au centre. Le déplacement lié à l'effort de traction, au centre de l'éprouvette est déterminé par un capteur LVDT fixé sur le profilé. A chaque fois la rupture est cohésive et a lieu dans le béton dans une zone proche de l'interface.
Néanmoins, cet essai est assez fastidieux à réaliser et nous ne nous intéressons pas dans ce travail aux effets hors plan.



(a) Schéma de l'essai traction-cisaillement (b) Enveloppe de rupture

Figure 8.6 – Essai de traction-cisaillement non proportionnel introduit par (Keller and Vallée, 2005)

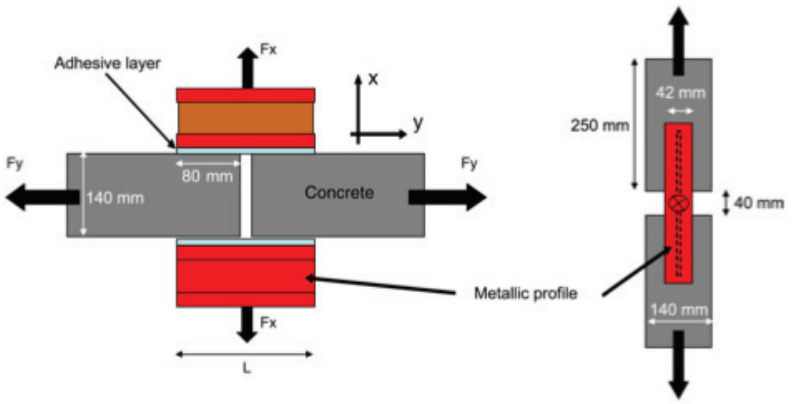


Figure 8.7 – Schéma de l'essai traction-traction-cisaillement présenté par (Si Larbi et al., 2009)

8.6 Bilan

Différents essais de caractérisation d'assemblages collés ont ici été présentés. Pour les essais de type simple et double recouvrement et les essais de poussée nous avons montré que c'est le comportement moyen à l'interface qui est approché, par la mesure de déformations et de déplacements dans cette zone. Dans le premier cas, une flexion parasite due aux mors de traction peut entrainer une dissymétrie de comportement. Ce problème est en partie résolu par l'utilisation d'une géométrie symétrique (l'essai à double recouvrement). Ce dernier est couramment employé dans le cas de la caractérisation à court ou long terme des assemblages collés de type béton/composite pour l'étude des structures renforcées ou réparées par plats composites. Par contre, nous avons vu que l'Eurocode 4 préconisait l'utilisation des essais de poussée (push-out) dans le cas de la caractérisation de la connexion mécanique acier-béton que la majorité des chercheurs a adopté pour la comparaison. De plus, cet essai nous apparaît comme étant a priori plus simple à réaliser et plus conforme à ce qui est fait dans le cas des structures mixtes acier-béton. La géométrie est plus proche de ce l'on trouvera dans un ouvrage fléchi.
Bien qu'intéressant d'un point de vue mécanique (répartition uniforme des contraintes le long du plan de collage) l'essai de torsion ne sera pas utilisé ici du fait de la complexité de sa mise en oeuvre.

9

Caractérisation expérimentale : les essais Push Out

Sommaire

9.1 Introduction 68
9.2 Les corps d'épreuve réalisés 68
9.2.1 Géométrie 68
9.2.2 Réalisation des corps d'épreuve 68
9.3 Le dispositif expérimental 74
9.3.1 Bâti et machines d'essais 74
9.3.2 Mesures effectuées 74
9.4 Résultats expérimentaux 76
9.4.1 Mode de ruine des éprouvettes 76
9.4.2 Force et contrainte moyenne de cisaillement à la ruine 76
9.4.3 Analyse du déplacement, des déformations et du "glissement" à l'interface . . . 78
9.4.4 Analyse des résultats 81
9.5 Synthèse 83

9.1 Introduction

La campagne d'essais qui est réalisée ici porte sur la caractérisation du procédé de connexion par collage de l'acier et du béton. Nous avons expliqué dans le chapitre précédent que nous retenons les essais de poussée nommés essais push-out. Les principaux objectifs de cette étude sont :

- On cherche à compléter pour un béton ordinaire, les connaissances acquises lors des travaux de (Si Larbi et al., 2007) et de (Berthet et al., 2011) sur un béton haute performances (BHP).
- On vérifiera si pour une même géométrie de collage, les résultats sont indépendants des dimensions des dallettes de béton.
- On vérifiera si pour des dimensions de dallettes et une largeur de collage identiques les résultats sont indépendants de la longueur du joint de colle. Modifier les dimensions des dallettes, en l'occurrence les diminuer permettrait d'alléger la mise en oeuvre et la manutention lors d'essais de caractérisation d'interface collée acier-béton.
- Ces essais sont aussi effectués afin d'être confrontés aux résultats obtenus par une modélisation par éléments finis. Des jauges de déformations seront donc positionnées sur les corps d'épreuve.

9.2 Les corps d'épreuve réalisés

9.2.1 Géométrie

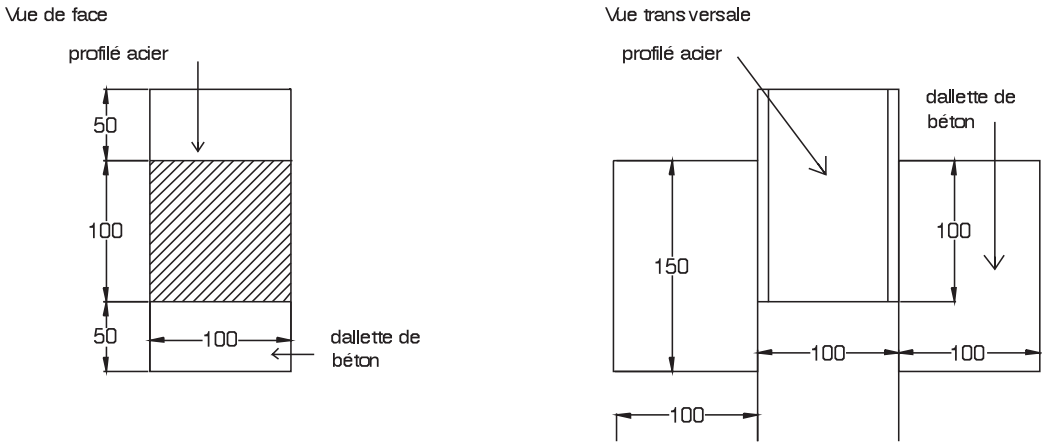
Afin d'étudier l'influence des dimensions des dallettes et de la surface de collage 9 séries d'éprouvettes ont été réalisées. Leurs dénomination et dimensions sont détaillées dans le tableau 9.1 et sur les figures 9.-1 à 9.-3. L'épaisseur du joint de colle, non mesurée ici est inférieure ou égale à 1 mm. La première série d'essais (non représentée dans le tableau 9.1) correspond à 3 éprouvettes "test" pour lesquelles nous avons voulu vérifier et valider le dispositif expérimental. Les dimensions de ces éprouvettes sont les mêmes que pour la série $PO1_300$. Pour chaque série 3 éprouvettes identiques sont réalisées. Elles sont distinguées de la sorte : (par exemple pour $PO1_300$) $PO1_300_1$, $PO1_300_2$ et $PO1_300_3$. Précisons que les dallettes sont non armées.
La longueur de collage varie de 100 à 180 mm. Les dallettes ont toutes une largeur de 100 mm et des longueurs et épaisseurs qui varient (de 100 à 300 mm). La figure 9.4 représente tous les corps d'épreuve qui ont été réalisés pour les essais.

9.2.2 Réalisation des corps d'épreuve

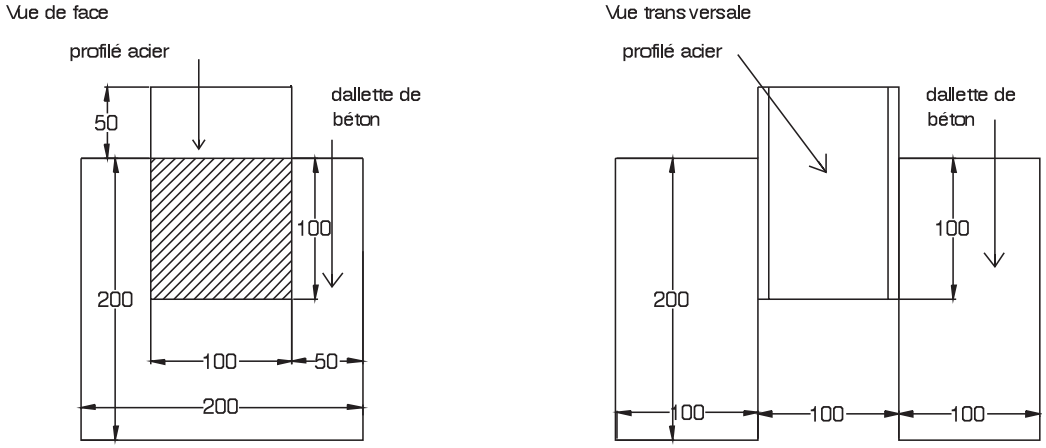
Toutes les dallettes ont été réalisées au laboratoire. Le bétonnage a eu lieu en trois fois dans des moules réalisés au préalable. Le béton a été serré à l'aiguille vibrante et taloché à la truelle. Le décoffrage a été réalisé environ 48 h après le bétonnage. Les dallettes ont été stockées à l'air ambiant jusqu'à leur encollage.
Les tronçons des HEB acier ont été découpés à la scie automatique et ébavurés. La zone de collage a été grenaillée puis dégraissée à l'acétone avant la phase de collage. Les surfaces de collage ont aussi été préparées. Pour le béton, un sablage (au KARCHER) a été effectué environ 2 mois avant le collage. Pour l'acier un primaire d'adhésion de type SIKAFLOOR 156 a été appliqué sur la zone à encoller (dans une plage de température variant entre 10 et 25 degrés) 24 h avant le collage (figure 9.5(a)).
La phase de collage s'est déroulée en deux étapes : la première dallette (notée a) est connectée au profilé métallique et quelques jours après, la seconde (notée b) est collée. Après malaxage et obtention d'un

	Gâchée		
Longueur de collage (mm)	100	130	180
Dimensions du bloc de béton (mm^3) epaisseur * hauteur * largeur	$PO1$	$PO2$	$PO3$
$100 * 150 * 100$	$PO1_100$	$PO2_100$	$PO3_100$
$100 * 200 * 200$	$PO1_200$	$PO2_200$	$PO3_200$
$100 * 300 * 300$	$PO1_300$	$PO2_300$	$PO3_300$

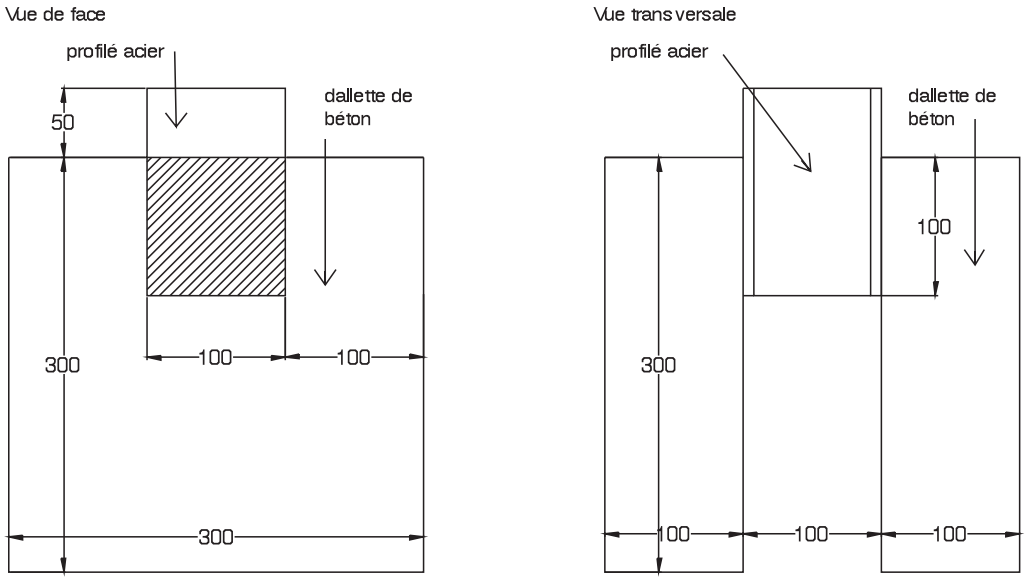
Tableau 9.1 – Dénomination des Push Out. La largeur de collage est de 100 mm pour toutes les séries d'éprouvette sauf pour $PO3_100$ pour laquelle elle vaut 50 mm.



(a) $PO1_100$

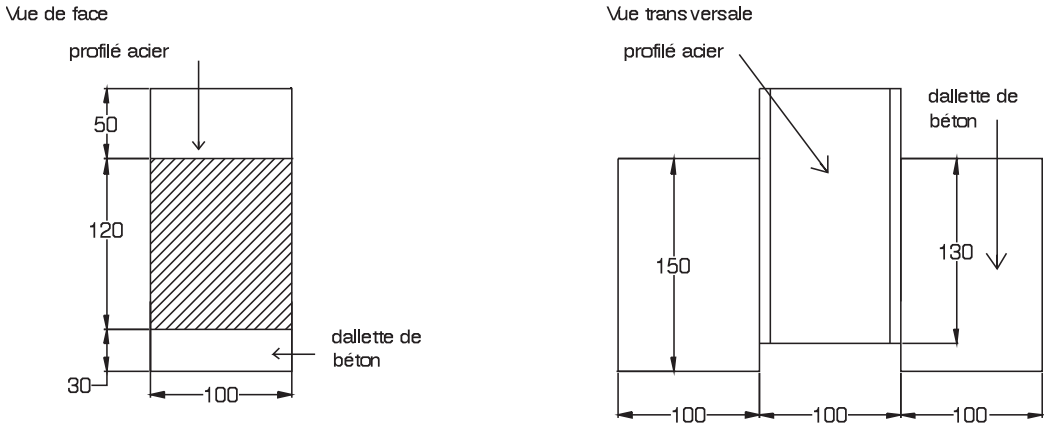


(b) $PO1_200$

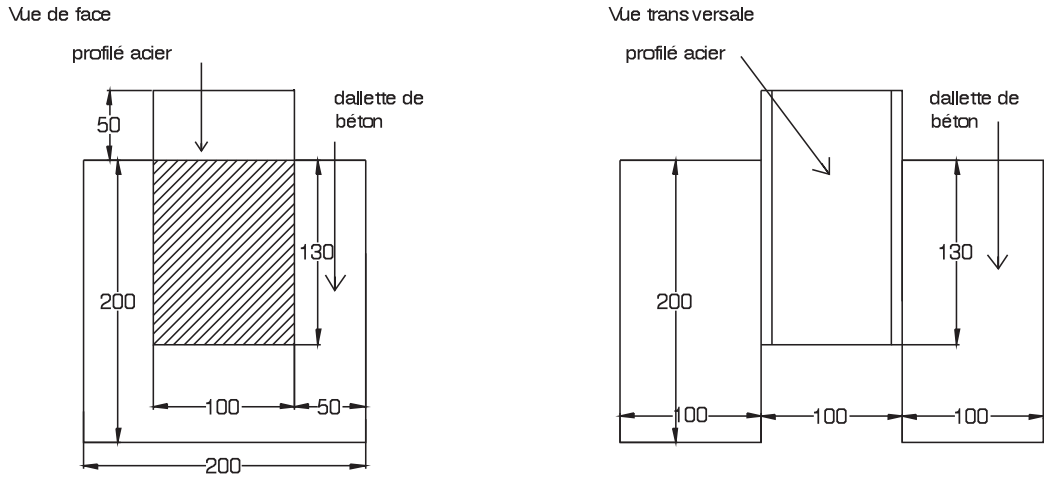


(c) $PO1_300$

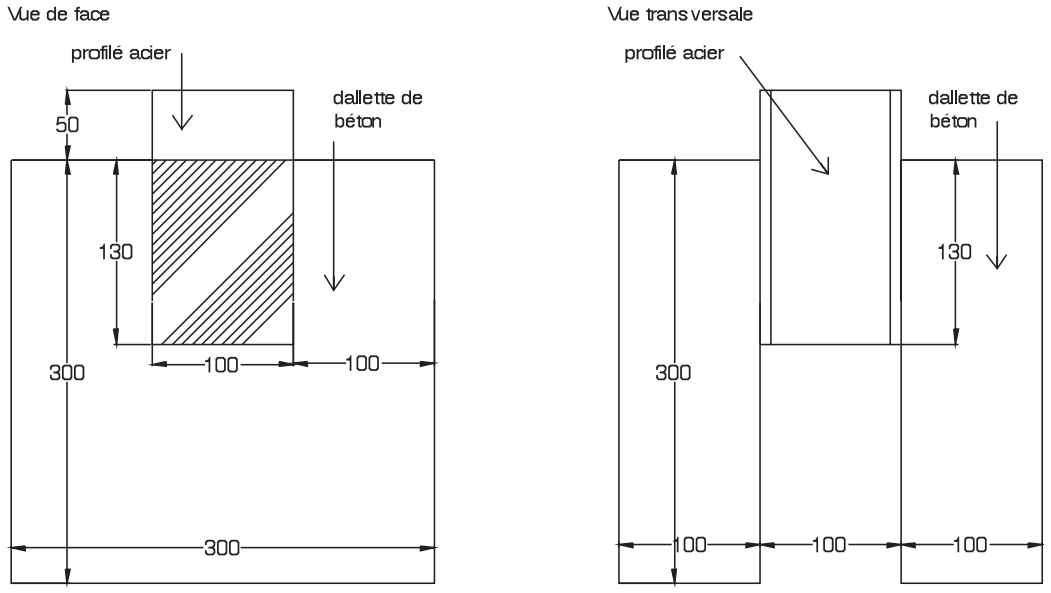
Figure 9.-1 – Géométrie des push out de la gâchée $PO1$, les zones hachurées correspondent à la surface de collage qui vaut ici $100 * 100 \ \ mm^2$



(a) $PO2_100$

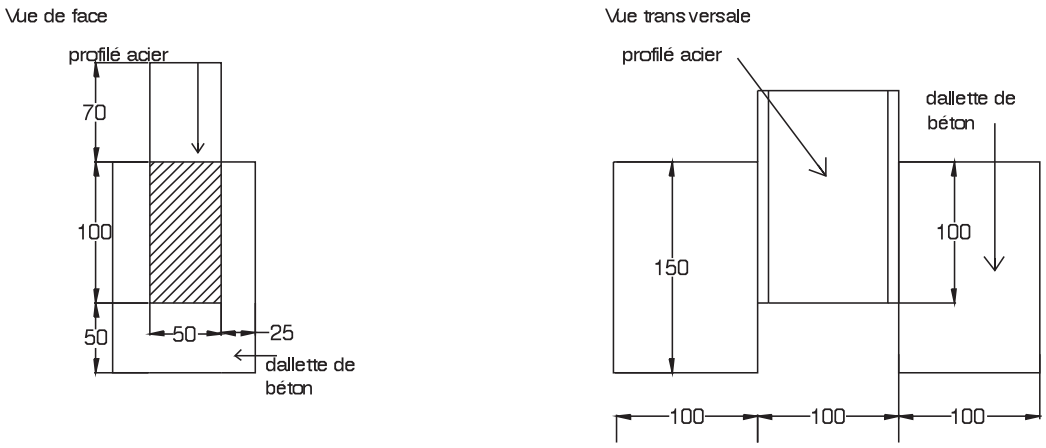


(b) $PO2_200$

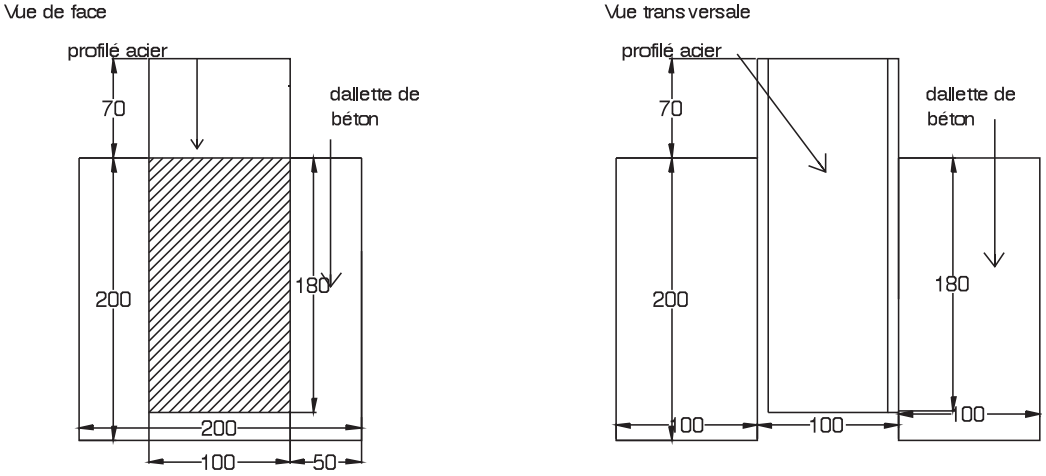


(c) $PO2_300$

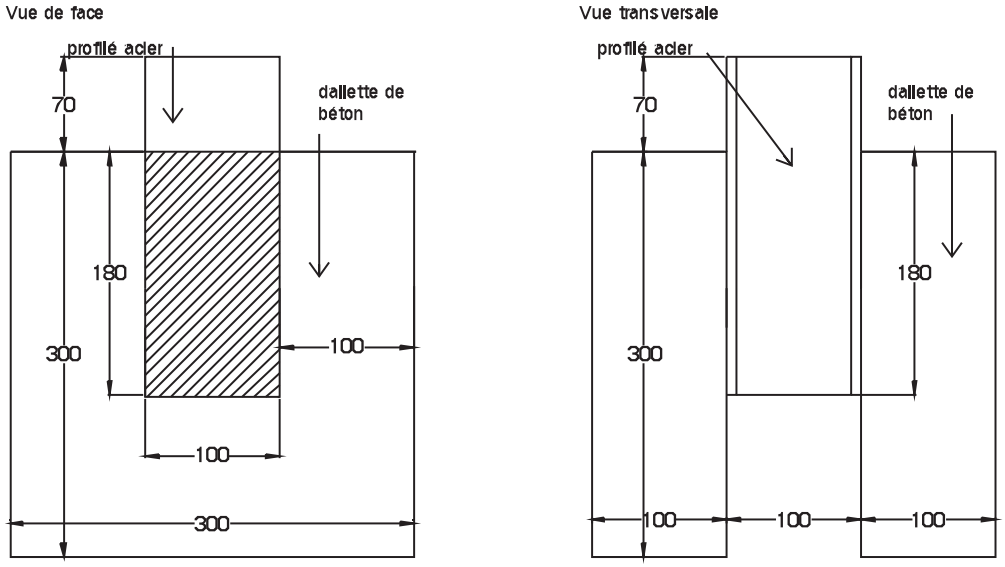
Figure 9.-2 – Géométrie des push out de la gâchée $PO2$, les zones hachurées correspondent à la surface de collage qui vaut ici $100 * 130 \ \ mm^2$



(a) $PO3_100$



(b) $PO3_200$



(c) $PO3_300$

Figure 9.-3 – Géométrie des push out de la gâchée $PO3$, les zones hachurées correspondent à la surface de collage qui vaut ici $100 * 180 \ \ mm^2$ pour $PO3_200$ et $PO3_300$. Pour $PO3_100$ celle-ci est égale à $50 * 100 \ \ mm^2$.

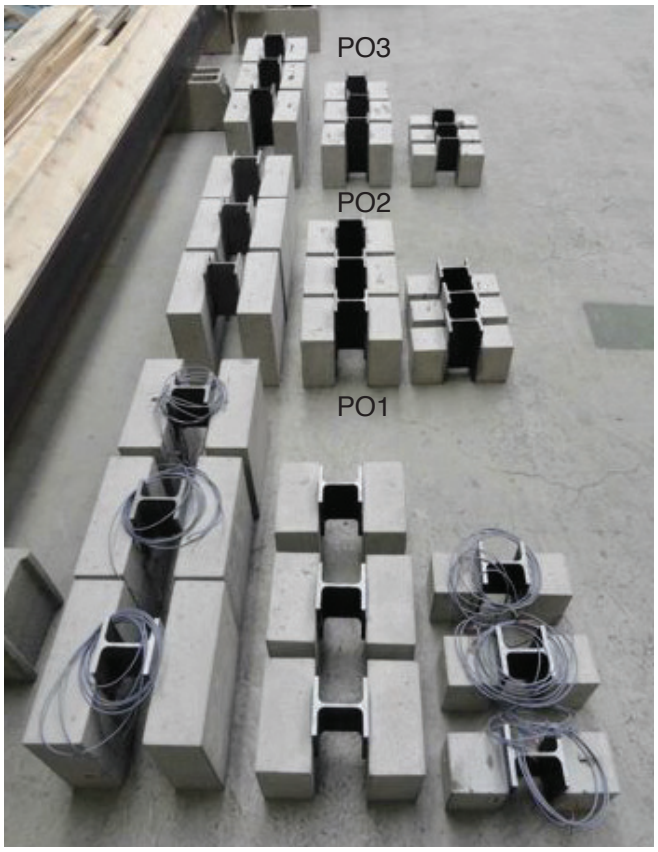


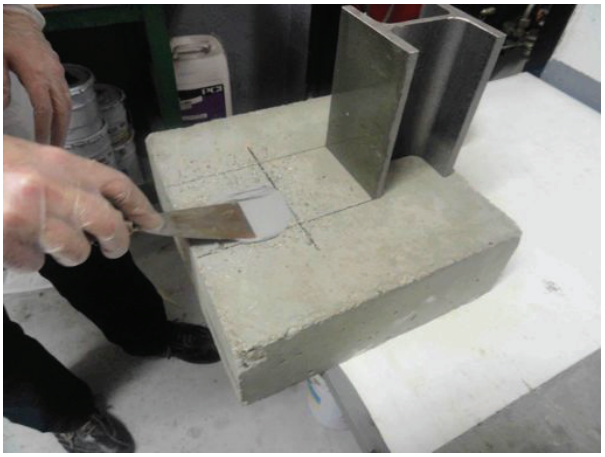
Figure 9.4 – Ensemble des corps d'épreuve $PO1$, $PO2$ et $PO3$

mélange homogène, l'adhésif (SIKADUR30) a été appliqué sur les deux faces (acier et béton) à coller (figure 9.5(b)). La position a été ajustée. Afin d'obtenir un joint de colle le plus fin possible, le serrage (figure 9.5(c)) a eu lieu au moyen de serre-joints. Précisons que nous n'avons pas mesuré l'épaisseur du joint de colle, nous pouvons affirmer que celle-ci est inférieure à un millimètre. Après 24 h au minimum, le dispositif de serrage est retiré et la seconde dallette est collée selon le même procédé. Les corps d'épreuve ont été conservés, jusqu'aux essais push-out au laboratoire, à l'air ambiant.
Signalons les principales anomalies qui ont pu être observées :

- Pour la série "test" POO, nous avons oublié d'effectuer l'étape de dégraissage.
- La dallette b a été collée avant la a (par erreur) pour l'éprouvette notée $PO3_100_3$.
- Dans le cas des corps d'épreuve $PO1_200$, les deux composants de la colle ont été mélangés dans une proportion de 1 : 2 au lieu de 1 : 3 comme cela est préconisé dans la fiche technique.



(a) Mise en place du primaire d'adhésion sur la surface de collage du profilé HEB



(b) Collage des faces à encoller



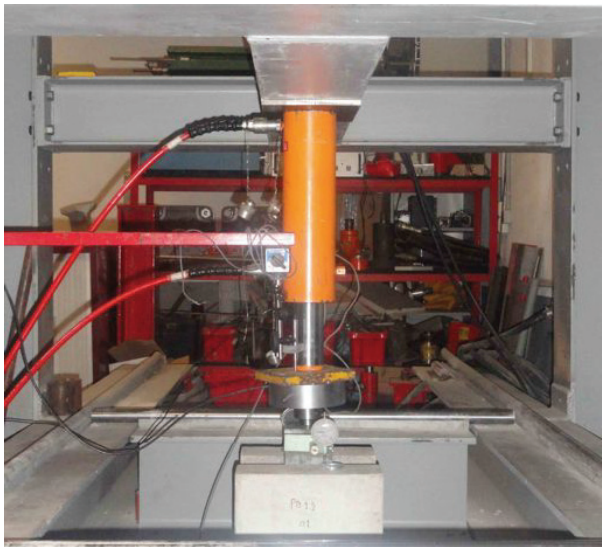
(c) Procédé de serrage des éprouvettes push-out

Figure 9.5 – Réalisation des corps d'épreuve push-out

9.3 Le dispositif expérimental

9.3.1 Bâti et machines d'essais

Pour les séries $PO0$ et $PO1$, les essais ont été effectués sur un bâti de flexion (figure 9.6(a)) permettant des chargements jusqu'à environ 200 kN, au moyen d'un vérin hydraulique piloté manuellement. Durant ces premiers essais, nous avons constaté que le bâti possédait une grande déformabilité. De plus, les résistances obtenues pour $PO1$ ont été supérieures aux résultats prévus. La capacité du bâti risque donc d'être dépassée pour les autres corps d'épreuves, celles-ci possédant des plus grandes surfaces de collage. Ainsi, pour $PO2$ et $PO3$, les essais ont été effectués sur une presse (figure 9.6(b)) permettant des chargements pouvant aller jusqu'à 5000 kN. De plus, la presse, infiniment plus rigide, semble être plus adaptée à ces essais pour laquelle le pilotage est effectué en force. L'effort est centré sur l'éprouvette au moyen d'une plaque d'acier intercalée entre le profilé et le vérin.



(a) Bâti de flexion utilisé pour les corps d'épreuve $PO0$ et $PO1$.

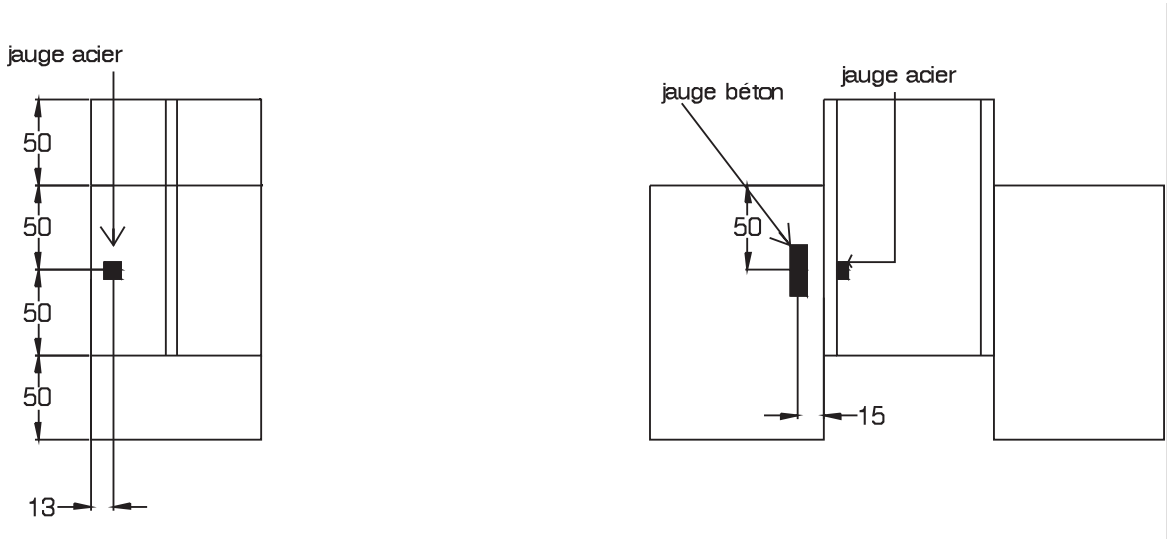


(b) Presse utilisée pour les corps d'épreuve $PO2$ et $PO3$

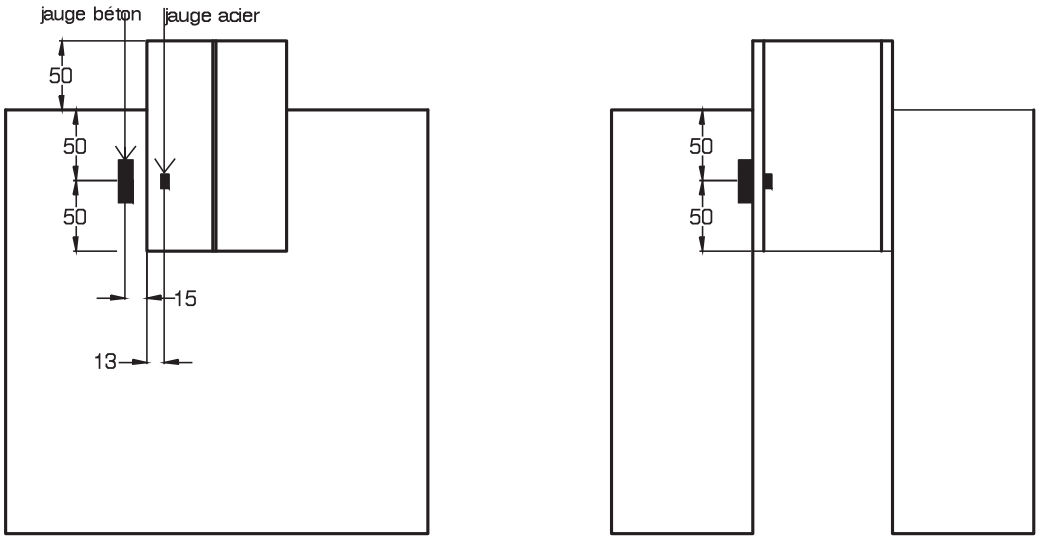
Figure 9.6 – Dispositif de chargement pour les essais push-out

9.3.2 Mesures effectuées

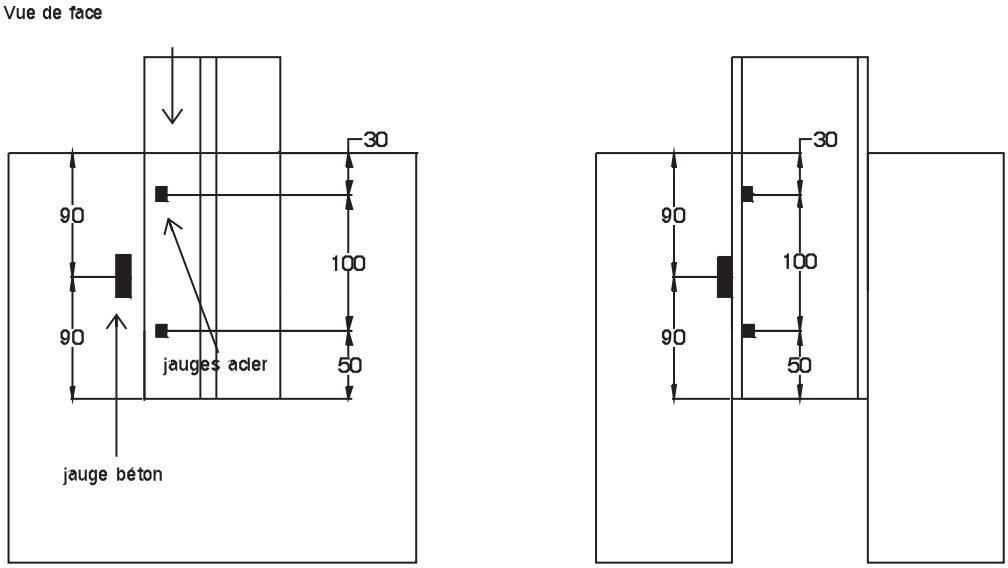
Pour les séries $PO0$ et $PO1$ la force du vérin a été mesurée par un capteur de force de 200 kN et pour les séries $PO2$ et $PO3$ par un capteur de 500 kN. Après les essais, nous avons vérifié l'étalonnage de ces capteurs.
Pour $PO0$ et $PO1$, le déplacement vertical en tête du HEB a été mesuré au moyen d'un capteur LVDT de course 10 mm et pour les deux autres séries c'est le déplacement du plateau de la presse qui a été mesuré avec ce même capteur.
Un capteur LVDT de course 10 mm a été positionné autour de la surface de collage (donc sur l'acier et sur le béton), dans la mi longueur pour les séries $PO2_200$, $PO2_300$, $PO3_200$ et $PO3_300$ (la faible taille des dallettes dans le cas des séries $PO\ _100$ n'a pas permis la mise en place du dispositif de mesure). Ce capteur permet la mesure du déplacement relatif de la dallette et du HEB. Nous le nommerons par abus de langage glissement. En réalité l'emploi de ce terme n'est ici pas exact, compte tenu du fait que le déplacement relatif est le résultat de la déformation en cisaillement de la colle.
Comme on l'a précisé dans la première partie de ce chapitre, nous avons, pour certains corps d'épreuve ($PO1_300$, $PO1_100$ et $PO3_300$) , mesuré les déformations, à proximité de l'interface. Pour cela, des jauges de déformations (longueur de grille de 10 mm) ont été collées en sous face de la semelle du HEB et sur la sous face des dallettes béton (longueur de grille 30 mm). Pour le béton, nous les avons positionnées sur la mi longueur du plan de collage étant donné que la distribution est uniforme dans cette zone, contrairement aux extrémités où des pics sont à prévoir. La figure 9.7 montre où ont été positionnées les différentes jauges de déformations.



(a) $PO1_100$



(b) $PO1_300$



(c) $PO3_300$

Figure 9.7 – Positionnement des jauges de déformations sur les éprouvettes push out

9.4 Résultats expérimentaux

9.4.1 Mode de ruine des éprouvettes

Pour chacune des éprouvettes testées, la rupture s'est produite de façon brutale. Le comportement des éprouvettes est de type fragile.
Concernant la série $PO0$, l'examen des faciès de ruine montre deux faces rompues : l'une est de type cohésive et a lieu dans le béton dans une zone proche de l'interface, l'autre est de type adhésive. Nous postulons que la rupture s'est, en premier lieu, produite dans la face où la rupture est adhésive puis, à cause du retour élastique de la plateforme, dans la seconde face. La rupture adhésive observée ici est surement due au fait que nous avons oublié de dégraisser les surfaces de collage du profilé. Cela confirme toute la nécessité des traitements de surface.
Concernant toutes les autres séries d'éprouvettes (de $PO1$ à $PO3$), nous avons constaté que la rupture brutale avait constamment lieu dans le béton dans une zone proche de la zone de collage. La rupture est donc cohésive. Un examen visuel des dallettes (figure 9.8) a montré qu'une partie des granulats s'est déchaussée et l'autre partie, en plus faible proportion s'est rompue. Nous pouvons faire l'analogie entre ce faciès de ruine et celui obtenu lors des essais de fendage. La rupture pourrait être atteinte lorsque la limite en traction du béton est dépassée.

Notons aussi que dans le cas de la première série ($PO1$), après rupture et dans certains cas, la seconde dallette est séparée du profilé. Nous avons pu observé sur $PO1_200$ par exemple des ruptures obliques autour du plan de collage sans pour autant observer de décrochage de celui-ci. Cette deuxième rupture est postérieure à la rupture cohésive de la première dallette. Nous n'avons pas observé ce résultat pour les deux autres gâchées (testées sur une presse de 5000 kN). Le banc utilisé pour la gâchée $PO1$ est trop souple ce qui provoque une rupture quasiment explosive des éprouvettes. Cela confirme que la seconde rupture observée sur $PO1$ est due au retour élastique du bâti et aussi aux multiples chocs durant la rupture. L'utilisation d'une presse rigide pour les autres séries d'éprouvettes a donc été nécessaire.
Notons aussi que nous avions numéroté chaque dallette en fonction de la chronologie de collage (a pour la première et b pour la seconde). Nous n'avons pas observé qu'il y avait une régularité quant au bloc de béton qui rompait en premier. La mise en oeuvre a été convenablement effectuée.

9.4.2 Force et contrainte moyenne de cisaillement à la ruine

Le tableau 9.2 (page 79) récapitule les résultats obtenus pour chaque spécimen testé. Nous avons aussi calculé la contrainte moyenne à rupture ($\tau_{u,exp}$). Elle est calculée grâce à l'équation 9.1 (dans laquelle F représente la force à rupture mesurée, b la largeur de collage et L la longueur).

$$\tau_{u,exp} = \frac{F}{2 \cdot L \cdot b} \tag{9.1}$$

Dans le cas de la série test ($PO0$), la contrainte moyenne à rupture est d'environ $5,1$ MPa.
Pour les séries $PO1$, $PO2$ et $PO3$ l'examen des contraintes moyennes ultimes est plus problématique. L'écart type peut s'avérer important : il varie de $0,1$ à $1,0$ MPa ce qui correspond à environ 20 % de la moyenne. Rappelons que nous avons réalisé trois corps d'épreuve identiques. Par contre, pour les séries $PO2_200$ et $PO2_300$, cet écart est bien plus important puisqu'il vaut environ 50 % de la moyenne. Pour $PO2_300_2$ la contrainte moyenne à rupture est très largement inférieure à celle obtenue pour les deux autres éprouvettes de la même série. Nous suspectons une mise en oeuvre défaillante pour ce corps d'épreuve bien que son apparence n'est en rien différente des autres. Nous choisissons de l'exclure des résultats étant donnée que sa valeur est bien trop éloignée des deux autres.
Par contre, pour la série $PO1_300$, nous avons pu observer que l'écart était très faible (inférieur à 2 %). Ces observations confirment la nécessité d'effectuer au moins 3 éprouvettes pour chaque série, voire même d'augmenter ce nombre.
Concernant l'analyse paramétrique qui a été menée, les résultats obtenus amènent à plusieurs discussions : rappelons que nous avons voulu vérifié quelle était l'influence de la surface de collage et des dimensions des dallettes sur la contrainte moyenne à rupture.
Pour les séries $PO1_200$ et $PO2_100$, nous avons mesuré une contrainte moyenne de cisaillement à la ruine qui vaut $2,0$ et $1,8$ MPa pour une longueur de joint de colle de 100 et 130 mm respectivement. Ces valeurs sont inférieures à la contrainte limite en traction du béton (de l'ordre de 3 MPa, voir



Figure 9.8 – Eprouvettes $PO1$, $PO2$ et $PO3$ cassées.

le tableau 4.3, page 24). De plus, nous n'observons pas que les dimensions de la surface de collage pourraient avoir une influence sur la résistance moyenne du push-out. Par contre, pour $PO3_100$, la rupture est apparue pour une contrainte qui vaut en moyenne $2,6\ MPa$ ce qui correspond à peu près à la limite en traction du béton. Ce résultat semble montrer que la largeur de collage a également une légère influence.
La série PO_200 pose question. Les résistances moyennes valent respectivement $7,1$, $2,2$ et $3,1\ MPa$ pour une longueur de collage de 100, 130 et 180 mm. Aucune anomalie particulière n'a été observée. Pourquoi la résistance moyenne lorsque le joint de colle est de 100 mm est elle largement supérieure à la résistance moyenne du béton en traction, alors que ce n'est pas le cas lorsque la surface de collage augmente ? Rappelons que les proportions de mélange A et B (1 : 2 au lieu de 1 : 3) ne sont pas correctes pour $PO1_200$. Est ce que cela peut réellement expliquer ces résultats ?
En revanche, pour la série PO_300, nous avons observé (en excluant l'éprouvette $PO2_300_2$) qu'augmenter la surface de collage permettait d'augmenter la résistance moyenne à rupture. Nous n'avons pas obtenu de longueur de joint de colle optimale (pour cette dimension de dallettes) pour laquelle la résistance n'évoluerait plus. Cela semblait difficile aux vues des dimensions des dallettes.
Notons aussi que pour cette dernière série la contrainte moyenne à rupture est très largement supérieure à la résistance en traction du béton (de l'ordre de 3 MPa, voir tableau 4.3).

En définitive, nous avons montré que les dimensions des dallettes avaient une influence non négligeable sur la résistance moyenne des push-out contrairement à ce que l'on attendait. De plus, la longueur de collage a une influence seulement dans le cas où les dallettes ont une dimension de $100 \cdot 300 \cdot 300\ mm^3$.
Si l'on calcule le rapport de la force ultime par la surface rompue observable à l'oeil nu (supérieure de seulement quelques milimètres carrés à la surface de collage), la valeur obtenue ne correspond toujours pas à la limite en traction du béton.
Nous émettons l'hypothèse qu'un frottement favorable pourrait être mobilisé en sous-face des dallettes entre le béton et le plateau de la presse. Ce dernier induirait alors une composante horizontale qui génèrerait non plus des contraintes de cisaillement pure comme ce qui est visé mais des contraintes de cisaillement/compression. L'augmentation observée de la contrainte ultime avec la longueur de collage pourrait de ce fait s'expliquer par un effet de compression de plus en plus important. Ce résultat est à confirmer par la suite.
Il apparaît donc nécessaire d'apporter plus d'explications à ces résultats. La modélisation par éléments finis qui sera effectuée a pour objectifs d'approfondir certains résultats.

9.4.3 Analyse du déplacement, des déformations et du "glissement" à l'interface

Nous ne présentons pas ici en détail les résultats issus de la mesure du déplacement de la structure (ils sont exposés dans le chapitre 11, section 11.3.3.4, page 116). Effectivement, nous avons constaté que les valeurs maximales obtenues variaient entre 1 et 6 mm. Ces valeurs sont largement plus importantes que le glissement qui lui est estimé à environ quelques microns. Nous avons constaté qu'en fait ce déplacement était attribué pour une très grande partie au déplacement de la plateforme de chargement, à la mise en place du corps d'épreuve ou aux déformations cumulées dans le profilé et dans les dallettes. Ces courbes sont composées de deux parties plus ou moins linéaires (la première partie correspond à la mise en place et la seconde à un régime "stationnaire"). Entre chaque éprouvette d'une même série l'allure est similaire (comme le montre par exemple la courbe 9.9 pour la série $PO1_300$). Par contre les valeurs des déplacements varient (du simple au double).

En revanche, nous avons observé une bonne régularité des mesures du glissement pour les séries $PO2$ et $PO3$ (rappelons que cette mesure n'a pas été effectuée pour $PO1$ et non plus pour les séries PO_100 à cause des dimensions des dallettes de béton). Nous donnons ici les principaux résultats. La pente initiale est à chaque fois de l'ordre de $10^{-3}\ \mu m/N$. Cette pente est trois fois moins importante pour $PO3_200_3$ et pour l'éprouvette $PO2_200_3$ le glissement change de signe. Les glissements mesurés présentent des valeurs maximales au pic de force qui varient entre 3 et 100 μm, comme le montre le tableau 9.3. Mises à part pour les éprouvettes $PO3_300_1$ et $PO3_300_2$ pour lesquelles une partie non linéaire est visible à l'approche de la ruine, le glissement varie linéairement avec la force jusqu'au pic de chargement. La figure 9.10 représente l'effort mesuré en fonction du glissement pour l'éprouvette $PO3_300_2$. Dans la partie consacrée à la modélisation, nous reviendrons plus en détail sur chacune de ces courbes.

$PO0$	Série						$PO0_300$		
	Eprouvette						1	2	3
	$F_{u,exp}$ (kN)						$113,1$	$77,3$	$113,5$
	Surface de collage (mm^2)							20000	
	$\tau_{u,exp}$ (MPa)						$5,7$	$3,9$	$5,7$
	$\tau_{u,moyen,exp}$ (MPa)							$5,1$	
	écart type (MPa)							$1,0$	
$PO1$	Série	$PO1_100$			$PO1_200$			$PO1_300$	
	Eprouvette	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	$F_{u,exp}$ (kN)	$31,9$	$49,7$	$36,3$	$144,5$	$114,5$	$164,9$	$133,0$	$140,0$	$137,0$
	Surface de collage (mm^2)		20000			20000			20000	
	$\tau_{u,exp}$ (MPa)	$1,6$	$2,5$	$1,8$	$7,2$	$5,7$	$8,2$	$6,7$	$7,0$	$6,9$
	$\tau_{u,moyen,exp}$ (MPa)		$2,0$			$7,1$			$6,8$	
	écart type (MPa)		$0,4$			$1,0$			$0,1$	
$PO2$	Série	$PO2_100$			$PO2_200$			$PO2_300$	
	Eprouvette	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	$F_{u,exp}$ (kN)	$49,7$	$33,3$	$54,0$	$36,0$	$92,2$	$42,0$	$196,9$	$58,0$	$200,0$
	Surface de collage (mm^2)		26000			26000			26000	
	$\tau_{u,exp}$ (MPa)	$1,7$	$1,3$	$2,1$	$1,4$	$3,6$	$1,6$	$7,6$	$2,3$	$7,7$
	$\tau_{u,moyen,exp}$ (MPa)		$1,7$			$2,2$			$7,6$	
	écart type (MPa)		$0,3$			$1,0$			$0,1$	
$PO3$	Série	$PO3_100$			$PO3_200$			$PO3_300$	
	Eprouvette	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	$F_{u,exp}$ (kN)	$28,0$	$30,1$	$18,8$	$78,7$	$126,3$	$128,1$	$344,6$	$285,3$	$333,6$
	Surface de collage (mm^2)		10000			36000			36000	
	$\tau_{u,exp}$ (MPa)	$2,8$	$3,1$	$1,9$	$2,2$	$3,5$	$3,6$	$9,6$	$8,0$	$9,3$
	$\tau_{u,moyen,exp}$ (MPa)		$2,6$			$3,1$			$8,9$	
	écart type (MPa)		$0,5$			$0,6$			$0,7$	

Tableau 9.2 – Résultats obtenus pour les essais push out (séries $PO0$, $PO1$, $PO2$ et $PO3$). La valeur de $\tau_{u,moyen,exp}$ pour la série $PO2_300$ a été calculée sans tenir compte de la deuxième éprouvette

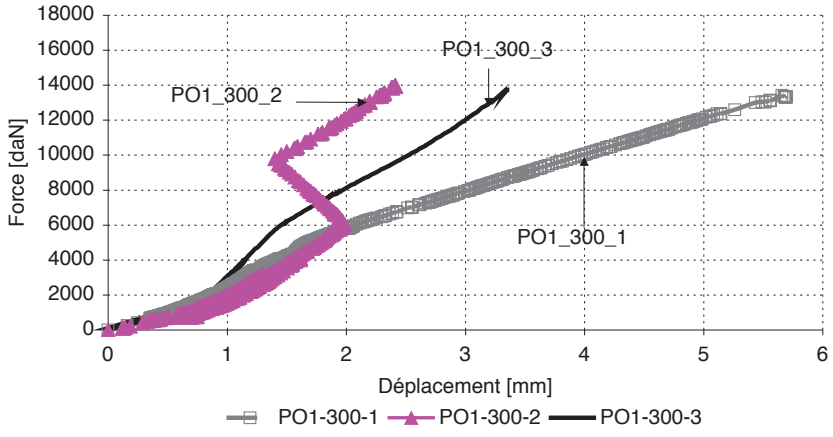


Figure 9.9 – Mesure de l'effort en fonction du déplacement pour la série $PO1_300$

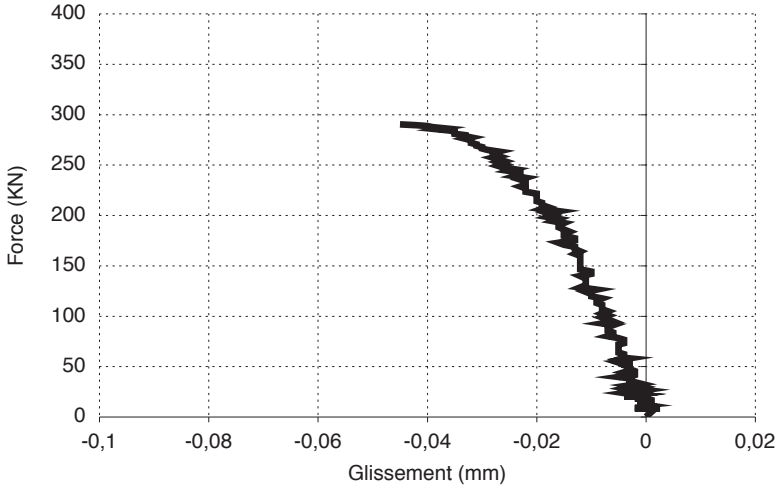


Figure 9.10 – Mesure de l'effort en fonction du glissement pour l'éprouvette $PO3_300_2$

Eprouvette	Glissement (mm)
$PO2_200_1$	$-0,003$
$PO2_200_2$	$-0,007$
$PO2_200_3$	$-0,007$
$PO2_300_1$	$-0,023$
$PO2_300_2$	$-0,009$
$PO2_300_3$	$-0,007$
$PO3_200_1$	$-0,04$
$PO3_200_2$	$-0,005$
$PO3_200_3$	$0,007$
$PO3_300_1$	$-0,08$
$PO3_300_2$	$-0,045$
$PO3_300_3$	$-0,006$

Tableau 9.3 – Valeurs du glissement maximal mesuré

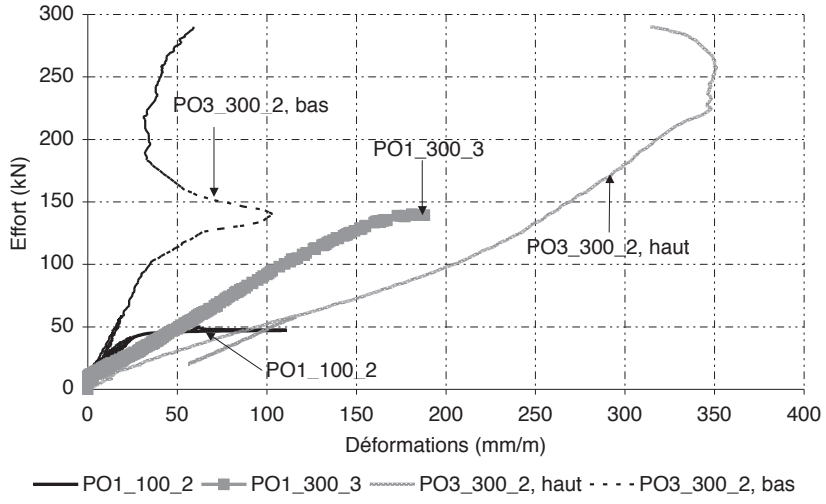
Concernant la mesure des déformations, nous avons rencontré deux incidents : la jauge acier haut de $PO3_300_1$ et la jauge acier bas de $PO3_300_3$ n'ont pas fonctionné.
La figure 9.11 représente les déformations mesurées dans l'acier et dans le béton pour les séries $PO1_100_2$, $PO1_300_3$ et $PO3_300_2$ (toutes les autres courbes sont en annexe B.1). Tout d'abord, constatons que les déformations évoluent quasi linéairement avec l'effort à l'approche de la ruine. Selon les cas, on peut observer que dans le béton et/ou dans l'acier, la déformation diminue ou continue d'augmenter de façon non linéaire. Ce résultat traduit les redistributions des contraintes annonçant la ruine.
Aussi, on peut constater que les déformations dans le béton ne dépassent pas 220 $\mu m/m$ (pour $PO3_300_3$). Cette valeur inférieure aux déformations élastiques limites estimées à environ 500 $\mu m/m$. Nous faisons le même constat dans l'acier pour lesquelles les déformations maximales qui ont été mesurées sont de 580 $\mu m/m$ (pour $PO3_300_3$) alors que la déformation élastique limite est de l'ordre de 1800 $\mu m/m$. Les courbes de déformation dans l'acier (figure B.1(a)) et dans le béton et (figure B.1(b)) pour $PO1_100$ et (figures B.2(a) et B.2(b)) pour $PO1_300$ montrent qu'à une même altitude, les déformations dans le béton sont légèrement plus faibles que dans l'acier.
Enfin, la courbe de la figure B.3(a) montre que la déformation dans l'acier (pour $PO3_300_2$) est plus importante dans sa partie "haute" que dans sa partie "basse". Cela montre que la déformation dans l'acier varie avec z : il y a donc transmission progressive de l'effort du profilé vers la dallette via l'adhésif. Nous ne possédons qu'un seul résultat qui va dans ce sens étant donné que pour les deux autres éprouvettes de la même série une des jauges dans l'acier n'a pas fonctionné. Nous vérifierons ce résultat dans le chapitre consacré à la modélisation de ces essais.

9.4.4 Analyse des résultats

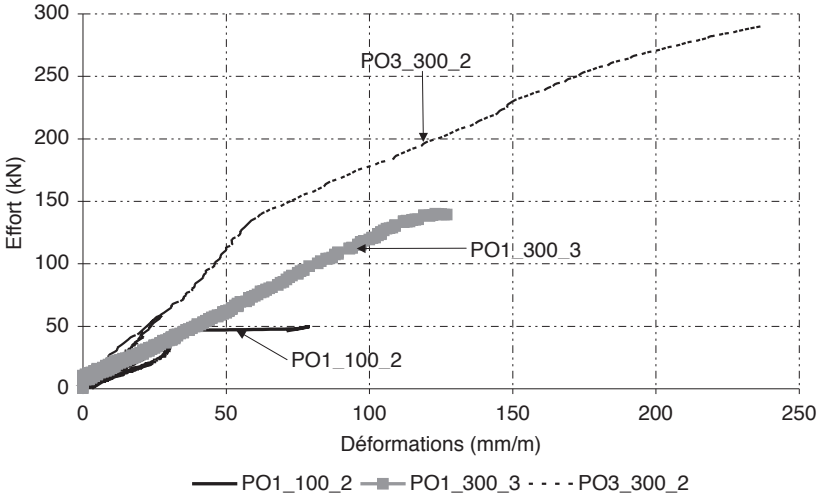
Tout comme (Si Larbi et al., 2007) et (Berthet et al., 2011), nous avons observé que le comportement des éprouvettes push-out était de type élastique fragile, lorsque la mise en oeuvre a été soigneusement établie (ce qui n'a pas été le cas pour la série $PO0$). De la même manière, la rupture de type cohésive s'est localisée dans le béton à quelques millimètres du joint de colle.
N'ayant pas fait d'analyses microscopiques, nous ne pouvons définir exactement où a eu lieu la rupture. Plusieurs auteurs ((Backelandt, 2005) et (Gonzalez, 2006)) ont effectivement montré que la zone interfaciale entre la résine et la pâte de ciment dans un assemblage pouvait être décrite comme une zone complexe qui comprend :

- le polymère massique avec des propriétés homogènes
- une interphase polymère présentant un gradient de propriétés de quelques dizaines de microns d'épaisseur
- une zone de transition caractérisée par la pénétration de la résine dans le réseaux poreux de la pâte de ciment

Cette structure multicouche qui a été identifiée est susceptible d'affecter la transmission des efforts mécaniques entre le support cimentaire et l'adhésif.
Dans les analyses qui ont été faites, les auteurs énoncés ci-dessus ont étudié l'influence des propriétés physico-chimiques de la zone de transition entre les deux substrats (par des essais de clivage constitués de ciment à pâte durcie et de systèmes époxydique). Ainsi, l'amorce et la propagation de la rupture se déroule dans le substrat lorsque la résine est dépourvue de plastifiant alors que dans le cas inverse, elle est cohésive dans la zone mixte c'est à dire dans la région du substrat cimentaire qui est pénétrée par la résine.
Ces résultats ne peuvent pas directement être utilisés étant donné que l'étude a porté sur des pâtes de ciment durcie et non pas sur des bétons (ciment + granulat). Il est quasiment évident que les granulats vont influencer la microstructure de l'interface : on peut penser que le volume poreux accessible à la résine sera réduit (Gonzalez, 2006). En tout cas, très certainement que cette interphase joue un rôle sur la ruine des assemblages, son étude ne fait pas partie de notre travail.
Par ailleurs, les résultats expérimentaux obtenus ont montré une assez forte disparité : la longueur de collage semble avoir une influence sur la contrainte moyenne à rupture (notamment dans le cas des dallettes de 300) mais aussi les dimensions des dallettes. Il est effectivement apparu que les charges de ruine obtenues dans le cas des 300 mais aussi pour $PO1_200$ étaient très largement supérieures à la limite en traction du béton contrairement aux autres spécimens pour lesquelles les charges de ruine correspondent ou sont même inférieures à f_t. Citons plusieurs pistes pour essayer d'expliquer ces résultats : Un effet de frottement favorable pourrait en être à l'origine. En sous-face des dallettes entre le béton et



(a) Déformations dans l'acier



(b) Déformations dans le béton

Figure 9.11 – Effort en fonction des déformations mesurées dans l'acier et dans le béton

le plateau de la presse, l'existence de composantes horizontales pourraient induire non plus uniquement des composantes de cisaillement autour du joint de colle (comme ce qui était visé) mais des composantes de compression/cisaillement, ce qui devient plus favorable. Cette hypothèse va dans le sens de l'augmentation de la contrainte ultime en fonction de la longueur de collage. Néanmoins, pourquoi (Si Larbi et al., 2007) n'a pas obtenu ces résultats (ces auteurs ont eu recours à un béton à hautes performance avec une limite en compression d'environ 67 MPa et en traction évaluée entre 4 et 5 MPa. Ils ont calculé que la contrainte moyenne de cisaillement à rupture de l'éprouvette push-out était comprise entre $5,0$ et $5,9$ MPa) alors que les dimensions des éprouvettes qu'ils ont testées sont identiques ?
Une autre hypothèse repose sur un effet de confinement du joint de colle par le béton qui deviendrait donc de plus en plus favorable (voir la thèse de (Thomann, 2005)).
Aussi, on peut penser qu'étant donnée que la microstructure d'un béton de type $C25/30$ est différente de celle d'un BHP, les interactions qui ont lieu entre la matrice cimentaire et la résine ne sont pas identiques dans la région proche de l'interface (zone de transition plus ou moins importante, résistance du béton différente ...). (Backelandt, 2005) et (Gonzalez, 2006) ont montré que la résistance mécanique des assemblages qu'ils ont testés était fortement dépendante des propriétés physico-chimiques de la zone de transition entre les deux substrats. Pour un faible rapport e/c (e pour eau et c pour ciment), comme c'est le cas du BFUP ($e/c = 0.3$), la zone de transition est plus faible que pour un béton comme celui que nous avons utilisé (e/c vaut environ 0.5). Supposons alors que dans le cas du BHP la ruine cohésive a lieu dans le béton : la résistance correspond alors à la limite en traction de ce matériau. La zone de transition étant plus importante dans le cas d'un béton de type $C25/30$, on pourrait supposer que la rupture est justement initiée dans cette région : la résistance d'une telle zone est plus importante. Ce ne sont que des hypothèses : elles ne sont justement pas vérifiées et nécessiteraient des études microscopiques que nous n'avons pas menées.

Concernant l'importante disparité de nos résultats, nous avons remarqué que l'écart type pouvait atteindre jusqu'à 50 % de la moyenne et ce plus les dimensions des dallettes sont faibles : cela laisse suggérer une plus grande sensibilité aux défauts de mise en oeuvre, de géométrie ...
(Berthet et al., 2011) ont montré grâce aux mesures des déformations sur la plaque d'acier que les déformations évoluaient le long des surfaces collées, nos résultats tendent vers la même conclusion mais doivent être confirmés (seule l'éprouvette $PO3_300_2$ instrumentée par deux jauges de déformations sur l'acier a aboutit à des résultats exploitables).
Afin d'enrichir les résultats de la littérature nous avons montré que les dimensions de la surface de collage et des dallettes de béton avaient une influence sur la charge de ruine des éprouvettes push-out (résultat déjà en partie montré par (Berthet et al., 2011)). Pour certaines dimensions des dallettes de béton (PO_300 notamment et PO_200 dans une moindre mesure) augmenter la longueur de collage permet d'augmenter la résistance de l'assemblage. Par contre, lorsque les dallettes ont pour dimensions $100 \cdot 150 \cdot 100$ mm^3, la résistance des push-out est clairement plus faible que la résistance même du béton en traction. Une plus grande possibilité de défauts et l'absence de frottement pourraient expliquer ces résultats ?
Il est clair que de nombreuses interrogations persistent et doivent être éclairées.

9.5 Synthèse

Les résultats des essais nous amènent aux conclusions suivantes :

- Le nombre de corps d'épreuve doit être augmenté à 5 voire 6 et les dallettes rectifiées.
- La contrainte de cisaillement moyenne à rupture dépend de la taille des dallettes et de la longueur du joint de colle.
- L'exploitation des essais push-out en terme de contrainte moyenne à rupture en vue de dimensionnement de poutres n'est, à ce jour, pas possible.
  Des questions sont encore à ce jour sans réponse sur la caractérisation des connexions acier-béton collées par essais push-out. Des études expérimentales complémentaires doivent avoir lieu. Elles doivent notamment vérifier quelle est l'influence de la rectification des éprouvettes (afin d'analyser l'incidence du frottement) et de la hauteur libre sur leur comportement.
  Les simulations numériques du chapitre 11 va nous permettre d'approfondir certains aspects. Outre la comparaison des déformations, des glissements et des charges de ruine, nous allons en

particulier étudier si le frottement du plateau de la presse/dallette et si la hauteur libre sous le profilé ont une influence significative sur les résultats.

10

Comment modéliser le comportement de l'essai Push-out

Sommaire

10.1 Modèles analytiques 86
10.2 Modélisation par éléments finis 86
10.2.1 Méthode avec éléments finis classiques 86
10.2.2 Modélisation avec des éléments finis spéciaux 87
10.3 Synthèse 92

La modélisation d'un joint collé a fait l'objet de nombreuses études, notamment dans le cas d'assemblages simple et double recouvrement. L'objectif de ces études est de déterminer les contraintes et les déformations dans le substrat et l'adhésif. Dans le cas du push-out, le comportement global expérimental (comme l'a montré le chapitre précédent) est élastique et la rupture brutale a lieu dans le béton, à côté de l'interface.
La difficulté de telles modélisations repose sur le fait que nous devons prendre en compte le comportement non linéaire du béton notamment et le maillage au niveau de la zone de rupture doit être le plus fin possible.

10.1 Modèles analytiques

Une des premières études qualitative qui considère seulement le cisaillement de l'adhésif et le substrat rigide est une simplification qui est trop forte pour l'étude des joints collés, elle ne peut être acceptable. Les premières études datent de la première moitié du vingtième siècle. On peut citer les travaux de (Volkersen, 1938), (Goland and Reissner, 1944) et ceux de (Hart Smith, 1973). Seulement, les procédés de résolution sont généralement trop simplificateurs car limités au domaine de comportement élastique. La dimension des matériaux peut aussi poser problème. Dans le cas où l'on modélise un IPE par exemple, comment prendre en compte sa section ?
(Bigwood and Crocombe, 1990) ont développé un modèle analytique capable de prendre en compte le comportement non linéaire des matériaux. Ces méthodes analytiques sont complétées par des études expérimentales qui permettent d'évaluer la réponse en déformation du joint ainsi que sa résistance. Cependant, ces procédés de résolution nécessitent des hypothèses souvent trop simplificatrices. La distribution des contraintes normales et d'arrachement est considérée constante à travers l'épaisseur de l'adhésif.
Les méthodes numériques avec la technique des éléments finis, de plus en plus utilisée, permet d'éviter les limites des méthodes analytiques présentées ci-dessus. On peut déterminer précisément la distribution des contraintes et déformations dans le joint pour des géométries quelconques, en prenant en compte le comportement des matériaux de façon plus précise.

10.2 Modélisation par éléments finis

La grande majorité des modèles proposés par les auteurs a été effectuée sur des joints à simple et double recouvrement, des poutres en double porte à faux et pour quelques uns des essais push out.
Une bonne modélisation devra comporter un chargement et des conditions aux limites clairement définis. La géométrie est caractérisée par sa ou ses couches de substrat et d'adhésif. Les joints collés sont des structures trois dimensions mais parfois la modélisation est effectuée dans le cas d'état plan de contraintes ou de déformations. De plus, la validité d'un modèle dépend des éléments et du maillage retenu. Aucune limite n'a clairement été donnée dans la littérature quant à la taille des éléments constituants l'adhésif mais il est évident que cela dépend des dimensions.

10.2.1 Méthode avec éléments finis classiques

(Wooley and Carver, 1971) ont fait partie des premiers à modéliser un joint collé. Ils ont simulé le comportement d'un joint à simple recouvrement. Leur modèle éléments finis a été effectué en état plan de contraintes. Les résultats sont proches de la solution obtenue par (Goland and Reissner, 1944). Seulement, l'utilisation d'éléments quadrilatères nécessite un maillage très fin, donc des temps de calcul très lourds. Keller (Keller and Vallée, 2005) a montré, en modélisant en 2 dimensions, un joint simple et double recouvrement (FRP pultrudé et adhésif époxyde) l'importance d'un maillage serré aux extrémités du joint de colle (figure 10.1) afin de prendre en compte les effets de bords. Ce modèle linéaire a été approfondi par (De Castro San Roman, 2005) afin de prendre en compte le comportement non linéaire de l'adhésif dans le cas par exemple d'un polyuréthane.

Si Larbi (Si Larbi et al., 2007) a modélisé en trois dimensions, avec des conditions aux limites de symétrie un essai push out. Il a utilisé des éléments volumiques tétraédriques à 10 noeuds, et trois degrés de liberté chacun. Le maillage est resserré au niveau de l'adhésif (éléments d'environ 0.4 mm). Le modèle est constitué de 75 000 degrés de liberté. Béton, acier et adhésif époxyde adoptent un comportement

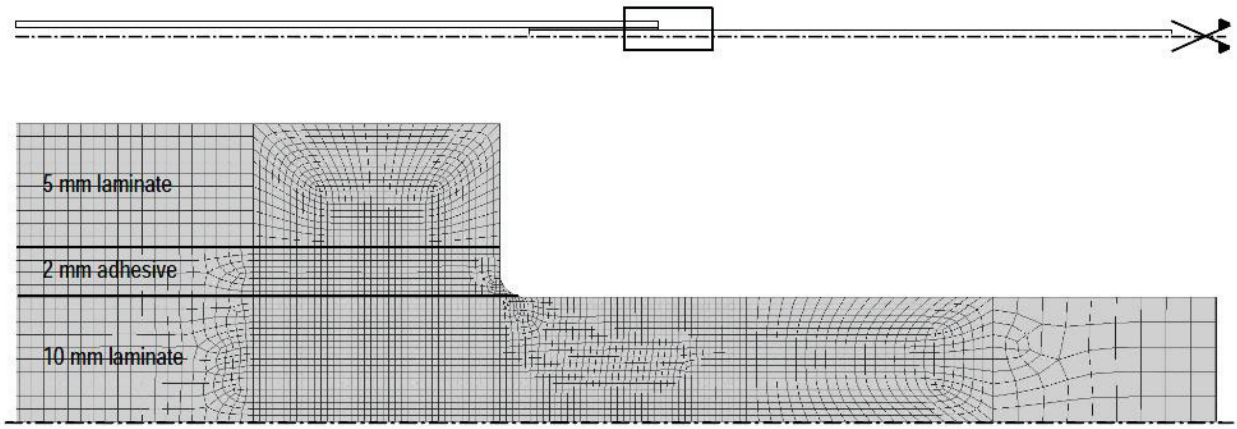


Figure 10.1 – Maillage joint à double recouvrement en 2D (De Castro San Roman, 2005)

élastique linéaire isotrope. Le déplacement relatif calculé est proche des valeurs mesurées.
Pour chacun de ces modèles, les éléments finis utilisés sont des éléments massifs. Les calculs ont été menés en deux (état plan de contraintes ou de déformation) ou trois dimensions. Dû aux effets de bords, le maillage est resserré aux extrémités et dans l'adhésif. Le nombre de degrés de liberté semble être assez important, ce qui peut facilement conduire à des temps de calcul relativement grands et être limité dans le cas de modélisations dans le domaine non linéaire.

10.2.2 Modélisation avec des éléments finis spéciaux

Des efforts ont été faits afin de réduire les temps de calcul.

10.2.2.1 Modèles en deux dimensions

Différentes approches ont été développées.
Citons tout d'abord les travaux de Rao et al (Rao and et S. Yadagiri, 1982) qui ont développé un modèle spécial, en état plan de déformations, avec des éléments isoparamétriques à six noeuds pour la couche de colle. Ces derniers (ressorts en traction, compression, cisaillement) sont compatibles avec les éléments à huit noeuds qui constituent le substrat. Seulement, ce modèle est limité à des cas de géométrie et de chargement simples et ne prend pas en compte le comportement non linéaire des matériaux.
D'autres auteurs ((Carpenter and Barsoum, 1989), (Amijima and Fujii, 1987), (Lin and Lin, 1993))ont utilisé des éléments poutres pour modéliser le substrat et des éléments plaque par exemple pour la colle. Les noeuds de l'adhésif coïncident entre ceux du substrat grâce à des conditions de compatibilité en déplacement.
Seulement, ces modèles en deux dimensions sont rapidement limités à des géométries simples et sont restreints au cas bidimensionnel. De plus les non linéarités matérielles ne sont pas prises en compte.

10.2.2.2 Modèles en trois dimensions

(Taylor, 1996) a utilisé des éléments similaires à ceux de (Amijima and Fujii, 1987). Il a montré que le calcul en trois dimensions permettait de rendre compte de façon plus précise du comportement d'un assemblage simple recouvrement. (Dillard et al., 2001) a comparé les résultats d'un calcul éléments finis en deux et trois dimensions d'un essai à simple recouvrement, basé sur l'utilisation d'éléments coques pour le substrat et solides pour l'adhésif. Le modèle en trois dimensions est plus intéressant car il peut être étendu à des structures à géométries plus complexes. Les noeuds dans le demi plan du substrat sont liés à ceux de l'adhésif de façon à assurer continuité des déplacements à l'interface qui est maintenue grâce à des fonctions d'interpolation quadratiques dans le plan des éléments parallèles au plan moyen du substrat (Cf. figures 10.3 et 10.2). Les non linéarités matérielles peuvent être prises en compte.

Ces modèles ont donc l'avantage de pouvoir simuler le comportement de structures à géométrie plus complexes, en prenant en compte les non linéarités matérielles mais du fait des éléments coques et ou

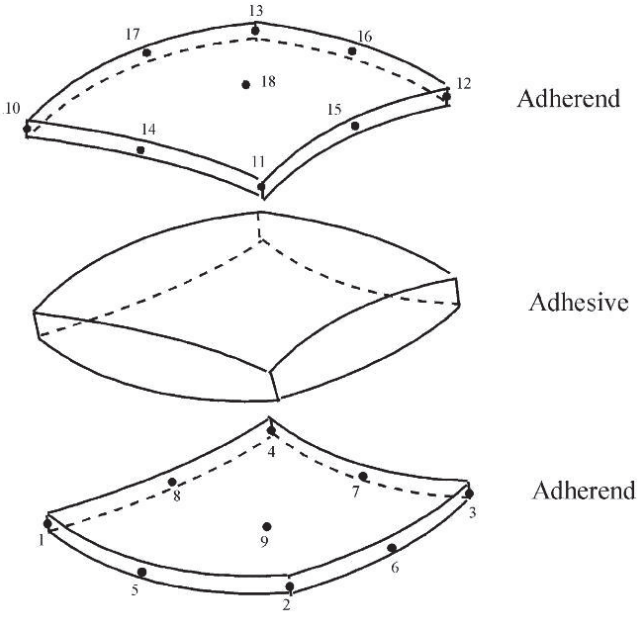


Figure 10.2 – Configuration des éléments finis du modèle 3D (Dillard et al., 2001)

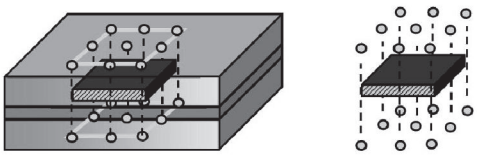


Figure 10.3 – Element fini 3D de l'adhésif (Dillard et al., 2001)

poutres ils sont restreints au cas de structures fines.

Les éléments d'interface peuvent être une option intéressante, afin d'éviter des calculs en grand déplacement, particulièrement si l'épaisseur du substrat est importante (au moins le double) au regard de celle de l'adhésif. Les éléments continus sont remplacés par des éléments d'interface ou éléments joints. L'épaisseur de ces éléments est considérée comme étant nulle. Un des principaux avantage est que l'on peut facilement combiner ces éléments avec d'autres car ils utilisent les mêmes variables nodales que les éléments continus. La couche d'adhésif est modélisée par une surface qui est définie par la normale entre deux substrats. Pour les éléments joints, les grandeurs caractéristiques sont les composantes du vecteur contrainte local interagissant à l'interface. La loi constitutive est une relation entre ce vecteur contrainte local et le saut en déplacement du joint (le déplacement relatif entre les substrats).
Contrairement aux éléments continus pour lesquels on utilise la relation contrainte-déformations, c'est la relation portant sur les déplacements relatifs qui les gouverne. Il s'agit en fait de la différence entre les champs de déplacement de chacune des faces (haut et bas). Les contraintes à l'interface sont obtenues grâce au déplacement relatif et à la matrice de rigidité de cette zone. (équation 10.1). Ces paramètres sont la rigidité normale k_n, tangentielle k_t et de cisaillement k_s et doivent être déterminés précisément.

$$\sigma = D \cdot \delta \; avec \; D = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_t & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \tag{10.1}$$

Creac'Hcadec (Creac hcadec, 2008) a comparé les résultats numériques en utilisant des éléments d'interface avec un calcul effectué avec des éléments massifs. La structure étudiée est celle présentée sur la figure 10.4. Sous l'hypothèse d'un comportement élastique, la comparaison entre le modèle 2D avec éléments d'interface avec un modèle en 2 et 3 dimensions avec des éléments massifs, des contraintes normales et de cisaillement, au milieu du joint de colle montre la pertinence du modèle. Les résultats sont très précis, même au niveau des becs où il y a concentration de contraintes comme le montre la figure 10.5.
Cependant, ces éléments ne permettent pas d'étudier l'influence des singularités de contraintes, dans le cas où des effets de bords sont importants par exemple et la géométrie de la structure modélisée est simple ce qui explique la validité du modèle en état plan de contraintes.

Castagnetti et al (Castagnetti and Dragoni, 2009) ont développé trois modèles d'interface en deux et trois dimensions. Le plus intéressant est le dernier pour lequel le substrat est modélisé par une poutre en deux dimensions, et une coque en trois dimensions. L'adhésif est constitué d'éléments massiques : briques quadratiques. Le maillage de liaison correspond à l'application de contraintes internes entre

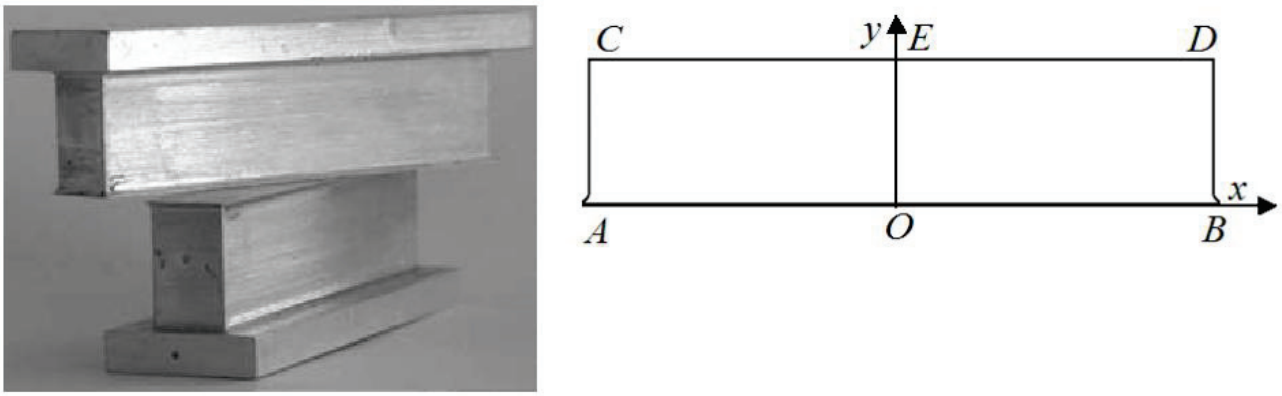


Figure 10.4 – Géométrie de l'assemblage collé et géométrie des substrats (Creac hcadec, 2008)

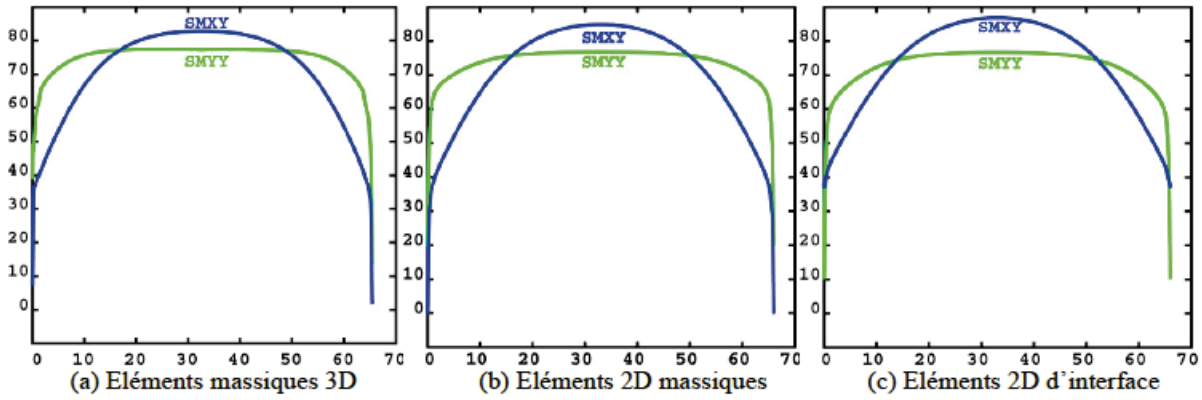


Figure 10.5 – Distribution des contraintes normales et tangentielles le long du segment [AB] calculées aux points d'intégration (Creac hcadec, 2008)

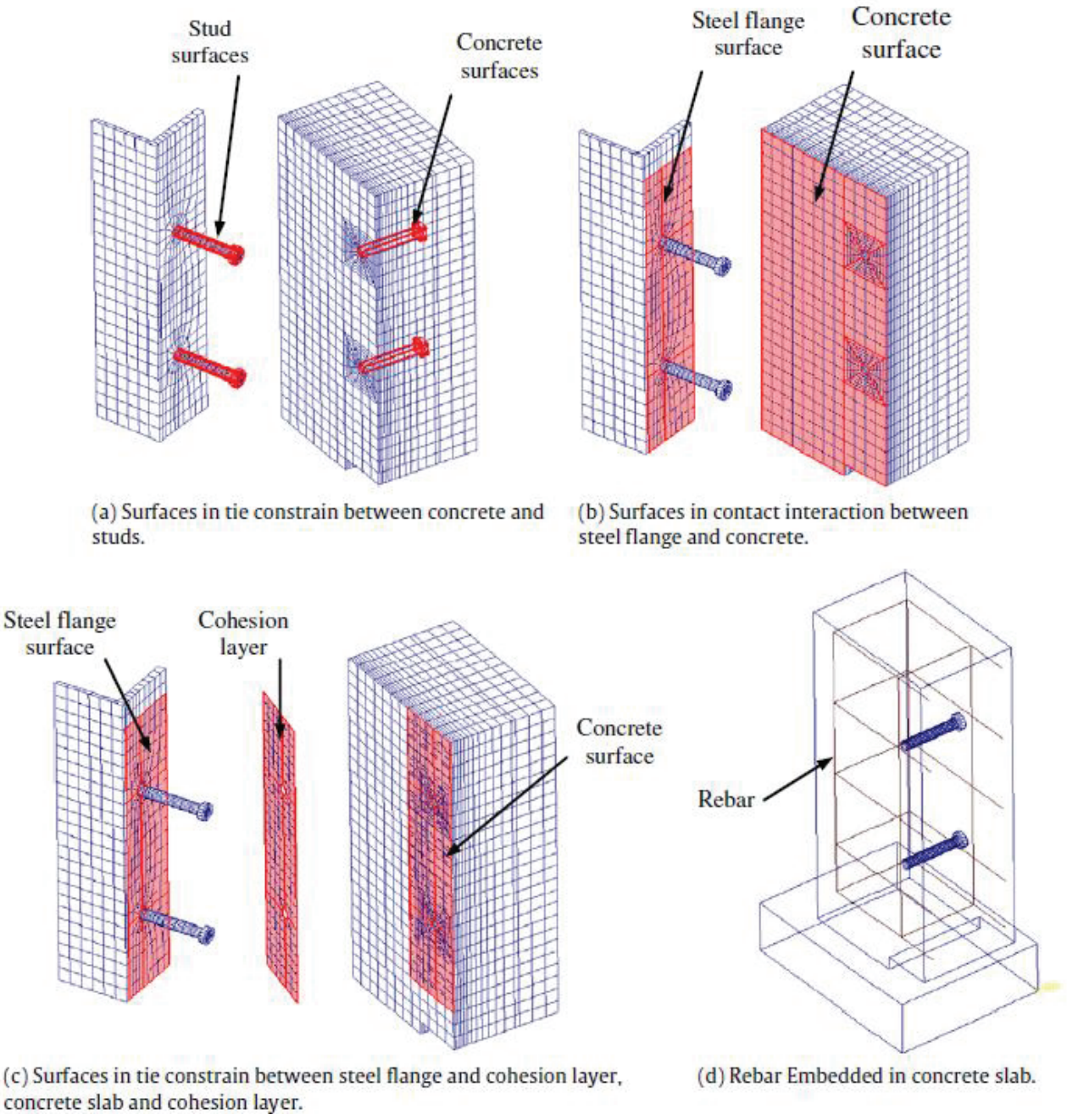
les éléments coques et briques. Le nombre de degrés de liberté est 150 fois plus faible qu'avec un modèle classique massique. Les résultats ont été comparés à ce modèle et à la solution analytique de (Goland and Reissner, 1944) ; ils sont très proches. Pourtant, ce modèle est restreint au cas de matériaux à comportement linéaire et au cas des structures minces. (De Moura et al., 2002) ont étudié le comportement élastique et non linéaire de joints collés simple et double recouvrement. Le modèle effectué sur ABAQUS est constitué d'éléments solides pour le substrat et l'adhésif et d'éléments joints pour l'interface qui sont compatibles. Ainsi, l'état de contraintes et de déformations dans cette zone peut être déterminé. De plus, les résultats dans le domaine élastique montrent la nature tridimensionnelle des contraintes de cisaillement à travers l'épaisseur. La rupture du joint de colle a pu être prédite par un calcul non linéaire supplémentaire.
Kim et al (Kim and Nguyen, 2009) ont étudié la connexion mécanique de cisaillement entre deux substrats par le biais d'un essai push-out. Ils ont utilisé un modèle élément finis sur ABAQUS en trois dimensions, avec prise en compte des non linéarités matérielles. Béton et acier sont modélisés par des éléments briques à 8 noeuds et 3 degrés de liberté par noeud (C3D8R). La couche cohésive est faible : elle est de l'ordre de 0.5 mm d'épaisseur et est modélisée par des éléments cohésifs (éléments joints de type COH3D8) à 8 noeuds. Les noeuds sur la surface du béton autour des connecteurs sont attachés aux noeuds de ces derniers par les contraintes internes (voir figure 10.6). Le maillage est plus serré autour de la région autour de l'interface (éléments 3 mm) et plus relâché ailleurs (25 mm).

10.2.2.3 Stratégie de maillage

Il apparaît intéressant pour la suite de ce travail de réfléchir à une stratégie de maillage. En d'autres termes, peut-on automatiser le processus de construction de ce dernier, avec une géométrie qui peut varier ?
Dans la littérature, les dispositions qui ont été formulées sont les suivantes :

- Il a été montré que les contraintes sont importantes autour du joint collé. Il est donc établi que le maillage dans cette zone doit être le plus fin possible.
- Comme dans tout calcul éléments finis, la zone de chargement et celle où les conditions aux limites sont imposées est une zone où le maillage est là aussi raffiné afin de limiter au maximum la formation de gradients de contraintes.
- Un maillage en trois dimensions apporte une meilleur précision des résultats, par contre il nécessite des capacités mémoires considérables.

En fait, nous n'avons pas trouvé de stratégie clairement définie pouvant être directement appliquée dans le cas de la modélisation d'essais Push Out. Il semble que le maillage dépendant avant tout de la géométrie se fait au cas par cas et que la symétrie peut être retenue.



(a) Surfaces in tie constrain between concrete and studs.

(b) Surfaces in contact interaction between steel flange and concrete.

(c) Surfaces in tie constrain between steel flange and cohesion layer, concrete slab and cohesion layer.

(d) Rebar Embedded in concrete slab.

Figure 10.6 – Maillage de l'essai Push Out, surfaces d'intéraction (Kim and Nguyen, 2009)

10.3 Synthèse

De nombreux auteurs ont traité le problème de la modélisation d'un joint collé. La modélisation par éléments finis est retenue. Elle permet de modéliser un grand nombre de structures, avec des géométries quelconques, en prenant en compte le comportement non linéaire des matériaux de façon précise. Cependant, beaucoup de modèles portent sur la simulation de structures minces, pour lesquels des éléments coques, plaques ou poutres sont utilisés. Dans le cas du push out, nous ne pouvons faire cette hypothèse et utiliserons des éléments massiques.
Du fait des faibles dimensions du joint de colle l'utilisation d'éléments d'interface apparaît comme étant une solution intéressante, celle-ci permettant de limiter le nombre de degrés de liberté du modèle, les paramètres étant alimentés avec la loi effort-déplacement. La place mémoire d'un calcul élément fini est une limite importante notamment dans le cas de la prise en compte des non linéarités matérielles et/ou géométriques.
Dans la suite de ce travail, du fait des caractéristiques géométriques d'un essai Push-out, nous n'utiliserons que des éléments finis volumiques pour mailler les substrats (dallette béton et profilé acier) en prenant en compte leur comportement non linéaire. L'essai sera maillé en deux ou trois dimensions et l'adhésif sera maillé avec des éléments massifs ou joints. Une étude numérique préliminaire nous permettra de déterminer l'hypothèse la plus adaptée (éléments joints ou pas, calcul en deux ou trois dimensions).

11

Modélisation(s) effectuée(s) : essais Push Out

Sommaire

11.1 Introduction 94
11.2 Pré-simulations élastiques 94
11.2.1 Maillage de l'essai Push Out 94
11.2.2 Comparaison des résultats 97
11.3 Simulations dans le domaine non linéaire 100
11.3.1 Modèle numérique retenu 100
11.3.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour l'ensemble des corps d'épreuve 104
11.3.3 Analyse des contraintes et de l'endommagement 113
11.3.4 Synthèse des résultats 116
11.4 Analyse paramétrique : influence des données de calcul 122
11.4.1 Influence de la longueur de collage sur les résultats 122
11.4.2 Influence des dimensions du bloc de béton 123
11.4.3 Influence des caractéristiques matérielles sur les résultats 124
11.4.4 Influence des caractéristiques géométriques sur les résultats 134
11.5 Simulation numérique d'autres essais issus de la littérature 140
11.5.1 Les éprouvettes testées par (Si Larbi et al., 2007) 140
11.5.2 Les éprouvettes testées par (Berthet et al., 2011) 142

11.1 Introduction

Nous avons vu dans le chapitre précédent que la modélisation par éléments finis d'un essai de joint collé nécessitait un maillage fin au niveau de la zone d'interface afin de rendre compte le plus précisément possible des effets de bords aux extrémités du joint collé. Différents maillages seront étudiés.
De plus, les essais sur les push-out ont montré une rupture fragile dans le béton pour des déformations dans le béton et l'acier qui sont relativement faibles. La non linéarité ne proviendrait donc que de la fissuration. Nous vérifierons si la prise en compte du comportement non linéaire du béton est effectivement nécessaire. Nous avons répertorié différents modèles reposant sur la mécanique des milieux continus, mieux adaptés à notre problème. Ceux implantés dans le logiciel utilisé (Cast-3M) seront étudiés.
Les différents push-out testés expérimentalement seront simulés dans le domaine non linéaire. Nous comparerons les résultats numériques à ceux issus des essais, afin de valider le modèle utilisé.
Enfin, une analyse paramétrique des résultats sera aussi effectuée. Le modèle sera confronté à d'autres essais sur béton haute performance issus de la littérature.
Toutes les simulations sont effectuées sur le logiciel aux éléments finis CAST-3M, développé par le CEA à Saclay.

11.2 Pré-simulations élastiques

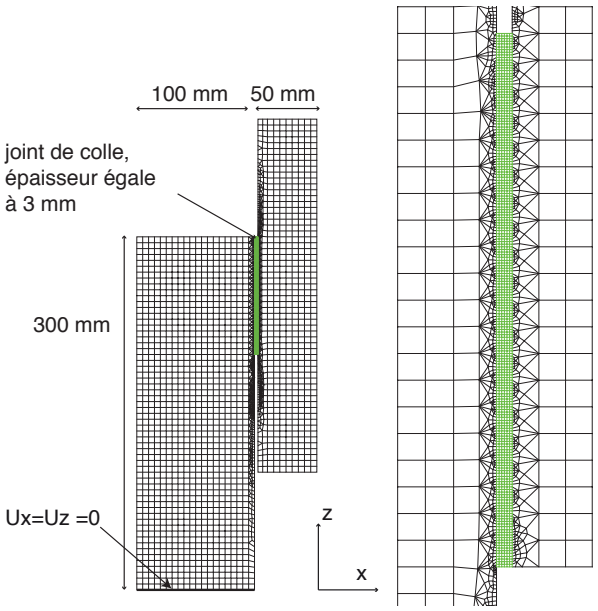
L'objectif de ce paragraphe est de déterminer un modèle de calcul fiable permettant de simuler de façon la plus précise possible l'essai de caractérisation de l'interface proposé. Nous nous intéressons ici au maillage de cette structure. Tous les calculs sont menés dans le domaine élastique du comportement des matériaux.

11.2.1 Maillage de l'essai Push Out

Plusieurs approches sont envisagées. Tout d'abord, nous n'excluons pas l'idée de raisonner en deux dimensions, méthode qui permet de s'affranchir d'un grand nombre de degrés de liberté et donc de limiter de façon considérable les temps de calculs.
Une autre approche, classique, permettant aussi de servir de base à la comparaison avec d'autres modèles, est d'utiliser un modèle en trois dimensions avec des éléments finis massiques.
Ensuite, toujours dans la même idée de réduire les temps de calculs, nous étudions un modèle en trois dimensions, avec des éléments d'interface pour le joint de colle. Les calculs sont effectués sur les éprouvettes testées notées $PO1_300$ (dallette $300 * 300 * 100$, longueur de collage 100 mm).

11.2.1.1 Modèle en deux dimensions

Le maillage est présenté sur la figure 11.1. Par des conditions aux limites de symétrie, seul un quart de la structure a été maillé. Elle est divisée en trois zones : le bloc de béton, l'adhésif et l'IPE, chacune maillée avec des éléments massiques. La plaque d'acier est omise et un chargement uniforme est appliqué sur l'IPE équivalent à 137 kN en force (charge de ruine expérimentale).
Le calcul est effectué en deux dimensions, en considérant un état plan de contraintes. Les éléments finis sont des quadrangles à quatre noeuds donc deux degrés de liberté par noeud (les déplacements u_x et u_y) .
La taille des éléments a été choisie de telle sorte qu'elle soit faible au niveau du joint de colle et plus importante dans le bloc de béton. Afin d'assurer précision et convergence, le maillage final a été obtenu par une procédure d'optimisation. La taille des éléments a été réduite jusqu'à obtenir convergence des contraintes normales et de cisaillement ainsi que le déplacement au bout du joint de colle (voir la figure 11.2). Les plus petits éléments (donc dans le joint de colle) sont de l'ordre de 0.5 mm et les plus grands mesurent 5 mm. Le modèle est constitué de 8765 noeuds.
Tous les matériaux ont un comportement élastique linéaire isotrope. Les déplacements dans les deux directions sont bloqués au niveau de la surface inférieure du bloc de béton ($z = 0$).



(a) Maillage 2D

(b) Maillage resserré au niveau du joint de colle

(c) Maillage constant du joint de colle, taille des éléments 0.5 mm

Figure 11.1 – Maillage 2D, état plan de contraintes de l'essai push-out

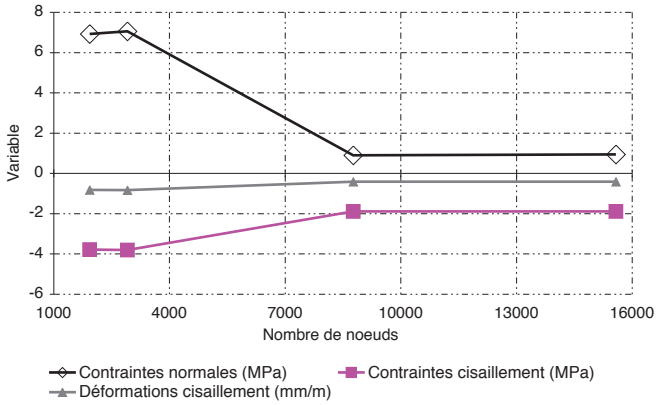


Figure 11.2 – Patch test pour le maillage 2D (contraintes planes) du push-out

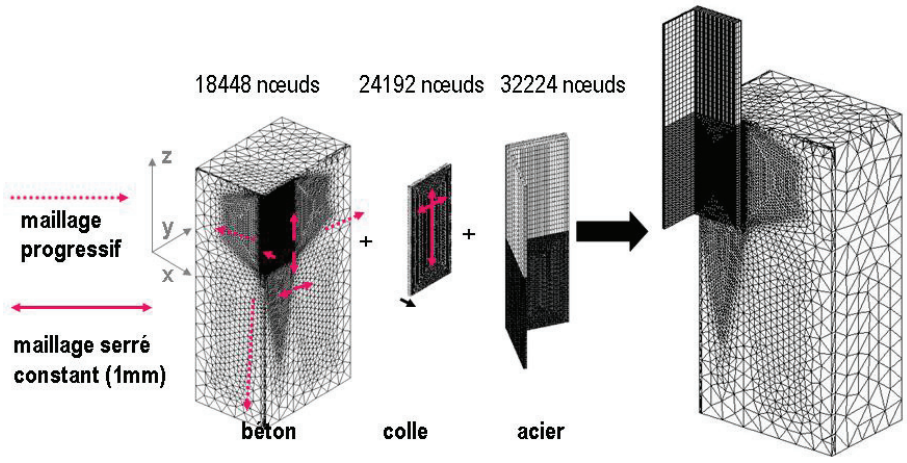


Figure 11.3 – Construction du maillage volumique par assemblage de surfaces

11.2.1.2 Modèle en trois dimensions

11.2.1.2.1 Éléments massifs

Les éléments finis utilisés sont soit des cubes à 8 noeuds (interpolation linéaire) soit des tétraèdres à 4 noeuds (interpolation linéaire). Le choix du support géométrique des éléments finis qui serviront à la modélisation des phénomènes physiques dépend à la fois du modèle de comportement utilisé mais aussi du processus de maillage. Chaque noeud de chaque élément possède trois degrés de liberté (les déplacements dans les trois directions). Seulement un quart de la structure a été maillé en considérant les conditions aux limites de symétrie. Les déplacements dans les trois directions au niveau de la partie basse du béton (c'est à dire pour $z = 0$) ont été bloqués, afin de prendre en compte le frottement sur le plateau de la presse.
La construction d'un tel maillage doit tenir compte des objectifs définis à savoir limiter au maximum le nombre de noeuds et avoir le maximum de précision. Pour cela, le maillage doit être serré dans le joint de colle. Les dimensions étant faibles il est constant. Le bloc de béton doit avoir un maillage progressif : la densité sera faible près de l'interface adhésif béton et plus relâchée aux extrémités. On procède de même pour l'acier.
Il apparaît clairement que c'est la construction du bloc de béton qui peut facilement s'avérer compliquée. Le plus grand risque est d'obtenir des éléments distordus et incompatibles. Deux cas testés sont ici présentés.

11.2.1.2.2 Simulation avec des éléments finis massifs

La solution retenue est illustrée figure 11.3. Le maillage constitué de tétraèdres à 4 noeuds est progressif dans les trois directions du bloc de béton et le nombre de noeud est limité : 18448 noeuds (dans le béton). Le béton et l'acier sont modélisés avec le même type d'éléments.

Patch test

La taille des éléments a été réduite jusqu'à obtenir convergence de l'état de contraintes et de déformations (normales et de cisaillement) et le déplacement au niveau de l'extrémité du joint de colle (zone où des effets de bords sont présents). Les résultats sont présentés sur la figure 11.4. Il apparaît que lorsque le maillage autour du joint de colle n'est pas assez serré (éléments supérieurs à $2,5\ \ mm$), les contraintes et les déformations dans le joint de colle évoluent de façon importante. A partir de cette limite (c'est à dire 48551 noeuds), il y a un saut au niveau des valeurs. Au delà, il y a bien convergence des résultats. 62768 noeuds constituent donc le modèle. Les plus petits éléments sont de 1 mm (dans le joint de colle) et les plus grands de 2 cm (dans le bloc de béton).

11.2.1.2.3 Utilisation d'éléments finis spéciaux : les éléments d'interface

Il a été vu dans le chapitre 10 que pour réduire de façon considérable les temps de calcul, une alternative intéressante consistait à utiliser des éléments joints pour modéliser l'interface.
Les éléments de contact utilisés ici prennent en charge le comportement normal (c'est à dire le contact

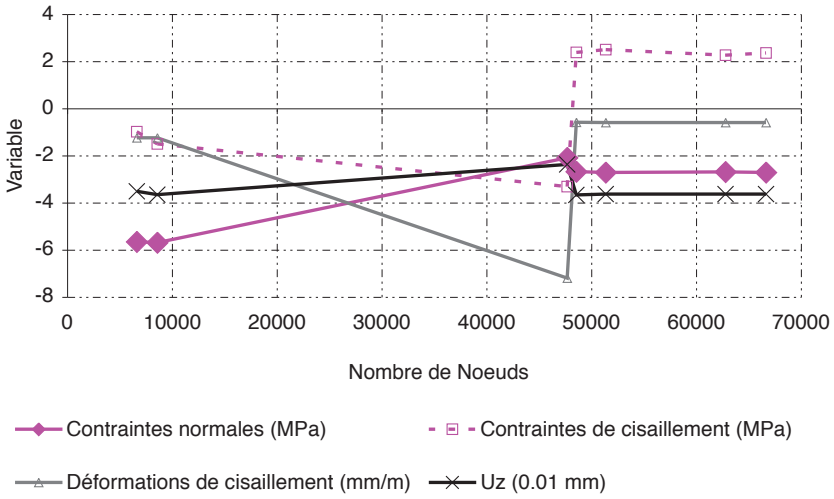


Figure 11.4 – Patch test dans le joint de colle, maillage 3D

Caractéristiques mécaniques	E (MPa)	G (MPa)	f_u (MPa)	ν
Epoxy	13000	4850	30	0.31

Tableau 11.1 – Résultats des essais de traction sur l'adhésif

ou la séparation de deux éléments) avec la rigidité notée k_n et le comportement tangentiel, la rigidité est notée k_s (qui représente le glissement de deux éléments). C'est un élément d'interface donc la loi de comportement est une relation entre le déplacement et les contraintes (équation 11.1). La rigidité normale k_n et de cisaillement k_s sont obtenues grâce à la relation 11.2, où E représente la rigidité du solide, e son épaisseur et ν le coefficient de poisson du matériau. Par défaut, k_n et k_s sont exprimés en kN/m^3.
Les éléments d'interface sont construits de telle sorte à faire coïncider les noeuds entre les deux surfaces (adhésif-béton et adhésif-acier).

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_n & 0 \\ 0 & \sigma_s \end{bmatrix} \quad D \cdot \delta \quad \text{avec} \quad \delta \quad = \begin{bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \end{bmatrix} \text{et} \quad D = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \tag{11.1}$$

$$k_n = \frac{E}{e} \quad \text{et} \quad k_s = \frac{E}{2 \cdot e \cdot (1+\nu)} \tag{11.2}$$

Le maillage est présenté sur la figure 11.5. Comme pour les maillages précédents, la convergence des contraintes de déformations dans le béton et au niveau de l'interface ont été étudiées. Le maillage retenu est constitué de 36455 noeuds. Au niveau de l'interface les éléments sont de 1 mm. Les éléments les plus éloignés de l'interface, dans le béton sont de 2 cm.
Les valeurs retenues pour les coefficients du modèle d'interface sont calculées avec les valeurs du module de Young et de Poisson données par les résultats d'essais du tableau 11.1 avec une épaisseur du joint $e = 1\ mm$.

11.2.2 Comparaison des résultats

Les résultats des différentes simulations sont comparés sur la figure 11.6 à la charge de ruine expérimentale de 137 kN. Les contraintes sont calculées aux points de Gauss. La courbe 11.6(a) montre qu'au milieu du joint de colle, ou au niveau de l'interface, l'allure des contraintes de cisaillement est

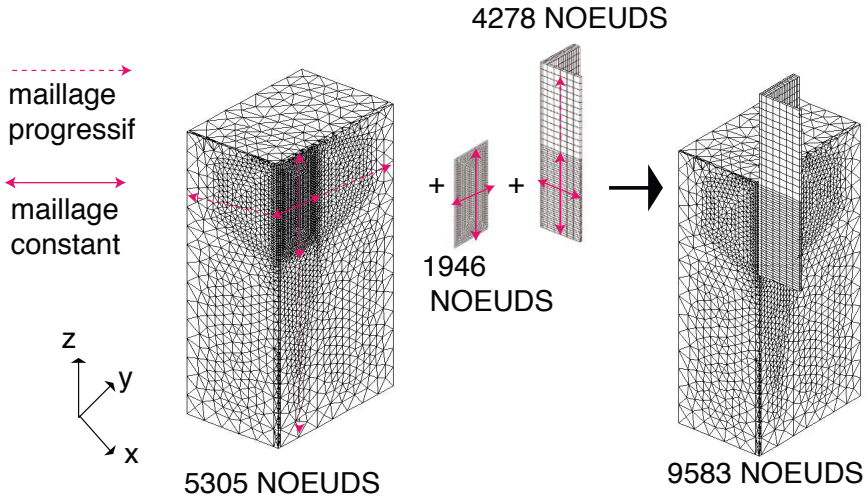
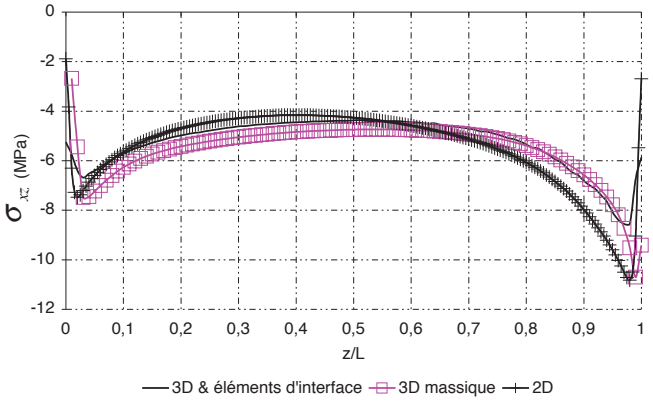
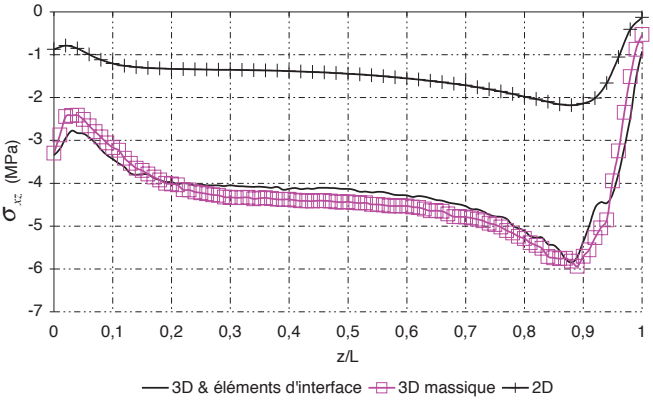


Figure 11.5 – Maillage 3D avec éléments massifs pour les substrats et joints pour l'adhésif

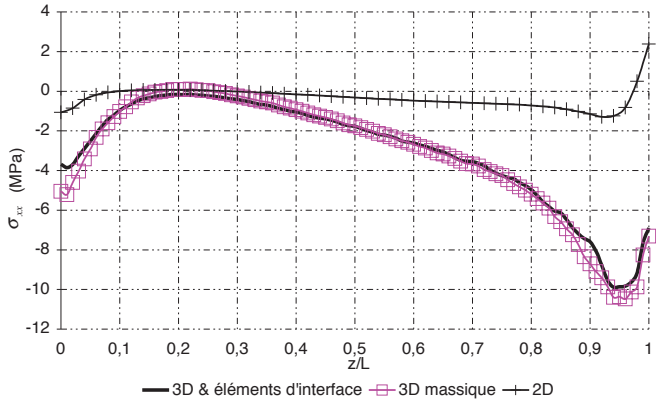
similaire quel que soit le maillage proposé. Par contre, si l'on étudie la distribution des contraintes normales (figure 11.6(c)) et de cisaillement (figure 11.6(b)) à 5 mm de l'interface, on constate que le modèle en deux dimensions ne donne pas les mêmes résultats que les deux modèles en trois dimensions. Les contraintes sont largement minorées, en deux dimensions. Nous obtenons des résultats numériques similaires à ceux proposés par (Si Larbi et al., 2007), en trois dimensions.
Cette comparaison nous permet d'exclure un calcul en état plan de contraintes. Les hypothèses ne semblent pas être vérifiées : la dimension dans la direction y est du même ordre de grandeur que les autres (Si Larbi et al., 2007).
Le calcul avec des éléments d'interface pour modéliser le joint collé donne des résultats assez convaincants : en effet on divise par environ 2 le nombre de noeuds et obtient des résultats similaires au calcul massique classique. Un travail devra être effectué pour déterminer de façon précise la loi de comportement de cet élément. On conservera donc pour la suite des simulations uniquement les modèles ici exposés en trois dimensions. L'approche massique, trop gourmande en moyen de calcul est réservée aux calculs dans le domaine élastique.



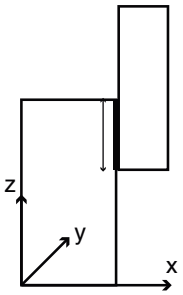
(a) Contraintes de cisaillement calculées dans l'adhésif



(b) Contraintes de cisaillement dans le béton à 5 mm de l'interface dans la profondeur du béton



(c) Contraintes normales dans le béton à 5 mm de l'interface. $\sigma_{xx} < 0$ pour la compression.



(d) Schéma de la zone de tracés

Figure 11.6 – Comparaison des différents maillages testés

11.3 Simulations dans le domaine non linéaire

Dans la section précédente, nous avons vu comment mailler la structure étudiée. Nous retenons l'approche $3D$. Les dallettes de béton et le profilé sont maillés avec des éléments volumiques de type $TET4$ (tétraèdre à 4 noeuds, linéaires) et le joint de colle avec des éléments d'interface. La simulation de l'essai Push-Out vise à déterminer la charge de ruine (observée expérimentalement) et à étudier précisément l'état de contraintes et de déformations dans la structure, notamment à proximité de l'interface adhésif béton où la rupture a eu lieu. Différents concepts de modélisation ont été exposés dans le chapitre précédent. Nous avons aussi vu que différents modèles existent pour reproduire le comportement non linéaire du béton, notamment la fissuration. L'objectif de ce paragraphe est de déterminer quelle loi de comportement sera retenue pour chacun des matériaux. L'adhésif sera considéré comme élastique linéaire jusqu'à la rupture (nous vérifierons manuellement si l'état de contrainte maximale n'est pas atteint dans ce matériau) et l'acier suit une loi de type élasto-plastique avec écrouissage. Nous nous intéressons ici au comportement statique et instantané.

11.3.1 Modèle numérique retenu

Dans ce paragraphe, nous cherchons à déterminer quelle est la loi de comportement du béton la plus adaptée et à caler les paramètres du modèle numérique. Les essais $PO1_300$ sont seuls simulés : soit avec le modèle d'endommagement de Mazars soit avec celui d'endommagement plasticité.
Le maillage utilisé est celui utilisant des éléments d'interface présenté dans le paragraphe précédent. Tous les déplacements en pied de dallette ($z = 0$) sont bloqués pour tenir compte du frottement possible des blocs sur la presse. Le déplacement est imposé en tête de l'acier. Les calculs sont menés dans le domaine non local pour deux d'entre eux, nous effectuons aussi un calcul sans technique de régularisation pour vérifications. Dans le cas non local, la longueur caractéristique est de trois fois la taille de la plus grande hétérogénéité c'est à dire 24 mm et ce sont les déformations inélastiques qui sont moyennées.

11.3.1.1 Remarques sur les limitations de la mémoire

Sous Cast-3M, la gestion de la mémoire est assurée par ESOPE. La gestion de la RAM est définie par la variable d'environnement ESOPE _ PARAM, que nous avons augmentée jusqu'à une certaine limite des capacités de la machine.
Seulement, nous avons montré par des calculs élastiques quel maillage permettait d'obtenir convergence des résultats. Un nombre trop important de noeuds peut être pénalisant en terme d'utilisation de la mémoire vive. De plus, pendant chacun des calculs non linéaires effectués, plusieurs pas de chargement sont effectués, permettant d'assurer une convergence dès la deuxième itération qui rend le processus de calcul plus fiable. La première des conséquences est que l'on n'arrive pas à atteindre la ruine avec le maillage le plus serré possible. Nous avons donc décidé de limiter le nombre de noeuds du modèle : ainsi les plus petits éléments au niveau de l'interface mesurent $2,5$ mm et les plus importants 20 mm.
Une des questions que l'on peut alors se poser c'est comment avoir une "bonne" localisation des déformations ? Rappelons que (Bazant and Oh, 1983) a montré que la longueur caractéristique correspondait à trois fois la taille de la plus grande hétérogénéité (24 mm dans notre cas). La prise en compte de l'interaction non locale nécessite un maillage fin : de l'ordre de 3 éléments dans cette longueur caractéristique. Cette directive n'est en fait respectée dans notre cas que dans la zone proche de l'interface où la ruine a eu lieu. Aussi, la construction de la matrice de connectivité nécessite des capacités mémoires considérables qui peuvent en limiter son utilisation, la génération du maillage et le choix de la longueur caractéristique.

11.3.1.2 Simulation avec le modèle de Mazars

Les 8 paramètres du modèle d'endommagement isotrope ont été déterminés en utilisant les caractéristiques de la gâchée $PO1$ et sont donnés par le tableau 11.2. La ruine numérique n'est pas aisée à approcher : le calcul continue même si une très grande partie des éléments est endommagée (valeur proche de 1).

A_c	A_t	B_c	B_t	K_0
$1,29$	$0,89$	1707	17803	10^{-4}

Tableau 11.2 – Coefficient du modèle d'endommagement isotrope pour $PO1$

11.3.1.3 Simulation avec le modèle d'endommagement plastique

Les paramètres du modèle utilisés sont donnés dans le tableau 11.3 en tenant compte de ceux identifiés dans la première partie sur la caractérisation des éprouvettes de béton en traction, compression. Le maillage, les conditions aux limites sont identiques à ceux utilisés avec le modèle de Mazars.
Le calcul est mené jusqu'à la ruine "numérique" qu'il convient toutefois de bien vérifier : les pas de chargement doivent être minutieusement choisis afin de ne plus avoir de dépendance de la convergence. Aussi, lorsque trop d'éléments sont endommagés, les contraintes ont du mal à se redistribuer dans la structure. Numériquement, cela va correspondre à trop d'éléments nuls dans la matrice de rigidité ce qui rend impossible mathématiquement son inversion. On observe couramment autour de la ruine une divergence de l'algorithme de résolution avec un paramètre d'écrouissage proche de 1.
Un calcul supplémentaire a aussi été mené sans technique de régularisation pour comparer les résultats entre un calcul local (noté LOC) et un calcul non local (noté $NLOC$). Les résultats seront exposés dans la section ci-après.

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
37300	$1,27$	$0,90$	1707	18027	$1 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$13 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,3$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 11.3 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO1$

11.3.1.4 Comparaison des résultats entre les modèles testés

11.3.1.5 Comparaison de la charge de ruine

Le tableau 11.4 permet de comparer la charge de ruine obtenue avec chacun des trois modèles testés avec la valeur expérimentale [1]. Avec le modèle de Mazars, on observe un écart de 16 %, alors que pour le modèle d'endommagement plastique cet écart est de 2 % (en non local). Par contre, lorsque l'on effectue un calcul local, c'est à dire sans prendre en compte les interactions possibles entre les différents noeuds du maillage, on observe que la charge de ruine numérique est beaucoup plus faible que celle qui a été observée expérimentalement.

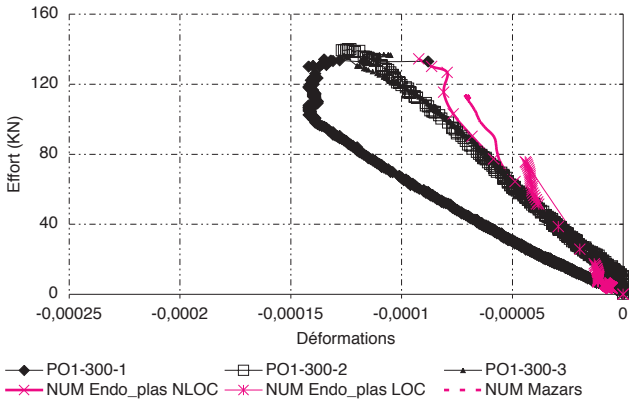
11.3.1.5.1 Comparaison des déformations dans le béton et l'acier

Les déformations mesurées dans le béton et dans l'acier sont comparées aux résultats numériques (figure 11.7) obtenues par les trois simulations proposées ci-dessus.
Dans le béton (figure 11.7(a) et tableau 11.5), pour chacun des trois modèles, on constate que les déformations calculées sont proches des déformations mesurées pour les séries $PO1_300_2$ et $PO1_300_3$ notamment. A l'approche de la ruine, pour les trois cas, on remarque un léger décalage : les déformations dans le béton n'augmentent plus linéairement. Nous l'expliquons par un manque de précision au niveau des points dans lesquels on extrait les déformations. Comme le montrent les figures 11.8 et 11.9

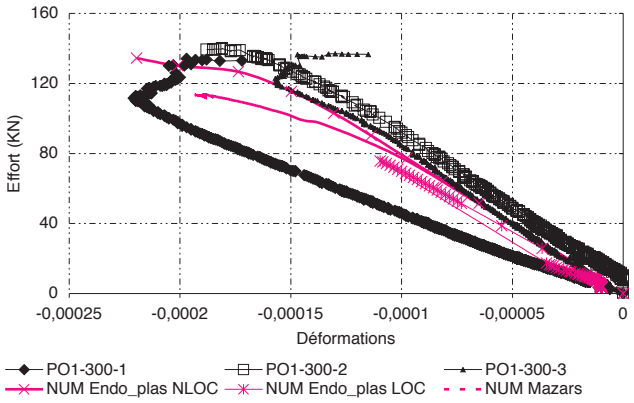
1. Trois éprouvettes ont été expérimentées, la valeur qui est donnée est une valeur moyenne, l'écart type est de $0,28\ Tonnes$.

	Expérimental	Mazars (NLOC)	Endo_ plas (NLOC)	Endo_ plas (LOC)
$F_{rupt}\ (kN)$	137	114	134	75

Tableau 11.4 – Comparaison des charges de ruine pour $PO1_300$ entre les différents modèles testés et les résultats expérimentaux. NLOC pour calcul non local et LOC pour calcul local.



(a) Déformations dans le béton



(b) Déformations dans l'acier

Figure 11.7 – Comparaison entre les déformations mesurées et les déformations calculées avec le modèle d'endommagement plastique et le modèle de Mazars

représentant respectivement l'évolution des déformations dans le béton à $y = 65\ mm$ (hauteur du joint de colle) pour les trois modèles testés à environ 75 kN et l'évolution à différentes valeurs de y et de z des déformations dans le béton calculées avec le modèle d'endommagement plasticité, suivant les points où on extrait les valeurs des déformations dans le béton ces dernières se rapprochent plus ou moins des valeurs mesurées. En définitive, on constate que les déformations numériques dans le béton, dans une zone correspondant à la zone de mesure sont proches des déformations mesurées.
Dans l'acier (figure 11.7(b) et tableau 11.6), on constate que les trois modèles sont capables de reproduire le comportement observé expérimentalement.

11.3.1.5.2 Analyse de l'endommagement à l'interface

La figure 11.11(a) représente la zone dans le béton dans laquelle nous détaillons l'évolution de la variable d'endommagement. La figure 11.10, graphe de l'endommagement pour chacun des trois modèles testés à 75 kN (75 kN correspond à la charge de ruine obtenue avec le modèle d'endommagement plastique en local) montre que la distribution de l'endommagement n'est pas du tout identique suivant le modèle numérique utilisé. Dans le cas d'un calcul local il apparaît qu'autour du joint de colle, l'endommagement est proche de 1 sa valeur maximale, ce qui n'est pas le cas avec le même calcul non local (pas

	Microdéformations					
F (kN)	E.P. NLOC	E.P. LOC	Mazars	$PO1_300_1$	$PO1_300_2$	$PO1_300_3$
75	-58.4	-72	-55	-114	-63	-58
90	-68.2		-59	-129	-73	-71
113	-81		-70	-139	-94	-92
126	-79.5			-142	-105	-111
134	-92.2			-128	-115	-126

Tableau 11.5 – Comparaison des déformations dans le béton pour $PO1_300$ entre les différents modèles testés et les résultats expérimentaux (trois dernières colonnes). (E.P. représente les résultats obtenus avec un modèle d'endommagement plastique pour le béton, NLOC pour un calcul non local et LOC dans le cas contraire)

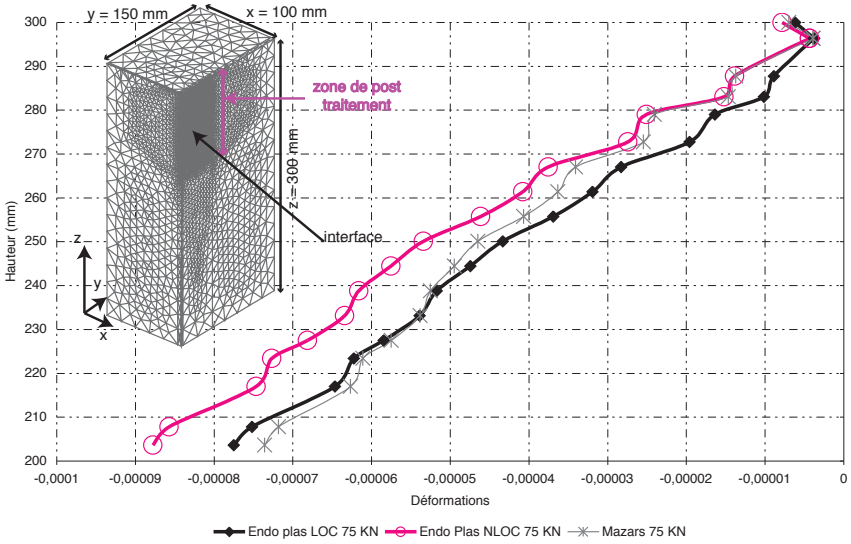


Figure 11.8 – Evolution des déformations pour $PO1_300$ calculées avec les trois modèles dans le béton sur la hauteur du joint de colle, à $x = 100\ mm$ et $y = 65\ mm$

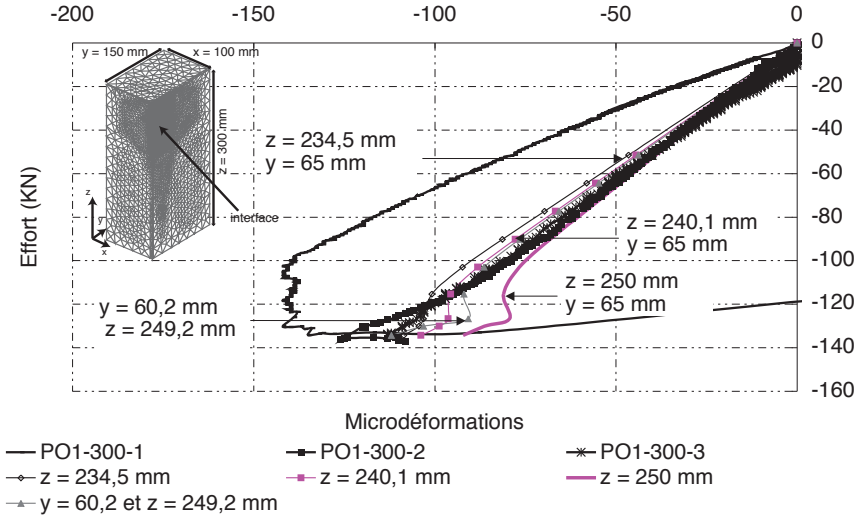


Figure 11.9 – Evolution des déformations pour $PO1_300$ calculées avec le modèle d'endommagement plastique en non local, dans le béton à différentes valeurs de y et de z, $x = 100\ mm$

	Microdéformations					
F (kN)	E.P. NLOC	E.P. LOC	Mazars	$PO1_300_1$	$PO1_300_2$	$PO1_300_3$
75	-97	-107	-99	-163	-83	-90
90	-113		-123	-188	-98	-106
113	-150		-193	-218	-127	-143
126	-173			-202	-149	-153
134	-250			-172	-188	-120

Tableau 11.6 – Comparaison des déformations dans l'acier pour $PO1_300$ entre les différents modèles testés et les résultats expérimentaux (trois dernières colonnes).

d'endommagement observé) et avec le modèle d'endommagement seul pour lequel l'endommagement a débuté et atteint $0,6$ pour $z = 300\ mm$ et $y = 50\ mm$ (extrémité supérieure de l'interface).
A des valeurs de charge plus importantes, pour le modèle d'endommagement seul (ruine à 113 kN) et celui de couplage endommagement et plasticité en non local (ruine à 134 kN), le graphe de la figure 11.11 montre que dans le premier cas l'endommagement a atteint 1 plus rapidement que dans le second cas. On constate aussi que lorsque l'on utilise le modèle de Mazars, quasiment toute l'interface est endommagée ce qui n'est pas le cas lorsqu'il y a un couplage entre l'endommagement et la plasticité : la rupture semble s'être initiée aux extrémités de l'interface. Ne considérer que l'endommagement conduit à une sous estimation du comportement global de la structure avec un endommagement qui croît trop rapidement, sans redistribution suffisante des contraintes.
De plus, il est apparu que dans le cas d'un calcul local, la charge de ruine calculée est éloignée de celle observée expérimentalement. On observe que la bande de localisation est moins "étalée" que dans le cas non local. De plus, la réponse n'est pas objective, celle-ci dépendant fortement de la taille du maillage comme le montre la figure 11.12 représentant la distribution de l'endommagement autour de l'interface pour deux maillages différents. Cette solution ne peut être retenue, dans la mesure du possible [2] pour les simulations envisagées. Au contraire, dans le cas du calcul non local (avec le modèle d'endommagement plasticité), nous avons vérifié que le maillage retenu ($2,5\ mm$ autour du joint de colle) était suffisant pour la localisation. La figure 11.13 montre que ce choix est justifié.

11.3.1.6 Synthèse

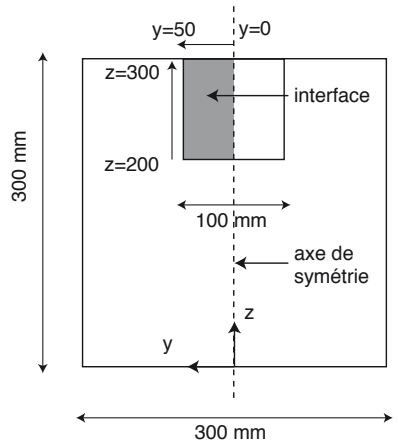
Dans cette section nous avons étudié deux lois de comportement pour le béton disponible sous le logiciel d'étude. Les modélisations ont été effectuées en trois dimensions. L'adhésif adopte un comportement de type élastique linéaire et l'acier de type élasto-plastique avec écrouissage. Nous avons montré que le modèle de type élastique plastique endommageable (voir la figure 11.14) qui permet de prendre en compte à la fois la perte de raideur due à la fissuration en traction mais aussi la partie irréversible des déformations était capable de reproduire le comportement des push-out. Les calculs sont effectués en non local (avec une longueur caractéristique de 24 mm) afin d'éviter la trop forte dépendance des résultats par rapport au maillage. Afin de palier les problèmes dus à la limitation de la mémoire machine, les plus petits éléments autour de l'interface mesurent $2,5\ mm$.
Nous analyserons plus en détails l'ensemble des résultats dans la section qui suit.

11.3.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour l'ensemble des corps d'épreuve

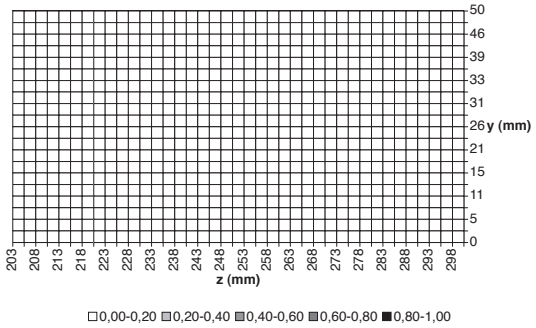
Afin de valider le modèle numérique utilisé, nous disposons des résultats expérimentaux exposés dans le chapitre précédent. Dans un premier temps, pour chaque géométrie de push-out qui a été testée, nous comparons les valeurs numériques suivantes : charge de ruine , les déformations dans l'acier et le béton et le déplacement relatif du bloc béton avec le HEB avec les mesures qui ont été effectuées.
Les résultats sont articulés de la sorte :

– Nous présentons en premier les charges de ruine qui ont été obtenues avec les différentes simulations et/ou modèles numériques utilisés. Elles sont dans chaque cas comparées avec les valeurs issues des essais.

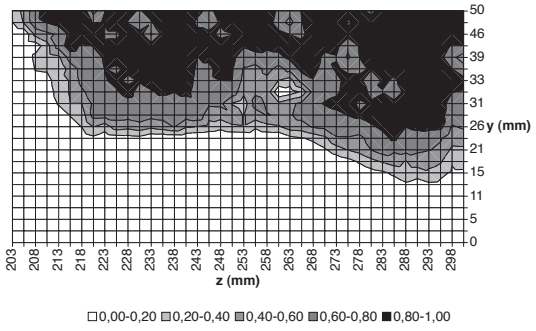
2. Les temps de calcul et les capacités mémoire sont réduites avec un calcul local. Si l'on est trop restreint par ce paramètre, on devra effectuer les calculs sans technique de régularisation



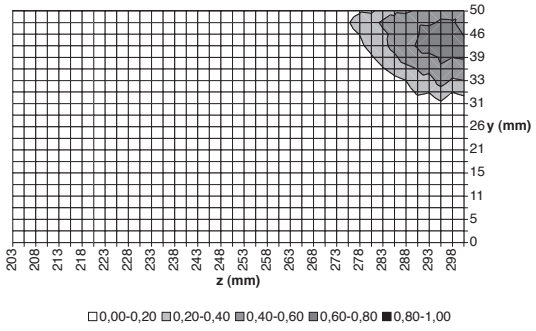
(a) Zone de posttraitement (surface grisée) dans le béton pour $PO1_300$



(b) Modèle d'endommagement plastique, modèle NON LOCAL

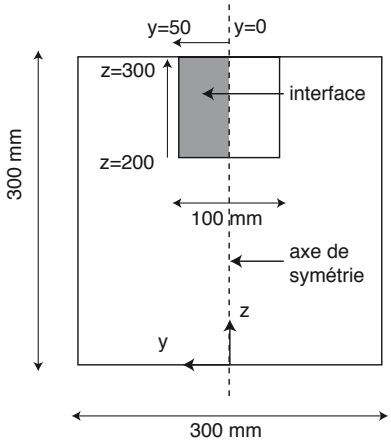


(c) Modèle d'endommagement plastique, modèle LOCAL

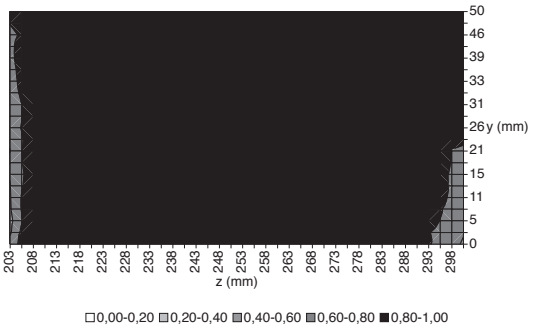


(d) Modèle de Mazars, modèle NON LOCAL

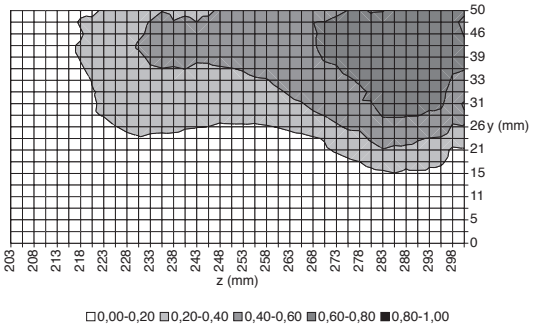
Figure 11.10 – Endommagement dans le béton à $x = 100\ mm$, à $75\ kN$, les zones noires correspondent à des zones où l'endommagement est proche de 1.



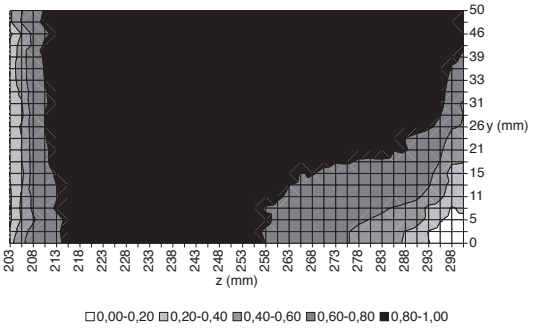
(a) Zone de posttraitement (surface grisée) dans le béton pour $PO1_300$



(b) Modèle de Mazars, modèle NON LOCAL, à 113 kN la charge de ruine

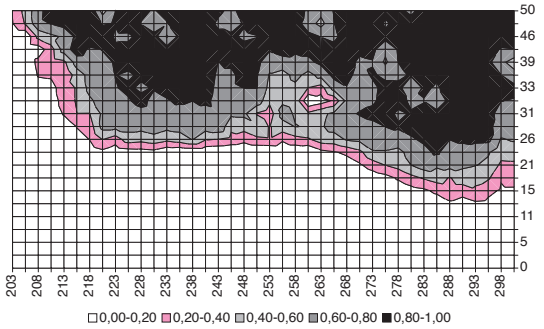


(c) Modèle d'endommagement plastique, modèle NON LOCAL, à 113 kN

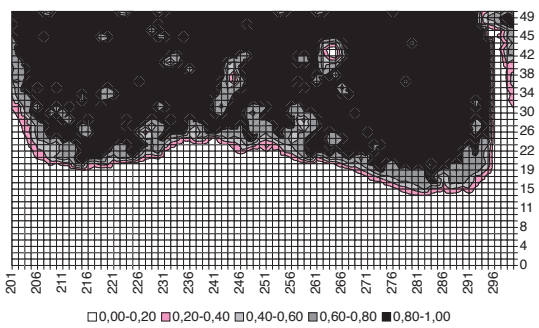


(d) Modèle d'endommagement plastique, modèle NON LOCAL, à la charge de ruine

Figure 11.11 – Evolution de l'endommagement dans le béton en $x = 100\ mm$ autour du joint de colle

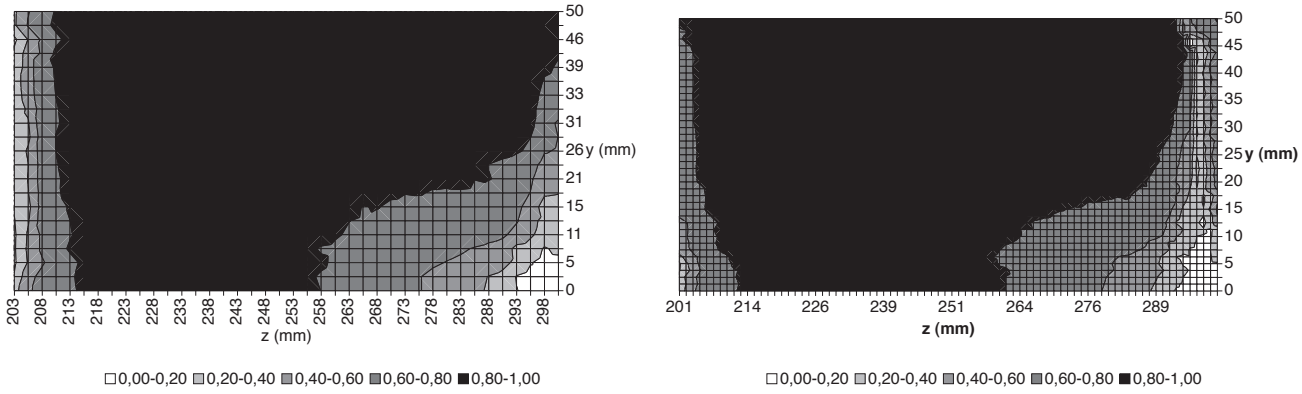


(a) densité $2,5\ mm$



(b) densité $1,25\ mm$

Figure 11.12 – Distribution de l'endommagement en fonction de la densité de maillage, pour le calcul LOCAL (modèle endommagement plasticité pour le béton)



(a) densité $2,5\ mm$ (b) densité $1,25\ mm$

Figure 11.13 – Distribution de l'endommagement en fonction de la densité de maillage, pour le calcul NON LOCAL (modèle endommagement plasticité pour le béton)

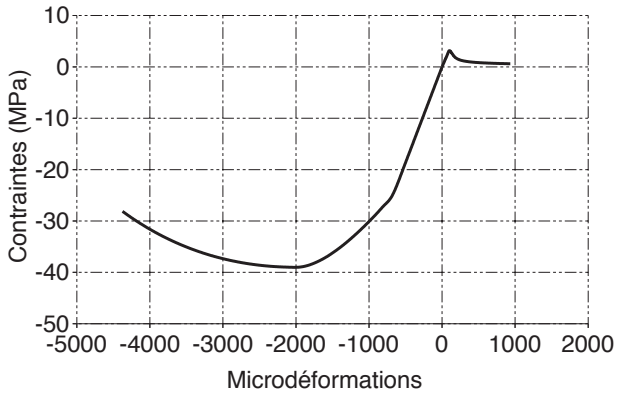


Figure 11.14 – Loi de comportement retenue pour le béton (gâchée $PO1$), modèle d'endommagement plasticité.

– Ensuite nous étudions le comportement "global" de l'assemblage : charge déplacement. Les déformations dans le béton et le profilé seront aussi comparées aux mesures. Nous présentons les résultats (évolution des contraintes/déformations et des variables internes) sur l'ensemble de la structure. L'objectif est de déterminer quelles sont les variables du/des modèles les plus déterminantes pour cette étude.
– A ce stade, nous présentons une analyse plus fine des résultats dans la zone géométrique la plus sollicitée.
– Nous déterminerons où et à quel niveau de charge les premières non linéarités apparaissent, l'objectif étant de pouvoir prévoir le mode et la charge de ruine.

Comme cela a été montré dans le paragraphe précédent, deux conditions aux limites de symétrie sont appliquées : un quart de la structure est modélisé afin de limiter au maximum le nombre de degrés de liberté. Nous avons expliqué la disparité des résultats expérimentaux par un possible effet de bielle et donc de frottement favorable entre la dallette de béton et le support. Numériquement, cela se traduit soit par un blocage total des déplacements entre le support et la dallette correspondant au cas avec frottement (noté par la suite F) soit en ne bloquant que U_z correspondant au cas sans frottement (noté SF dans l'analyse) [3].
Pour chaque gâchée, nous avons vu dans le chapitre relatif à la caractérisation du comportement des matériaux que les caractéristiques du béton n'étaient pas exactement identiques. Nous vérifierons quelle est l'influence des caractéristiques du béton sur les résultats.

11.3.2.1 Caractéristiques mécaniques du modèle d'endommagement plasticité

Nous rappelons brièvement les paramètres que l'on a utilisé pour le béton. Nous avons fait le choix d'utiliser les caractéristiques propres à chaque gâchée. Les données, pour chacune d'entre elles sont rappelées dans les tableaux 11.7, 11.8 et 11.9. Elles sont proches. Le coefficient ε_{D0} est pris égal à 10^{-4}, cela implique alors de surévaluer la limite en traction du béton : elle est donc égale à chaque fois à $E \cdot 10^{-4}$. Nous vérifierons l'influence de ce paramètre dans les calculs.

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
37300	$1,27$	$0,90$	1707	18027	$1 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$13 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,3$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 11.7 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO1$

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
37300	$1,29$	$0,90$	1707	18664	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$13 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,3$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 11.8 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO2$

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
37300	$1,28$	$0,90$	1707	18650	$1 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$11 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,3$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 11.9 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO3$

11.3.2.2 Comportement global

Analysons le comportement global des push-out : les courbes charges déplacement entre mesures et calcul sont comparées (figure 11.15 pour $PO1_300$). Premier constat : les valeurs mesurées du

3. nous avons aussi vérifié le cas où seul U_y est libéré : les résultats sont identiques au cas SF

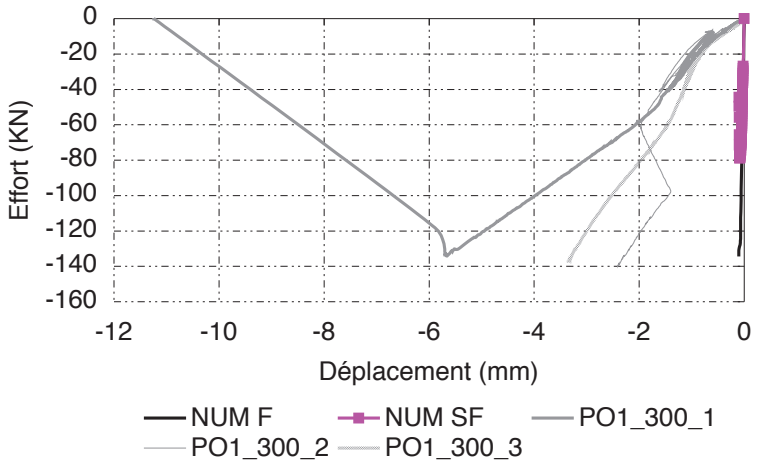


Figure 11.15 – Courbe charge déplacement ($PO1_300$) avec F pour frottement et SF sans frottement

déplacement [4] sont très largement supérieures (égales à quelques millimètres) à celles qui ont été calculées (de l'ordre du dixième du millimètre). Ce constat est le même pour tous les corps d'épreuve simulés. Cela peut très certainement être attribué à la mesure qui est faite : ce n'est pas que le déplacement du profilé qui est mesuré mais aussi celui du bâti et aussi peut être d'autres paramètres que le modèle ne prend pas en compte. Second constat : on retrouve un comportement proche du cas élastique fragile.

11.3.2.3 Charge de ruine

Le tableau 11.10 récapitule les résultats expérimentaux sur chaque push-out testé. En outre, il permet de comparer les résultats obtenus numériquement soit (ligne F) dans le cas où tous les déplacements sont bloqués au niveau du support béton soit (ligne SF) dans le cas où un degré de liberté est libéré. La "rupture numérique" correspond à la charge pour laquelle l'écoulement est bloqué du fait d'un endommagement trop important. La confrontation numérique expérimentale permet d'avancer les conclusions suivantes :

- Pour les push-out dont les dimensions du bloc de béton sont de $100 * 300 * 300$ (notés 300), on constate que les résultats entre calculs et essais sont assez proches sous l'hypothèse F : l'écart maximal concerne $PO2_300$: il vaut 22%. Rappelons que pour cette gâchée, l'écart type est de $3,1\ MPa$. Si on exclut la deuxième éprouvette, la contrainte moyenne à rupture vaut alors $7,65\ MPa$: l'écart entre mesures et calculs est donc de 4 %. Par contre, si l'on compare les résultats sans frottement (ligne SF), les écarts sont très importants : les contraintes moyennes à rupture numériques correspondent à la limite en traction du béton qui a été donnée dans le modèle de béton de $3,7\ MPa$ (supérieure aux valeurs expérimentales). Dans le cas des éprouvettes 300, le calcul numérique indique que le frottement entre presse et dallette de béton pourrait expliquer les charges de ruine élevées et les contraintes moyennes ultimes mesurées très supérieures à la résistance en traction du béton.
- Pour les push-out notés 200 (dimensions 100∗200∗200), la charge de ruine (ou contrainte moyenne) à rupture numérique avec frottement (F) est largement supérieure à celle mesurée (plus de 100 %) pour des longueurs de collage de 130 mm ou 180 mm . Cette remarque n'est pas valable pour $PO1_200$: la valeur calculée est supérieure à l'expérimentale (l'écart est d'environ 15 %) mais en tenant compte de l'écart type égal à 1 MPa elle semble correspondre. Pour les $PO2_200$ et $PO3_200$, les contraintes numériques calculées dans le cas où aucun frottement n'aurait lieu entre le bloc de béton et le support (SF) iraient dans le sens des valeurs expérimentales. Ce constat

4. Le déplacement entre la face supérieure du profilé : $z = 250\ mm$ pour $PO1_300$ et la face inférieure des dallettes $z = 0$

Série		PO1			PO2			PO3		
Eprouvette		100	200	300	100	200	300	100	200	300
	$F_{u,exp}$ (kN)	39	140	137	44	57	147	31	110	322
	Surface de collage mm^2		20000			26000		10000	36000	36000
	$\tau_{u,moyen,exp}$ (MPa)	2,0	7,1	6,8	1,7	2,2	7,6	2,6	3,1	8,9
	écart type (MPa)	0,5	1,3	0,2	0,4	1,2	3,1	0,70	0,8	0,9
F	$F_{u,num}$ (kN)	151	165	134	214	206	190	101	284	294
	$\tau_{u,moyen,num}$ (MPa)	7,6	8,2	6,7	8.2	7.9	7,3	10,1	7,9	8,2
SF	$F_{u,num}$ (kN)	74	80	78	91	99	96	52	121	107
	$\tau_{u,num}$ (MPa)	3,7	4.0	3,9	3,5	3.8	3,7	5,3	3,4	3,0

Tableau 11.10 – Charge ultime et contrainte de cisaillement moyenne. Comparaison numérique et expérimentale (F pour frottement et SF pour sans frottement),

est assez délicat à établir pour $PO2$ _200 étant donné que l'écart type est très important : égal à $1,2\ MPa$.

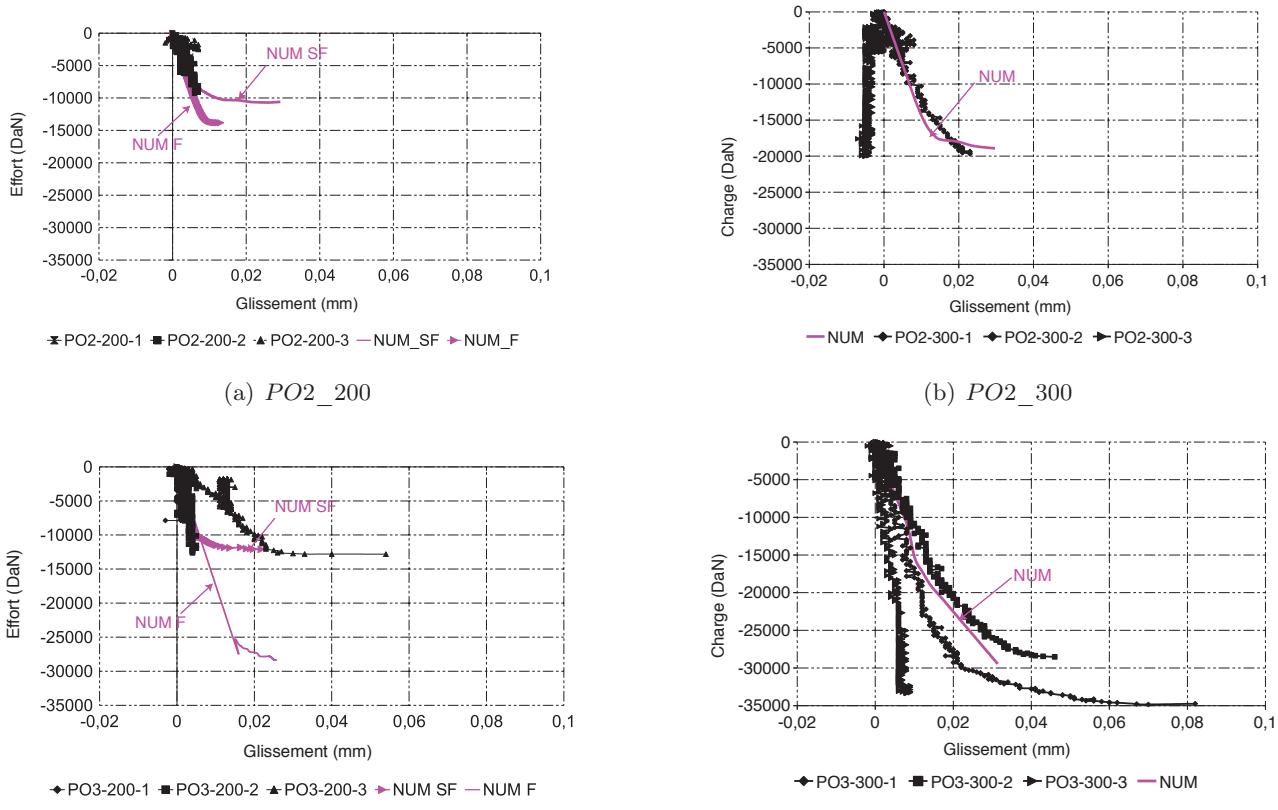
– Pour les éprouvettes notées 100 l'écart est très important entre numérique et expérimental puisqu'il est supérieur à 200 % dans l'hypothèse avec frottement. Les résultats ne sont même pas comparables. Dans le cas où il n'y aurait pas de frottement, les contraintes à rupture numériques sont égales à la limite en traction du béton donnée dans le modèle. Ces valeurs sont toutefois (cas $PO1$ et $PO2$) supérieures à celles des essais. Pourquoi pour $PO3$ _100, la charge de ruine numérique est supérieure à la limite en traction du béton ?

L'analyse des résultats numériques "seuls" indiquent que

– La contrainte moyenne à rupture dans le cas F (avec frottement) est à peu près deux fois celle calculée dans le cas SF (sans frottement) quelque soit l'éprouvette et la dallette considérée.
– La dépendance des résultats vis à vis des dimensions des dallettes est assez faible dans le cas F. Ces résultats sont difficilement comparables dans le sens où le maillage a un impact certain sur les résultats.
– Dans le cas sans frottement, les dimensions des dallettes n'ont pas d'influence sur les contraintes à rupture : cela apparaît logique dans le sens où nous avons observé que numériquement la rupture correspondait à la limite en traction du béton. Pour une même longueur de collage, les caractéristiques matérielles sont identiques et les contraintes ultimes ne varient quasiment pas (écart maximal égal à 11 %). Les résultats dépendent certainement légèrement de la géométrie et donc du maillage : on constate par exemple que pour des dallettes de 300, la contrainte maximale atteinte est toujours (quelque soit la longueur de collage) inférieure à celle obtenue pour des dallettes de 200.
– La dépendance des résultats vis à vis de la longueur de collage est nulle dans le cas où le frottement est empêché (cas SF) : la ruine étant atteinte à la contrainte ultime en traction du béton. Par contre, dans le cas F, il apparaît une légère augmentation de la contrainte ultime : par exemple, pour une augmentation de la longueur de collage de 80 %, la contrainte ultime augmente de 20 % dans le cas des 300. Pour les éprouvettes 200, on ne fait pas ce constat : cela est certainement imputable au maillage utilisé. Aussi, nous devrons vérifier si la hauteur libre a une influence sur ces résultats.

11.3.2.4 Glissement du joint de colle

Pour les séries $PO2$_200, $PO2$_300, $PO3$_200 et $PO3$_300, le déplacement relatif de la dalle et du HEB (appelé glissement) a été mesuré comme exposé dans le chapitre précédent. Les courbes présentées sur la figure 11.16 permettent de vérifier la pertinence du modèle de calcul utilisé. Pour les PO_200 (figures 11.16(a) et 11.16(c)), deux courbes numériques sont exposées : celles correspondant au calcul sans frottement SF et avec frottement F. Pour ce dernier cas, jusqu'à la charge de ruine expérimentale, les courbes sont très proches. Ensuite, elles divergent. Rappelons que la charge de ruine numérique est très supérieure à la charge de ruine expérimentale. Notons pour $PO3$_200_3 (courbe expérimentale) que la pente est à peu près trois fois moins importante et ne correspond pas à ce qui a été calculé. Pour PO _300, donné par les figures 11.16(b) et 11.16(d) pour les gâchées $PO2$ et $PO3$ respectivement, on remarque que les courbes sont assez proches. Une légère non linéarité apparaît autour de la ruine numérique pour $PO2$_300.



(a) $PO2_200$ (b) $PO2_300$

(c) $PO3_200$ (d) $PO3_300$

Figure 11.16 – "Glissement" autour du joint de colle ; comparaison entre les résultats d'essais et les résultats numériques. (Pour les éprouvettes 300, nous n'avons tracé que les courbes numériques issues de la modélisation avec frottement afin de ne pas trop encombrer les courbes)

Signalons que le frottement semble avoir une influence relativement négligeable sur le glissement pré-pic. en revanche, avec l'hypothèse SF, les glissements deviennent beaucoup plus importants à l'approche de la ruine (avec un problème de convergence du modèle à l'approche de la rupture).

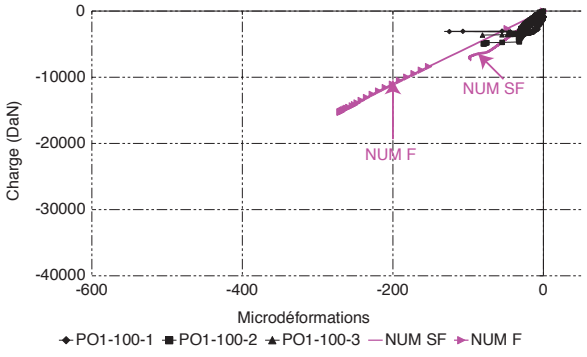
11.3.2.5 Déformations dans l'acier

Les déformations dans l'acier ont été mesurées au moyen de jauges collées sur la sous face de la semelle du HEB, à proximité de l'interface, pour $PO1_100$, $PO1_300$ et $PO3_300$ (figure 9.7, page 75). La courbe de la figure 11.17 permet de comparer les résultats dans l'acier. Comme dans le cas du glissement, pour $PO1_100$ deux courbes numériques sont ici données : celle pour laquelle tous les déplacements sont bloqués au niveau du support béton (notée F) et celle pour laquelle les conditions aux limites sont telles qu'aucun frottement n'est possible entre le bloc de béton et le support de la presse (noté SF). Dans tous les cas, jusqu'à la charge de ruine expérimentale, les courbes issues des essais et celles issues du calcul sont proches. Leur évolution est linéaire pour des valeurs de charge proche de la ruine. On remarque aussi que l'influence du frottement est faible sur les déformations dans l'acier.
La figure 11.18 représente dans les deux cas de modélisation choisie (avec et sans frottement) la distribution le long de la longueur du joint de colle, des déformations dans l'acier. On constate pour $PO1_300$ (F, figure 11.18(a)) et $PO3_200$ (SF, figure 11.18(b)) que les déformations augmentent dans la hauteur du joint de colle. Les efforts sont transmis progressivement du profilé vers le béton par le biais de l'adhésif. On observe une évolution similaire pour les autres push-out modélisés.

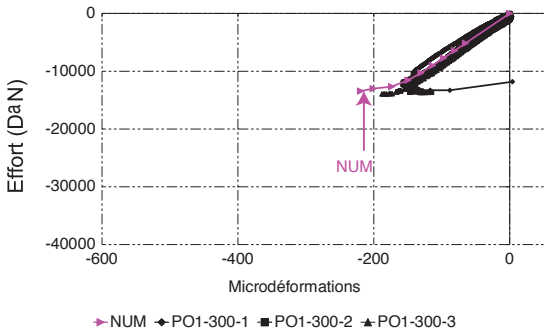
Elles devraient être nulles en bas du joint, ce qui n'est pas le cas ici. Cela est très certainement dû à la nature des éléments utilisés.

11.3.2.6 Déformations dans le béton

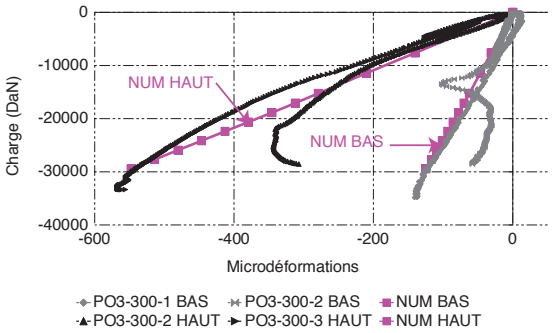
Les courbes de la figure 11.19 permettent de comparer les résultats des calculs dans le béton pour les mêmes push-out que précédemment. On remarque qu'il y a une bonne concordance entre essais et



(a) $PO1_100$

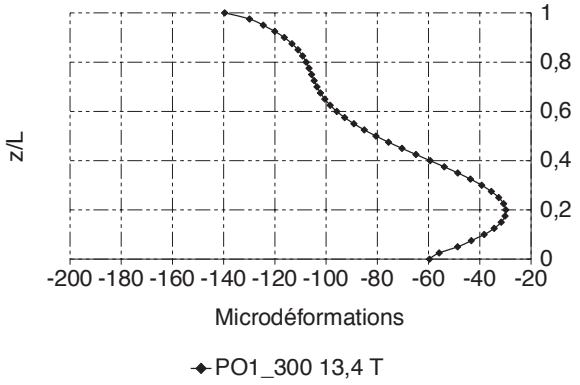


(b) $PO1_300$

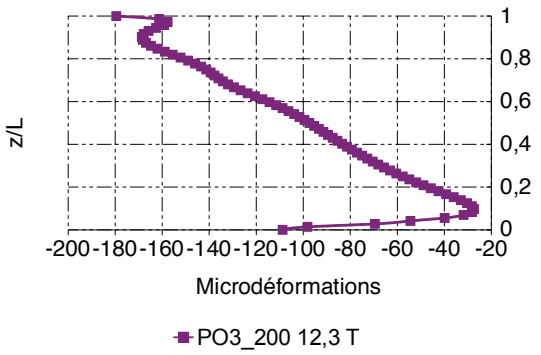


(c) $PO3_300$

Figure 11.17 – Déformations dans l'acier à proximité de l'interface, comparaison numérique (seul le cas F est présenté pour les éprouvettes 300 pour ne pas encombrer les courbes) et expérimentale

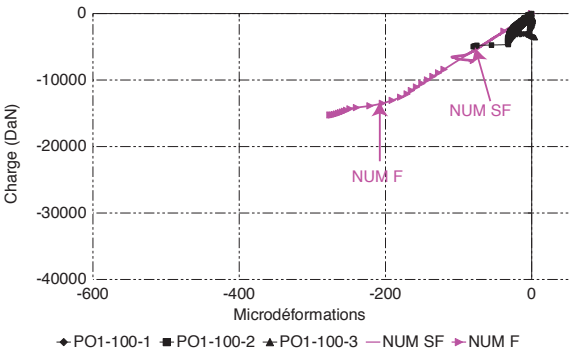


(a) $PO1_300$

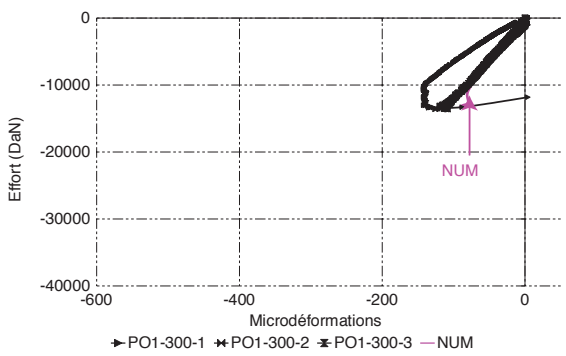


(b) $PO3_200$

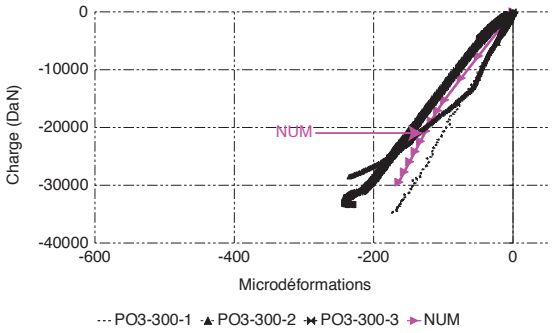
Figure 11.18 – Déformations dans la l'acier (à $y = 0$) dans la longueur du joint de colle à la charge de ruine et $\frac{z}{L}$ correspond à la position sur le joint de colle sur la longueur de collage



(a) $PO1_100$



(b) $PO1_300$



(c) $PO3_300$

Figure 11.19 – Déformations dans le béton à proximité de l'interface, comparaison numérique et expérimentale

simulation numérique. Pour $PO1_100$, les deux courbes numériques illustrées sur la figure 11.19(a) (F et SF) suivent la même allure que celles issues des mesures, jusqu'à la charge de ruine expérimentale. Le frottement a une influence faible sur ces déformations.
Les déformations dans l'acier, calculées à une même altitude que dans le béton sont légèrement supérieures.

11.3.3 Analyse des contraintes et de l'endommagement

Analysons plus en détails les résultats obtenus. Nous ne présentons ici que les résultats numériques obtenus pour les éprouvettes notées $PO1_300$. Les résultats sont ici illustrés dans le béton dans les zones identifiées sur la figure 11.20. Les résultats numériques obtenus pour les autres éprouvettes suivent la même allure et sont détaillés dans la section 11.4, page 122.

11.3.3.1 Contraintes normales perpendiculaires : σ_{xx}

La distribution des contraintes normales le long du joint de colle, à l'interface adhésif béton (calculées dans le béton, aux points de Gauss) est représentée sur la figure 11.21 pour les deux configurations envisagées (avec (F) ou sans (SF) frottement). On constate que :

- La distribution n'est pas homogène à l'interface : elle dépend de la hauteur du joint de colle (z) mais aussi de l'épaisseur (y) quelle que soit l'hypothèse considérée.
- L'état de contraintes dépend fortement du frottement entre la dallette et le support. Dans le cas F, on remarque que l'axe de symétrie (11.21(a)) est essentiellement comprimé avec des pics importants aux extrémités. Au cours du chargement, l'extrémité supérieure ($y = 50\ mm$, figure 11.21(e)) est tendue au cours du chargement. La limite en traction du matériau a été atteinte pour z proche de 280 mm : l'extrémité supérieure. La fissuration du béton semble donc s'initier autour de cette zone. Par contre, dans le cas SF, figure 11.21(b) montre qu'autour de l'axe de symétrie de très forts pics de contraintes en traction sont à relever sur la première moitié du joint de colle ($z < 250\ mm$). La fissuration s'amorce dans cette zone et l'état de contrainte y diminue

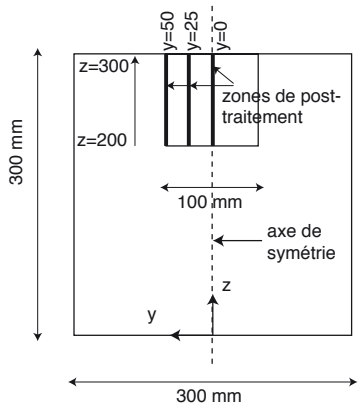


Figure 11.20 – Zones de posttraitement dans le béton, à l'interface

au cours du chargement. En s'éloignant de l'axe de symétrie, les contraintes sont positives ou très proches de 0. Des pics de contraintes sont à relever (quelque soit la valeur de y) à l'extrémité supérieure du joint collé ($z = 300\ mm$). On peut donc penser que les efforts ne sont pas transmis uniformément du profilé au béton.

Aussi, la courbe de la figure 11.22 représente la distribution de ces mêmes contraintes calculées à l'axe de symétrie dans chaque matériau à environ 55 % Fu (dans le cas F). Il apparaît que la distribution y est très proche dans les trois matériaux. Le transfert des efforts n'est pas uniforme.

11.3.3.2 Contraintes normales axiales : σ_{zz}

La distribution des contraintes normales axiales au joint de colle (calculée dans le béton aux points de Gauss) est représentée sur la figure 11.23. Le constat est le suivant :

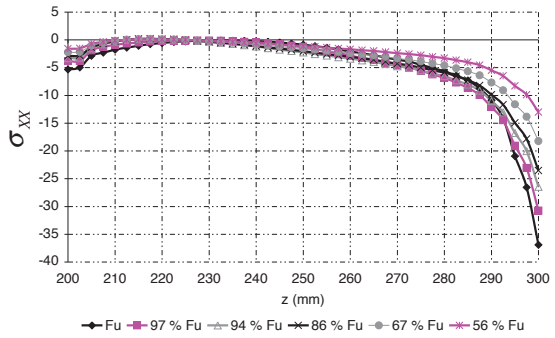
- La distribution est complexe et non uniforme à l'interface quelque soit l'hypothèse faite (F ou SF), avec des pics de contraintes à l'extrémité inférieure.
- Pour un même niveau de charge, on remarque que les pics de contraintes aux extrémités sont identiques entre le cas F et SF (considérer le cas 70 % Fu pour F et Fu pour SF). Néanmoins, dans le cas où le frottement entre la dallette et le support n'est pas empêché, la charge ultime étant beaucoup plus importante, on observe qu'à la base du joint de colle ($z = 0$), les pics peuvent atteindre jusqu'à 50 MPa à l'axe de symétrie.Cette valeur, supérieure à la résistance en compression du béton a été obtenue très localement et uniquement à la ruine. Elle est considérée comme un "pic" numérique non représentatif de la réalité. De ce fait, l'état de contrainte diminue sur la longueur "courante".

Aussi, la courbe de la figure 11.24 représente la distribution de ces mêmes contraintes calculées à l'axe de symétrie dans le béton et le profilé métallique à environ 55 % Fu (dans le cas F). Le résultat confirme que le transfert des efforts ne se fait pas de façon homogène avec des valeurs beaucoup plus importantes à l'extrémité supérieure de l'acier.

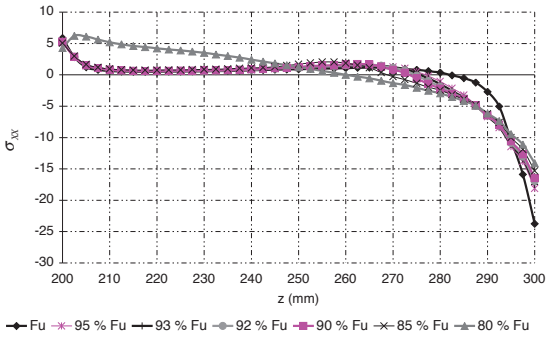
11.3.3.3 Contraintes de cisaillement : σ_{xz}

La distribution des contraintes de cisaillement au cours du chargement est illustrée sur la figure 11.25. On remarque :

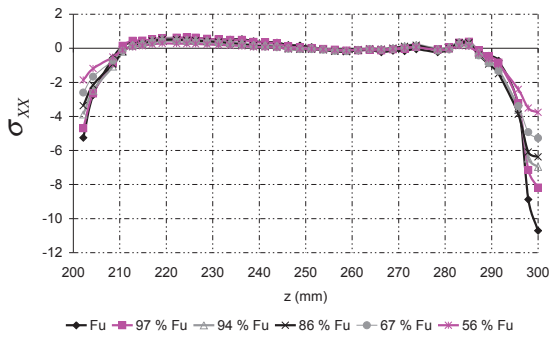
- Dans les deux cas considérés, les contraintes de cisaillement évoluent au cours du chargement. Dans les deux cas, jusqu'à environ 80 % Fu, elles sont uniformes à l'interface. Au delà, du fait des non linéarités dans le béton, elles diminuent sur la longueur courante induisant alors des pics aux extrémités.
- L'hypothèse de frottement a une influence sur la distribution des contraintes de cisaillement. La distribution n'est pas identique suivant la configuration envisagée. Aussi, les pics de contrainte observés au delà de 80 % Fu sont, dans le cas F, situés à la base du joint de colle ($z = 200\ mm$) alors qu'ils sont à l'extrémité supérieure dans le cas inverse.



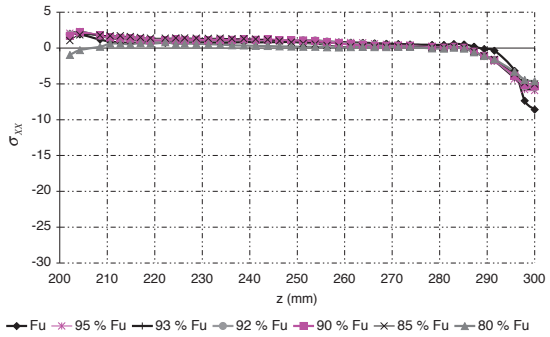
(a) $y = 0\ mm$



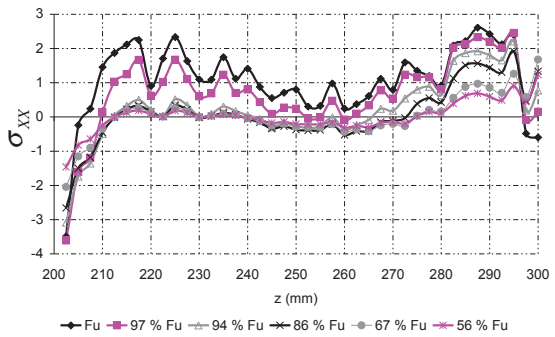
(b) $y = 0\ mm$



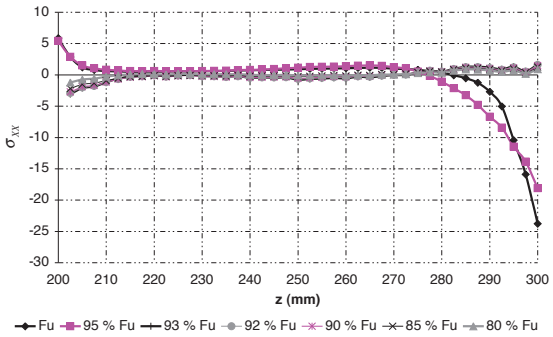
(c) $y = 25\ mm$



(d) $y = 25\ mm$



(e) $y = 50\ mm$



(f) $y = 50\ mm$

Figure 11.21 – Contraintes (en MPa) normales perpendiculaires pour $PO1_300$. Les zones de post-traitement sont situées en $x = 100\ mm$. Les figures à gauche représentent les résultats dans le cas F et à droite le cas SF

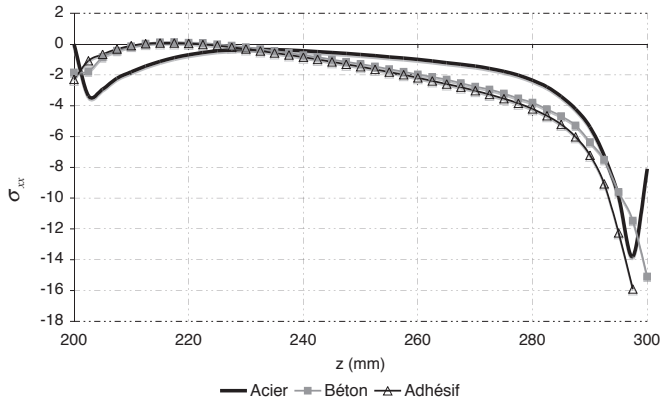


Figure 11.22 – Distribution des contraintes normales perpendiculaires au niveau de l'axe de symétrie ($y = 0$) calculées pour les 3 matériaux (aux points de Gauss), à 74 kN

– Dans les deux cas, la distribution n'est pas homogène dans la direction y (figure 11.26(a)) à la charge de ruine. Aussi, du fait de la fissuration dans la dallette, elles dépendent de la position z.

Notons que les forts pics observés aux extrémités sont très largement supérieurs à la limite en traction du béton uniaxiale. Ces fortes valeurs, obtenues pour une charge supérieure à 95 $\%F_u$, ont pu être atteinte numériquement grâce à l'état tridimensionnel de contraintes.

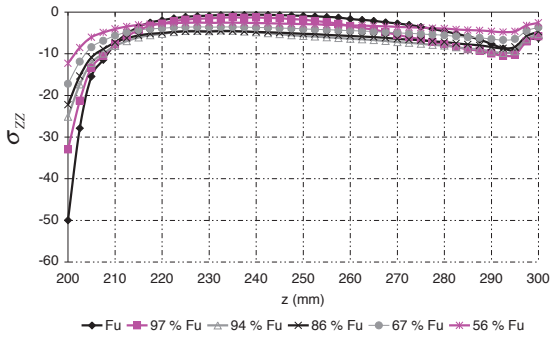
La courbe de la figure 11.27 représente la distribution de ces mêmes contraintes de cisaillement calculées à l'axe de symétrie dans chaque matériau à environ 55 % Fu (dans le cas F). Leur distribution y est similaire. A ce niveau de charge, les matériaux sont encore élastiques.

11.3.3.4 Analyse de l'endommagement du béton : D

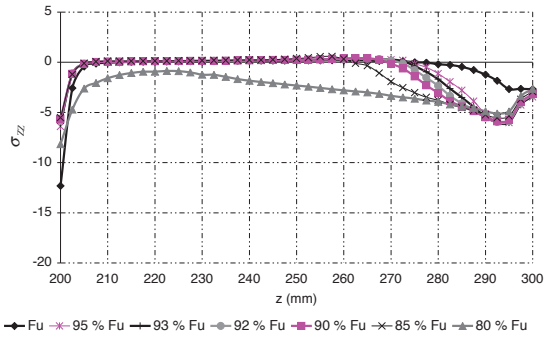
Etudions la distribution de la variable d'endommagement (D) pour les deux cas testés (figures 11.28 et 11.29). Dans les deux cas, la surface endommagée correspond à la zone proche du joint de colle. On remarque, d'abord que le frottement a une influence sur la distribution de l'endommagement. Dans le cas F, D est supérieur à 0 à 70 % Fu pour $y = 50\ mm$ et $z = 300\ mm$ alors que dans le cas SF, l'endommagement progresse à 80 % Fu environ, mais pour $y = 0$ (c'est à dire l'axe de symétrie) et $z = 215\ mm$ environ.
Au fur et à mesure du chargement, on observe dans le cas F (figure 11.29) que D progresse vers l'axe de symétrie : vers 85 % Fu, D évolue longitudinalement (vers $z = 200\ mm$) et transversalement (vers $y = 0$). Très proche de la ruine, D est supérieur à 0.9 à l'extrémité de l'interface ($y = 50\ mm$). Pour résumer l'endommagement se propage progressivement vers l'axe de symétrie au fur et à mesure du chargement. Ces résultats montrent bien que la fissuration du béton débute pour une charge avoisinant 90 kN (70 % Fu) pour $y = 50\ mm$ et $z = 280\ mm$, là où le béton est en traction.
Dans le cas où il n'y aurait pas de frottement (cas SF), D évolue très rapidement sur l'axe de symétrie ($y = 0$) puisqu'à 85 % Fu, sur la première moitié de la longueur, D est proche de 1 sa valeur limite. C'est dans cette zone que l'on avait observé des valeurs importantes de contraintes de traction. Au cours du chargement, l'interface tend à être quasiment totalement endommagée et proche de la valeur limite. Notons qu'il y a une légère irrégularité entre 93 et 95 % Fu (figure 11.29(f)) : numériquement on a observé des problèmes de convergence dans cette zone de chargement.
Dans les deux cas, les zones où D est important correspondent bien aux zones pour lesquelles les contraintes de cisaillement sont proches de 0.

11.3.4 Synthèse des résultats

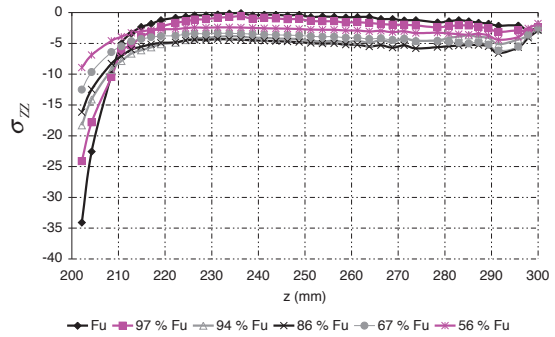
L'analyse qui a été faite sur l'ensemble des corps d'épreuve a montré que le modèle était capable de reproduire de façon satisfaisante le comportement observé des essais push-out. Lorsque les mesures



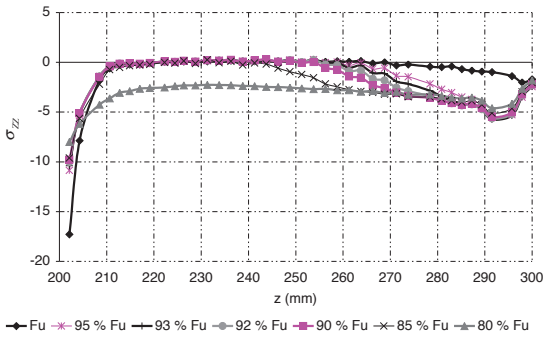
(a) $y = 0\ mm$



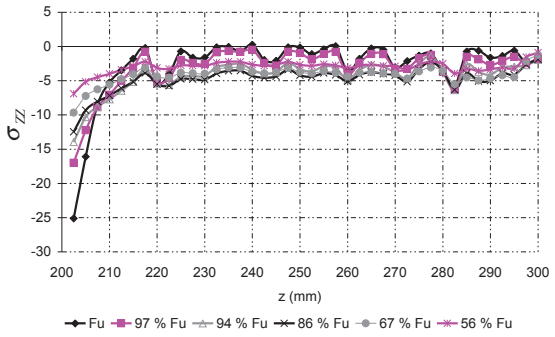
(b) $y = 0\ mm$



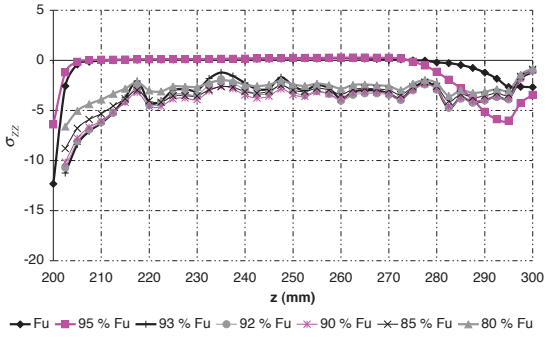
(c) $y = 25\ mm$



(d) $y = 25\ mm$



(e) $y = 50\ mm$



(f) $y = 50\ mm$

Figure 11.23 – Contraintes (en MPa) normales axiales pour $PO1_300$, les zones de post-traitement sont situées en $x = 100\ mm$. Les figures à gauche représentent les résultats dans le cas F et à droite le cas SF

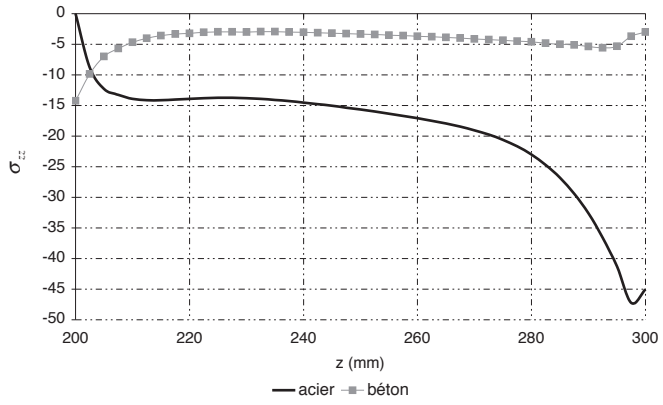
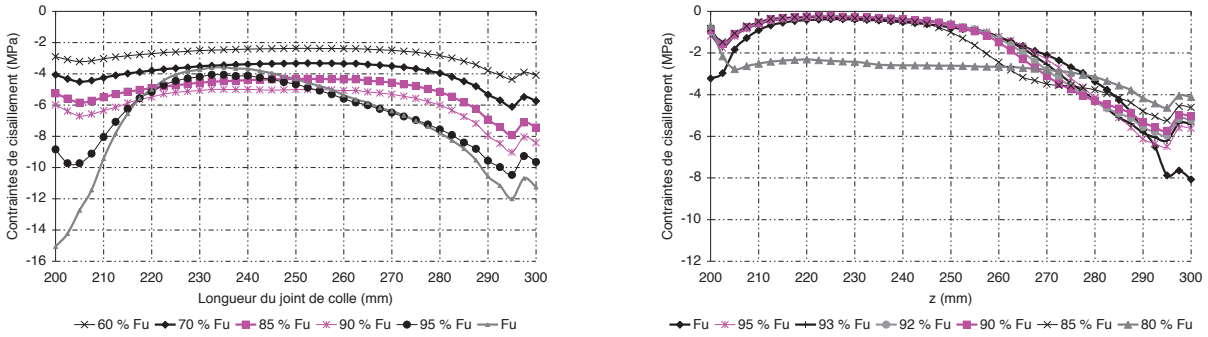
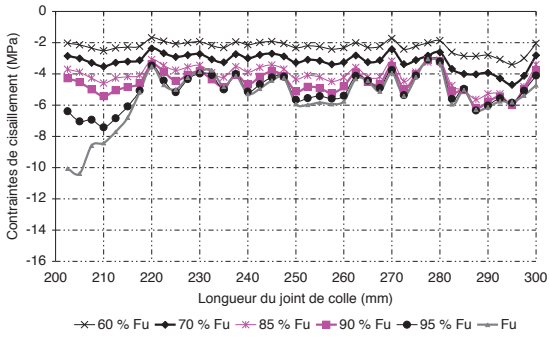


Figure 11.24 – Distribution des contraintes (exprimées en MPa) normales axiales au niveau de l'axe de symétrie ($y = 0$) calculées dans l'acier et le béton , à 74 kN.

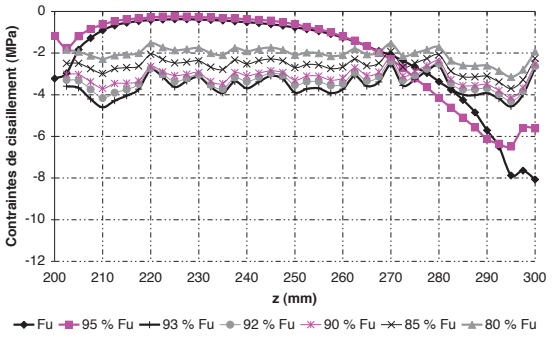


(a) $y = 0\ mm$

(b) $y = 0\ mm$

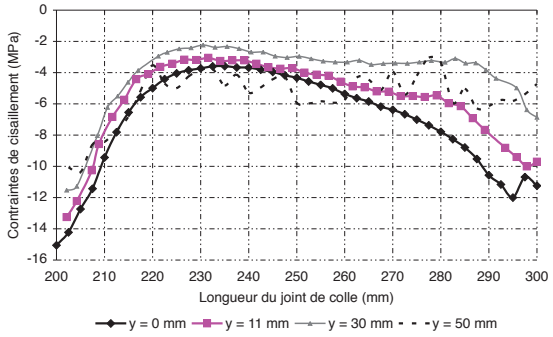


(c) $y = 50\ mm$

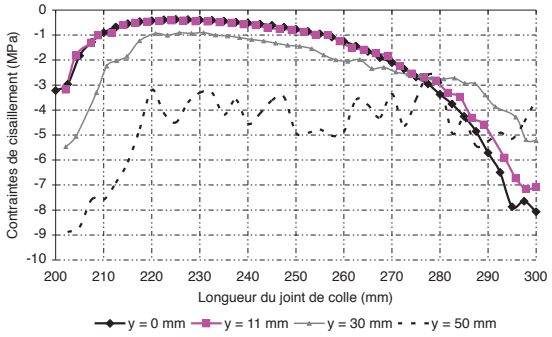


(d) $y = 50\ mm$

Figure 11.25 – Distribution des contraintes de cisaillement autour de l'interface ($x = 100\ mm$) suivant z à différents niveaux de charge ($PO1_300$). Les figures à gauche représentent les résultats dans le cas F et à droite le cas SF



(a) F



(b) SF

Figure 11.26 – Distribution des contraintes de cisaillement à différentes valeurs de y ($x = 100\ mm$), à la charge de ruine numérique (134 kN pour $PO1_300_F$ et 78 kN pour $PO1_300_SF$)

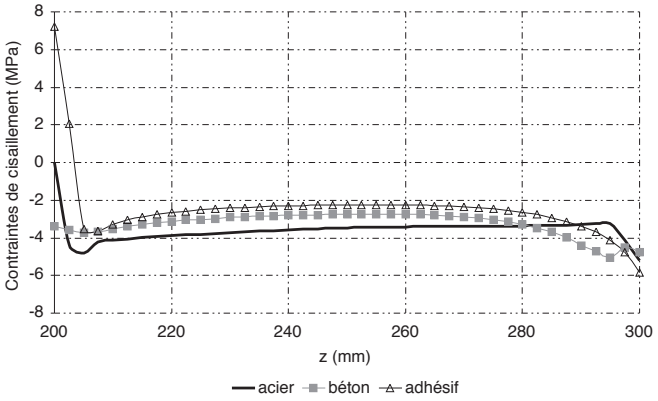


Figure 11.27 – Distribution des contraintes de cisaillement au niveau de l'axe de symétrie ($y = 0$) calculées pour chaque matériau aux points de Gauss, à 74 kN.

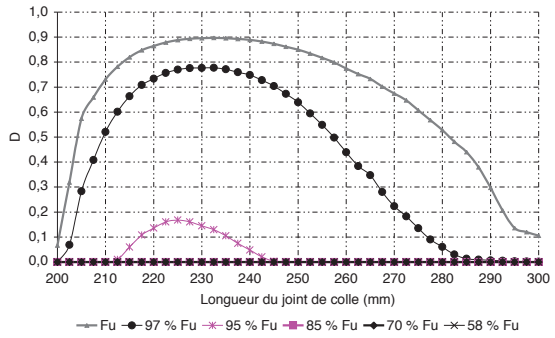


(a) F, $Dmax = 0,94$ (b) SF, $Dmax = 0,99$

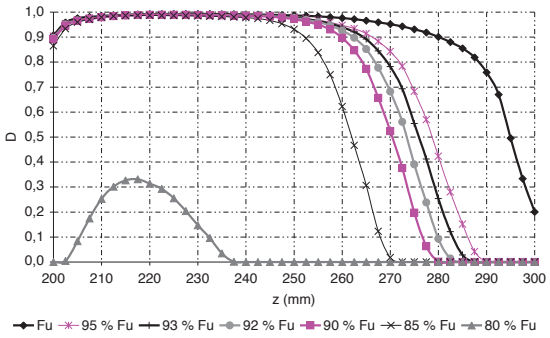
Figure 11.28 – Cartographie de l'endommagement pour $PO1_300$, à la charge de ruine (134 kN pour le cas F et 78 kN pour SF)

ont été faites, nous avons montré que les déformations mesurées dans le béton et dans l'acier sont similaires à celles calculées avec le modèle numérique utilisé. Il en est de même pour le glissement. Seul le déplacement global est délicat à reproduire compte tenus de paramètres liés à l'expérimental qui n'ont pu être identifiés : nous pensons que la mesure du déplacement qui est faite est entachée de trop de défauts et ne correspond pas uniquement au déplacement du profilé mais aussi celui du bâti ce qui rend son interprétation difficile et non fiable. L'outil utilisé permet de connaître néanmoins l'état de contraintes dans les corps d'épreuve : il évolue de façon non négligeable et complexe au cours du chargement mais permet d'expliquer le processus de ruine des éprouvettes.
Nous avons aussi montré que les conditions aux limites appliquées au système avaient une influence non négligeable sur les résultats : lorsque nous considérons qu'un frottement (cas noté F dans l'analyse) peut avoir lieu entre le bloc de béton et la presse, les charges de ruine obtenues sont très largement supérieures (environ deux fois) à la limite en traction du béton. Dans ce cas, l'analyse numérique a montré que des contraintes de compression se développaient dans le béton, dans une zone proche de l'interface. La fissuration apparaît alors, pour chaque corps d'épreuve simulé sous cette hypothèse, à environ 70 % de la charge de ruine numérique à l'interface béton-adhésif : plus précisément, cette zone correspond à l'extrémité supérieure : y proche de la hauteur maximale du joint de colle et z valant environ la hauteur totale de l'éprouvette. Les non linéarités apparaissent du fait des contraintes normales σ_{xx} dans cette zone proches de f_t, la limite en traction du béton. Au cours du chargement, nous avons vu que pour cette configuration, l'endommagement se propage vers l'axe de symétrie.
Dans le cas où le frottement est empêché (cas noté SF), la fissuration apparaît à environ 60 %, 70 % de la charge de ruine numérique, au niveau de l'axe de symétrie (y proche de 0) et z proche de la la base du joint de colle du fait des contraintes normales positives et même supérieures à f_t. Nous avons constaté que ces pics, certainement liés à l'état tridimensionnel des contraintes, diminuent rapidement durant le chargement du fait de l'endommagement (les éléments concernés sont donc considérés comme étant rompus) et n'affectent pas les résultats. Nous tâcherons de justifier ces valeurs dans la suite de l'analyse.
Néanmoins, de nombreuses questions restent en suspens :

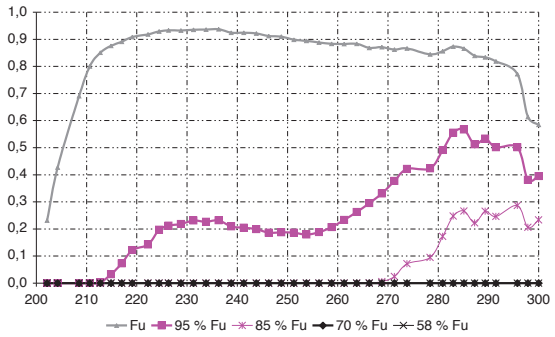
- Pourquoi un effet de frottement favorable aurait lieu dans le cas des éprouvettes 300 (et $PO1_200$) mais pas pour les autres ? Les hypothèses utilisées dans le modèle numérique ne permettent pas d'expliquer ces résultats. Cela pourrait être expliqué par la hauteur libre de 100 mm qui constitue 50 % de la hauteur totale des dallettes, permettant le développement de contraintes de compression. Aussi, expérimentalement, nous avons constaté que les proportions du mélange de l'époxy n'avaient pas été réalisées correctement.
- Peut-on se servir des essais push-out pour dimensionner les structures multi matériaux fléchies ? Dans ce cas, quelles seraient les dimensions des éprouvettes à utiliser ? Quelles sont les conditions



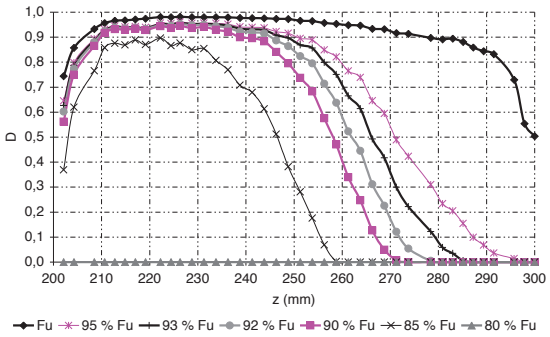
(a) $y = 0\ mm$



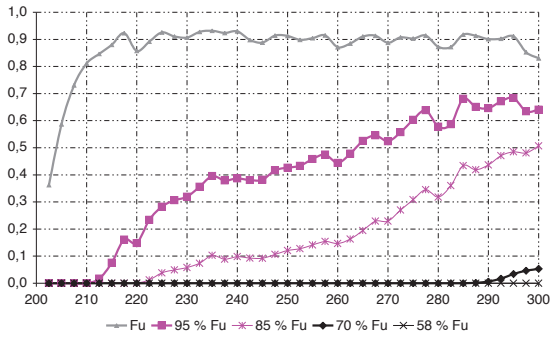
(b) $y = 0\ mm$



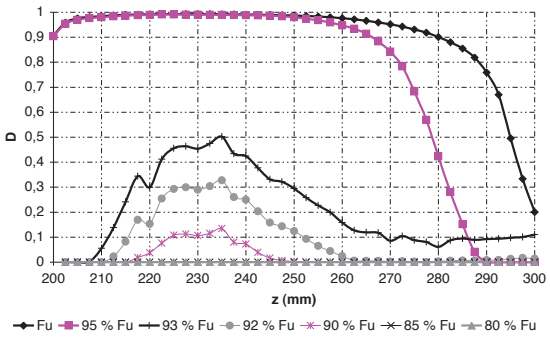
(c) $y = 25\ mm$



(d) $y = 25\ mm$



(e) $y = 50\ mm$



(f) $y = 50\ mm$

Figure 11.29 – Evolution de l'endommagement à différents niveaux de charge pour $PO1_300$ à proximité de l'interface. Les figures à gauche représentent les résultats dans le cas F et à droite le cas SF

aux limites que l'on doit imposer en sous face des dallettes ? Finalement, observera t-on un effet favorable du frottement dans les poutres ?

Dans la section suivante, nous analyserons l'influence des dimensions des dallettes et de la longueur de collage sur les résultats.

11.4 Analyse paramétrique : influence des données de calcul

11.4.1 Influence de la longueur de collage sur les résultats

Nous étudions dans cette partie quelle peut être l'influence des dimensions du joint de colle sur les résultats. Trois longueurs de collage ont été testées et simulées : 100 (pour $PO1$) , 130 (pour $PO2$) et 180 mm (pour $PO3$).
Numériquement, nous avons distingué deux cas : avec ou sans frottement. Il est apparu clairement que dans les cas des éprouvettes 300, l'hypothèse de frottement était valide. Les contraintes de cisaillement moyennes à rupture numériques obtenues (avec pour hypothèse qu'un frottement entre le bloc et le support a lieu) valent : $6,7\ MPa$, $7,3\ MPa$ et $8,2\ MPa$ pour $PO1$, $PO2$ et $PO3$ respectivement. L'analyse de la ruine montrerait que la longueur de collage a une influence sur le comportement de ces éprouvettes. Nous attribuons cela à l'effet du frottement.
Dans le cas des 200, l'analyse est plus délicate car seule l'éprouvette $PO1$ bénéficierait d'un frottement favorable avec une charge de ruine numérique valant 140 KN (soit une contrainte moyenne estimée à 7 MPa), contrairement à $PO2$ et $PO3$, pour lesquels il n'y aurait pas d'effet de compression favorable : les charges à rupture numériques obtenues valent alors respectivement 100 KN et 121 KN (ce qui équivaut à une contrainte moyenne de cisaillement d'environ $3,8$ et $3,7\ MPa$).
Etudions quelle est l'influence de la longueur de collage (notée L) sur le comportement global, la distribution des contraintes normales, de cisaillement et sur l'endommagement du béton.
Quelle que soit l'hypothèse considérée (F et SF), on observe figures 11.30 (éprouvette 300). et 11.31 que plus la longueur de collage est importante, plus la rigidité est importante. Aussi, le frottement a une influence sur le comportement global : le déplacement maximal atteint dans le cas SF est plus faible (ce qui paraît logique dans le sens où la charge à rupture est plus faible) que dans le cas F et il est fonction de la longueur de collage.

La figure 11.32 représente l'évolution en fonction de z/L (rapport de la position z le long du joint de colle sur la longueur de collage L) des contraintes normales perpendiculaires au joint de colle. Quelle que soit l'éprouvette étudiée et l'hypothèse formulée, il apparaît que la longueur de collage (L) n'a pas d'influence majeure sur la distribution des contraintes normales.

Plus L est importante, moins le pic de contraintes à l'extrémité est élevé.
Le frottement a une influence sur le comportement perpendiculaire au joint de colle : les contraintes dans le cas SF, sont proches de '0' à l'interface ce qui n'est pas le cas pour F.

Dans le cas où le frottement est pris en compte (F), l'analyse des contraintes normales axiales (figure 11.33) montre que plus L est importante, plus la compression est marquée sur la seconde moitié de z/L : ce résultat confirme que le frottement devient d'autant plus favorable que la longueur de collage augmente. Par contre, lorsque l'on ne tient pas compte du frottement, les contraintes sont positives et le pic observé à la base du joint de colle est d'autant plus faible que L diminue. Il en résulte des contraintes de compression légèrement plus élevées pour z/L proche de 1. Mis à part ces faibles disparités, on peut en déduire que dans ce cas (SF), les contraintes axiales sont indépendantes de la longueur de collage.

Dans le cas F, on remarque que plus L, la longueur de collage est importante, plus le pic de contrainte de cisaillement à l'extrémité supérieure (c'est à dire pour z/L proche de 1) est important : rappelons que les contraintes moyennes à rupture augmentent pour cette dimension en fonction de L. Dans le cas SF, les pics de contrainte pour $z/L = 0$ diminuent quand L augmente alors qu'il croissent à l'extrémité supérieure (z/L proche de 1). Cela induit une contrainte moyenne à rupture à peu près identique quelque soit la longueur de collage considérée conformément aux résultats numériques obtenus. (Rappelons qu'expérimentalement pour $PO2_200$ et $PO3_200$ respectivement, les contraintes moyennes à rupture valent en moyenne $2,2\ \pm\ 1,0\ MPa$ et $3,1\ \pm\ 0,6\ MPa$. Aux incertitudes expérimentales près, elles sont donc à peu près égales.) Pour les éprouvettes 100, seules $PO1$ et $PO2$ sont comparées : cette fois, plus L est important, moins les pics de contrainte sont importants à l'extrémité ($z/L = 1$) mais sur la longueur courante elles sont équilibrées : on obtient bien une contrainte moyenne à peu près constante

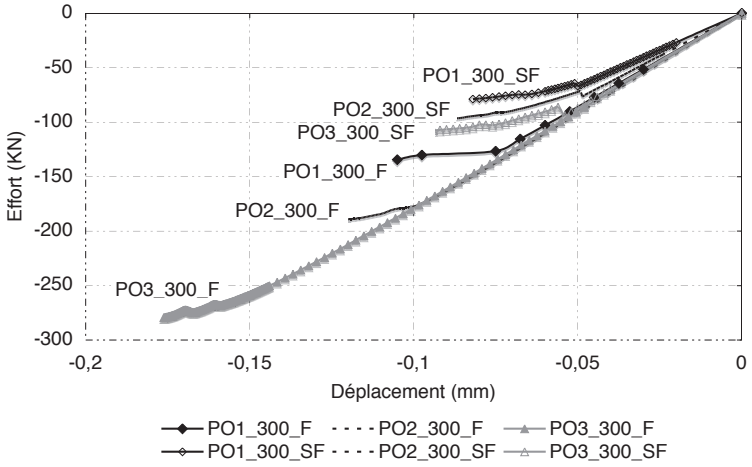


Figure 11.30 – Courbe charge déplacement (dallette de 300)

dans le cas SF.

Pour les trois dimensions de dallette considérées, le processus d'endommagement du béton est similaire (figure 11.35) quelle que soit la longueur de collage. La fissuration débute bien dans les mêmes zones quelle que soit la dimension de L, la longueur de collage.

Dans le cas F, augmenter la longueur de collage augmente la contrainte moyenne à rupture ce que confirme l'analyse de la distribution des contraintes de cisaillement et l'hypothèse d'un frottement favorable. En revanche, l'évolution des contraintes normales n'est pas sensiblement affectée.
Dans le cas SF, nous avons observé des résultats relativement similaires suivant la valeur de L : les contraintes moyennes à rupture sont dans ce cas à peu près égales (aux caractéristiques mécaniques près).
En définitive la longueur de collage n'a qu'une légère influence sur la distribution des contraintes et donc la ruine que lorsqu'un effet de bielle est présent (cas F) , puisque dans le cas contraire (cas SF), la rupture est atteinte pour une valeur égale à la limite en traction du béton.

11.4.2 Influence des dimensions du bloc de béton

Trois dimensions de dallette de béton ont été étudiées : 100, 200 et 300 mm. Il s'agit dans ce paragraphe d'étudier quelle est l'influence des dimensions des dallettes sur la ruine des éprouvettes. On sait déjà que les dimensions des dallettes ont forcément une influence étant donné que nous avons dû distinguer deux cas : le cas avec frottement qui semble valide pour les éprouvettes 300 et le cas sans frottement plus ou moins valide pour les éprouvettes 200 et 100. Dans la comparaison qui est faite, nous dissocions le cas F du cas SF.
Pour $PO1$, étudions le comportement global (figures 11.36 et 11.37) des éprouvettes. Le frottement a une influence puisque dans le cas où il n'est pas pris en compte (SF), la rigidité est plus faible. En revanche, constatons que dans les deux cas, l'influence des dimensions des dallettes est négligeable : la rigidité élastique et le déplacement maximal atteints sont très proches. Une disparité est à noter dans le cas de $PO1_100_F$.

L'analyse de la distribution des contraintes normales perpendiculaires au joint de colle (figure 11.38) montre que dans le cas SF, la distribution entre les trois éprouvettes est à chaque fois très proche. Les dimensions des dallettes ont donc une faible influence sur le comportement perpendiculaire au joint de colle. Dans le cas contraire (SF), il apparaît des légères disparités suivant les dimensions des éprouvettes de béton : dans le cas de $PO1$ et $PO2$ essentiellement (figures 11.38(a) et 11.38(b)) lorsque les blocs mesurent 100 et 200 mm la distribution des contraintes normales est très proche, par contre pour 300, on observe de légères différences : elles semblent un peu plus faibles. Pour $PO3$ (figure 11.38(c)), dans

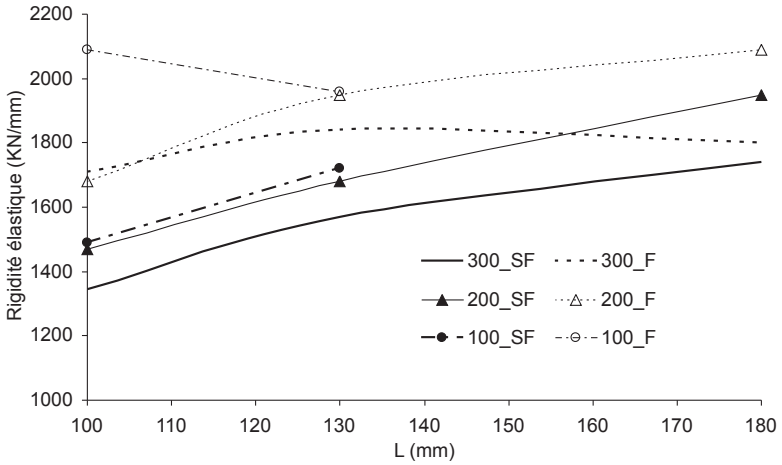


Figure 11.31 – Influence de la longueur de collage (L) sur la rigidité élastique (elle est calculée comme étant la pente de la courbe charge déplacement)

le cas de 200 mm à la base du joint de colle les contraintes sont plus faibles à l'extrémité supérieure.

La dimension des dallettes semblent donc avoir très peu d'influence sur la distribution des contraintes normales axiales pour les deux configurations envisagées (figure 11.39).

La figure 11.40 représente la distribution des contraintes de cisaillement le long du joint de colle dans les cas F et SF, à leur charge de rupture respectives. Les faibles disparités observées sont très certainement dues à des instabilités numériques et viennent du fait que le maillage n'est pas exactement identique entre les différentes dimensions étudiées. Dans le cas SF, nous pouvons conclure de façon plus certaine sur le fait que les trois géométries de dallettes qui ont ici été analysées n'influent pas sur la distribution des contraintes de cisaillement. D'ailleurs, ce résultat semble logique étant donné que pour cette configuration, les charges de ruine numériques correspondent à la limite en traction du béton.

L'analyse a donc montré qu'en première approximation, si l'on se place dans la configuration F (avec frottement) ou SF (sans frottement), les dimensions des blocs de béton n'ont pas d'influence sur le comportement des éprouvettes.

Nous avons montré que le modèle numérique utilisé était capable de reproduire le comportement observé des éprouvettes. Ainsi, il apparaît intéressant d'utiliser l'outil afin d'étudier l'influence des paramètres matériels et géométriques sur les résultats.

11.4.3 Influence des caractéristiques matérielles sur les résultats

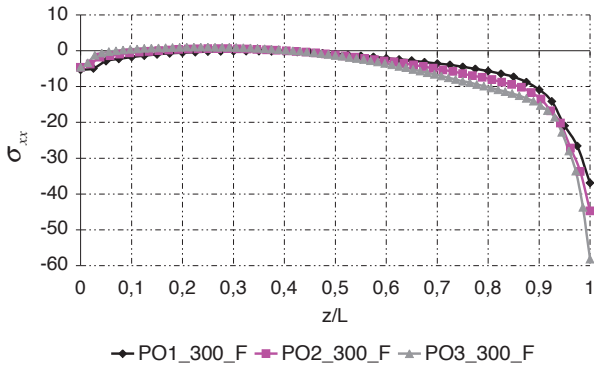
Les modélisations qui ont été effectuées tiennent compte à la fois du comportement non linéaire de l'acier (élastique plastique écrouissable) et du béton.

11.4.3.1 L'acier

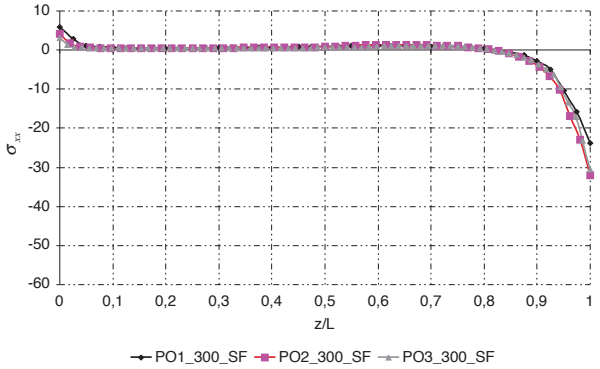
La figure 11.41 montre que l'acier ne plastifie pas pour chaque éprouvette qui a été simulée. Nous aurions donc pu utiliser une loi élastique linéaire pour l'acier. Néanmoins, l'utilisation d'un modèle non linéaire apparaît comme étant plus approprié afin de pouvoir prédire une rupture dans ce matériau si elle a lieu. De plus, les temps de calculs ne sont pas considérablement affectés par cette hypothèse.

11.4.3.2 L'adhésif

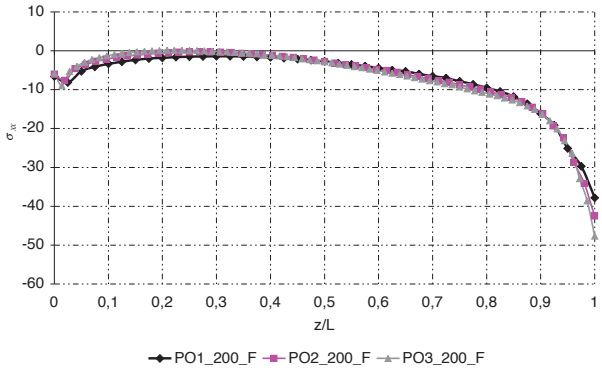
Ayant utilisé des éléments JOINTS à comportement élastique linéaire pour simuler le joint de colle, vérifions la distribution des contraintes normales (notées SMN sous CAST-3M) et tangentielles (notées $SMS1$ et $SMS2$ définies dans leur repère local aux points de Gauss). Le graphe 11.42 montre que



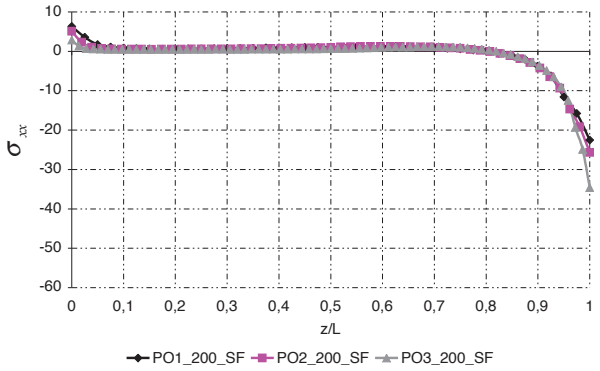
(a) 300_F



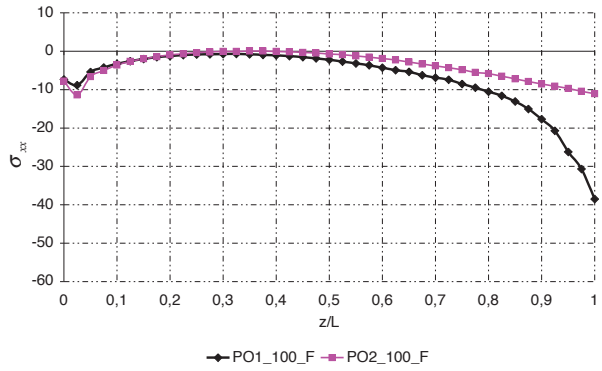
(b) 300_SF



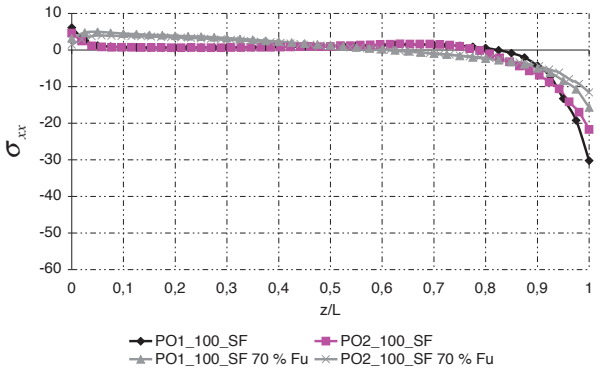
(c) 200_F



(d) 200_SF

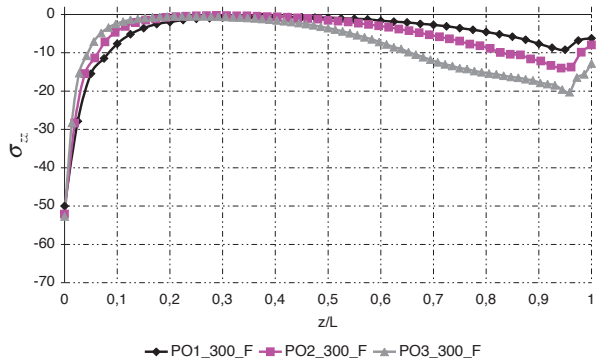


(e) 100_F

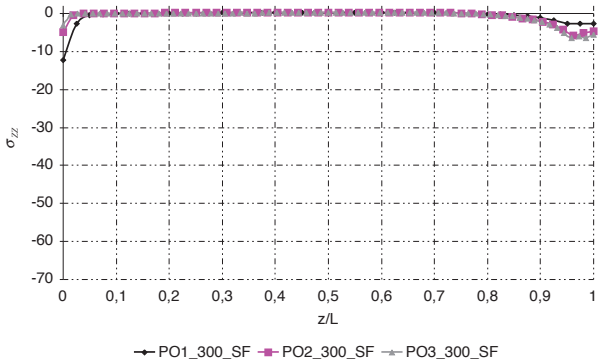


(f) 100_SF

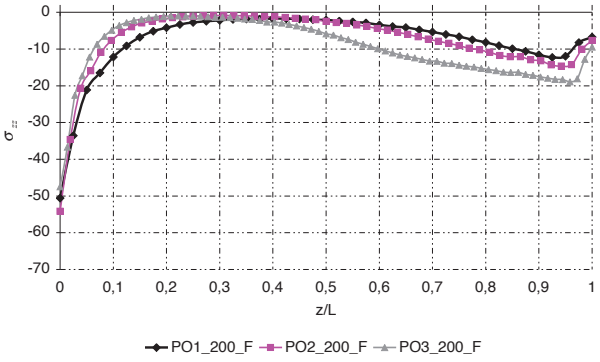
Figure 11.32 – Distribution des contraintes normales perpendiculaires dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage)



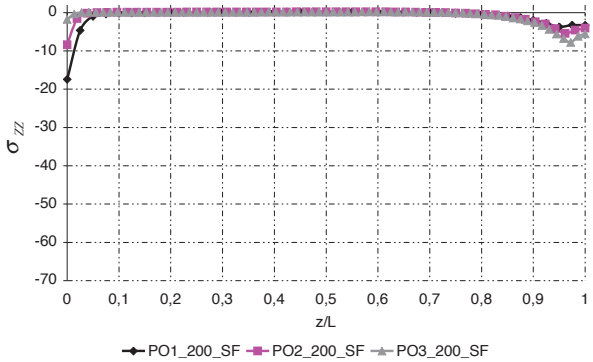
(a) 300_F



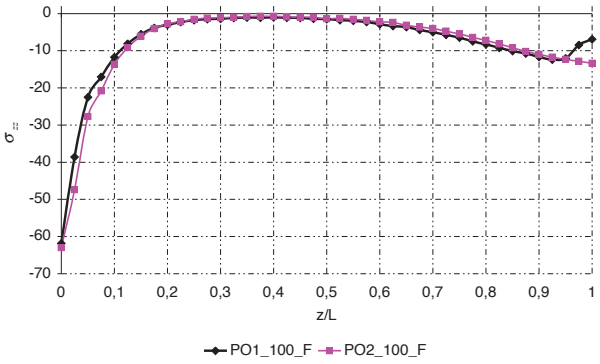
(b) 300_SF



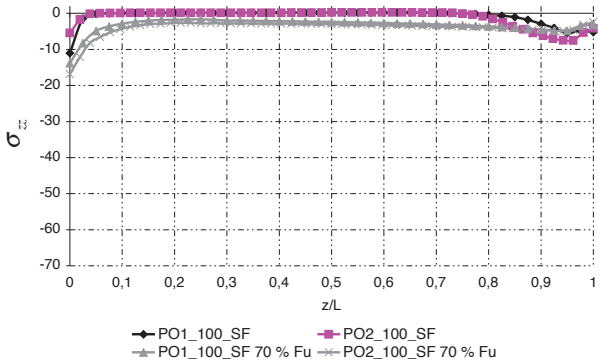
(c) 200_F



(d) 200_SF

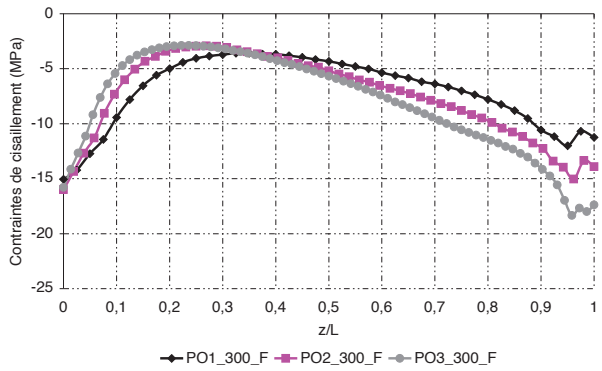


(e) 100_F

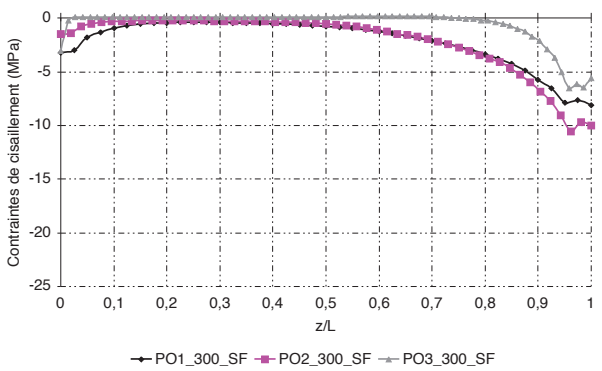


(f) 100_SF

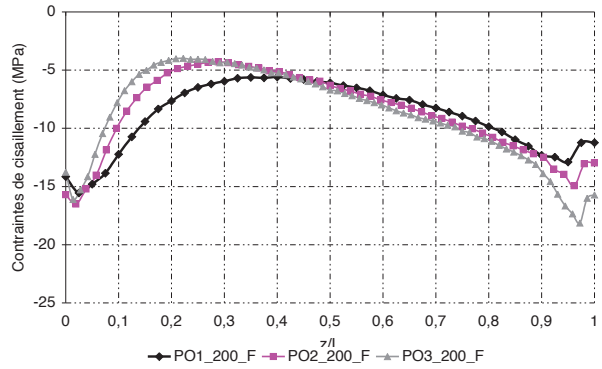
Figure 11.33 – Distribution des contraintes normales axiales dans le béton proche de l'interface le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage)



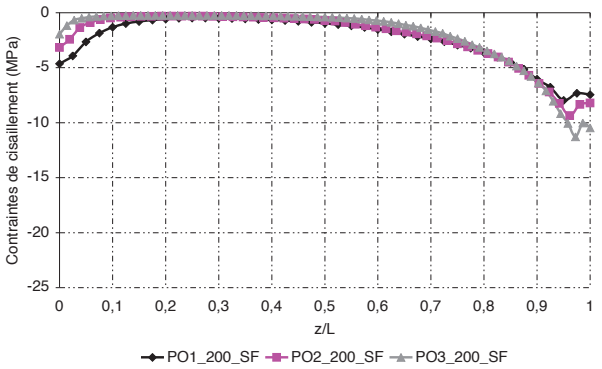
(a) 300_F



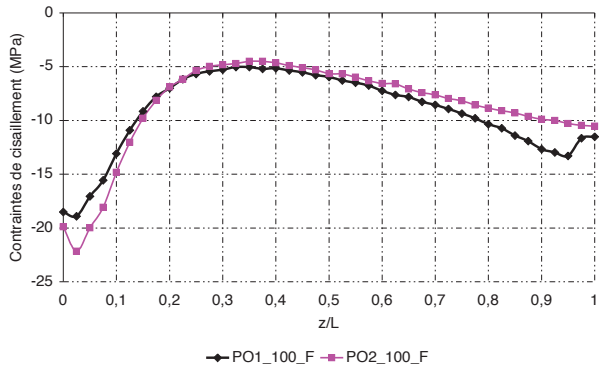
(b) 300_SF



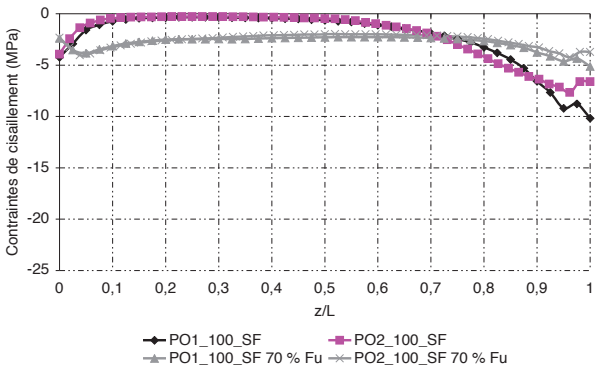
(c) 200_F



(d) 200_SF

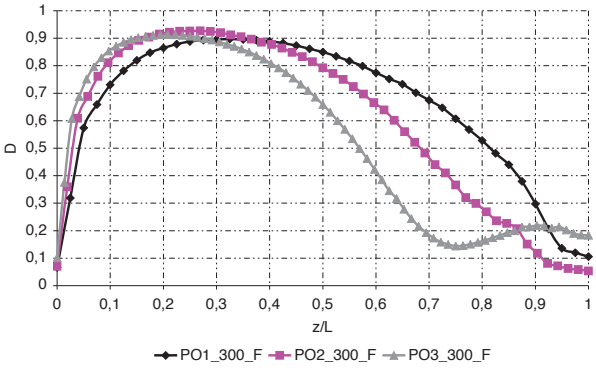


(e) 100_F

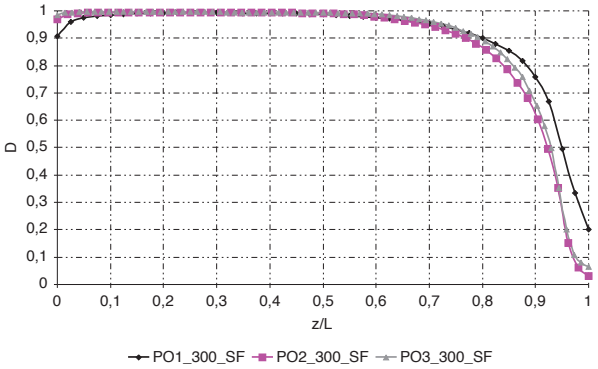


(f) 100_SF

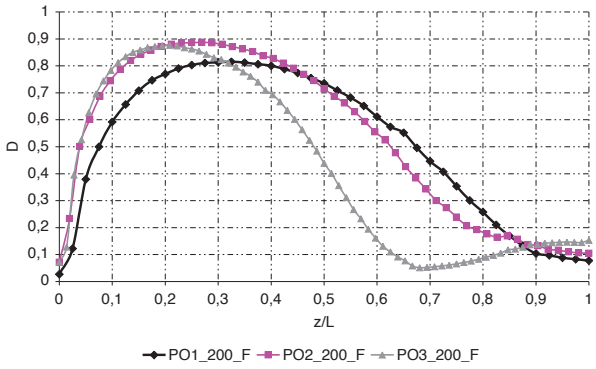
Figure 11.34 – Distribution des contraintes de cisaillement dans le béton proche de l'interface le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage)



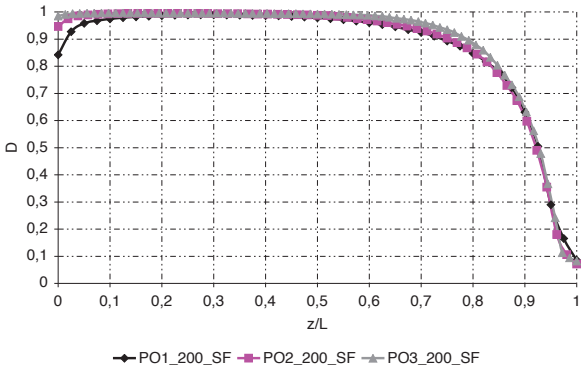
(a) 300_F



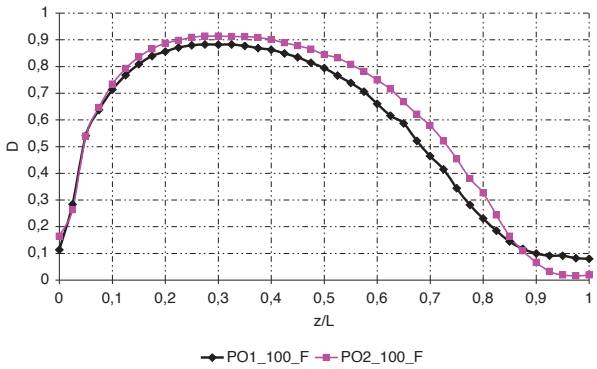
(b) 300_SF



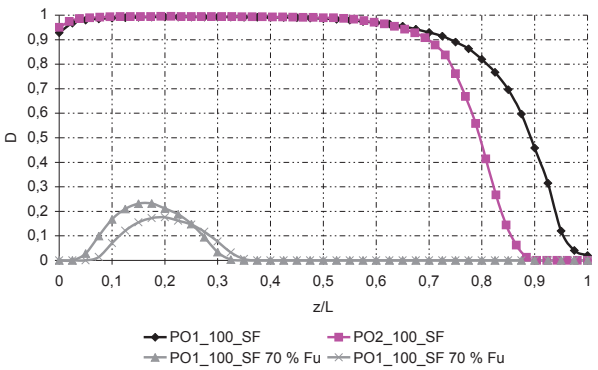
(c) 200_F



(d) 200_SF



(e) 100_F



(f) 100_SF

Figure 11.35 – Distribution de l'endommagement D, dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage)

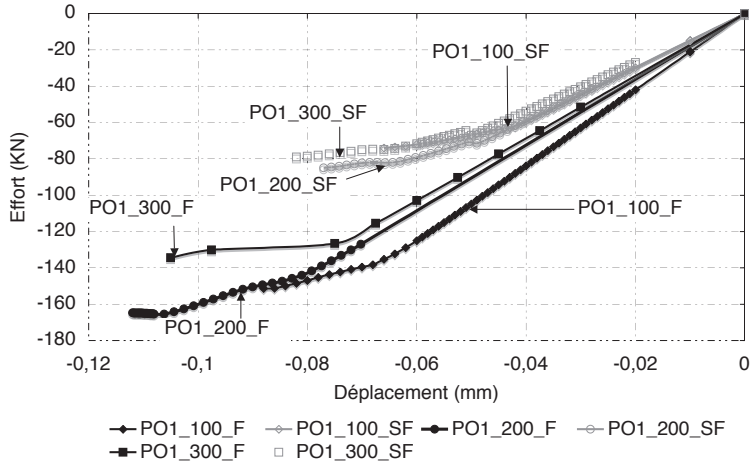


Figure 11.36 – Courbe charge déplacement pour la série $PO1$: 100 mm de longueur de joint de colle

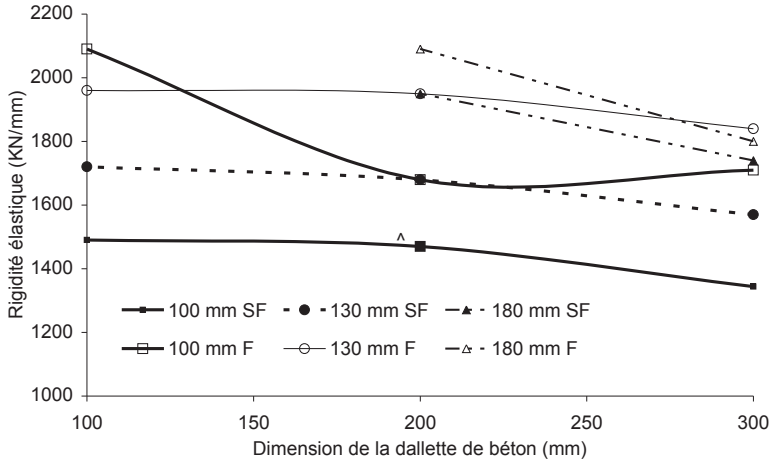
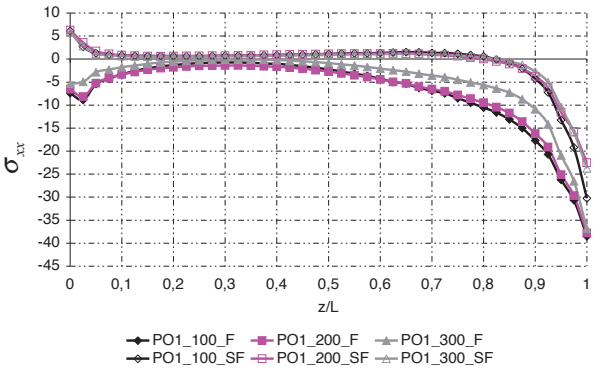
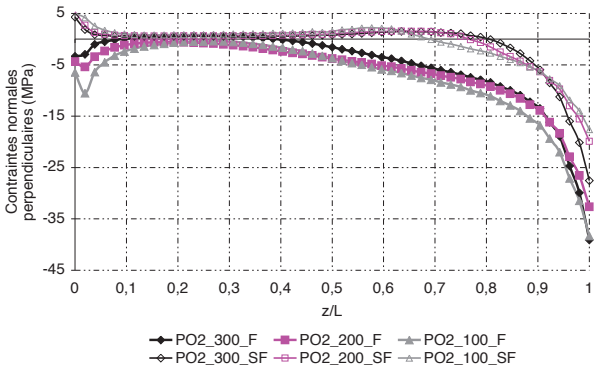


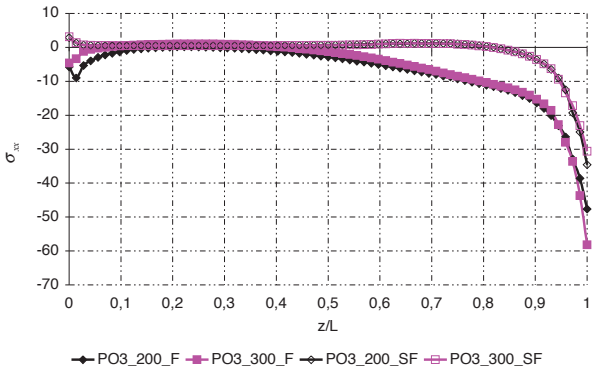
Figure 11.37 – Influence des dimensions du bloc de béton (100, 200 et 300) sur la rigidité élastique (elle est calculée comme étant la pente de la courbe charge déplacement)



(a) $PO1$, pour Fu

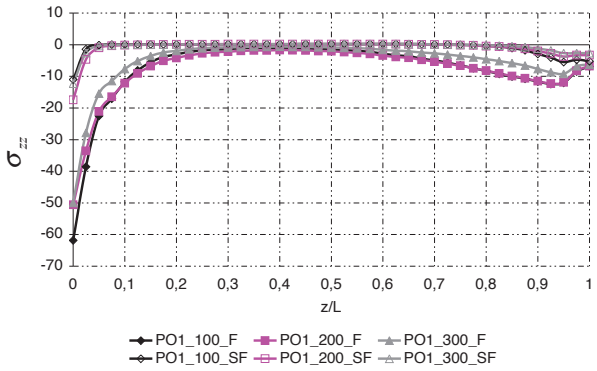


(b) $PO2$, pour 95 % Fu

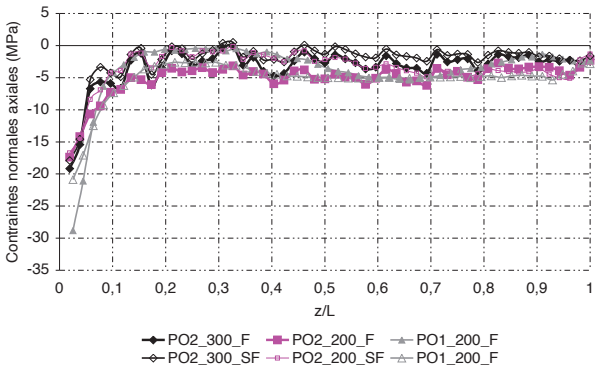


(c) $PO3$, pour Fu

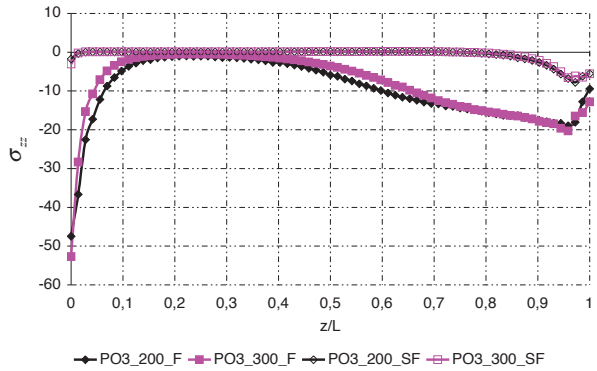
Figure 11.38 – Distribution des contraintes normales perpendiculaires au joint de colle dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage (L représente la longueur de collage et $y = 0$)



(a) $PO1$, pour Fu et $y = 0$

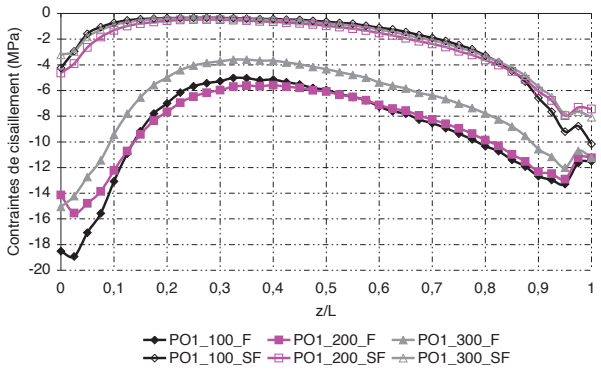


(b) $PO2$, pour 95 % Fu et $y = 50\ mm$

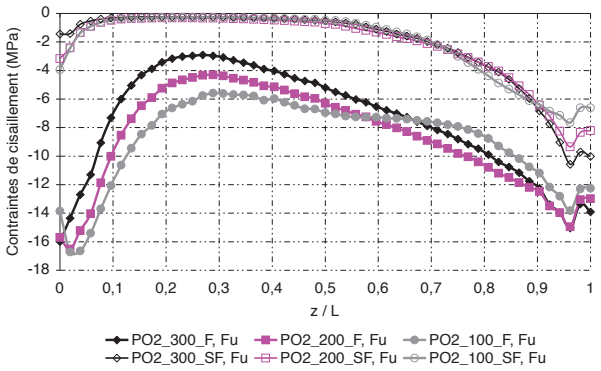


(c) $PO3$, pour Fu et $y = 0$

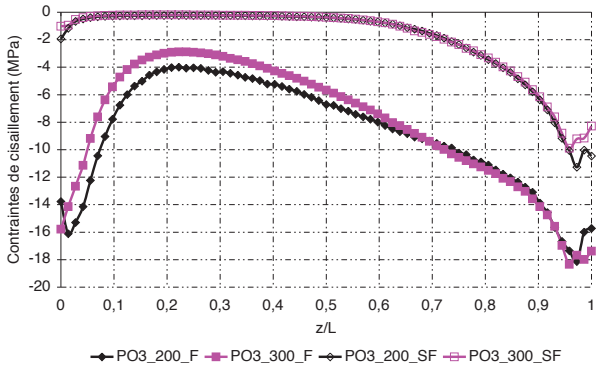
Figure 11.39 – Distribution des contraintes normales axiales dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage (L représente la longueur de collage)



(a) $PO1$, pour Fu



(b) $PO2$, pour Fu



(c) $PO3$, pour Fu

Figure 11.40 – Distribution des contraintes de cisaillement dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage (L représente la longueur de collage et $y = 0$)

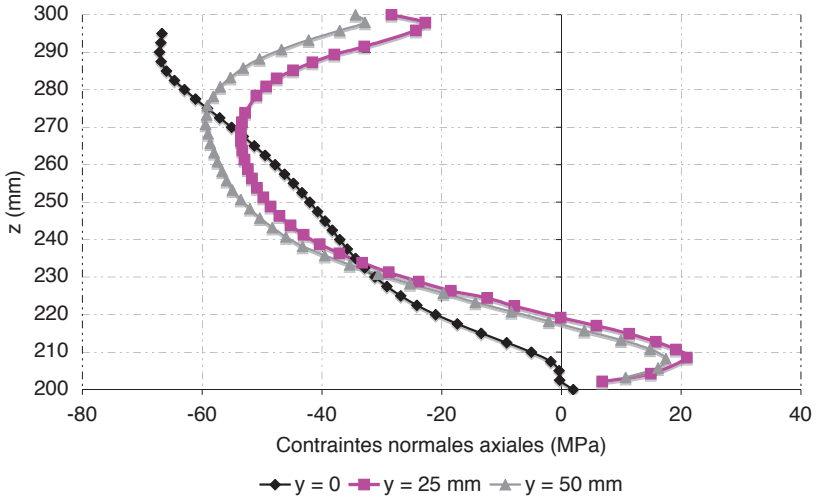


Figure 11.41 – Evolution des contraintes normales axiales (σ_{zz}) dans l'acier pour $x = 108\ mm$, à la charge de ruine pour $PO1_300_F$. (La distribution des contraintes normales dans l'acier pour toutes les autres éprouvettes qui ont été simulées montre qu'elles ne plastifient jamais dans l'acier)

les contraintes normales ne dépassent pas 10 MPa et les contraintes tangentielles valent en moyenne 5 MPa avec des pics pouvant atteindre 20 MPa à l'extrémité inférieure du joint collé. Signalons que ces pics sont situées dans les mêmes régions dans lesquelles nous avons observé des pics de contraintes dans le béton. La transmission des efforts n'est pas homogène à l'interface et cette géométrie induit des effets de bords.
Nous connaissons uniquement le comportement en traction de l'adhésif SIKADUR30 (à l'état massique) utilisé : numériquement les contraintes n'ont pas atteint les limites du matériau. Les caractéristiques en cisaillement de l'adhésif n'ont pas été déterminées expérimentalement. La fiche technique de l'adhésif donne comme valeur limite admissible à 23^oC, 18 MPa. Nous avons vérifié que cette limite n'est jamais atteinte. L'essai push-out est justement censé être un essai de caractérisation d'interface.
Par ailleurs, nous avons constaté que la distribution des contraintes dans le joint collé est à peu près identique quelle que soit l'éprouvette simulée (et les conditions aux limites imposées).
Ainsi le choix d'un comportement élastique linéaire pour le joint de colle est justifiée pour simplifier l'analyse.

11.4.3.3 Le béton

Les résultats précédents ont montré qu'il y avait plastification du béton. Etudions quelle est l'influence des caractéristiques mécaniques du béton sur les résultats numériques.
Les paramètres utilisés pour les simulations sont rappelés dans les tableaux 11.7, 11.8 et 11.9 (page 108).
Il est apparu que le choix du paramètre d'amorçage de l'endommagement ε_{D0} avait une influence non négligeable sur les résultats numériques notamment dans le cas où le frottement entre le béton et le support est empêché. Dans les simulations effectuées, nous avons utilisé $\varepsilon_{D0} = 10^{-4}$. Ce paramètre est défini comme étant le rapport f_t/E_b. Ainsi, la limite en traction du béton a été majorée dans les calculs puisqu'elle devient égale à $3,7$, $3,9\ MPa$ au lieu de 3 MPa environ pour chaque gâchée.
Des simulations numériques complémentaires ont été effectuées afin d'évaluer l'influence de ce paramètre sur les résultats. Pour $PO1_100_SF$ par exemple, lorsque ε_{D0} est correctement défini, il devient égal à $0,8 \cdot 10^{-4}$: la contrainte moyenne à rupture est de ce fait égale à $3,0\ MPa$ ce qui correspond exactement à f_t. Toutes les autres simulations menées dans ce sens ont montré les mêmes résultats. Il apparaît donc que ce paramètre contrôle de façon non négligeable la ruine des éprouvettes. Ces remarques confirment

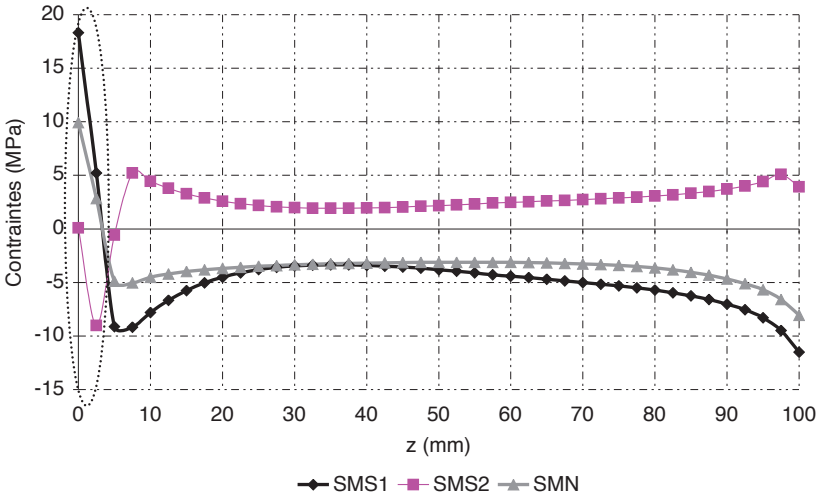


Figure 11.42 – Evolution des contraintes dans le joint de colle, au niveau de l'axe de symétrie, à la charge de ruine pour $PO1_300_F$.

que dans le cas où le frottement est gêné, la contrainte moyenne à rupture est égale à f_t du béton. Par contre, dans le cas F, ce paramètre n'a quasiment pas d'influence sur les résultats (la contrainte moyenne à rupture est inchangée) : lorsque le frottement est possible, nous avons montré précédemment que de la compression favorable se développait proche de l'interface et ε_{D0}, le paramètre responsable de l'apparition de l'endommagement en traction, n'a pas d'influence sur les résultats en compression.

Prendre en compte les non linéarités du béton semble nécessaire afin de prévoir la ruine de telles structures.

11.4.4 Influence des caractéristiques géométriques sur les résultats

11.4.4.1 Principe de l'analyse

Dans l'étude expérimentale présentée dans le chapitre 9, la longueur de collage est un paramètre qui a été étudié. Telle qu'elle a été définie, sa variation induit simultanément la variation de la hauteur libre sous le profilé, paramètre qui peut paraître important. Nous cherchons à étudier l'influence de ce paramètre. Pour cela, nous utilisons l'outil numérique afin d'établir le lien que peut avoir la géométrie sur les résultats. L'analyse effectuée porte sur la géométrie $PO1_200$ pour laquelle nous modifions la position de l'HEB donc du joint de colle. Nous souhaitons vérifier si la hauteur "libre" a un effet sur les résultats, sans changer les dimensions des dallettes (contrairement à ce qui a été fait entre $PO1_200$ et $PO1_100$ par exemple). Dans le cas de $PO1_200$ cette hauteur libre est de 100 mm. Celle-ci est alors modifiée : 50, 25 puis 10 mm. Le dernier terme utilisé dans la dénomination correspond à la valeur de la "hauteur libre" ($PO1_200_50$ par exemple pour une hauteur libre de 50 mm). La géométrie est présentée sur la figure 11.43.

11.4.4.2 Hypothèses de calcul

Nous utilisons les mêmes caractéristiques mécaniques que pour les éprouvettes $PO1$. Les conditions aux limites appliquées au système tiennent compte du frottement (cas F) ou non (cas SF) entre la presse et la dallette. Le maillage est inchangé.

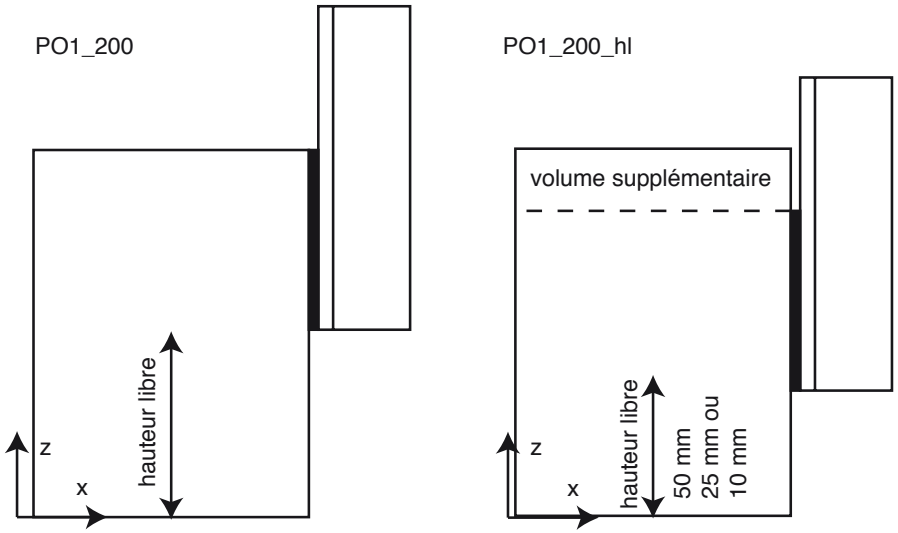


Figure 11.43 – Géométrie des éprouvettes $PO1_200_hl$

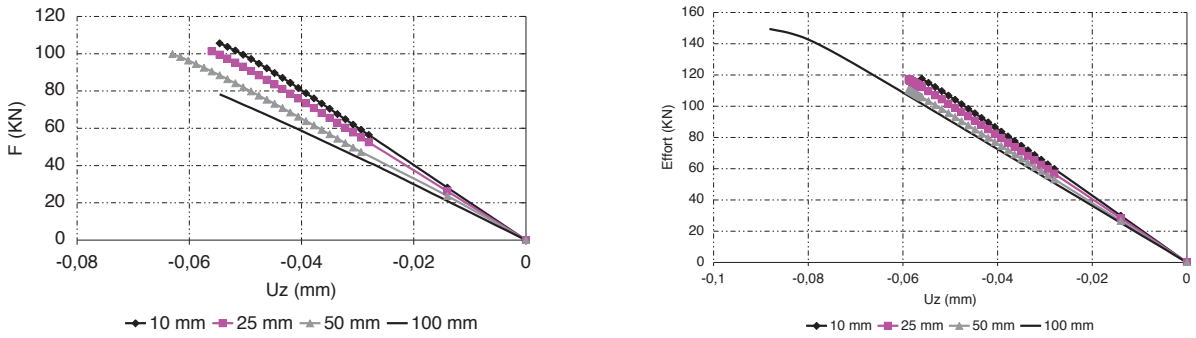
11.4.4.3 Analyse des résultats

Les charges de ruine obtenues sont répertoriées dans le tableau 11.11. On constate que les résultats ne sont pas constants que l'on considère ou pas un frottement possible entre la presse et la surface inférieure de la dallette. Dans le cas où sans frottement (SF), les résultats numériques montrent que moins la hauteur libre est importante, plus la contrainte moyenne à rupture est élevée et tend vers une asymptote. Pour une hauteur libre de 10 mm celle-ci est égale à $5,3$ MPa : cette valeur est très largement supérieure à la contrainte ultime du béton en traction. L'éprouvette est d'autant plus "raide" que le joint de colle est positionné en partie basse (figure 11.44(a)). La figure 11.46 illustre la distribution des contraintes normales axiales, à la ruine, pour toutes les configurations simulées sans frottement. On constate qu'à l'extrémité supérieure du joint de colle, lorsque du béton est encore présent, les contraintes sont très largement positives et très proches de f_t. Durant le chargement, du fait de l'endommagement, il y a alors redistribution des contraintes vers la partie supérieure (sauf pour $PO1_200_SF$ pour laquelle $\sigma_{zz} < 0$). Aussi, la figure 11.47 montre que le processus de ruine dépend de la hauteur libre. Pour des faibles hauteurs, on constate que l'endommagement se développe à la fois en partie inférieure de l'interface (à cause des contraintes normales perpendiculaires) mais aussi en partie supérieure (à cause des contraintes normales axiales). En fait, pour des faibles valeurs de la hauteur libre, σ_{zz} est positif en partie supérieure, ce qui n'est pas le cas pour 100 mm par exemple. La cartographie de la variable d'endommagement aux charges de ruine numériques respectives montre bien ce processus (figure 11.47) : pour des faibles valeurs de la hauteur libre, on constate que l'endommagement se développe à la fois en partie inférieure (comme dans le cas de $PO1_200_SF$ (figure 11.47(d)) mais aussi en partie supérieure : c'est à dire la zone pour laquelle on a observé des contraintes de traction. Le processus de ruine de ces éprouvettes semble donc être différent selon la position du joint de colle.

	cas SF		cas F	
Hauteur libre	Charge (KN)	$\sigma_{xz,m}$ (MPa)	Charge (KN)	$\sigma_{xz,m}$ (MPa)
100 mm	78	$3,9$	156	7.8
50 mm	101	5.1	111	5.6
25 mm	105	$5,3$	117	5.9
10 mm	106	$5,3$	121	6.1

Tableau 11.11 – Charge de ruine et contrainte moyenne à rupture ($\sigma_{xz,m}$) obtenue pour $PO1_200$ en modifiant la hauteur libre

Lorsque le frottement est pris en compte entre le plateau de la presse et la dallette, les charges de ruine obtenues avec des hauteurs libres inférieures à 100 mm sont plus faibles que dans ce dernier cas. Modifier la position du joint de colle a impliqué de rajouter un volume de béton en partie supérieure afin de garantir les mêmes dimensions de dallette, dans lequel conformément à ce qui était attendu il n'est pas observé d'efforts durant la première phase de chargement. Cette assertion est vérifiée pour



(a) SF (b) F

Figure 11.44 – Comportement global : charge déplacement (Uz) pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ en fonction de la hauteur libre

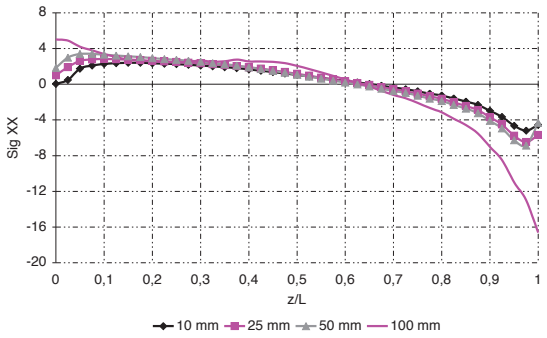


Figure 11.45 – Contraintes normales perpendiculaires dans le béton proche de l'interface pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ en fonction de la hauteur libre, cas sans frottement, à la charge de ruine de $PO1_200$

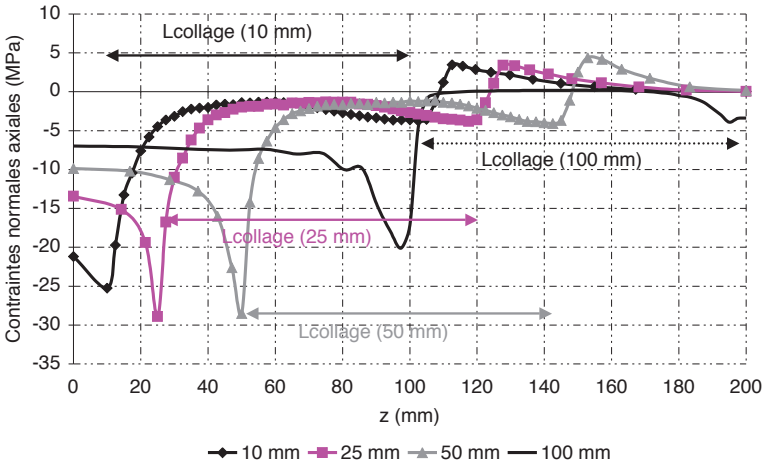
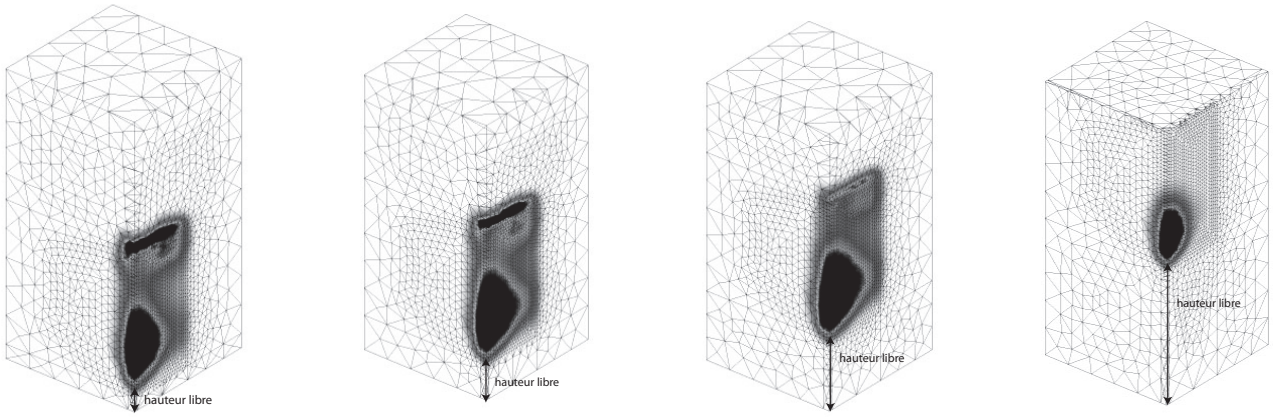


Figure 11.46 – Distribution (aux charges de ruine respectives) des contraintes normales axiales (σ_{zz}, dans le béton proche de l'interface pour $PO1_200_SF_hl$ le long de l'interface (sur l'axe de symétrie)



(a) 10 mm (b) 25 mm (c) 50 mm (d) 100 mm

Figure 11.47 – Cartographie de l'endommagement, à la ruine. Les zones noires sont les zones pour lesquelles D est le plus fort (proche de $0,75$).

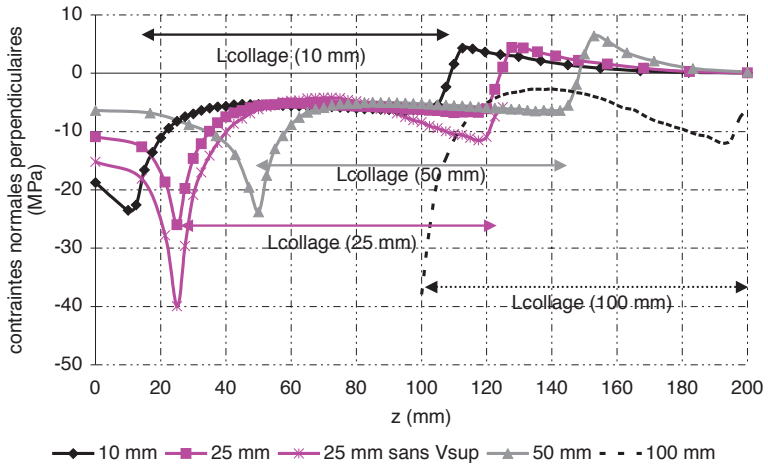
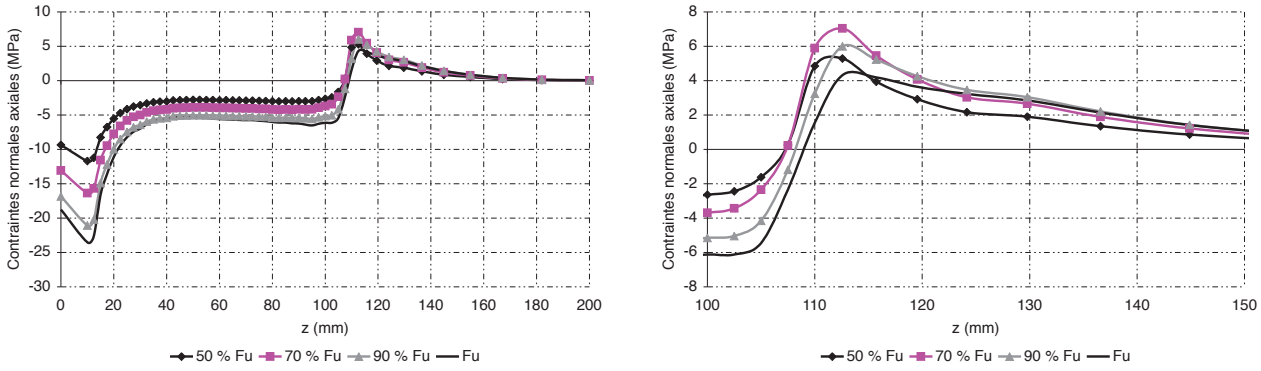


Figure 11.48 – Contraintes normales axiales ($sigma_{zz}$) pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ dans le béton proche de l'interface, en fonction de la hauteur libre, cas avec frottement, à leur charge de ruine

les contraintes normales perpendiculaires (σ_{xx}, voir la courbe 11.50, page 138), pour les contraintes de cisaillement (σ_{xz}) mais pas pour les contraintes normales axiales (σ_{zz}) pour lesquelles on observe de forts pics de traction autour de l'extrémité supérieure (figure 11.48) dans le cas où la hauteur libre est modifiée. Aussi, on remarque que lorsqu'aucun volume supplémentaire au dessus de la partie collée n'est inséré ce phénomène n'est plus observé (cas pour la hauteur libre de 100 mm et pour 25 mm sans modéliser le volume supplémentaire). Aussi, le figure 11.49 montre (pour $PO1_200_10$ mm mais le processus est le même pour les autres éprouvettes avec hauteur libre modifiée) que ces pics sont très forts et même supérieurs à f_t à environ 50 % F_u puis diminuent (du fait de l'endommagement dans cette zone) et se redistribuent dans la partie supérieure du volume. La distribution de σ_{zz} est équivalente à celle obtenue dans l'hypothèse où le frottement est empêché. En revanche, la distribution de σ_{xx} montre qu'aucun pic n'est présent lorsque la hauteur libre a été modifiée et lorsque l'on a rajouté un volume supplémentaire de béton.
L'analyse des contraintes de cisaillement (figure 11.51) montre que dans le cas où le frottement est considéré, la hauteur libre n'a que très peu d'influence. Si il y a un "volume" en partie supérieure alors les contraintes et les pics aux bords sont beaucoup plus élevés. Dans le cas sans frottement (SF) moins la hauteur libre est importante, plus les contraintes sont importantes : ce résultat parait logique dans le sens où la charge à rupture est supérieure pour des faibles valeurs de ce paramètre.



(a) (b) zoom

Figure 11.49 – Distribution, au cours du chargement des contraintes normales axiales (σ_{zz}), dans le béton proche de l'interface pour $PO1_200_10$, cas F

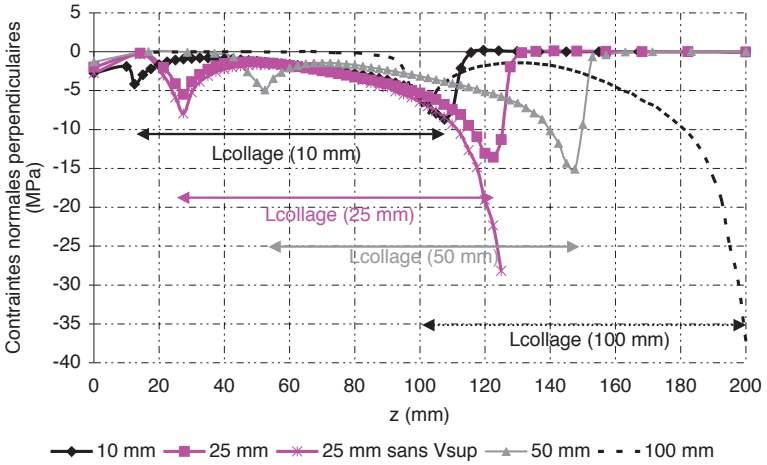
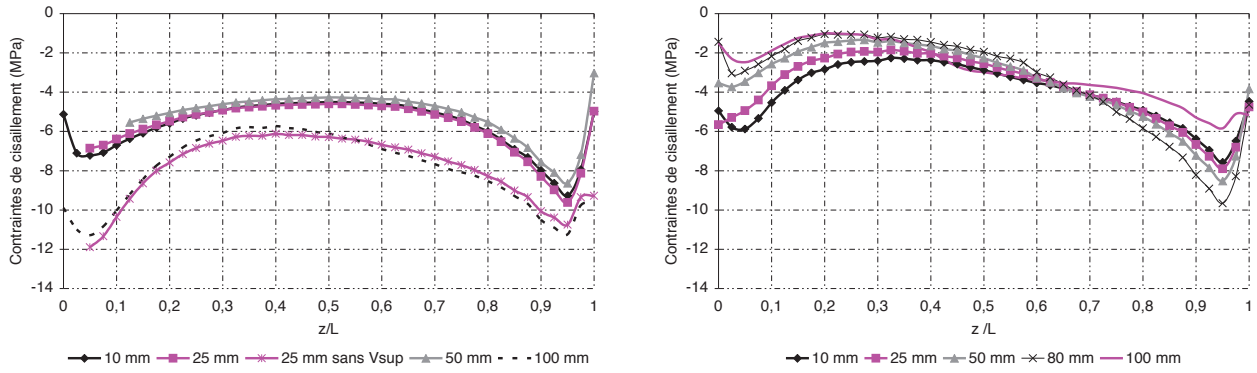


Figure 11.50 – Contraintes normales perpendiculaires dans le béton proche de l'interface, pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ en fonction de la hauteur libre, cas avec frottement, à leur charge de ruine

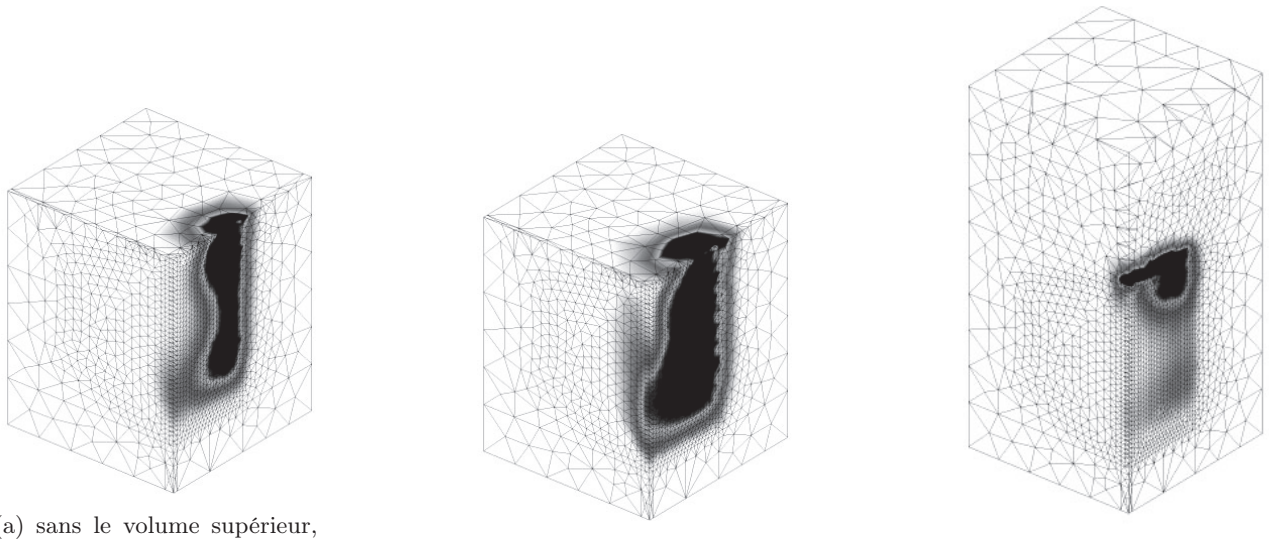


(a) F (b) SF

Figure 11.51 – Distribution des contraintes de cisaillement (σ_{xz}), dans le béton à proximité de l'interface, aux charges de ruine respectives de chaque éprouvette

Le processus de ruine des éprouvettes est donc modifié (11.52) : lorsque la hauteur libre a été modifiée et que l'on a bien rajouté un volume de béton en partie supérieure, la rupture est initiée prématurément du fait de pics de contraintes normales axiales positives à l'extrémité supérieure du joint de colle. La redistribution des contraintes ne se fait pas suffisamment. Dans le cas des éprouvettes donc la hauteur libre est de 100 mm ou celle pour laquelle on a enlevé le volume supérieur (hauteur libre de 25 mm), la ruine est initiée dans cette même zone mais à cause des contraintes normales perpendiculaires positives. Notons que la charge de ruine numérique obtenue pour l'éprouvette avec une hauteur libre de 25 mm dont le volume supérieur a été ôté est égale à 150 KN.

En définitive cette analyse paramétrique a montré que la hauteur libre avait une influence sur le comportement des éprouvettes. Dans le cas où le frottement est empêché entre la presse et la dallette, nous avons vu qu'une faible hauteur libre rendait favorable la charge de ruine : elle dépasse très largement la limite en traction du béton alors que cela devient défavorable lorsque le frottement est possible. Ainsi, plus la hauteur libre est affaiblie, plus l'effet du frottement est négligeable. Il apparaît comme étant primordial de comparer ces résultats numériques avec des résultats issus d'essais : les forts gradients de contraintes observés qui contrôlent la ruine sont-ils révélateurs de la réalité ou uniquement attribuables à des imprécisions d'ordre numérique ?



(a) sans le volume supérieur, à la charge de ruine de $PO1_200_25$, $D_{max} = 0,5$

(b) sans le volume supérieur, $D_{max} = 0,6$

(c) $PO1_200_25_F$, $D_{max} = 0,6$

Figure 11.52 – Endommagement à la ruine pour $PO1_200_25$ avec frottement : 2 cas sont comparés : avec ou sans le volume supérieur de béton permettant d'avoir une hauteur de 200 mm comme pour $PO1_200$, les zones noires correspondent aux zones les plus endommagées

11.5 Simulation numérique d'autres essais issus de la littérature

Nous avons vu (section 8.6, page 67) que d'autres auteurs (Si Larbi et al., 2007) et (Berthet et al., 2011) ont étudié expérimentalement et/ou numériquement le comportement d'éprouvettes push-out acier, béton assemblées par collage. Nous comparons les résultats du modèle numérique utilisé avec les résultats de ces essais.

11.5.1 Les éprouvettes testées par (Si Larbi et al., 2007)

Nous notons ces éprouvettes $PO4_300$.

11.5.1.1 Géométrie et maillage

La géométrie de ces éprouvettes est la même que les éprouvettes que l'on a noté $PO1\ _300$. Le maillage est donc inchangé.

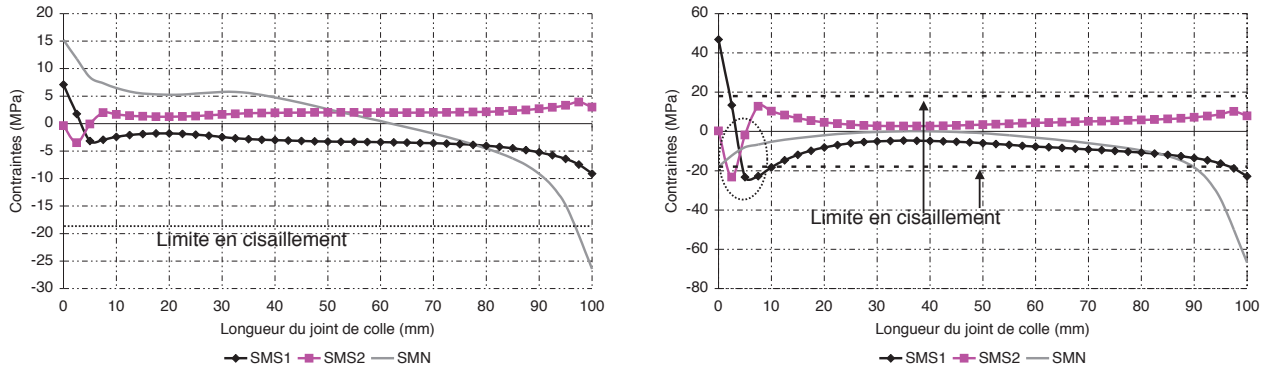
11.5.1.2 Matériaux

Concernant les matériaux utilisés, afin d'améliorer le comportement en cisaillement, les auteurs ont utilisé un béton à hautes performances dont la limite en compression à 28 jours est égale à 67 MPa et en traction, elle est évaluée entre $4,0$ et $5,0$ MPa par des essais de traction par flexion (les essais ont été effectués par (Bouazaoui, 2005)). Les auteurs ont aussi défini le module de Young comme étant égal à 36600 MPa, nous retenons donc cette valeur. Nous devons donc redéfinir les paramètres de la loi de comportement du béton détaillés dans le tableau 11.12. La limite en traction que nous avons retenu pour les calculs est de $4,6$ MPa. Les calculs sont effectués en non local, nous avons défini la longueur caractéristique comme étant égale à 24 mm. Pour l'acier (coupé dans un HEA 100 avec une limite d'élasticité évaluée à 235 MPa), nous utilisons une loi de type élasto-plastique écrouissable. L'adhésif époxy a les mêmes caractéristiques que celles utilisées précédemment.

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
36600	$3,3$	$1,4$	1800	11000	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$13 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,3$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 11.12 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO4$



(a) SF (b) F

Figure 11.53 – Distribution des contraintes tangentielles dans le joint de colle aux charges de ruine numériques dans le cas avec ou sans frottement

11.5.1.3 Conditions aux limites appliquées au système

Comme précédemment, nous ne modélisons qu'un quart de la structure. Aussi, nous imposons un déplacement vertical sur le profilé acier. Nous effectuons deux calculs, un pour lequel le frottement est empêché entre le plateau inférieur de la presse et la dallette de béton (cas SF) : seul le déplacement vertical est bloqué, l'autre calcul tient compte d'un frottement (cas F) : tous les déplacements sont bloqués.

11.5.1.4 Résultats numériques et discussions

Les charges de ruine obtenues dans le cas sans frottement (SF) donnent des résultats plus proches de celles qui ont été mesurées (tableau 11.13). Ces résultats posent toutefois question : pourquoi dans le cas SF alors que $f_t = 4,8\ MPa$ la contrainte moyenne à rupture numérique est supérieure à la limite en traction du béton ? Ce problème n'a pas été rencontré dans le cas des éprouvettes notées $PO1_300$ alors que le maillage est le même : les seules données qui ont changé sont celles relatives au matériau béton. Aussi, pourquoi pour une géométrie qui est identique entre $PO1_300$ et $P04_300$ il n'y aurait pas de frottement dans le dernier cas (comparaison numérique et expérimentale) ? On peut très certainement penser que la nature du béton (rapport e/c) a une influence sur le comportement proche de l'interface. Ces hypothèses ne peuvent pas être reproduites par le modèle numérique.
Remarquons que l'adhésif suit un comportement de type élastique fragile dans ce modèle, cela n'ayant pas été un frein aux modélisations précédentes puisque les limites n'ont jamais été atteintes. Ici, dans le cas F, à la charge de ruine numérique, on a observé que les contraintes tangentielles étaient supérieures aux contraintes admissibles (18 MPa selon la fiche technique de SIKADUR30) données par le constructeur contrairement au cas SF (voir la figure 11.53). Proche des extrémités, elles valent environ 25 MPa. En toute logique, si du frottement avait eu lieu entre la presse et la dallette, c'est le joint de colle qui aurait rompu. Dans la direction normale cela ne pose pas de problème étant donné que le joint de colle est sollicité en compression (limite d'envion 70 MPa).

	Expérimental	Numérique SF	Numérique F
$F_u\ (KN)$	110	110	270
$\sigma_{xz,moy}\ (MPa)$	5,5	5,5	13,5

Tableau 11.13 – Charge de ruine obtenue pour $PO4_300$

Aussi, la comparaison du glissement à l'interface (figure 11.54) entre mesures et calculs donne des résultats satisfaisants. Le calcul éléments finis donne des valeurs de glissement un peu plus importantes que l'expérimental (jusqu'à 40 % proche de la rupture). Toutefois, soulignons que les opérateurs ayant

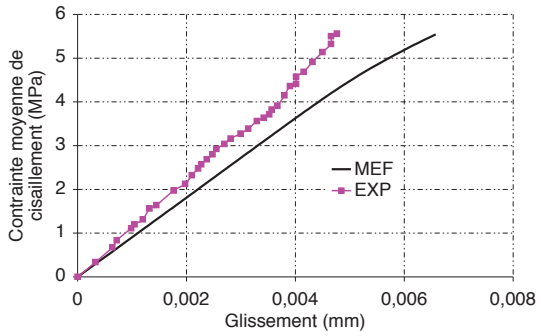


Figure 11.54 – Glissement à l'interface pour $PO4_300$

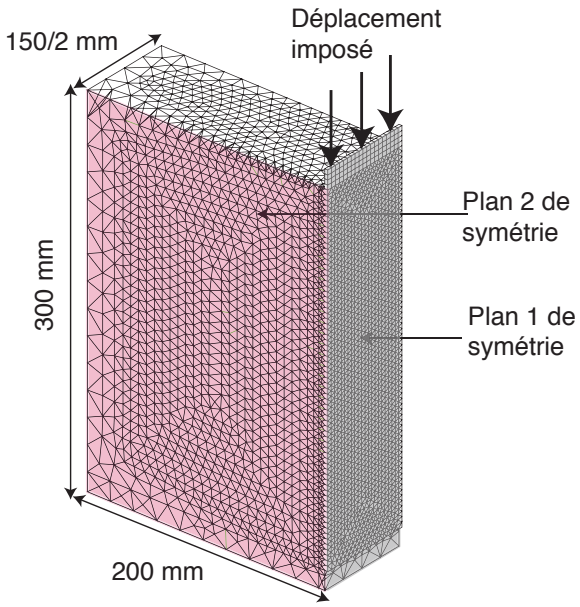


Figure 11.55 – Maillage de l'éprouvette testée expérimentalement par (Berthet et al., 2011)

réalisé l'essai ne sont pas les mêmes mais surtout, le béton utilisé n'est pas le même et nous n'avons pas, à notre disposition de mesures précises des caractéristiques de ce matériau. Aussi, la mesure du "glissement" par des capteurs LVDT est assez délicate et peut expliquer ces écarts.
Aussi, (Si Larbi et al., 2007) ont effectué une analyse par éléments finis sous le logiciel ANSYS dans le domaine élastique. Nous avons vérifié que nous trouvions bien des résultats similaires avec les hypothèses d'élasticité.

11.5.2 Les éprouvettes testées par (Berthet et al., 2011)

Nous notons ces éprouvettes $PO5_300$.

11.5.2.1 Géométrie et maillage

La géométrie de ces éprouvettes est présentée sur la figure 8.4(a), page 63. Le maillage réalisé est constitué d'éléments tétraédrique pour le béton et l'acier et d'éléments d'interface de type $JOI4$ pour l'adhésif et est représenté sur la figure 11.55. Un quart seulement de la structure est modélisé. La chargeest appliquée sur la face supérieure par un déplacement imposé. 2 cas sont envisagés : soit tous les déplacements sont bloqués en sous face des dallettes pour tenir compte du frottement (cas F), soit uniquement le déplacement vertical (U_z) est bloqué (cas SF).

11.5.2.2 Matériaux

Le béton utilisé est un béton à haute performances : les caractéristiques matérielles que nous avons retenues pour le calcul sont données par le tableau 11.14. La limite en compression correspondante (déterminées par des essais sur éprouvettes cylindriques provenant très certainement de la thèse de (Bouazaoui, 2005)) est environ égale à 67 MPa et en traction, elle est de $4,7$ MPa.

E (MPa)	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
36600	$3,3$	$1,4$	1800	11000	$1,3 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$13 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,3$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 11.14 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO5$

La limite élastique serait égale, selon (Berthet et al., 2011), à 260 MPa et une contrainte à rupture égale à 360 MPa avec un module de Young de 210 GPa. Les auteurs n'ont pas précisé si des essais de caractérisation ont été effectués. Ces valeurs posent problème compte tenu des dimensions de la tôle d'acier : elle ne mesure que 5 mm d'épaisseur. L'effort expérimental maximum atteint vaut presque 450 KN. La contrainte équivalente appliquée sur cette surface serait donc proche de 600 MPa ce qui n'est pas cohérent avec les résultats de (Berthet et al., 2011). Nous avons donc dû augmenter la limite de l'acier à 600 MPa afin de ne pas bloquer le calcul.

11.5.2.3 Résultats numériques

Les charges de ruine obtenues par les simulations sont répertoriées dans le tableau 11.15. Elles sont comparées aux valeurs expérimentales. Les valeurs obtenues sont assez proches de celles mesurées. Aussi constatons que pour cette géométrie, le frottement n'a aucune influence sur les résultats. Les charges de ruine numériques sont équivalentes. Nous attribuons ce résultat à la très faible hauteur libre (seulement 15 mm pour une hauteur totale de 300 mm) qui empêche les contraintes de compression de se développer.
Les déformations ont été mesurées au cours du chargement : elles sont comparées aux valeurs numériques[5] (figure 11.56). On observe une bonne concordance. L'acier reste linéaire. Aussi, (Berthet et al., 2011) n'ont pas précisé q'ils avaient effectué de simulations numériques, nous ne pouvons donc faire une comparaison.

	Expérimental	Numérique SF	Numérique F
F_u (kN)	389 à 446	395	396
σ_{xz} (MPa)	$4,6$ à $5,2$	$4,6$	$4,6$

Tableau 11.15 – Charge de ruine obtenue pour $PO5_300$

5. que l'on considère F ou SF, les valeurs des déformations sont inchangées

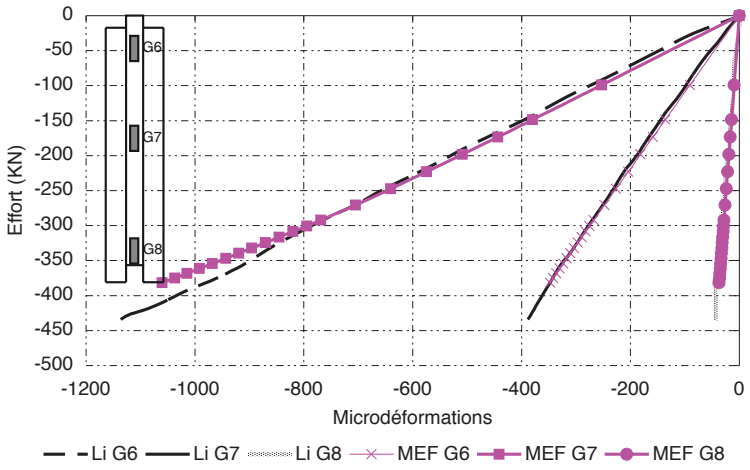


Figure 11.56 – Charge en fonction des déformations dans l'acier. (MEF pour les résultats numériques et Li pour les résultats mesurés par (Berthet et al., 2011))

12

Synthèse de l'analyse des essais de caractérisation de la connexion collée acier-béton

La présente étude portait sur l'analyse et la caractérisation de la connexion collée acier béton. Une courte analyse bibliographique a permis de définir l'essai de poussée, couramment appelé essai push-out, comme étant le plus approprié pour l'application choisie. Il est recommandé par l'EUROCODE 4 dans le cadre de la caractérisation de la connexion par goujons de l'acier et du béton pour des applications structurales et a déjà été utilisé par différents auteurs pour la connexion par collage. Nous avons dans un premier temps retenu des dimensions proches de celles utilisées avec une connexion traditionnelle.
L'analyse expérimentale avait plusieurs objectifs. (Si Larbi et al., 2007) et (Berthet et al., 2011) ont utilisé un béton haute performance afin de se prémunir d'une ruine prématurée dans le béton. Nous avons choisi d'utiliser un béton dit "normal" c'est à dire de type $C25/30$. Nous avons donc souhaité enrichir les résultats de la littérature et étudier l'influence que peuvent avoir les dimensions du joint de colle et la géométrie des dallettes sur les faciès de ruine. Les principales conclusions que l'on peut en tirer sont les suivantes :

- La ruine a toujours été cohésive dans le béton dans une zone proche de l'adhésif, par cisaillement.
- Chaque série comportait trois éprouvettes identiques et les résultats présentent un écart type parfois important. Pour de futures études, il conviendrait d'expérimenter un plus grand nombre d'échantillons.
- Les contraintes moyennes à rupture obtenues sur les éprouvettes notées 300 sont très supérieures à la limite en traction du béton et augmentent avec la longueur de collage. Nous avons expliqué cela par un effet de bielle dans le béton.
- Pour des dimensions de dallette plus faibles, la rupture a généralement eu lieu pour des contraintes moyennes de cisaillement proches voire plus faibles que la limite en traction du béton. Les dimensions des dallettes de béton ont un effet sur la résistance des éprouvettes. On peut aussi se demander pourquoi avec des éprouvettes de 300 on observe un effet favorable du frottement qui n'aurait pas lieu lorsque celle-ci diminue.

L'analyse numérique a été effectuée avec la méthode des éléments finis en trois dimensions et en tenant compte du comportement non linéaire du béton et de l'acier. Nous avons respectivement utilisé une loi d'endommagement plasticité et une loi élasto-plastique avec écrouissage cinématique. Les principales conclusions sont les suivantes :

- La comparaison des essais et des calculs a montré une assez bonne concordance entre les déformations et le glissement.
- Deux configurations ont, à chaque fois été envisagées : soit tous les déplacements entre le bloc de béton et le support de chargement sont bloqués : effet de frottement, soit uniquement la direction z est bloquée : le frottement devient empêché. Les résultats confirment l'hypothèse énoncée dans la partie expérimentale : un effet favorable de frottement aboutit à une contrainte moyenne à rupture largement supérieure (environ 2 fois) à la limite en traction du béton qui augmente avec la longueur de collage. La ruine est, dans ce cas, amorcée dans la partie supérieure du joint de colle et à l'extrémité de l'axe de symétrie pour des fortes valeurs de contraintes axiales en traction dans le béton. Dans le cas inverse, la rupture a eu lieu pour une valeur très proche de la contrainte ultime en traction du béton et est amorcée dans la partie inférieure du joint de colle, au niveau de l'axe de symétrie. Le frottement a donc une influence sur le mode de ruine de ces éprouvettes : dans le cas où il est empêché, ce sont les caractéristiques en traction du béton qui contrôlent la rupture alors que lorsqu'il est autorisé, ce sont à la fois la résistance en traction et en compression du béton.
- Les simulations ont montré que la longueur de collage (dans le cas où le frottement est pris en compte) et la hauteur libre ont une influence sur les résultats. Augmenter la longueur de collage permet d'augmenter la contrainte ultime, cela est en partie dû à une effet de plus en plus favorable du frottement en pied de dallette. Plus la hauteur libre est faible, moins les effets du frottement ont une influence sur le comportement global des push-out. Néanmoins, ces résultats (influence de la hauteur libre) doivent être confrontés à des résultats d'essais.

Résumons toutefois, les principales perspectives et limites de ce travail :

- D'autres essais doivent être effectués sur les essais Push-out. Les principaux porteront sur l'analyse de l'influence de la rectification des éprouvettes sur leur comportement afin de vérifier si on peut maîtriser le frottement entre la presse et la dallette. Doit être vérifiée la pertinence des résultats numériques sur l'influence de la hauteur libre. Pour toutes les analyses expérimentales qui seront menées, au moins 5 éprouvettes doivent être testées afin d'améliorer la régularité des résultats.

- L'objectif initial de cette étude était de caractériser la connexion collée acier-béton. Finalement, l'analyse numérique et expérimentale a montré que, dans l'état, l'essai Push-Out ne pouvait être utilisé du fait de la dépendance des résultats à de nombreux paramètres (dimensions des dallettes, de la longueur de collage, effet du frottement ...). Actuellement, les essais Push-Out ne peuvent servir, dans le cas d'une liaison collée, qu'à la confrontation de deux systèmes de connexion (par exemple, pour la comparaison de plusieurs adhésifs). Compte tenu des résultats obtenus, ils devront être réalisés selon le même procédé, avec les mêmes conditions aux limites et sur une géométrie strictement identique.
- D'autres essais de caractérisation doivent dont être évalués afin de répondre à l'objectif initial. De manière à solliciter le joint de colle en cisaillement pur, l'essai double recouvrement semble être intéressant. Une solution doit donc être proposée afin de limiter les problèmes possibles de fissuration au niveau des dallettes de béton. Aussi, un autre essai, très proche de l'analyse structurale qui est faite ci-après consisterait à effectuer des "beam-test". Ces solutions proposées, avant d'être testées expérimentalement doivent être simulées, afin de vérifier quel serait le dimensionnement le plus approprié et de déterminer les facteurs limitants.

Quatrième partie

Les éléments de structure multimatériaux fléchis

13

Introduction

Après avoir étudié le comportement instantané jusqu'à la ruine d'essais de caractérisation de la connexion collée acier-béton, nous nous intéressons ici au cas des poutres multimatériaux en flexion trois points. Dans un premier temps, le travail est restreint au cas des poutres acier-béton.
Pour cela la démarche est la suivante :

- Le premier chapitre sera consacré à l'analyse expérimentale de ces poutres mixtes acier-béton. Quelles données possède t-on dans la littérature ? Nous essaierons de les classer de la façon la plus pertinente possible. Aussi, nous présentons les résultats issus d'essais réalisés au laboratoire.

  Une grande partie de ce travail est consacrée à la modélisation de ces poutres. L'objectif est de mettre en oeuvre un/des modèle(s) fiable(s) capables de prédire la ruine de telles structures et de mieux comprendre leur comportement.
- Le second chapitre sera consacré à la modélisation dite en variables généralisées des poutres mixtes dans lequel nous rappellerons le cadre théorique puis présenterons la confrontation expérimentale-modélisation des résultats obtenus.
- Le troisième chapitre portera sur l'analyse numérique de ces mêmes poutres en variables locales par la méthode des éléments finis.
- Nous confronterons les résultats issus des deux modèles utilisés et discuterons du/des intérêts apportés par chacune des méthodes envisagées.
- Après avoir validé les modèles numériques mis en oeuvre, nous souhaitons utiliser l'outil afin d'approfondir les connaissances existantes et surtout d'envisager un dimensionnement fiable de ces structures mixtes pour empêcher une ruine dans l'adhésif, en cisaillement dans le béton et de développer de la ductilité dans la poutre.

14

Analyse expérimentale

Sommaire

14.1 Etat de l'art des essais sur poutres mixtes assemblées par collage 154
14.1.1 Les essais sur poutres mixtes acier-béton collées 154
14.2 Campagne expérimentale réalisée 159
14.2.1 Corps d'épreuve réalisé 159
14.2.2 Dispositif expérimental 159
14.2.3 Résultats expérimentaux 161
14.2.4 Synthèse 161

14.1 Etat de l'art des essais sur poutres mixtes assemblées par collage

La littérature est assez vaste concernant les essais sur poutres mixtes assemblées par connecteurs mécaniques. Le constat n'est pas le même lorsqu'il s'agit de poutres mixtes collées. Dans cette partie nous exposons les résultats de recherche portant sur ce dernier procédé. Ils sont articulés chronologiquement et en fonction du procédé de fabrication, des mesures qui y sont faites (point très important pour la partie modélisation) et du mode de ruine.

14.1.1 Les essais sur poutres mixtes acier-béton collées

14.1.1.1 Premiers essais effectués

Dans la première partie, nous avions rappelé que les premières études sur les poutres mixtes acier-béton connectées par collage remontent aux années 1960 ((Miklofsky et al., 1962), (Krieg and Enderbrock, 1963), (Krieg and Enderbrock, 1966), (Hick and Baar, 1972) et (Hertig and Perret, 1973)) et plus récemment à la thèse de (Bouazaoui, 2005). Elles ont essentiellement montré que le processus de mise en oeuvre (traitements de surface, préfabrication, caractéristiques du béton et type d'adhésif) avait une influence non négligeable sur le comportement et la ruine de telles structures.

Nous n'utiliserons pas tous ces résultats expérimentaux pour les modélisations du fait du manque de données. Les résultats présentés ci-dessous seront par ailleurs exploités numériquement.

14.1.1.2 Les essais effectués par (Jurkiewiez et al., 2011)

Les deux poutres (notées $AB1$ et $AB2$) présentées ici (figure 14.1) ont une portée égale à 4 m et sont testées en flexion trois points. La dalle de béton est préfabriquée (constituées de 4 blocs de 875 mm) et a une section de $300 * 100$ mm^2. Le matériau utilisé est un béton normal de type $C25/30$ dont les caractéristiques mécaniques ont été obtenues expérimentalement sur des éprouvettes cylindriques ($\Phi 16 * 32$), à 28 jours. La limite en compression est égale à 39 ± 3 MPa et en traction à 2.7 ± 0.5 MPa. Les poutrelles acier ont été découpées dans un IPE 220 de type $S275$. L'adhésif est un époxy de type SIKADUR30. L'épaisseur considérée est de 3 mm (elle a été contrôlée au moyen de petits blocs d'acier positionnés sur la partie supérieure de la poutrelle) et la largeur de collage pour celle notée $AB1$ est de 110 mm. Pour la seconde poutre (notée $AB2$) la largeur de collage a été augmentée (à 300 mm), pour cela, une plaque d'acier de type $S220$ et d'épaisseur 8 mm a été rajoutée par soudage entre l'IPE et le joint de colle.
Les surfaces ont été préalablement préparées à savoir sablage du béton après 28 jours et traitement de la surface supérieure de la poutrelle acier par sablage et application d'un primaire d'adhésion.
Outre la force appliquée, les déformations en section centrale et en section notée sud (à 880 mm de la mi portée) ont été mesurées (figure 14.2). Le comportement global est aussi approché grâce à la mesure du déplacement en section centrale.

Dans le cas de la poutre $AB1$, la rupture a eu lieu pour une charge d'environ 176 KN par cisaillement dans le béton autour de la section centrale, proche de l'interface (figure 14.3). L'acier et le béton ont plastifié dans cette zone. Concernant la poutre $AB2$, la rupture a eu lieu à 190 KN par rotule plastique et écrasement du béton en partie supérieure de la section centrale.

14.1.1.3 Les essais effectués par (Jurkiewiez et al., 2008)

Dans le cas de cette poutre que l'on notera $AB3$, la portée est de 2 m, elle est testée en flexion 3 points. Afin d'améliorer les performances de la connexion, le béton utilisé est un béton fibré ultra hautes performances dont la limite en compression a été évaluée comme étant égale à 196 MPa (sur 3 éprouvettes $4 \cdot 4 \cdot 16$). Elle a été préfabriquée en un seul bloc et est dépourvue d'armatures passives. La poutrelle acier est de nuance $S275$ et la plaque d'acier est de nuance $S235$. Les surfaces ont été préalablement traitées comme pour $AB1$ et $AB2$. Le collage de la dallette avec le profilé a eu lieu 1 semaine avant le début de l'essai. La ruine est apparue avec un développement significatif de ductilité pour une charge de 54 KN par une rotule plastique en section centrale par écrasement du béton initiée par une plastification du profilé métallique autour de la section centrale (figure 14.5).
La force, le déplacement et les déformations en section centrale ont été mesurées durant cet essai.

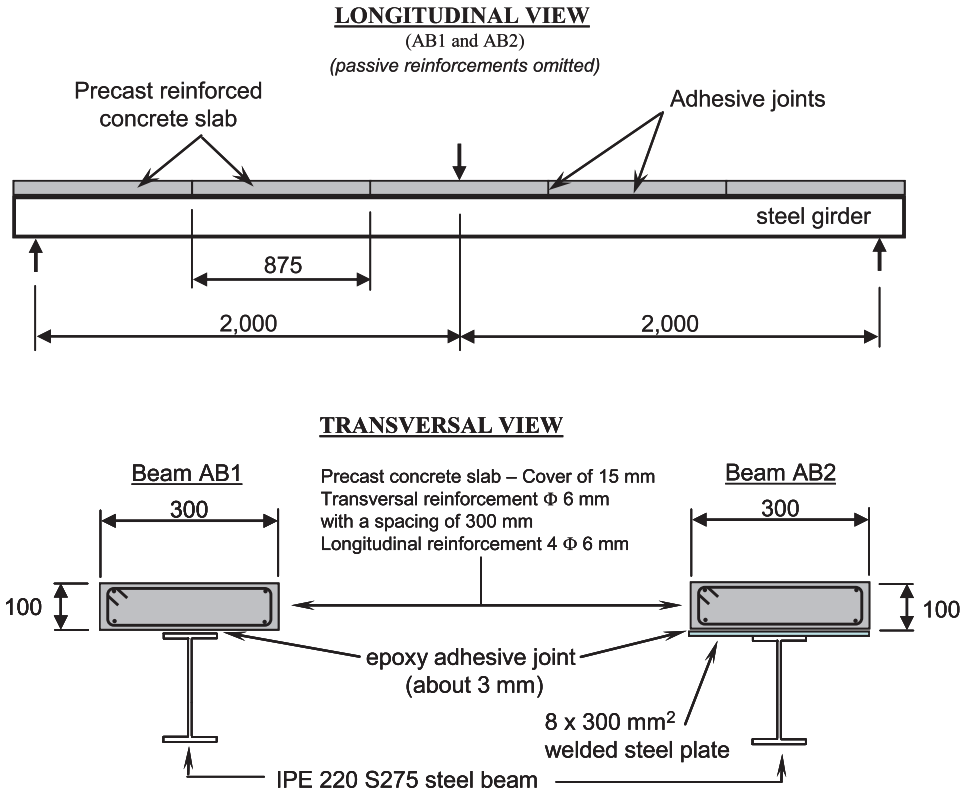


Figure 14.1 – Géométrie des poutres testées par (Jurkiewiez et al., 2011)

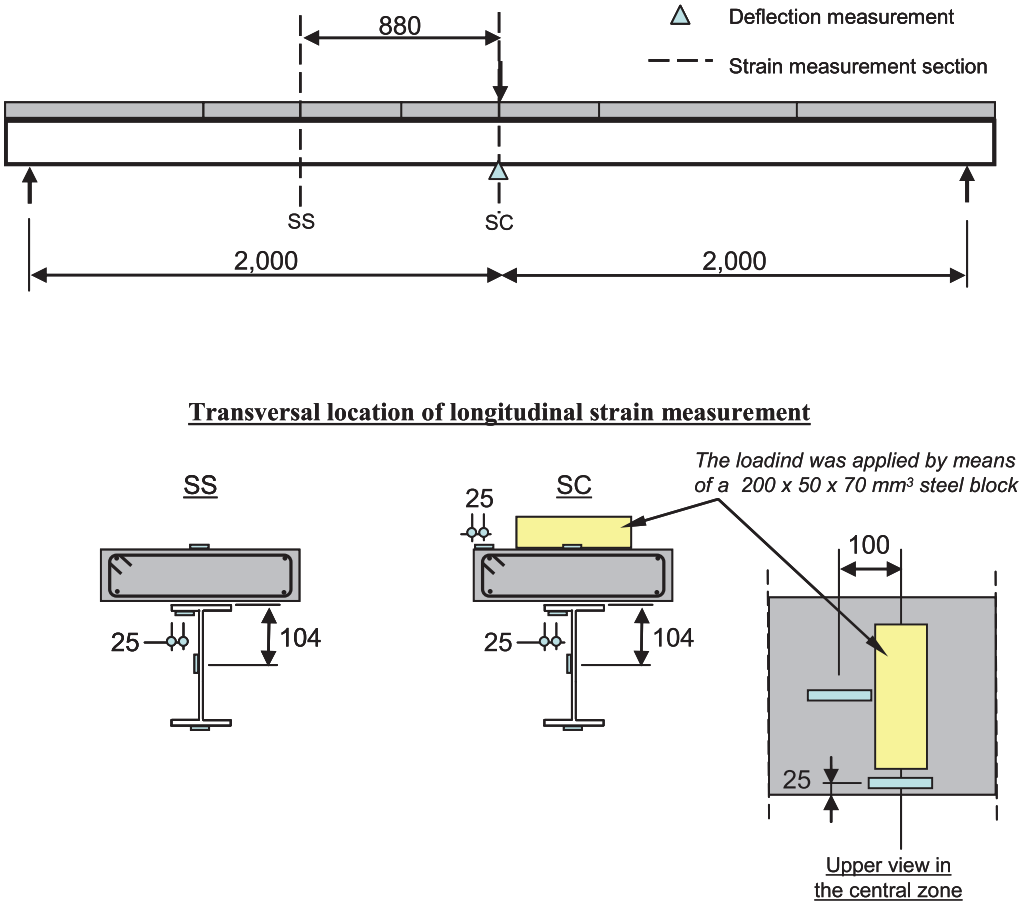


Figure 14.2 – Mesures effectuées sur les poutres $AB1$ et $AB2$ issues de (Jurkiewiez et al., 2011)

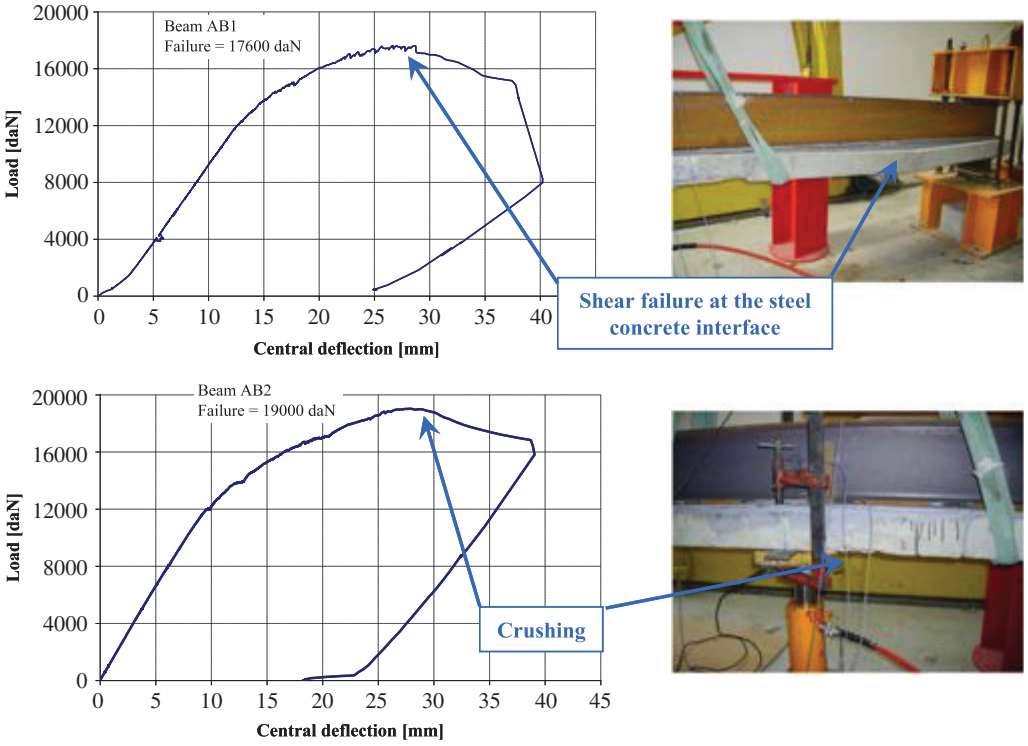


Figure 14.3 – Rupture des poutres $AB1$ et $AB2$ issues de (Jurkiewiez et al., 2011)

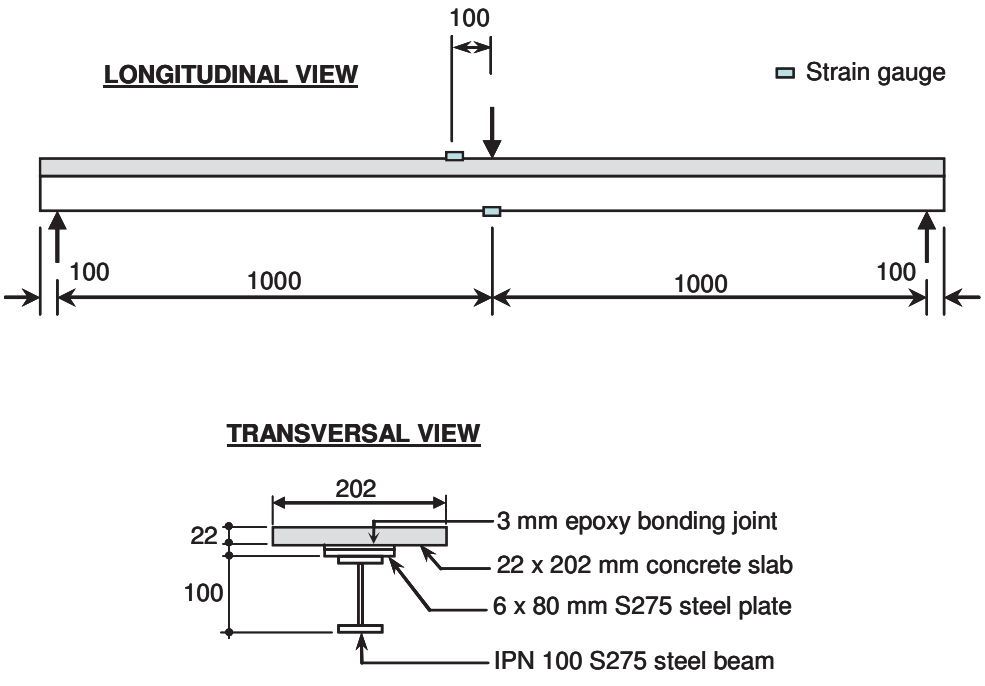
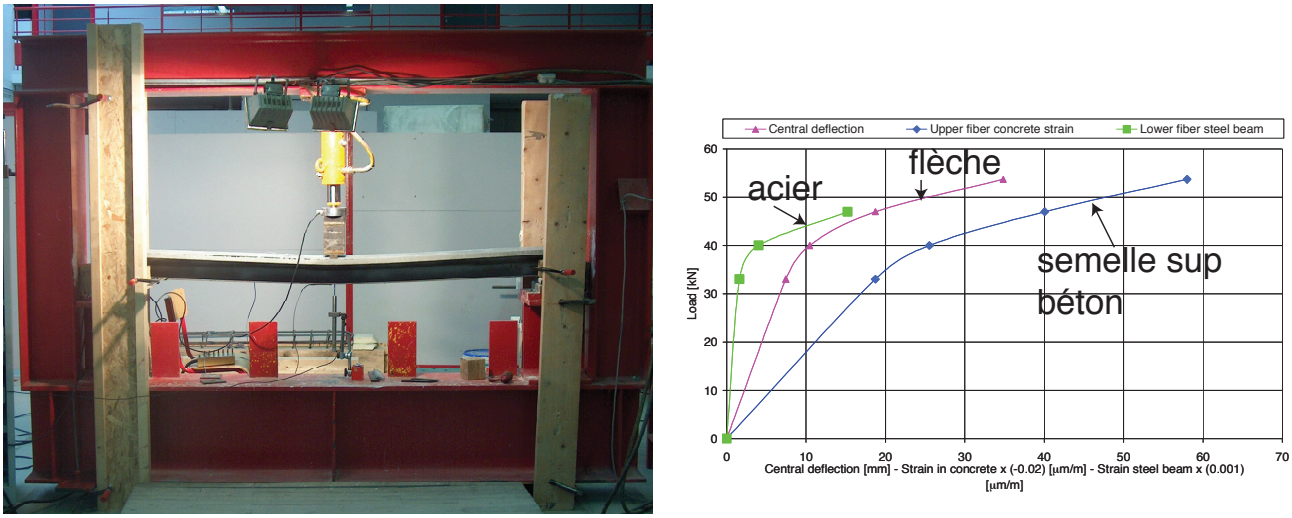


Figure 14.4 – Géométrie de la poutre testée par (Jurkiewiez et al., 2008) et notée $AB3$



(a) Rupture par rotule plastique

(b) Résultats expérimentaux

Figure 14.5 – Rupture de la poutre $AB3$, issu de (Jurkiewiez et al., 2008)

14.1.1.4 Les essais effectués par (Bouazaoui et al., 2008)

Cette poutre (figure 14.6) sera notée $AB4$. Les auteurs ont utilisé un béton hautes performances (renforcé d'armatures : 12 Φ12 dans la direction longitudinale, Φ10 dans la direction transversale) dont les caractéristiques matérielles ont été déterminées à 28 jours et le jour des essais par des essais de compression directe et de fendage ($f_c = 67\ MPa$ et $f_c = 78\ MPa$ et $f_t = 5,1\ MPa$ et un module tangent d'environ 36600 MPa). La dalle de béton est préfabriquée en cinq blocs identiques de 1800 mm de longueur assemblées par une colle époxy. $AB4$ mesure 8.5 m. La poutrelle acier est un PRS dont la hauteur est de 420 mm et la nuance S355. Sa limite d'élasticité (donnée par les auteurs) est de 480 MPa et sa contrainte à rupture de 570 MPa. L'adhésif époxy utilisé est de type SIKADUR30. Les surfaces ont préalablement été préparées de la même manière que précédemment. La rupture a eu lieu de façon brutale au niveau de l'adhésif (figure 14.7(a)) ce qui a causé une division de la dalle de béton en 4 pièces.
La force, le déplacement vertical et les déformations en section centrale et en différentes sections ont été mesurées.

14.1.1.5 Bilan

Les différents essais présentés ici montrent que :
- la mixité est assurée pour toutes les poutres : les traitements de surface et le collage époxy sont donc adaptés
- suivant le type de béton utilisé, les dimensions du joint de colle, les caractéristiques de la poutrelle, la rupture a lieu par épuisement du béton en section centrale, soit en fibre inférieure (cisaillement) proche de l'interface soit en fibre supérieure (rotule plastique)

Dans ces différents essais, la dalle est soit d'un seul morceau (AB3) ce qui ne correspond pas à ce que l'on peut trouver dans le cas d'un pont, soit préfabriquée sur toute son épaisseur ce qui est plus réaliste. Toutefois, dans la construction, on peut également rencontrer le cas d'utilisation de prédalles réalisées en usine associées à une dalle de compression bétonnée sur chantier. Nous avons donc souhaité compléter les données expérimentales existantes par ce cas de figure qui est l'objet du paragraphe suivant.

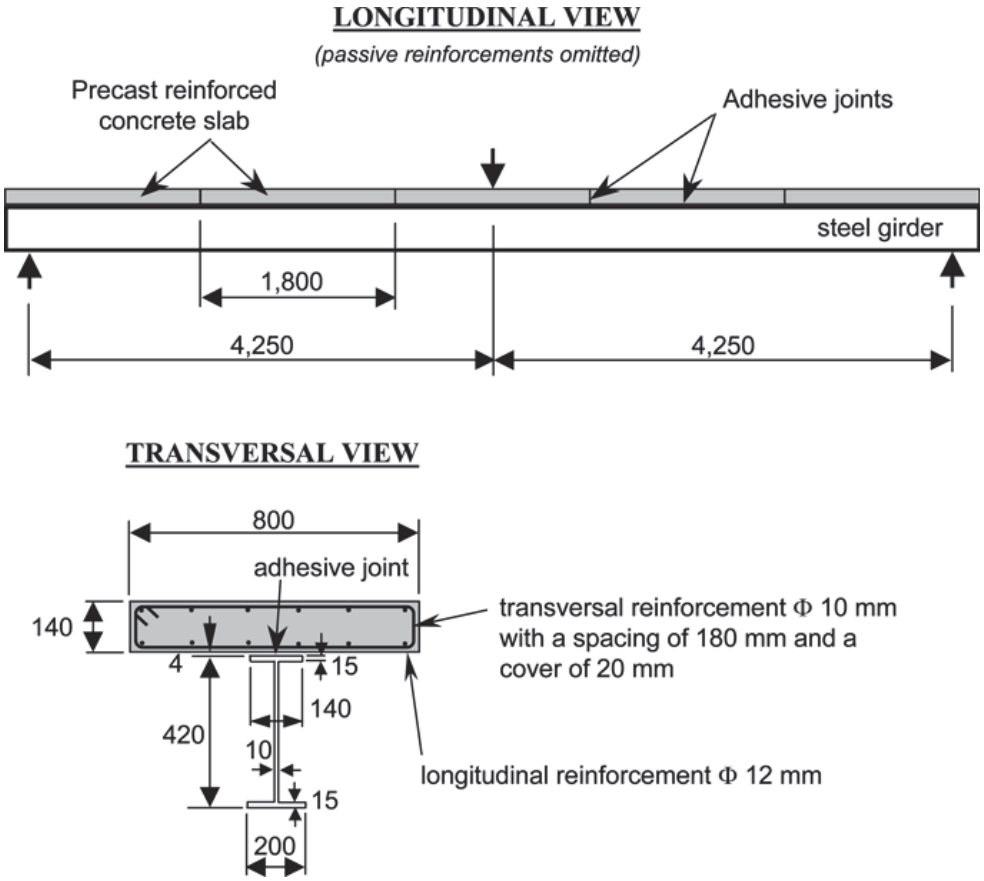
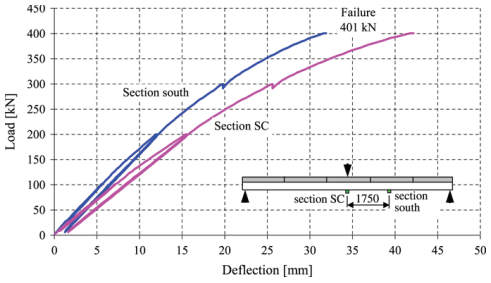


Figure 14.6 – Géométrie de la poutre testée par (Bouazaoui et al., 2008) et notée $AB4$



(a) Rupture à l'interface adhésif acier



(b) Comportement global

Figure 14.7 – Rupture de la poutre $AB4$, issu de (Bouazaoui et al., 2008)

14.2 Campagne expérimentale réalisée

14.2.1 Corps d'épreuve réalisé

14.2.1.1 Géométrie

La poutre que l'on notera $AB5$ est constituée d'un profilé acier IPE 160, de type $S275$ et de 5 prédalles en béton de 875 mm de longueur. La portée de la poutre mixte est de 4 m. L'acier et le béton sont assemblés par un joint époxy de faible épaisseur (non mesurée mais estimée à un milimètre). La géométrie de cette poutre est représentée sur les figures 14.8 et 14.9. La prédalle est armée en partie tendue d'un treillis de type $ST35$ (3 armatures transversales et 4 longitudinales) positionné à 15 mm du bas de la dalle, dont le diamètre est de 7 mm soit une section totale de $1,54\ cm^2$. La caractérisation des matériaux constitutifs a fait l'objet de la partie II. Pour le béton, les caractéristiques mesurées sont données aux pages 23 et 26, pour l'acier à la page 40 et l'adhésif à la page 50.

14.2.1.2 Mise en oeuvre

La préparation d'une telle poutre a nécessité plusieurs étapes (représentée sur la figure 14.10) :
- Après avoir réalisé les coffrages et incorporé les treillis soudés, les 5 prédalles de 875 mm de longueur (et les 6 éprouvettes cylindriques pour la caractérisation du matériau) ont été coulées simultanément (volume inférieur). Le décoffrage a eu lieu trois jours après.
- Les surfaces ont été préparées : sablage des prédalles et le profilé métallique a été sablé et enduit de primaire d'adhésion. Le dispositif de préparation de surfaces utlisé est le même que celui réalisé pour les essais d'assemblage.
- Une couche de colle a été appliquée sur chacune des faces à encoller : la partie sablée de la prédalle et le profilé métallique. L'encollage a alors eu lieu avec serrage (au moyen de serres joints et de tiges métalliques) afin d'assurer qu'il y ait bien de la colle sur toute la surface de contact et de minimiser au maximum son épaisseur.
- Toutes les prédalles ont été collées entre elles bout à bout.
- Le bétonnage de la dalle de compression (volume supérieur) a été réalisé en une seule fois sans incorporation d'armatures, le but n'étant pas d'augmenter les performances de la poutre mais d'étudier le comportement réel.

14.2.2 Dispositif expérimental

14.2.2.1 Bâti et machine d'essai

La poutre est testée en flexion trois points centrée. L'essai a été effectué sur un bâti de flexion pouvant supporter une charge de 20 *tonnes*. Le chargement est appliqué via un vérin hydraulique. Trois cycles de charge décharge ont été appliqués : à 10 kN, 20 kN puis à 30 kN. Ensuite, la poutre a été chargée jusqu'à la ruine.

14.2.2.2 Instrumentation

Outre la force imposée à mi portée, le déplacement vertical en section centrale a été mesuré. Aussi, des jauges de déformation ont été positionnées en fibre supérieure de la dalle et sur le profilé à plusieurs positions de la poutre, comme le montre la figure 14.11. En section centrale, deux jauges (notées $J4$ et $J5$ sur le schéma) ont été positionnées sur le treillis soudé. En section notée nord (SN) la jauge $J10$ donne la mesure de la déformation sur le treillis.

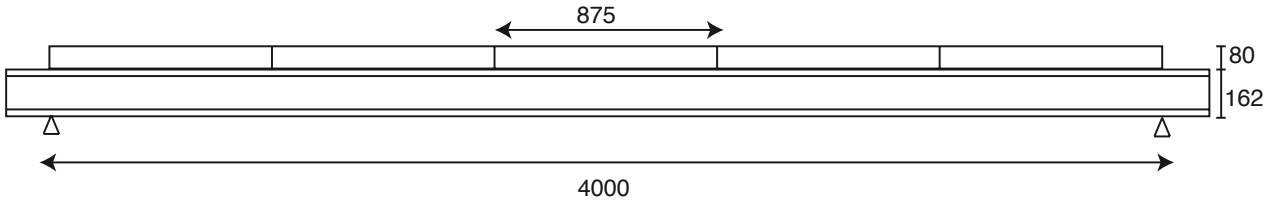


Figure 14.8 – Vue longitudinale de la poutre mixte $AB5$ (dimensions en mm)

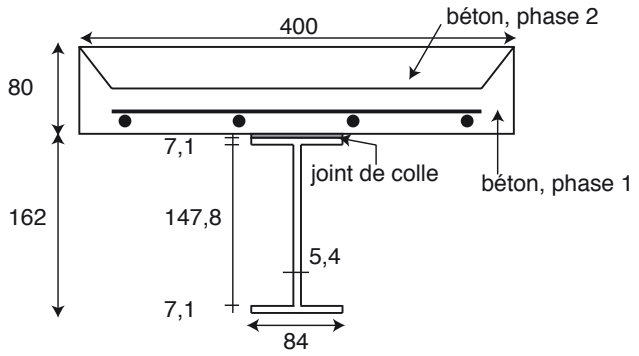
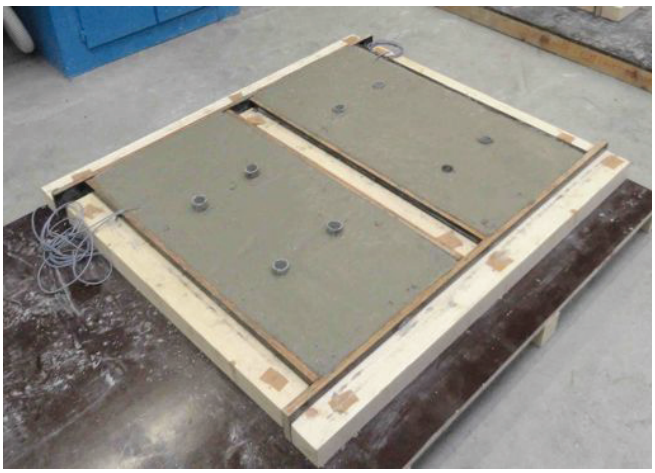


Figure 14.9 – Section de la poutre mixte $AB5$ (dimensions en mm)



(a) Coffrages réalisés avec positionnement des armatures



(b) Bétonnage des prédalles



(c) Collage des prédalles au profilé



(d) Bétonnage de la dalle de compression

Figure 14.10 – Préparation de la poutre $AB5$

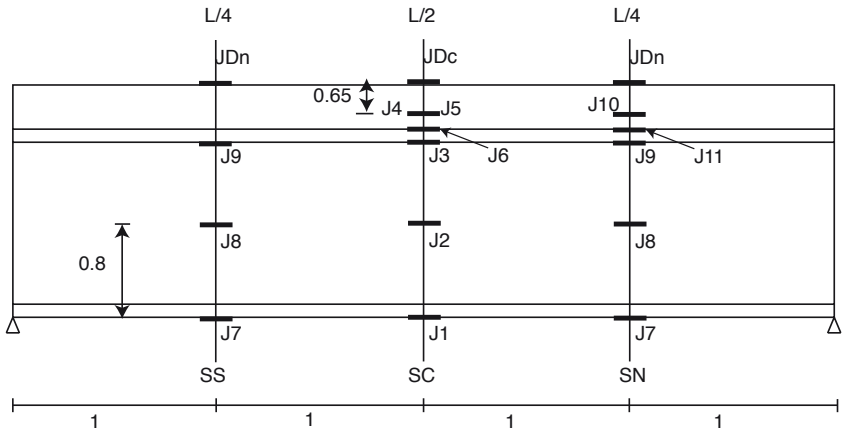
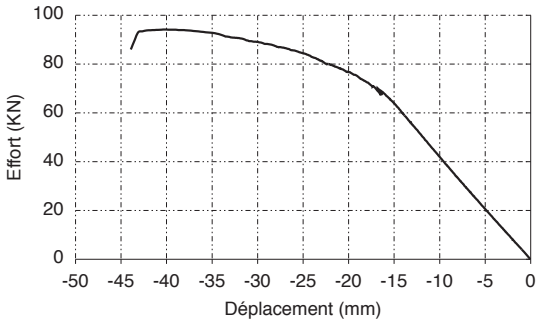
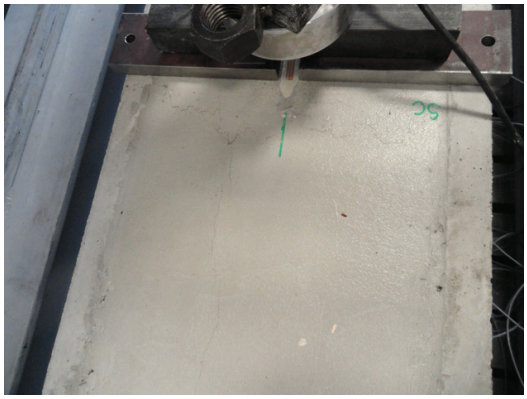


Figure 14.11 – Position des jauges de déformation pour la poutre $AB5$, les dimensions sont données en mètres



(a) Comportement global à mi portée



(b) Rupture par rotule plastique autour de la section centrale

Figure 14.12 – Résultats globaux pour $AB5$

14.2.3 Résultats expérimentaux

La poutre a rompu pour une charge de ruine d'environ 93 kN (figure 14.12(a)). Il y a eu plastification des aciers autour de la section centrale, en partie inférieure et une dégradation du béton en compression au niveau de la zone d'appuis conduisant à une rotule plastique (figure 14.12(b)). Quasiment simultanément, il a été observé un décollement de deux prédalles entre elles.

Les mesures effectuées aux jauges seront données lors de la confrontation des résultats expérimentaux aux modèles.

14.2.4 Synthèse

L'étude expérimentale d'une poutre acier - béton de type $C25/30$ collée a permis de confirmer que le collage époxy, l'usage de la préfabrication des différentes formes et des traitements de surface appropriés permettait d'assurer une mixité entre les éléments constitutifs. Aussi, la ruine par écrasement du béton en fibre supérieure autour de la section centrale est possible avec un béton "normal" dès l'instant où la surface de collage est correctement dimensionnée.

15

Modélisation en variables généralisées de poutres multimatériaux

Sommaire

15.1 Aspects théoriques 164
15.1.1 Hypothèses de calcul 164
15.1.2 Maillage 164
15.1.3 Comportement des matériaux 165
15.1.4 Analyse de la section 167
15.1.5 Analyse du comportement de la poutre 168
15.1.6 Détermination de la flèche 172
15.1.7 Approche de la ruine 174
15.1.8 Synthèse 175
15.2 Validation expérimentale 175
15.2.1 Données utiliséees pour les simulations numériques 175
15.2.2 Confrontation entre résultats expérimentaux et numériques 175
15.2.3 Analyse de l'état de contraintes 178
15.2.4 Synthèse 182

15.1 Aspects théoriques

Dans cette section, nous souhaitons étudier le comportement instantané, dans le domaine élastique, non linéaire jusqu'à la rupture de poutres multicouches. Le modèle présenté ici est développé au moyen des variables généralisées. Dans le cadre de la connexion acier, béton par goujons, nous pouvons citer les travaux d'(Aribert, 1995). (Varastehpour, 1996) a mis en oeuvre un outil de calcul non linéaire en VISUAL BASIC, pour étudier le comportement en flexion de structures béton armé ou précontraint, renforcées par plats composites. (Mandrara, 2009) a étudié le comportement non linéaire de structures mixtes acier-béton. Il a établi la loi moment-courbure d'une section hétérogène (bloc de béton connecté à une poutre I en acier par un adhésif époxy) et calculé les contraintes de cisaillement d'une poutre isostatique, dans le cadre non linéaire. Nous proposons d'améliorer et de poursuivre le travail effectué de la façon suivante :

- généralisation de l'étude à une section quelconque constituée de matériaux quelconques (et non plus uniquement poutre mixte acier-béton)
- prise en compte de la fissuration éventuelle du béton
- calcul de la flèche

L'algorithme est programmé à l'aide du logiciel MATLAB. Ici, nous nous limitons à l'étude de poutres isostatiques. Celles-ci peuvent avoir des géométries quelconques (figure 15.1) et être constituées de matériaux présentant des lois de comportement différentes. Le programme sera applicable à des sections homogènes et hétérogènes. Celles-ci peuvent être en Té, en I ... Pour le matériau béton, nous prenons en compte la fissuration éventuelle en partie tendue et étudierons l'influence des armatures passives sur les résultats.

Dans une première partie, nous établissons la loi moment-courbure dans le domaine non linéaire. Ensuite, nous effectuerons l'analyse du comportement de la structure. L'étape suivante consistera à valider les différents algorithmes sur des exemples pour lesquels soit nous connaissons analytiquement la solution soit pour lesquels des essais instrumentés ont été réalisés.

15.1.1 Hypothèses de calcul

Les calculs sont applicables à des sections hétérogènes multicouches avec un comportement des matériaux qui peut être différent en traction et en compression. L'hypothèse de conservation des sections planes est faite (Bernoulli) et la distribution des contraintes est obtenue à partir des déformations et des lois de comportement des matériaux. Aussi, une adhérence parfaite est considérée entre les différents matériaux notamment entre les substrats et l'adhésif. On ne considère que la flexion plane (σ_{xy}).

15.1.2 Maillage

15.1.2.1 Maillage dans le plan de la section

La section peut être constituée de plusieurs zones (notées a à $nbzone$) correspondant soit à un matériau différent soit une géométrie différente qui sont elles mêmes partagées en couches élémentaires (indice i de 1 à $n(a)$) de faible épaisseur (nous verrons par la suite quelle est la dimension qui a été

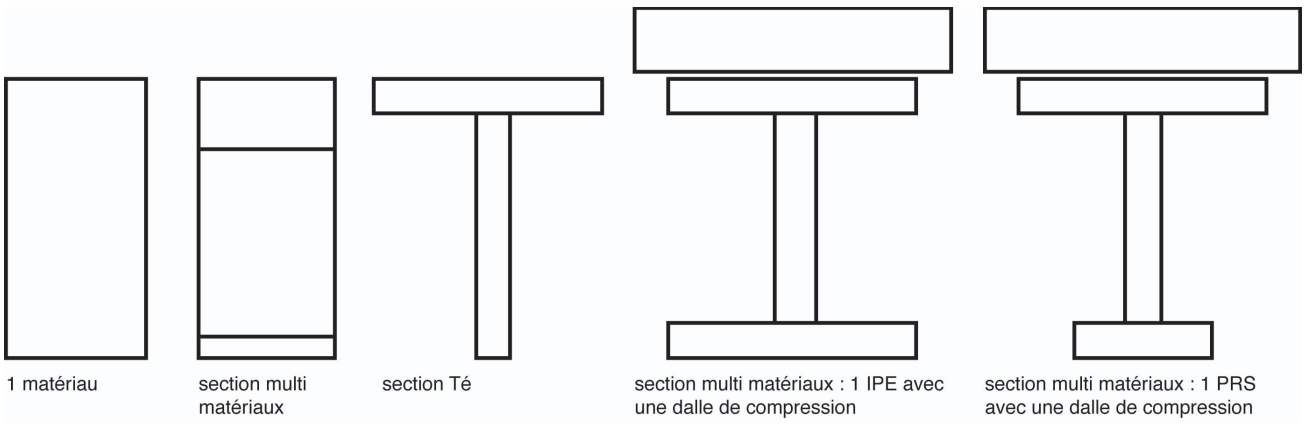


Figure 15.1 – Type de sections qui peuvent être étudiées avec l'outil développé sous Matlab

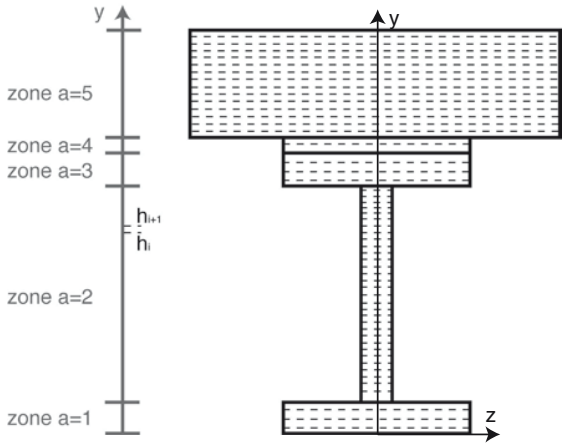


Figure 15.2 – Maillage de la section : chaque zone ou matériau est nommé zone (indice a) et chaque sous couche est indicée par i

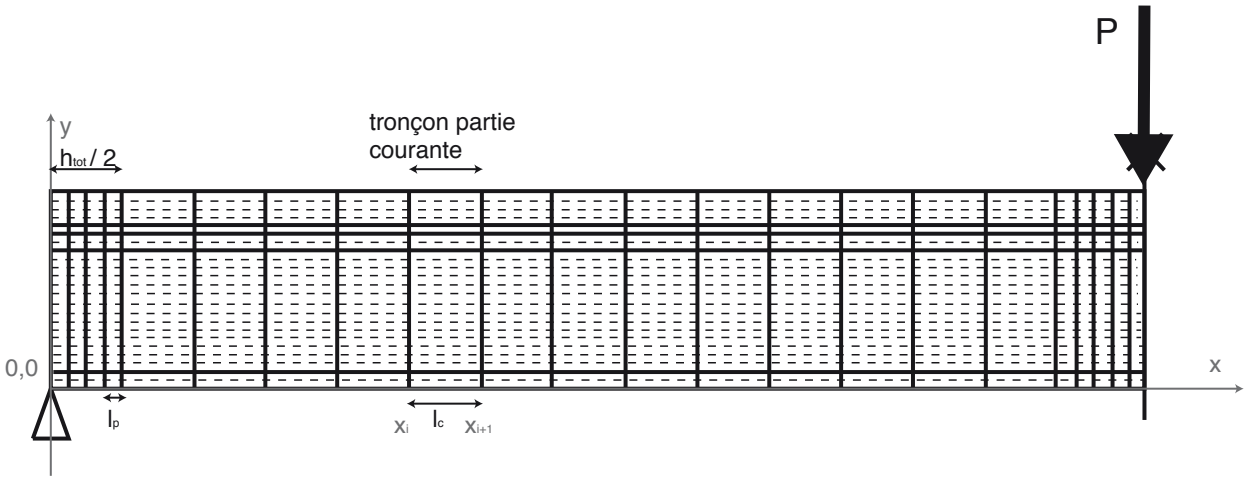


Figure 15.3 – Maillage de la poutre : discrétisation longitudinale

retenue).
En définitive la section est discrétisée verticalement en n couches d'épaisseur h^i et de largeur b^i. i varie de 1 à n et $\sum_{i=1}^{n} = h_{tot}$ correspond à la hauteur totale de la section. Un exemple est donné sur la figure 15.2.

15.1.2.2 Maillage selon l'axe longitudinal de la poutre

La poutre est ensuite découpée longitudinalement en n_poutre tronçons k (k appartient à l'intervalle $[1, n_poutre]$), comme présenté sur la figure 15.3. Chaque tronçon k est limité en amont (selon l'axe d'orientation longitudinal de la poutre) par la section droite k et en aval par la section droite $k+1$. Notons que nous avons effectué un maillage progressif : au niveau des appuis et du point d'application de l'effort (cas de la flexion 3 points), le maillage est plus serré sur une longueur correspondant à la demi-hauteur de la section ($\frac{h_{tot}}{2}$), la longueur de chaque tronçon est égale à lp. En partie courante, celle-ci est égale à lc. La longueur de la poutre est notée l et comme montré sur le schéma nous tenons compte de la symétrie du problème (puisque nous étudions qu'une demie poutre). L'indice k varie de 1 ($x(1)$ correspond à l'appui gauche de la poutre) à n_poutre ($x(n_poutre)$ correspond au milieu de la poutre.

15.1.3 Comportement des matériaux

Chaque zone est décrite par sa géométrie et ses caractéristiques matérielles. Un caractère permet de définir quel est le matériau qui est concerné par l'étude, de là les caractéristiques matérielles sont

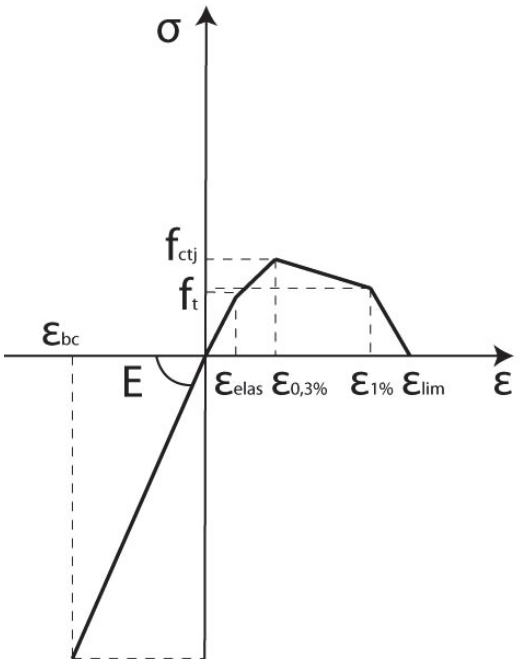


Figure 15.4 – Modélisation en variables généralisées du comportement du béton fibré ultra hautes performances, (en traction et en compression)

introduites. Les matériaux qui sont ici étudiés sont :

- le béton. Lorsqu'il s'agit d'un béton "normal", le comportement non linéaire en compression est pris en compte au travers de la loi de Sargin qui a été préalablement définie dans la partie II, page 33. En traction, la fissuration est prise en compte dès lors que l'état de contraintes atteint f_t (la limite en traction du béton) : dans ce cas les contraintes deviennent nulles dans cette couche. Ce sont alors les couches adjacentes (sur la hauteur) qui reprennent les efforts.
- le BFUP : béton fibré ultra hautes performances. La loi de comportement du BFUP est donnée par (Afgc, 2002). Il adopte un comportement de type élastique fragile en compression et une loi de comportement multilinéaire en traction (3 paliers). Les paramètres contrôlant son comportement sont :
  - son module de young E élastique
  - la contrainte limite en traction : contrainte de fissuration notée f_{ctj}
  - la résistance ultime f_{ct}
  - la contrainte $\sigma_{1\%}$ correspondant à la déformation limite $\epsilon_{1\%}$
  - la déformation $\epsilon_{0.3\%} = 0.01 \cdot \frac{H}{l_c} + \frac{f_{ctj}}{E}$
  - la déformation à 1% : $\epsilon_{1\%} = 0.01 \cdot \frac{H}{l_c} + \frac{f_{ctj}}{E}$
  - la déformation limite à rupture $\epsilon_{lim} = \frac{f_{fj}}{4 \cdot l_c}$
  - la longueur caractéristique $l_c = \frac{2}{3}h$
  - la longueur de fibre l_f
  - la hauteur du prisme d'essai de flexion associés aux dimensions de la structure H

  La loi de comportement en traction est donnée par l'équation 15.1 et est illustrée figure 15.4.

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \epsilon & \epsilon \leq \epsilon_{elas} \\ f_t + \frac{f_{ct} - f_{ctj}}{\epsilon_{0.3\%} - \epsilon_{elas}} \cdot (\epsilon - \epsilon_{elas}) & \epsilon_{elas} \leq \epsilon \leq \epsilon_{0.3\%} \\ f_{ct} - \frac{f_{ct} - \sigma_{1\%}}{\epsilon_{1\%} - \epsilon_{0.3\%}} (\epsilon - \epsilon_{0.3\%}) & \epsilon_{0.3\%} \leq \epsilon \leq \epsilon_{0.1\%} \\ \sigma_{1\%} - \frac{\sigma_{1\%}}{\epsilon_{lim} - \epsilon_{1\%}} (\epsilon - \epsilon_{1\%}) & \epsilon_{1\%} \leq \epsilon \end{cases} \quad (15.1)$$

- l'acier. Comme vu dans la partie II, l'acier (IPE ou plaque) est de type élastoplastique écrouissable. Dans le cas des armatures il est convenu qu'il est de type élastique plastique parfait.
- Comme expliqué dans les paragraphes précédents, l'adhésif employé dans ce travail est une époxy : il est donc élastique fragile à rupture.

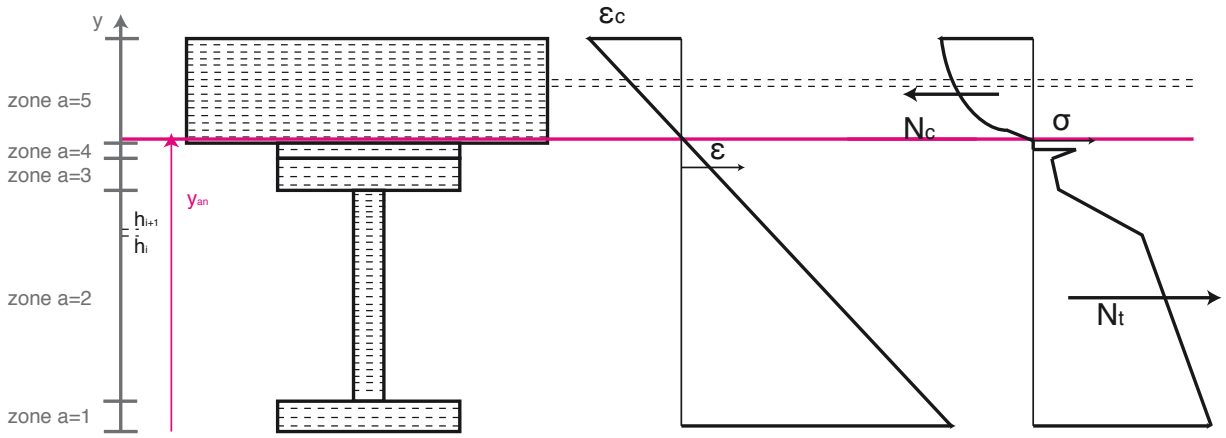


Figure 15.5 – Comportement d'une section multicouche

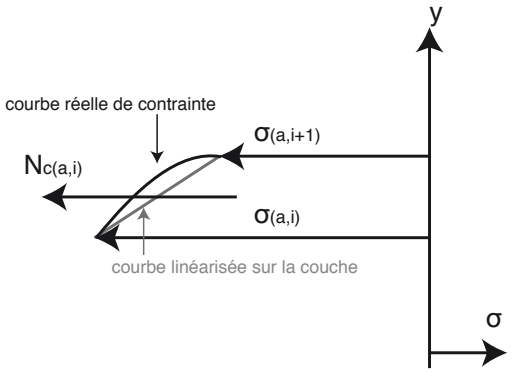


Figure 15.6 – Etat de contrainte sur une couche i. (σ correspond aux contraintes normales, $N_c(a,i)$ aux efforts normaux de compression ici)

15.1.4 Analyse de la section

15.1.4.1 Algorithme

Nous avons vu précédemment que la section peut être constituée de plusieurs zones partagées elles-mêmes en couches élémentaires de faible épaisseur. Nous avons aussi rappelé que la déformation (ε) dans la section était linéaire.
La détermination du moment de la section en fonction de la courbure est déterminée pas à pas. Huit sous-programmes constituent l'algorithme (l'organigramme est présenté sur la figure 15.7 , page 169) d'analyse de la section et la figure 15.5 résume comment est déterminé le comportement d'une section.

- La première étape consiste à initialiser le programme : entrée des données géométriques et matérielles.
- Le maillage de la section est ensuite évalué par sa discrétisation en couches de faible épaisseur (pas forcément constantes).
  La déformation de la fibre supérieure la plus comprimée ε_c est fixée (en partant de $\varepsilon_c = 10^{-7}$) et l'incrément des déformations ($\Delta\varepsilon_c$) est donné.
  Pour cet état de déformation, on fixe (en partant de $y = 0$) la position de l'axe neutre y_{an}.
- A une position de l'axe neutre, les déformations dans chaque couche (d'altitude y) sont évaluées par l'équation 15.2 sur toute la hauteur (h_{tot}) de la section.

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_c}{h_{tot} - y_{an}} \cdot (y - y_{an}) \tag{15.2}$$

  A partir de la loi de comportement de chaque matériau, l'état de contrainte est déterminé pour chaque couche où nous faisons l'hypothèse (que nous noterons *hypothèse 1*) d'un état de contrainte linéaire (figure 15.6).
  A partir de là, les efforts résultants peuvent être calculés grâce à l'équation 15.3 dans laquelle

bzone correspond à la largeur de la couche considérée (constante sur chaque couche).

$$N_(a,i) = -\iint \sigma dS = \iint_S f(\varepsilon(y))dxdy = bzone(a) \cdot \int_{y^i}^{y^{i+1}} f(\varepsilon(y))dy \tag{15.3}$$

D'après l'*hypothèse 1*, on a donc pour une couche élémentaire i d'une zone a, l'effort de compression N_c (ou de traction N_t) donné par l'équation 15.4 : toutes les couches sont alors parcourues. Pour chacune d'elle, l'effort normal résultant est supposé s'appliquer au centre de la couche. L'effort normal résultant correspond donc à la somme des efforts élémentaires, en traction et en compression (équation 15.5).

$$\begin{aligned} N_c(a,i) &= bzone(a) \cdot aire(trapeze) \\ &= bzone(a)\,\frac{(h(a,i)-h(a,i+1))(\sigma_c(a,i)+\sigma_c(a,i+1))}{2} \end{aligned} \tag{15.4}$$

$$\begin{aligned} N_ctot &= \sum_{a=1}^{nb_zone}\sum_{i=1}^{n(a)} N_c(a,i) \\ N_ttot &= \sum_{a=1}^{nb_zone}\sum_{i=1}^{n(a)} N_t(a,i) \end{aligned} \tag{15.5}$$

- A ce stade l'équilibre de la section peut être vérifié : les efforts de traction équilibrent-ils les efforts de compression ? Si oui, la position de l'axe neutre est connue. Généralement une procédure supplémentaire est utilisée : pour prendre en compte les faibles écarts autour de la position d'équilibre entre les efforts normaux, une interpolation entre l'état précédent et l'état actuel est réalisée. Si l'équilibre n'est pas atteint, on ré implémente la position de l'axe neutre d'un incrément Δy. Cette boucle est utilisée jusqu'à satisfaction des équations d'équilibre (tant que les efforts résultants de traction sont supérieurs à ceux de compression).
- Un point de la relation moment courbure est donc connu (équations 15.6 et 15.7). La courbure est fonction de la déformation de la fibre supérieure (ε_c), de la hauteur de la poutre h_{tot} et de la position de l'axe neutre y_{an}

$$\tan(\chi) \approx \chi = \frac{\varepsilon^c}{h_{tot} - y_{an}} \tag{15.6}$$

$$M_{c\,out} = (\frac{h(a,i)+h(a,i+1)}{2} - y_{an}) \cdot N_{c\,out}(a,i) \tag{15.7}$$

- Le calcul s'arrête (ou un message est adressé à l'utilisateur) lorsque la limite en déformation dans un matériau est atteinte. Dans le cas contraire, un nouvel incrément de déformation ($\Delta\varepsilon_c$) est appliqué et on revient à la première étape.

15.1.4.2 Illustration de la loi moment-courbure

Cet algorithme a été appliqué aux poutres présentées dans la partie précédente. Pour chacune d'elles, nous avons utilisé la même finesse de maillage : les couches mesurent environ 1 mm. L'incrément de déformations $\Delta\varepsilon$ vaut 10^{-5} et l'axe neutre varie de $\Delta y = 1\ mm$ à chaque itération.
La courbe 15.8 illustre les résultats obtenus pour $AB1$ et $AB2$.

15.1.5 Analyse du comportement de la poutre

A ce stade, l'algorithme permet le calcul de poutres mutimatériaux en flexion 3 ou 4 points, isostatiques soumises à un chargement ponctuel.

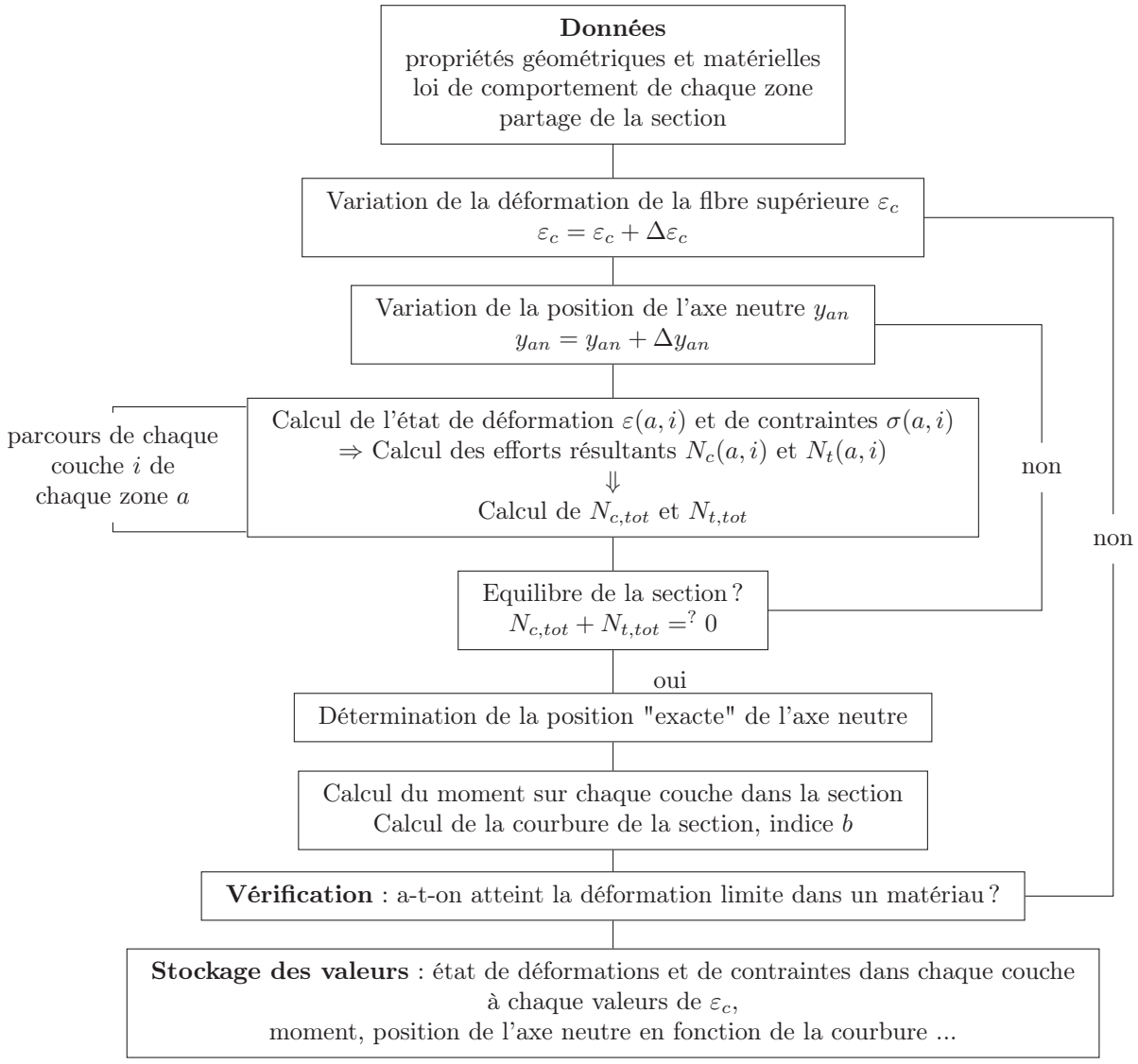


Figure 15.7 – Organigramme 1 : détermination de la loi moment courbure d'une section multicouche

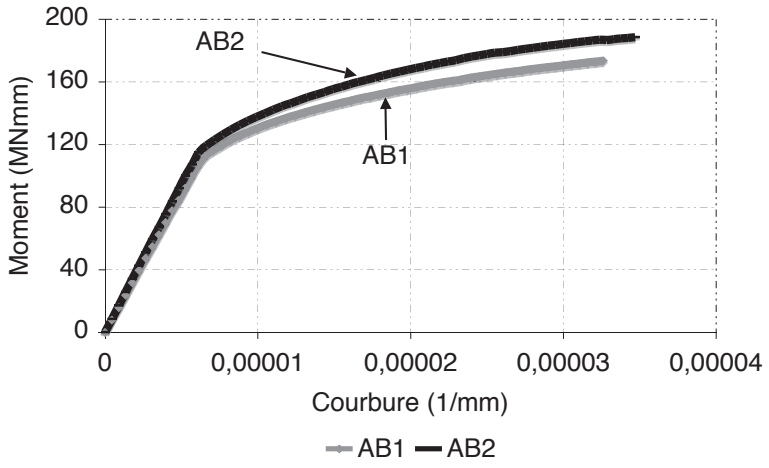


Figure 15.8 – Loi Moment-Courbure pour les poutres notées $AB1$ et $AB2$.

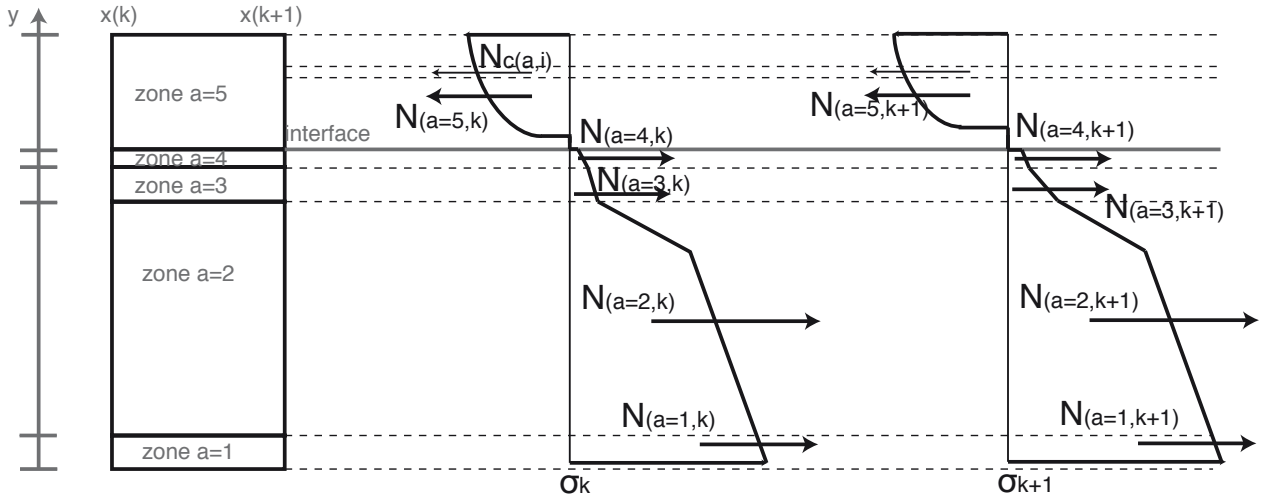


Figure 15.9 – Etat de contraintes dans un tronçon k

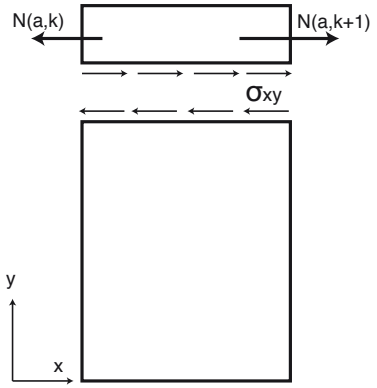


Figure 15.10 – Calcul de la contrainte de cisaillement ($\tau = \sigma_{xy}$) dans le tronçon k

15.1.5.1 Détermination des contraintes de cisaillement

Le moment, la courbure, l'état de contraintes normales et de déformations axiales dans chaque section droite de la poutre sont déterminées par une méthode d'interpolation en utilisant la loi moment-courbure déterminée ci-dessus. L'algorithme général est présenté figure 15.11, page 171.
Pour chaque tronçon k de poutre et pour un chargement donné $P(p)$, le moment fléchissant M_{ext} repris par la section droite est calculé grâce à l'équation 15.8 (dans le cas d'une flexion 3 points par exemple).

$$M_{ext} = -\frac{P(p) \cdot x(k)}{2} \tag{15.8}$$

Pour cet effort, grâce à l'algorithme précédent, la courbure, l'état de déformations et de contraintes dans chaque couche sont calculés par interpolation, dans chaque tronçon (figure 15.9).

Les contraintes de cisaillement horizontales (interlaminaires) sont déterminées à partir de la notion d'effort rasant (Ef_ras). Ce dernier est calculé entre deux section droites infiniment petites k et $k+1$, à une altitude y donnée comme étant la différence entre la résultante des contraintes normales dans chaque section de la portion de poutre située au dessus de y (figure 15.9 et équation 15.9) :

$$Ef_ras = N(a, k+1) - N(a, k) \tag{15.9}$$

La contrainte de cisaillement horizontale, supposée constante est approchée par l'équation 15.10.

$$\tau = \sigma_{xy} = \frac{Ef_ras}{bzone(a) \cdot (x(k+1) - x(k))} \tag{15.10}$$

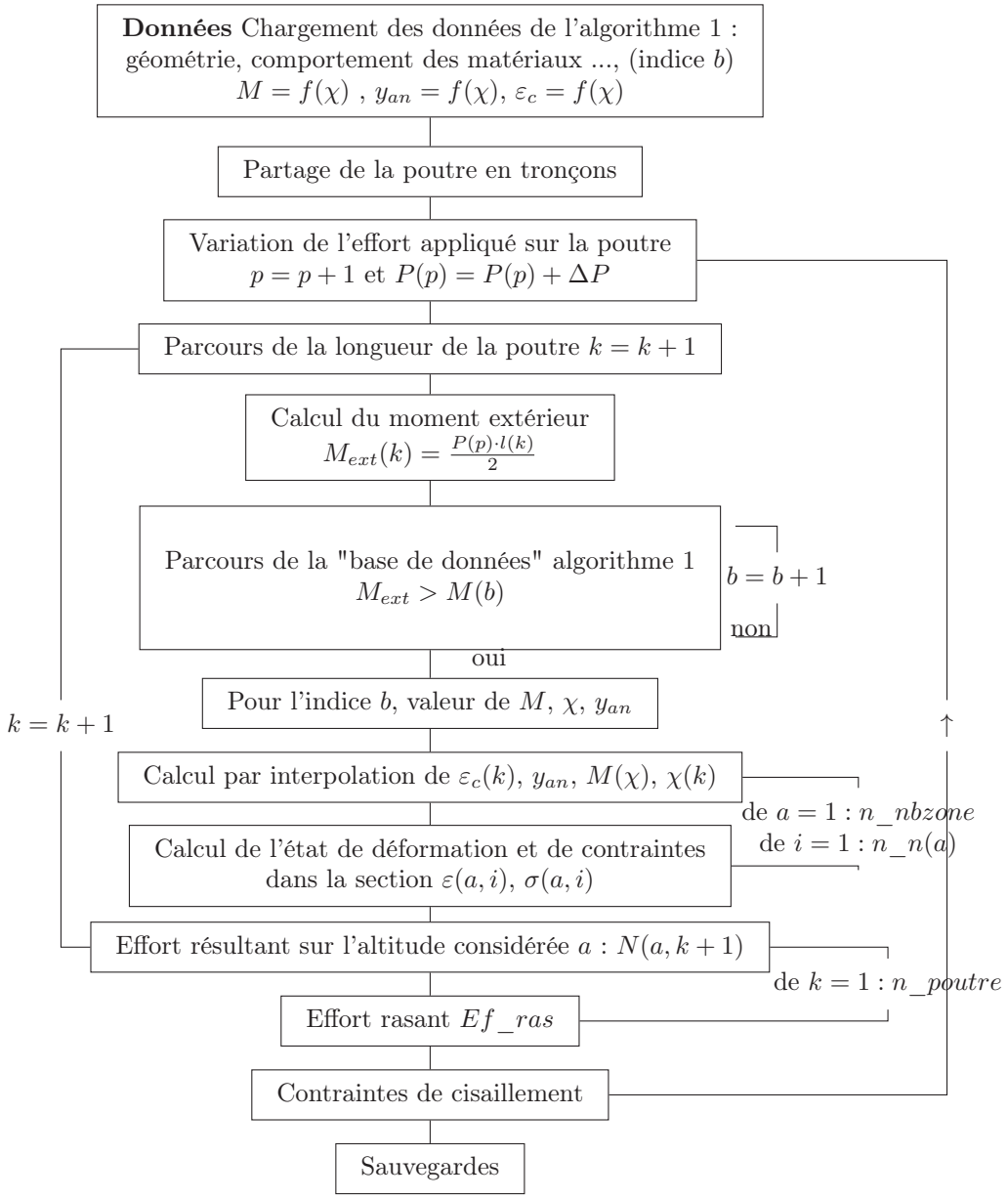


Figure 15.11 – Organigramme de calcul des contraintes de cisaillement, le long de la poutre isostatique

15.1.6 Détermination de la flèche

15.1.6.1 Flèche due au moment fléchissant

Le flèche due au moment fléchissant peut être calculée à partir de la courbure. Dans le cas de l'hypothèse des petits déplacements et des petites rotations on a la relation 15.11 , dans laquelle f représente la relation numérique liant la courbure au moment fléchissant.

$$\frac{d^2w}{d^2x} = \chi(x) = -f(M(x)) \tag{15.11}$$

Par un schéma aux différences finies, le calcul numérique de la flèche est effectué. Rappelons que nous avons prévu un maillage qui puisse être progressif, les longueurs $(x(k) - x(k-1))$ ne sont donc pas forcément constantes.
Après avoir discrétisé les termes de la dérivée seconde, on peut écrire le schéma discret à l'ordre 2 du problème (voir détail en annexe C.2, page 262). Avec $\Delta x_k = x(k+1) - x(k)$ et $\Delta x_{k-1} = x(k) - x(k-1)$. Pour les noeuds i de 2 à $n-1$, on a la relation 15.12.

$$(\Delta x_{k-1}^2 \Delta x_k + \Delta x_{k-1} \Delta x_k^2)\chi_k \; = \; 2\Delta_k w_{k-1} - 2w_k \Delta x_{k-1} + 2\Delta_{k-1} w_{k+1} \tag{15.12}$$

Les conditions aux limites aux noeuds 1 (appui gauche) et n (mi portée de la poutre) s'écrivent (15.13) :

$$w_{k=1} = w(x=0) = 0$$
$$\frac{dw}{dx}|_n = 0 = \frac{w_{n+1} - w_{n-1}}{2\Delta x_n} \Leftrightarrow w_{n-1} = w_{n+1} \tag{15.13}$$

Le système matriciel est écrit avec l'équation 15.14. La résolution d'un tel système revient à déterminer le vecteur w.
L'organigramme général est donné figure 15.12.

$$
\begin{pmatrix}
1 & 0 & \cdots & & & & & & & & \\
2\Delta x_2 & 2(\Delta x_2+\Delta x_1) & 2\Delta x_1 & & & & & & & & \\
0 & \ddots & \ddots & \ddots & & & & & & & \\
 & & & \ddots & \ddots & & & & & & \\
\vdots & & & 2\Delta x_k & 2(\Delta x_k+\Delta x_{k-1}) & 2\Delta x_{k-1} & & & & & \\
 & & & & \ddots & & & & & & \\
 & & & & & 2\Delta x_{n-1} & 2(\Delta x_{n-1}+\Delta x_{n-2}) & 2\Delta x_{n-2} & & & \\
 & & & & & 0 & 2 & -2 & & & \\
0 & & \cdots & & & & & & & & \\
\end{pmatrix}
\begin{pmatrix}
0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ w_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ w_k \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ w_n
\end{pmatrix}
=
\begin{pmatrix}
0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \chi_k(\Delta x_k^2\Delta x_{k-1}+\Delta_k\Delta x_{k-1}^2) \\ \vdots \\ \vdots \\ \Delta x_n^2\frac{\chi_n}{2}
\end{pmatrix}
\tag{15.14}
$$

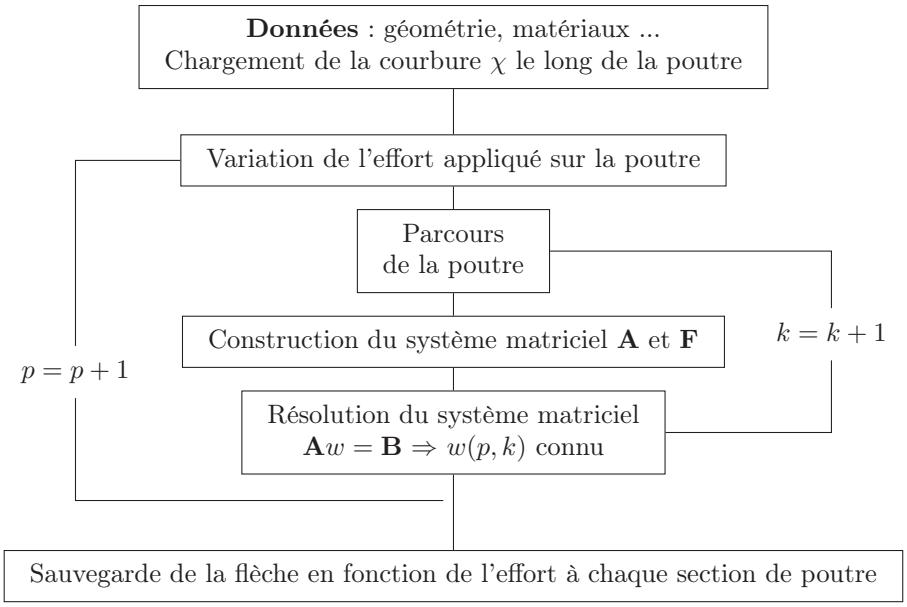


Figure 15.12 – Organigramme de calcul de la flèche due au moment fléchissant, le long de la poutre isostatique

15.1.6.2 Flèche due à l'effort tranchant

Nous complétons la flèche due au moment fléchissant par celle due à l'effort tranchant. Celle-ci est évaluée selon l'équation 15.16. avec $V(p,k)$ l'effort tranchant, $G(a)$ le module de cisaillement homogénéisé (calculé dans le domaine élastique par l'équation 15.15 pour chaque matériau) du matériau considéré et $B(a)$ la section réduite homogénéisée (qui dépend de la forme de la section considérée : par exemple pour une forme rectangulaire elle est égale au 2/3 de la section, pour un IPE, elle correspond à la section de l'âme). Pour une section k donnée, la flèche est calculée comme étant le rapport de l'effort tranchant (à cette même position) par le produit homogénéisé du module de cisaillement par la section réduite de la section.
La flèche totale sera alors la somme de la flèche due à l'effort tranchant et celle due au moment fléchissant.

$$G(a) = \frac{E(a)}{2 * (1 + \nu)} \tag{15.15}$$

$$v(p,k) = \frac{V(p,k)}{(G(a) \cdot B(a)} \tag{15.16}$$

15.1.7 Approche de la ruine

Le calcul itératif non linéaire décrit dans les paragraphes précédents s'arrête lorsque la ruine est atteinte. Celle-ci peut être due soit à un épuisement des matériaux en contraintes normales soit par cisaillement (notamment en cisaillement longitudinal).
Dans le premier cas (rotule plastique), à chaque incrément de déformation est vérifiée que la déformation longitudinale ε_{lim} dans un des matériaux n'est pas atteinte (critère 1). Elle est définie soit à partir des résultats d'essais soit préconisée dans la littérature (voir tableau 15.1).
Aussi, nous vérifions à chaque boucle de chargement les contraintes de cisaillement (critère 2). Dans cette approche, en variables généralisées, seule l'interface acier-béton est analysée puisqu'expérimentalement c'est dans cette zone que la rupture a pu avoir lieu. La valeur limite de la contrainte de cisaillement maximale considérée correspond à la limite en traction du béton f_t laquelle est soit déterminée par des essais soit par la relation $f_t = 0,6 \ + \ 0,06 f_c$.
Cette approche simplifiée aurait pu être améliorée en tenant compte des contraintes de pelage σ_{yy} perpendiculaires à l'interface dalle/profilé. En théorie, pour une poutre homogène, celles-ci sont nulles. En revanche, pour une poutre multicouche comme par exemple une poutre mixte acier-béton collée, les contraintes de pelages peuvent être non nulles (au droit des extrémités). L'interface est donc soumise à

un état bidimensionnel de contraintes (cisaillement + traction-compression) et la valeur limite τ_u peut être déduite par le critère $2D$ de Chalos Béteille donné par l'équation 15.17.

$$\tau_u = \sigma_{xy,u} = f_t\sqrt{(1 - \frac{\sigma_{yy}(x)}{f_c})(1 + \frac{\sigma_{yy}(x)}{f_t})} \tag{15.17}$$

15.1.8 Synthèse

Nous avons montré comment déterminer, en variables généralisées la loi moment courbure d'une section multimatériau soumise à une sollicitation de flexion. Le comportement non linéaire des différents matériaux est pris en compte et lorsqu'il y a présence de béton, la fissuration possible du béton en traction est prévue. Pour se faire, la section est partagée en couches de faible épaisseur.
Grâce à cette analyse, nous pouvons étudier le comportement d'une poutre isostatique et déterminer ses efforts de cisaillement à l'interface adhésif substrat notamment. La flèche due au moment fléchissant et à l'effort tranchant est aussi déterminée.

15.2 Validation expérimentale

L'outil de calcul présenté ci-dessus a donc été utilisé pour simuler les poutres notées $AB1$, $AB2$, $AB3$, $AB4$ et $AB5$. L'objectif est de retrouver le mode de rupture observé sur chacune d'elles.

15.2.1 Données utiliséees pour les simulations numériques

15.2.1.1 Maillage

En ce qui concerne la finesse du maillage une étude de sensibilité a été réalisée, elle est présentée en annexe C.1, page 261. Dans chaque section étudiée les couches élémentaires mesurent en moyenne 1 mm. Longitudinalement, on a retenu 200 mm pour la longueur courante et 50 mm proche de l'appui et de la section centrale. L'incrément portant sur l'axe neutre Δy vaut 1 mm et celui sur les déformations $\Delta\varepsilon_c$, 50 $\mu m/m$ avec une valeur initiale suffisamment faible pour être valable (nous avons à chaque fois utilisé $\varepsilon_c = 5 \cdot 10^{-7}$).

15.2.1.2 Matériaux

Pour toutes les poutres modélisées, nous avons utilisé les caractéristiques matérielles données dans le chapitre 14.2.4. Elles sont répertoriées dans le tableau 15.1.

15.2.2 Confrontation entre résultats expérimentaux et numériques

15.2.2.1 Charge et mode de ruine

15.2.2.1.1 Calcul théorique

Nous avons calculé la charge limite élastique et plastique pour chacune des poutres considérées. Les calculs reposent sur l'hypothèse de Bernoulli, on considère aussi une adhérence parfaite entre les matériaux. Dans le domaine élastique, l'axe neutre coïncide avec le centre géométrique de la section homogénéisée où le moment statique est nul. Pour les cinq poutres, la limite élastique correspond à une plastification du profilé métallique.
A la rupture, on obtient un diagramme birectangulaire, dans lequel on considère que le béton en traction ne reprend pas d'efforts. La détermination de la section sous moment positif permet donc le calcul de la position de l'axe neutre et donc du moment plastique résistant (équilibre du moment résistant).
Dans les comparaisons présentés ci-après, nous noterons les résultats issus du calcul théorique comme provenant d'un calcul Eurocode 4, ce qui n'est pas strictement le cas.

15.2.2.1.2 Comparaison des résultats

Les résultats numériques sont comparés aux résultats expérimentaux. Le tableau 15.2 permet de confronter les charges de limite élastique ou de ruine obtenues lors des essais avec le modèle numérique. F_{e_exp} et F_{e_num}, les forces limites élastiques expérimentales et numériques respectivement correspondent pour

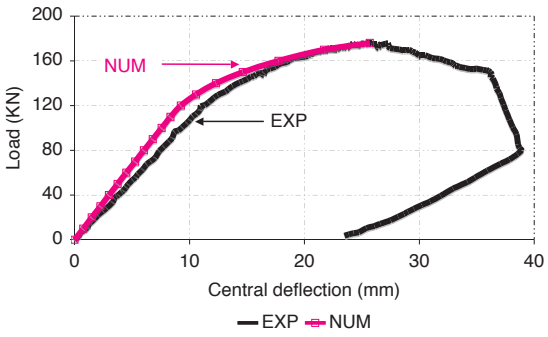
$AB1 = AB2$	Profilé	semelle et âme	$E = 210\ GPa$, $f_y = 289\ MPa$, $f_u = 375\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 1\%$
	Adhésif		$E = 12,3\ GPa$, $\varepsilon_{lim} = 0,24\%$
	Béton		$E = 37,3\ GPa$, $f_c = 39\ MPa$, $f_t = 2,7\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 0,3\%$
	Armatures si prises en compte		$E = 210\ GPa$, $f_y = 500\ MPa$, $f_u = 500\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 1\%$
$AB3$	Profilé et Plaque acier	semelle et âme	$E = 210\ GPa$, $f_y = 275\ MPa$, $f_u = 325\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 3,2\%$
	Adhésif		$E = 12,3\ GPa$, $\varepsilon_{lim} = 0,24\%$
	BFUP		$E = 55\ GPa$, $\sigma_{1\%} = 8,8\ MPa$,$\sigma_{bt} = 21,4\ MPa$, $f_c = 196\ MPa$, $l_c = 14,7\ mm$, $l_f = 10\ mm$ $H = 77,5\ mm$, $f_t = 15\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 0,36\%$
$AB4$	Profilé	semelle et âme	$E = 200\ GPa$, $f_y = 328\ MPa$, $f_u = 490\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 1\%$
	Adhésif		$E = 12,3\ GPa$, $\varepsilon_{lim} = 0,24\%$
	Béton		$E = 36,6\ GPa$, $f_c = 78\ MPa$, $f_t = 5,3\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 0,32\%$
	Armatures si prises en compte		$E = 205\ GPa$, $f_y = 500\ MPa$, $f_u = 500\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 3,2\%$
$AB5$	Profilé	semelle	$E = 180\ GPa$, $f_y = 289\ MPa$, $f_u = 450\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 1\%$
		âme	$E = 198\ GPa$, $f_y = 304\ MPa$, $f_u = 450\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 1\%$
	Adhésif		$E = 12,3\ GPa$, $\varepsilon_{lim} = 0,24\%$
	Béton	Dalle inf	$E = 33\ GPa$, $f_c = 42\ MPa$, $f_t = 3,3\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 0,3\%$
		Dalle sup	$E = 28\ GPa$, $f_c = 30\ MPa$, $f_t = 2,0\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 0,3\%$
	Armatures si prises en compte		$E = 210\ GPa$, $f_y = 500\ MPa$, $f_u = 500\ MPa$ et $\varepsilon_{lim} = 3,2\%$

Tableau 15.1 – Caractéristiques matérielles pour chaque poutre, prises en compte pour les calculs

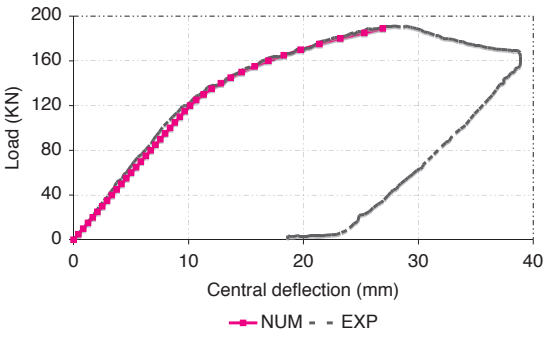
toutes les poutres étudiées à une plastification autour de la section centrale de la semelle inférieure du profilé. Elle est atteinte lorsque la déformation limite élastique est dépassée (laquelle est définie comme étant le rapport de la contrainte élastique limite sur son module tangent élastique :f_y/E : tableau 15.1). $F_{u,num}$, l'effort à rupture correspond au critère 1 (déformation maximale atteinte dans le béton) ou 2 (contraintes de cisaillement à l'interface supérieures à la limite en traction du béton). On constate, dans le cas des poutres $AB2$, $AB3$ et $AB5$ que les charges de ruine obtenues sont proches de celles qui ont été mesurées. Pour la poutre $AB1$, la ruine a eu lieu par cisaillement dans le béton proche de l'interface à une charge proche de celle mesurée. Pour $AB4$, le modèle montre que la limite en traction dans l'adhésif a été atteinte pour une charge de 572 kN alors qu'expérimentalement c'est une rupture prématurée dans le joint de colle par cisaillement qui a eu lieu. Pour $AB5$, le modèle prévoit une rupture par cisaillement dans le béton alors qu'expérimentalement la ruine est survenue par écrasement du béton en fibre supérieure.

15.2.2.2 Comportement global

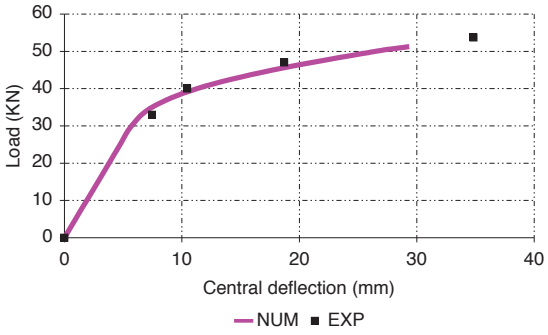
Analysons la distribution, pour chaque poutre, à mi portée du déplacement vertical en fonction de l'effort représentée par la figure 15.13. Pour chaque poutre, dans le domaine élastique et dans le domaine non linéaire, le comportement est correctement reproduit sauf pour la poutre $AB4$ proche de la rupture. La rupture ayant eu lieu en partie dans le joint de colle, le modèle ne prévoit pas cette non linéarité éventuelle.



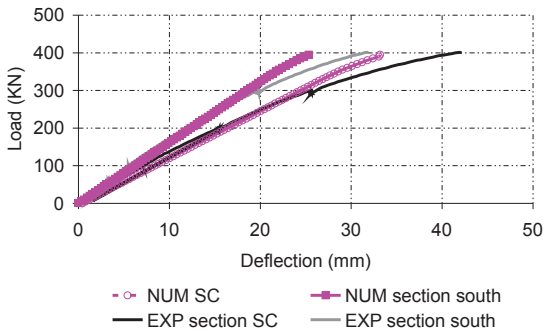
(a) $AB1$



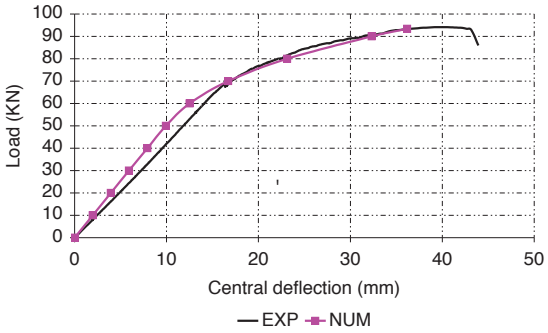
(b) $AB2$



(c) $AB3$



(d) $AB4$



(e) $AB5$

Figure 15.13 – Comportement global en section centrale

		$AB1$	$AB2$	$AB3$	$AB4$	$AB5$
EXP	F_{eexp} (kN)	115	120	34	$150-200$	66
	$F_{u,exp}$ (kN)	176	190	54	401	94
	Mode de ruine	cisaillement	écrasement	écrasement	cisaillement	écrasement
NUM	$F_{e,num}$ (kN)	115	120	33	300	53
	$F_{u,num}$ (kN)	176	189	52	572	94
	Mode de ruine	cisaillement	écrasement	écrasement	traction adhésif	cisaillement
EC4	$F_{e,ec4}$ (kN)	115	120	33	300	44
	$F_{u,ec4}$ (kN)	157	179	47	512	90
	Mode de ruine	cisaillement	écrasement	écrasement	cisaillement	cisaillement

Tableau 15.2 – Charge à la ruine et à la limite élastique déterminées par les essais (EXP), l'Eurocode 4 ($EC4$) et le modèle numérique (NUM)

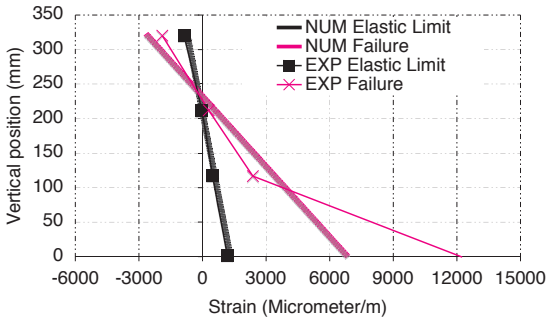
15.2.2.3 Analyse des déformations

Les figures 15.14 et 15.15 représentent la distribution des déformations dans une section de chacune des poutres.
Notons que pour la poutre $AB3$, la jauge située au niveau du profilé inférieur n'a pas fonctionné jusqu'à la rupture de la poutre, ses données ne peuvent donc être exploitées. Aussi, pour la poutre notée $AB4$, les déformations au niveau de la dalle supérieure n'ont pas été mesurées. Nous représentons donc la comparaison du diagramme des déformations en section nord (notée SN) qui est située à 900 mm de la section centrale.
Pour chacune des poutres étudiées, dans le domaine élastique, on constate une bonne analogie entre les résultats numériques et ceux issus des mesures. En revanche, à l'approche de la rupture, les écarts entre mesures et calculs peuvent être importants. Les déformations à rupture ont été répertoriées dans le tableau 15.3. Dans le béton, pour $AB1$ l'écart entre mesures et calculs est d'environ 40 % à la rupture et de 15 % pour $AB2$. Il apparait que pour ces deux poutres, les déformations dans le béton, à l'approche de la ruine soient surestimées. Pour l'acier, notons que proche de la ruine et dans la section centrale, les écarts sont très importants puisque proches de 100 %. Expérimentalement la jauge $AB2$ semble avoir eu un problème de fonctionnement : à 100 kN, la mesure donne $\varepsilon = 0,1$ % et à 130 kN elle est à peu près égale à cette valeur ce qui n'est pas logique.
Dans la dalle supérieure du béton, pour $AB3$, les résultats sont assez convaincants avec des écarts inférieurs à 15 %. Les écarts sont de 3 % et de 30 % entre mesures et calculs dans la dalle supérieure et en partie inférieure du profilé respectivement, pour $AB4$, à 900 mm de la section centrale. Cette zone semble rester élastique. Le graphe 15.14(e) montre que (lorsque les jauges ont fonctionné jusqu'à la fin de l'essai) les résultats sont assez proches entre calcul et mesures. Les déformations mesurées dans le béton, en dalle supérieure et profilé inférieur pour $AB5$ sont similaires entre essais et modèle (écart de 2 % et de 14 % respectivement). En revanche, en partie basse de la dalle, celle-ci est tendue et les déformations calculées sont clairement sous-évaluées : en fait cette zone est très proche de son état de fissuration maximal. Le modèle utilisé tient effectivement compte de la possible fissuration du matériau béton en affectant des contraintes nulles lorsque la limite f_t est atteinte. Rappelons qu'à l'approche de la rupture, le béton est fortement fissuré en compression , la mesure des déformations dans cette région est de ce fait discutable.
En définitive le modèle est à peu près capable de reproduire localement le comportement des poutres multimatériaux avec une limite reposant sur l'hypothèse de distribution linéaire des déformations proche de la rupture. Clairement le postulat de Bernoulli n'est pas vérifié pour ces niveaux de charge et constitue une limite au modèle exposé que nous discuterons dans le chapitre suivant.

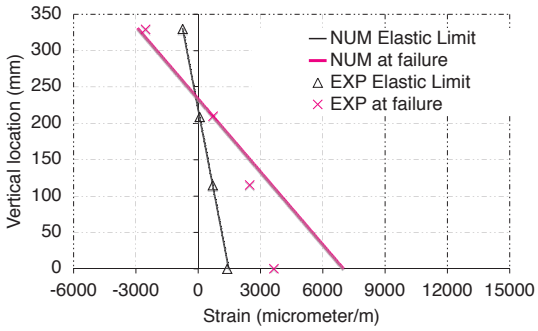
15.2.3 Analyse de l'état de contraintes

15.2.3.1 Distribution des contraintes normales

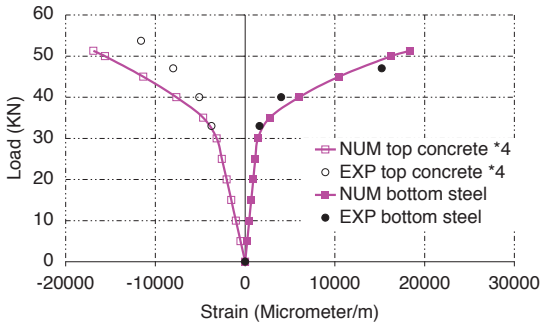
L'état de contraintes dans chaque poutre en section centrale est représenté sur la figure 15.16.
A la ruine, $AB1$ est fissuré en partie tendue (contraintes nulles dans cette zone) et non linéaire en fibre supérieure. Le profilé a plastifié (semelle inférieure et âme). Pour $AB2$, le béton en compression est non linéaire mais non fissuré en partie tendue et le profilé est presque entièrement plastifié. Dans le cas d'$AB3$, rappelons que le béton utilisé est un BFUP, en ce sens, le comportement en compression



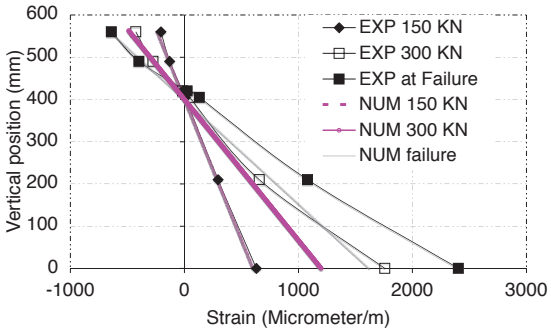
(a) $AB1$ en section centrale



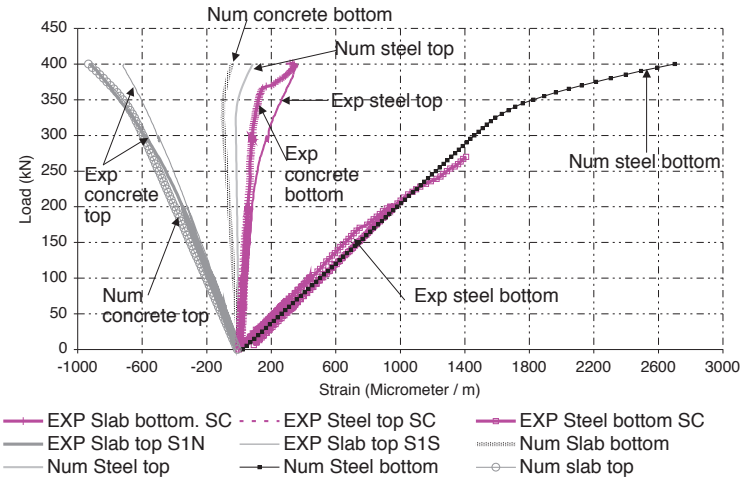
(b) $AB2$ en section centrale



(c) $AB3$ en section centrale

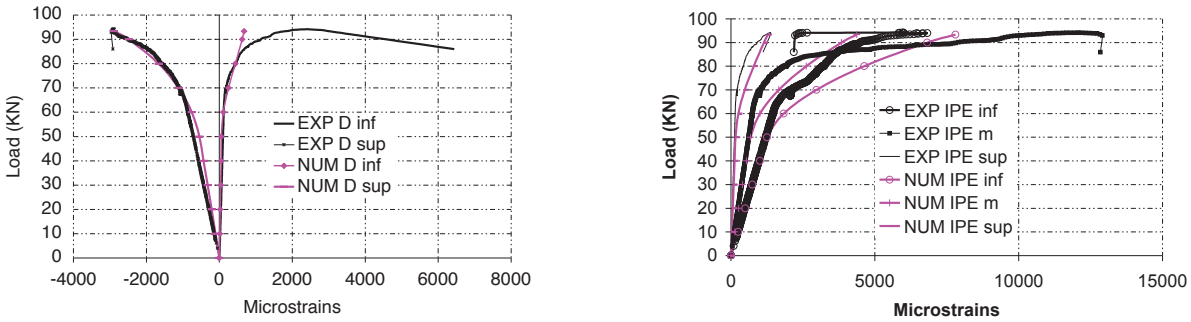


(d) $AB4$, en section nord $S2N$



(e) $AB4$ en section centrale et $S1S$ et $S1N$ à 50 mm de SC

Figure 15.14 – Distribution des déformations



(a) Evolution des déformations dans la dalle

(b) Evolution des déformations dans le profilé

Figure 15.15 – Distribution des déformations pour $AB5$ en section centrale

	position	Matlab	Exp
$AB1$	Dalle sup	-2641	-1900
	Profilé inf	6850	12000
$AB2$	Dalle sup	-2920	-2527
	Profilé inf	6808	3648
$AB3$	Dalle sup	-3300	-2900
$AB4$	SN, Dalle sup	-658	-640
	SN, Profilé inf	1590	2404
$AB5$	Dalle sup	-2892	-2954
	Dalle inf	678	2300
	Profilé inf	7801	6828

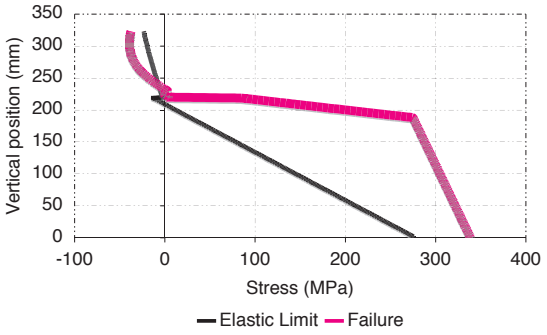
Tableau 15.3 – Comparaison des déformations (en $\mu m/m$) entre mesures et modèle numérique aux charges de ruine des poutres dans la section centrale (pour $AB3$ la jauge positionné en partie inférieure du profilé n'a pas fonctionné)

est considéré élastique fragile à rupture. La limite $f_y = 196\ MPa$ est atteinte à la charge de ruine ce qui confirme bien le mode de rupture par rotule plastique. A noter que le profilé est plastifié. Le béton pour $AB4$ semble rester élastique en partie comprimée. Seul le profilé adopte un comportement non linéaire. Relevons que dans ce cas, les auteurs ont utilisé un béton à hautes performances. Quant à $AB5$, on remarque qu'à 60 kN les premières non linéarités apparaissent avec une plastification de la semelle inférieure, suivie à 70 kN environ de la fissuration du béton en dalle inférieure. Lorsque cette poutre a rompu le modèle montre que le béton est fissuré en partie tendue et il a plastifié en partie supérieure de la dalle, de plus l'acier est quasiment entièrement plastifié.

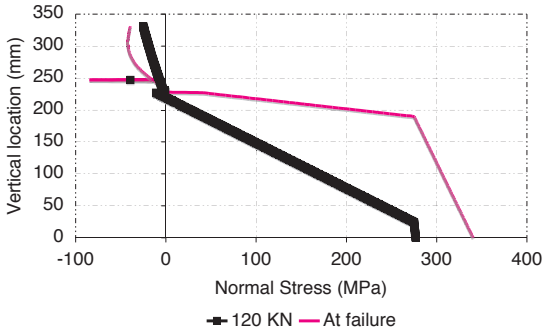
Notons que nous avons vérifié quel était l'état de contraintes dans le joint de colle : pour aucune des poutres modélisées, la limite en traction et ou compression n'a été atteinte. Rappelons qu'expérimentalement, pour la poutre $AB4$ la rupture semble être cohésive dans l'adhésif voire dans le béton.

15.2.3.2 Distribution des contraintes de cisaillement

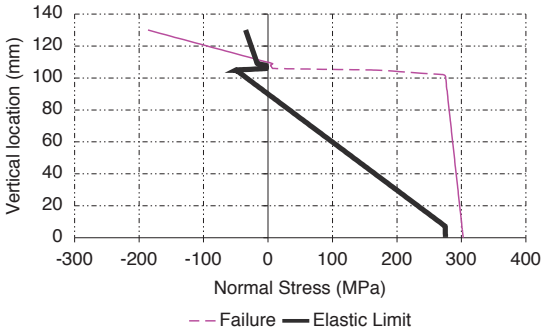
La figure 15.17 représente la distribution des contraintes de cisaillement pour toutes les poutres modélisées, à l'interface adhésif substrat.
Pour $AB1$, les contraintes de cisaillement autour de la section centrale sont très importantes et largement supérieures à la limite en traction du béton ce qui confirme la ruine en cisaillement observée. La poutre $AB3$ a rompu par rotule plastique en section centrale ce que confirme la courbe 15.17(c) dans laquelle on observe que les contraintes de cisaillement sont très faibles et inférieures à la limite en traction du BFUP utilisé. L'intérêt d'un béton hautes performances montre ici son intérêt. Pour $AB2$, figure 15.17(b), la distribution des contraintes de cisaillement montre que la rupture était proche d'une rupture en cisaillement. Nous avions observé précédemment que les déformations limites avaient été atteintes en



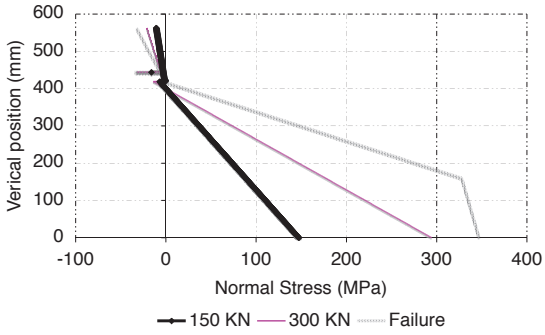
(a) $AB1$



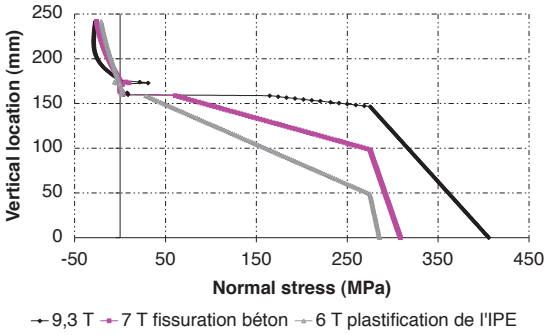
(b) $AB2$



(c) $AB3$



(d) $AB4$



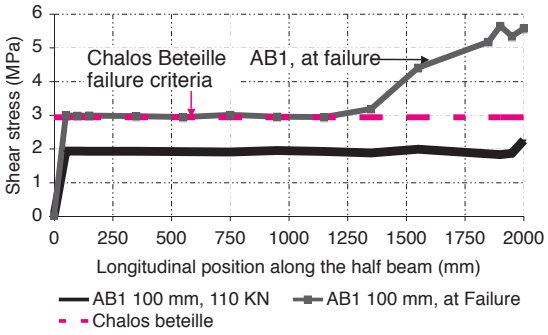
(e) $AB5$

Figure 15.16 – Diagramme des contraintes normales en section centrale

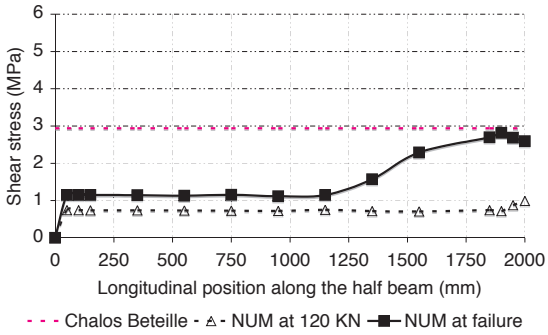
dalle supérieure révélatrices d'une ruine par écrasement du béton. Dans le cas de $AB4$ et de $AB5$, figures 15.17(d) et 15.17(e), il est assez difficile de conclure. Pour la première, les contraintes de cisaillement sont très proches, autour de la section centrale de la limite en traction du béton (évaluée à $4,7\ MPa$) mais compte tenue des possibles incertitudes portant sur les données matériaux et le maillage, il est délicat de conclure de façon certaine sur le processus de ruine de cette structure acier-béton. Pour $AB5$, le constat est le suivant : les contraintes de cisaillement sur le tiers central sont très largement supérieures à $f_t = 3\ MPa$ ce qui, si l'on raisonne avec ce critère montrerait une ruine par cisaillement. Expérimentalement, ce n'est pas forcément cela qui a été observé mais un décollage partiel des blocs préfabriqués avec un écrasement du béton.

15.2.4 Synthèse

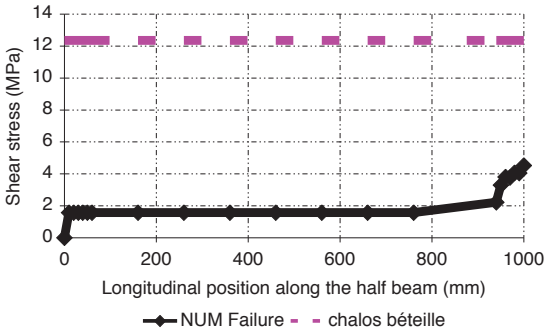
Nous avons montré que le modèle développé en variables généralisées permettait de reproduire le comportement global mesuré et local (déformations) dans le domaine élastique mais aussi non-linéaire des poutres acier béton collées modélisées. En revanche, proche de la rupture, nous avons vu que l'hypothèse de Bernoulli n'était expérimentalement pas vérifiée dans la rotule plastique.
L'approche de la rupture lorsqu'elle a lieu par épuisement du béton en fibre supérieure est plutôt bien prédite. Par contre, l'approche de la rupture par épuisement du béton en cisaillement en fibre inférieure est assez délicate à reproduire avec ce modèle. Le critère utilisé portant sur la limite en traction du béton est assez limité et peut vite devenir défavorable. Pour cela, le modèle doit être approfondi afin de déterminer les contraintes de pelage. Le critère $2D$ de Chalos Béteille pourra alors être employé.
Nous souhaitons vérifier si un modèle en variables locales (par éléments finis) permettrait justement de palier ces limites. Pourra t-on mieux approcher la rupture lorsqu'elle a lieu dans le béton en fibre inférieure et même supérieure ? La distribution des contraintes de cisaillement sera - t-elle mieux approchée ? Aussi, nous avons ici fait l'hypothèse d'une distribution homogène des contraintes dans la largeur de la poutre, cette hypothèse est aussi à vérifier.



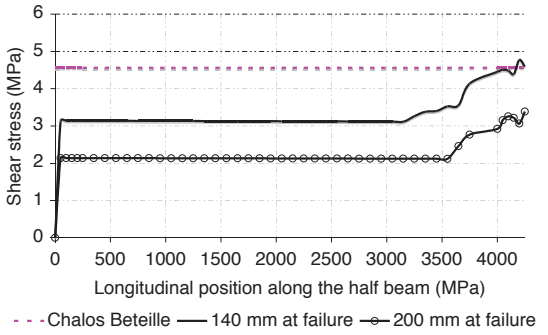
(a) $AB1$



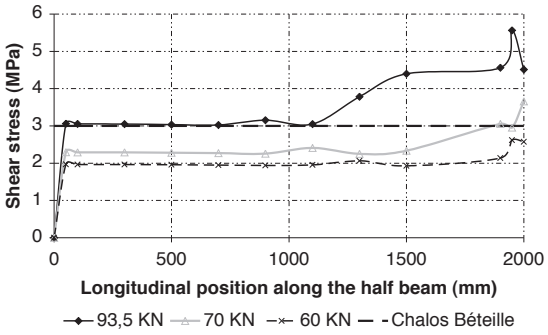
(b) $AB2$



(c) $AB3$ à 54 kN



(d) $AB4$ à 400 kN



(e) $AB5$

Figure 15.17 – Distribution des contraintes de cisaillement à l'interface adhésif-substrat. Pour chaque poutre est tracée "Chalos Béteille" : il s'agit de la limite en traction f_t du béton.

16

Modélisation en variables locales des poutres multimatériaux

Sommaire

16.1 Objectifs 186
16.2 Modèle utilisé 186
16.2.1 Hypothèses générales de calcul 186
16.2.2 Approche de la rupture 193
16.3 Validation expérimentale 193
16.3.1 Comportement global 193
16.3.2 Comportement local : comparaison des déformations 194
16.4 Analyse des résultats 204
16.4.1 Etude de la distribution des contraintes 204
16.4.2 Distribution de la variable d'endommagement 209
16.4.3 Confrontation des résultats issus des deux modèles 213
16.5 Optimisation du collage par l'outil de calcul 219
16.5.1 Objectifs 219
16.5.2 Influence de la géométrie du joint collé 219
16.5.3 Influence des caractéristiques matérielles 227
16.5.4 Influence de la nature du profilé 231

16.1 Objectifs

L'objectif de cette étude est de modéliser par la méthode des éléments finis, en variables locales, c'est à dire portant sur les déformations, contraintes locales, les poutres multimatériaux acier-béton qui ont soit été testées au laboratoire soit issues de la littérature. Comme pour l'étude des essais push-out, les simulations sont effectuées avec CAST-3M.
Le modèle utilisé doit être capable de reproduire ce qui a pu être observé expérimentalement et être en mesure de prédire la ruine (soit en cisaillement, soit par rotule plastique dans le béton). Lorsque cet objectif sera atteint, la simulation devra permettre d'optimiser le dimensionnement de ces poutres acier-béton : à savoir quelle géométrie de joint de colle est la plus efficace (obtenir une rupture la plus ductile possible, par rotule plastique, comment limiter au maximum des forts gradients de contrainte autour du joint de colle ? ...). Aussi, on devra vérifier si l'on peut utiliser un béton "normal" c'est à dire de type $C25/30$? Le profilé acier doit-il systématiquement être symétrique ? Quelle est l'influence des caractéristiques matérielles de l'acier, du béton, de l'adhésif sur le comportement global de ces poutres ? Aussi, nous avons vu précédemment qu'un programme en variable généralisées a déjà été mis en oeuvre, malgré quelques faiblesses (distribution linéaire des déformations, manque de précision au niveau de la distribution des contraintes de cisaillement, pas de critère de ruine clairement défini ...), le modèle par la méthode des éléments finis (non linéaire) apporte-il des éléments supplémentaires quant à la compréhension du comportement de ces structures mixtes et donne t-il des résultats identiques ?

16.2 Modèle utilisé

Les poutres modélisées sont toutes constituées d'un profilé acier, d'une dalle de béton et d'un joint adhésif. Nous utilisons la même méthodologie que dans le cas de la modélisation des essais push-out. Premièrement, seront vérifiés différents points :

- Peut-on se contenter d'un maillage en deux dimensions en faisant l'hypothèse de contraintes planes ?
- Nous expliquerons en détail quel maillage sera retenu. Il doit être suffisamment précis autour de l'interface. Dans le cas des push-out, afin de palier aux problèmes mémoires, nous avions modélisé le joint de colle par des éléments d'interface. Nous referons cette hypothèse et en vérifierons sa pertinence.
- Toutes les poutres étudiées sont testées en flexion 3 points. Expérimentalement, le chargement est appliqué par une plaque d'acier. Nous expliquerons comment, numériquement ce dernier est imposé.
- Enfin nous détaillerons quelle démarche est retenue pour analyser la rupture.

L'analyse préliminaire porte essentiellement sur la poutre $AB1$ et aussi sur $AB2$.

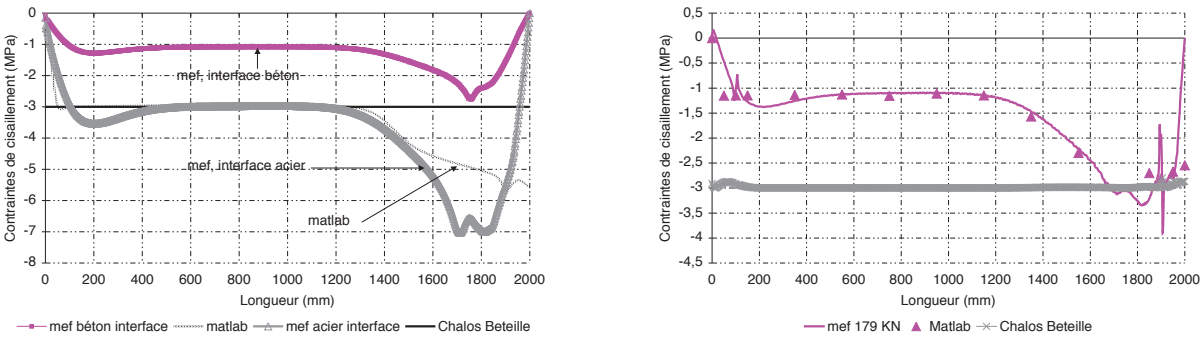
16.2.1 Hypothèses générales de calcul

En annexe C.3.1, page 263 , nous avons montré que l'hypothèse d'état plan de contraintes n'était pas strictement vérifiée compte tenu des dimensions des sections des poutres étudiées. La courbe de la figure 16.1, distribution des contraintes de cisaillement à l'interface pour $AB1$ et $AB2$, à la charge de ruine, montre que pour la première poutre, les contraintes de cisaillement calculées avec la simulation non linéaire par la MEF ne sont pas identiques à celles données par un calcul en variables généralisées. Les contraintes ne sont donc pas homogènes dans la troisième direction z.

16.2.1.1 Maillage et conditions aux limites

Les poutres sont donc simulées en trois dimensions. Les conditions aux limites de symétrie sont telles qu'un quart de la structure est modélisé. La dalle de béton, le profilé acier et la plaque intermédiaire lorsqu'elle est présente, sont constitués de tétraèdres à 4 noeuds à interpolation linéaire (type $TET4$) et le joint de colle (comme dans les simulations des essais push-out) est constitué d'éléments d'interface de type $JOI3$. Lorsqu'elles sont présentes, les armatures acier longitudinales sont simulées par des éléments barre [1]. Le maillage, présenté sur la figure 16.2, est resserré proche de l'interface (environ 10 mm), de la

1. On fait l'hypothèse d'adhérence parfaite : aucun glissement entre le béton et les armatures n'est pris en compte. Pour cela, les noeuds du béton coïncident avec les noeuds de l'acier



(a) $AB1$, à Fu (b) $AB2$, à Fu

Figure 16.1 – Distribution des contraintes de cisaillement à l'interface, à la charge de ruine pour $AB1$ et $AB2$, le calcul est effectué en non linéaire avec une loi de comportement de Mazars pour le béton et en faisant l'hypothèse d'un état plan de contraintes.

zone d'appui et du chargement et plus relâché ailleurs (jusqu'à 40 mm). Le nombre de noeuds retenu est présenté dans le tableau 16.1. Le processus de maillage a été conçu pour être le plus possible automatisé permettant ainsi d'utiliser le même algorithme pour n'importe quelle poutre : seules les caractéristiques matérielles et géométriques sont alors à préciser.
Le chargement est appliqué via une plaque rigide autour de la section centrale, comme ce qui a été réalisé lors des essais. Afin de ne pas empêcher la convergence de l'algorithme, les noeuds de cette plaque ne sont pas directement confondus à ceux du béton : une relation de contact (donc condition aux limites supplémentaire) suivant la direction y est créée (figure 16.3). Aussi le déplacement vertical (Uy) est bloqué au niveau de l'appui sur toute la ligne le constituant.

Poutre	Nombre de noeuds	Nombre d'éléments	Lcar (mm)
$AB1$	19284	75584	30
$AB2$	24181	87809	30
$AB3$	17875	66495	20
$AB4$	34890	141828	53
$AB5$	33618	142674	80

Tableau 16.1 – Nombre de noeuds pour chaque poutre simulée

16.2.1.2 Matériaux : caractéristiques matérielles

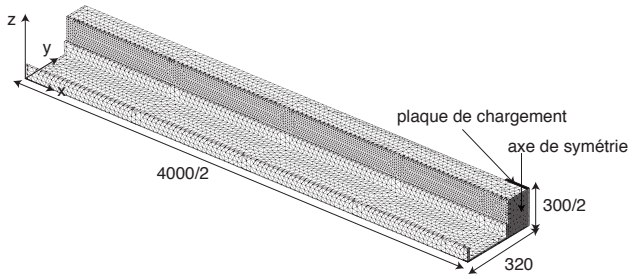
Le comportement non linéaire des matériaux est pris en compte. Nous utilisons les mêmes lois de comportement que pour les simulations des essais Push-out.

16.2.1.2.1 Adhésif

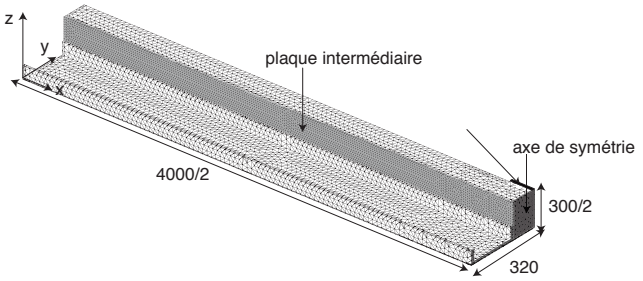
L'adhésif, modélisé par des éléments joints suit une loi de comportement de type élastique fragile à rupture. Les paramètres matériaux retenus sont les mêmes que pour les essais de caractérisation de la connexion collée ($E = 12300\ mm$, $\nu = 0,32$). Rappelons que K_n et K_s, les rigidités normales et tangentielles sont obtenues en divisant par l'épaisseur de la couche de colle, laquelle est précisée pour chaque poutre dans le chapitre 14.2.4, page 162.

16.2.1.2.2 L'acier

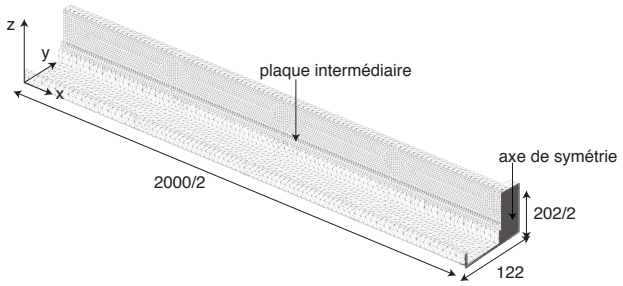
L'acier des profilés métalliques et les armatures de la dalle sont modélisés par une loi de type élastique plastique à écrouissage cinématique dont les caractéristiques (tableau 16.2) dépendent des résultats des essais donnés par les auteurs ou effectués au laboratoire pour $AB5$. H correspond à la pente dans la partie non linéaire de la courbe contraintes déformations (entre les bornes f_y la limite élastique et f_u la contrainte ultime).



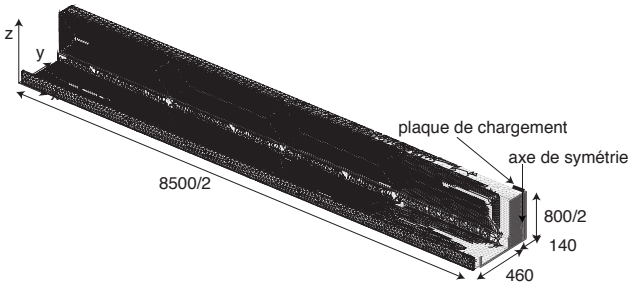
(a) $AB1$



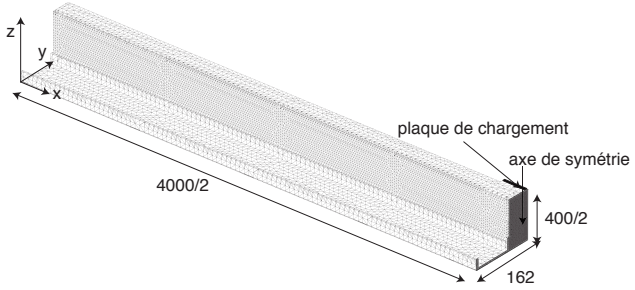
(b) $AB2$



(c) $AB3$



(d) $AB4$



(e) $AB5$

Figure 16.2 – Maillage en trois dimensions des poutres simulées

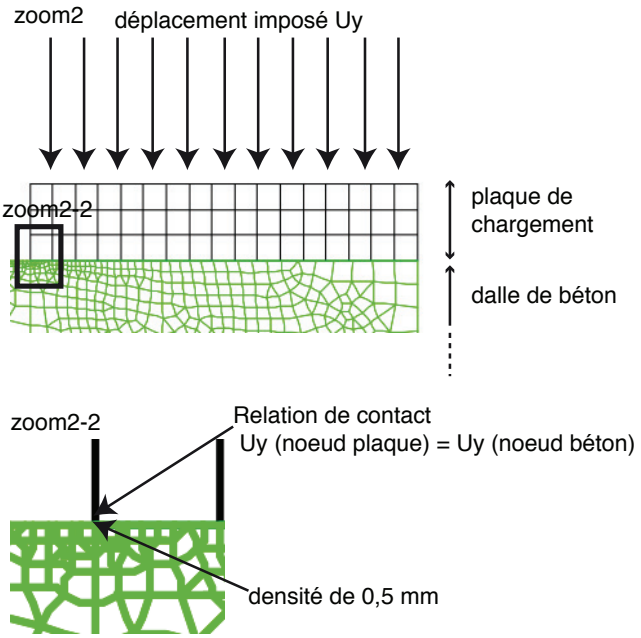


Figure 16.3 – Application du chargement

		$E\ (MPa)$	$f_y\ (MPa)$	$H\ (MPa)$
$AB1$ et $AB2$	âme	200000	289	5000
	semelle		289	
	plaque		235	
	armatures		500	1000
$AB3$	âme	203000	275	2000
	semelle			
$AB4$	âme	205000	330	5000
	semelle			
$AB5$	âme	190000	304	5000
	semelle	150000	289	5000
	armatures	210000	500	4000

Tableau 16.2 – Caractéristiques utilisées pour l'acier : élastoplastique écrouissable, E représente le module de Young du matériau, f_y la contrainte limite élastique et H le module tangent.

16.2.1.2.3 Le Béton

La loi de couplage endommagement-plasticité détaillée dans la deuxième partie est retenue. Les caractéristiques du modèle sont données dans les tableaux 16.4 à 16.8. Les lois de comportement ainsi obtenues pour chaque poutre sont détaillées sur les courbes 16.4. Pour les deux premières poutres ($AB1$ et $AB2$), il s'agissait du même béton, nous utilisons donc les mêmes caractéristiques matérielles. En ce qui concerne la poutre $AB3$, les essais sur les prismes en traction et en compression n'ont pas été instrumentés : nous avons donc choisi d'identifier, en fonction des caractéristiques matérielles issues des essais et de la loi adoucissante donnée par (Afgc, 2002) son comportement. Pour cela, en compression, on considère que le béton est élastique alors qu'en traction, nous lui attribuons plutôt une loi de type élastique plastique parfaite. Nous verrons comment la ruine est étudiée. La dalle de la poutre $AB4$ est constituée de béton hautes performances (couramment noté BHP). Le béton utilisé par (Jurkiewiez et al., 2008) est issu de la thèse de (Bouazaoui, 2005). Les Push-out de (Berthet et al., 2011) étaient eux aussi constitués de ce même matériau. Nous utilisons donc les mêmes caractéristiques que celles du chapitre 11.5. $AB5$ est constituée de deux bétons (celui de la prédalle et celui de la dalle de compression) n'ayant pas les mêmes caractéristiques comme ce qu'ont montré les essais sur matériaux. Nous avons donc distingué deux matériaux (béton inférieur et béton supérieur). Le premier possède des caractéris-

tiques proches de celles obtenues pour $AB1$ et $AB2$. Le béton positionné en partie supérieure possède des caractéristiques plus faibles se rapprochant de celles obtenues sur les éprouvettes instrumentées de la série $MJF2$. Nous avons donc identifié ses paramètres matériaux grâce à ces données.

Influence de la longueur caractéristique sur les résultats

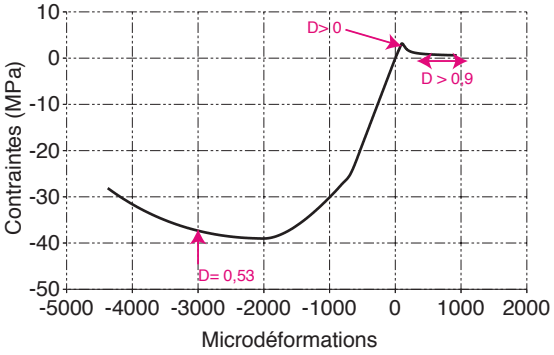
Du fait de la loi adoucissante utilisée pour le béton, tous les calculs sont menés en non local. Pour chaque poutre simulée, l'influence de la longueur caractéristique sur les résultats a été analysée pour un même maillage. Le détail est présenté en annexe C.3.4 et le tableau 16.3 récapitule les principaux résultats obtenus. Il montre l'influence de la longueur caractéristique sur les temps de calcul et sur la "précision" des résultats. Elle est calculée comme étant le rapport entre la valeur maximale d'effort atteinte pour le calcul considéré par rapport à celle obtenue lorsqu'il n'évolue plus. Il apparaît que pour chaque maillage, la longueur interne influe sur le comportement global et sur la localisation. Plus cette dernière est importante, plus la ductilité est développée et l'effort augmente. Pour chacune d'elles, nous avons atteint (ou quasiment) la longueur "optimale" : la localisation n'évolue plus

Néanmoins, nous avons dû faire un choix : augmenter la longueur interne aboutit à des temps de calculs importants. De plus, les capacités de calcul sont clairement affectées. La machine mise à disposition au laboratoire possède les caractéristiques suivantes : CPU $2,8\ GHz$ avec $2\ Go$ de RAM. Par exemple, pour la première poutre $AB1$, si la longueur caractéristique est supérieure à $40\ mm$: les capacités sont atteintes. Les matrices de connectivité ne peuvent être construites. De ce fait, j'ai utilisé un serveur de calcul avec des moyens accrus à savoir : CPU constitué de 4 processeurs dont les capacités sont de $2,8\ GHz$ avec $16\ Go$ de RAM. Les temps de calculs ont pu être réduits mais surtout, nous avons pu atteindre des longueurs caractéristiques supérieures à $40\ mm$ pour toutes les poutres (et simulé $AB4$ ce qui était impossible avec l'ordinateur du laboratoire). Pour $AB1$ et $AB2$, $40\ mm$ suffisent, pour $AB3$ une longueur interne supérieure à $20\ mm$ est satisfaisante et pour $AB5$, si la longueur caractéristique est supérieure à $50\ mm$, l'écart est inférieur à 1 %.

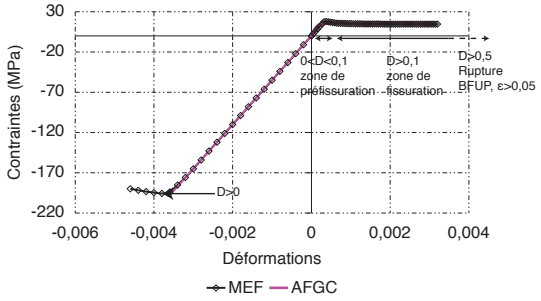
Nous avons donc fait un compromis entre coût numérique et précision. Les longueurs caractéristiques retenues pour les calculs sont données dans le tableau 16.1.

Poutre	$Lcar\ (mm)$	Nombre de pas	Serveur Temps CPU (h)	Laboratoire Temps CPU (h)	"Précision"
$AB1$	26	112	3	8	0.97
	40	124	6	–	0.99
	50	124	11	X	1.0
	80	124	15	X	1.0
$AB2$	26	180	6	15	0.97
	80	200	24	X	1.0
$AB3$	10	180	2.5	15	0.97
	20	200	4.2	–	1.0
	30	200	10	–	1.0
	40	200	13	–	1.0
$AB4$	26	180	6	X	1.0
	80	200	24	X	1.0
$AB5$	0	88	8	14	0.78
	26	116	4	–	0.95
	40	136	5	X	0.97
	60	144	16	X	0.99
	80	148	22	X	1.0

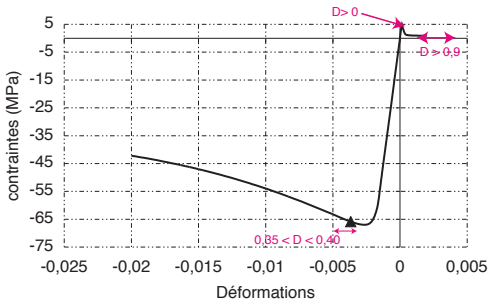
Tableau 16.3 – Influence de la régularisation sur les résultats. Le signe – dans la colonne relative à la machine du laboratoire indique que nous n'avons pas effectué le calcul jusqu'au bout du fait de temps trop longs et le signe X indique que le calcul n'a pu y être mené du fait de capacités machine trop restreintes. Pour $AB5$, un calcul local a été effectué, dans ce cas, la longueur caractéristique ($Lcar$) est égale à 0.



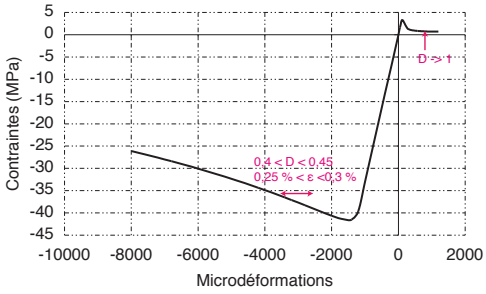
(a) Béton utilisé pour les poutres $AB1$ et $AB2$



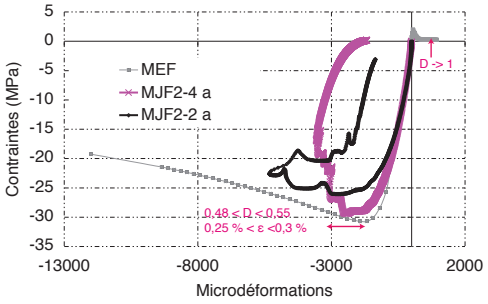
(b) BFUP utilisé pour $AB3$, la loi de comportement en traction est identifiée grâce à la loi adoucissante donnée par (Afgc, 2002)



(c) béton utilisé pour $AB3$



(d) béton utilisé pour $AB5$, partie inférieure de la dalle



(e) béton utilisé pour $AB5$, partie supérieure de la dalle

Figure 16.4 – Comportement du béton utilisé pour les poutres simulées

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
37000	$2,3$	$1,3$	2600	14000	$0,86 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$11 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,2$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 16.4 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB1$, $AB2$

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
55000	$3,8$	$0,6$	1010	3000	$3,27 \cdot 10^{-4}$	$500 \cdot 10^6$	$40 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,2$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 16.5 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB3$

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
36600	$2,13$	$0,9$	1414	10765	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$200 \cdot 10^6$	$40 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,3$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-2}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 16.6 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour pour $AB4$

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
33000	$2,7$	$1,3$	2400	12500	$1 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$11 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,2$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 16.7 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB5$, béton inférieur : prédalle

$E\ (MPa)$	A_c	A_t	B_c	B_t	ε_{D0}	r_c	r_t	γ
28000	$1,7$	$0,90$	2000	16000	$0,7 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$11 \cdot 10^6$	$0,99$

p	a	k_0	A_h	B_h	C_h	α
$0,2$	-1	$0,1$	$7 \cdot 10^{-5}$	$3 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$0,5$

Tableau 16.8 – Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB5$, béton supérieur

16.2.1.3 Application, contrôle du chargement et stabilité de calcul à l'approche de la rupture

Le chargement est appliqué incrémentalement par un déplacement imposé (sur la plaque de chargement), afin d'éviter au maximum des problèmes de convergence, dans le domaine non linéaire. Les pas de charge sont choisis pour être relativement relâchés dans le domaine élastique et plus serrés dans le domaine non linéaire. Nous avons vérifié que le choix de la discrétisation en chargement n'avait pas d'influence sur les résultats, notamment proche de la ruine. Dès que les premières non linéarités apparaissent, la discrétisation temporelle est telle qu'au moins 200 pas sont effectués.
Le critère de convergence utilisé ici porte sur la différence de déplacement entre deux itérations successives. Il est par défaut égal à $0,0001$. Nous avons tout de même vérifié quelle était la sensibilité des résultats vis à vis de ce paramètre.
Néanmoins, du fait d'importantes non linéarités dans le béton, le calcul peut avoir des difficultés à converger (même si on s'est prémuni au niveau du choix des pas de chargement et du critère de convergence comme le montre l'annexe C.3.2). Nous excluons au maximum les convergences forcées du logiciel et préférons une analyse "manuelle" à l'approche de la ruine. Tout comme (Queiroz et al., 2007) qui ont effectué une analyse non linéaire sous Ansys, nous utilisons une procédure similaire (OPTION RESTART sous Ansys). Dans celle-ci, du fait de sauvegardes successives du calcul à différents incréments de charge, le calcul est arrêté afin de l'analyser (voir la partie suivante concernant l'approche de la ruine) mais aussi d'en modifier certains paramètres et notamment les pas de charge lorsque cela devient nécessaire. Généralement cette analyse est effectuée à l'approche de la rupture où d'importants problèmes d'instabilité peuvent apparaître.

16.2.2 Approche de la rupture

Plusieurs limites sont établies afin de déterminer la charge maximale supportée par la structure. Premièrement, nous avons utilisé l'hypothèse que l'adhésif (époxy) était élastique linéaire. Aucun critère n'a été établi dans la loi de comportement. Nous vérifierons à chaque fois que la limite du matériau n'est pas atteinte. Pour l'acier, l'écoulement est contrôlé par le critère de Von Mises, nous vérifierons que la contrainte limite n'est pas atteinte.
En ce qui concerne le béton, nous définissons (Queiroz et al., 2007) une limite "basse" et "haute" en déformations pour approcher la ruine par compression (elles sont données pour chaque poutre dans le tableau 16.9). Ces limites ont été définies soient grâce aux essais de caractérisation sur le béton soit elles sont issues de la littérature. La loi d'endommagement plasticité est telle qu'en compression, même si la déformation "limite" est atteinte, il y a encore écoulement : les contraintes diminuent alors que les déformations et l'endommagement augmentent. Les courbes de la figure 16.4 illustrent quelle limite D est définie pour chaque béton. Elles ont été obtenues par des essais "numériques" de compression simple. Aussi, le béton peut rompre en traction/cisaillement. Nous n'utilisons pas de critère clairement défini mais vérifierons la pertinence du critère 2D de Chalos Béteille (aussi pour comparaison avec les résultats issus des modélisations en variables généralisées). De plus, lorsque le matériau est fissuré, l'endommagement va croître considérablement. Lorsque celui-ci est important et est suffisamment propagé, l'état de contraintes dans cette zone tend vers 0. Le matériau n'est plus capable de soutenir les efforts auquel il est soumis. Si trop d'éléments sont considérés comme nuls, l'inversion matricielle deviendra impossible. De même que précédemment, la variable d'endommagement D permet d'analyser les zones les plus sollicitées (voir les courbes 16.4).
Notons que la procédure "manuelle" énoncée dans le paragraphe précédent tient tout son intérêt pour l'analyse de ce type de rupture.

Béton	ε_{inf}	ε_{sup}
$AB1 - AB2$	0.0025	0.0035
$AB3$	0.0035	0.004
$AB4$	0.0033	0.004
$AB5$	0.0025	0.0035

Tableau 16.9 – Limites "hautes" et "basses" prises en compte pour l'approche de la ruine en compression dans le béton

16.3 Validation expérimentale

16.3.1 Comportement global

Les poutres étudiées précédement ont été simulées par l'outil $3D$ proposé. On fera aussi la comparaison des résultats issus du calcul par la méthode aux éléments finis avec ceux issus de la simulation par variables généralisées.
Le tableau 16.10 présente les charges maximales obtenues pour chaque structure étudiée. Sont représentées les limites inférieures et supérieures pour chaque poutre. Notons que dans le cas de $AB1$ et $AB4$, le calcul s'est arrêté avant d'avoir atteint la limite inférieure (et sera expliqué dans les sections 16.4.1 et 16.4.1.2 relative à l'analyse des contraintes dans la poutre et dans le joint de colle). Pour $AB4$, la charge de rupture numérique est très largement supérieure (25 %) à la valeur expérimentale.
On constate que les ratio (Δ_1 et Δ_2) entre les charges expérimentales et celles issues de la MEF sont faibles (sauf pour $AB4$). La dispersion est elle aussi très acceptable. La charge expérimentale de rupture pour $AB2$ est comprise entre la limite "basse" et "haute" numérique. $AB3$ est constituée d'un béton ultra hautes performance, rappelons que l'(Afgc, 2002) préconise une loi élastique linéaire en compression. Typiquement, la contrainte limite ultime est atteinte pour une déformation dans le béton de $0,35$ % ce qui correspondrait à une charge de 52 kN, très certainement qu'un léger adoucissement (prévu dans la loi de comportement numérique) a lieu dans le béton lorsque f_c est atteinte : pour une déformation de $0,4$ % la charge numérique est équivalente à la charge expérimentale.
En ce qui concerne la poutre $AB5$, la modélisation effectuée n'a pas permis d'atteindre la charge de ruine expérimentale : il y a divergence de l'algorithme interne aux alentours de 82 kN. Nous l'attribuons

à une trop grande fissuration de la prédalle en fibre inférieure qui empêche la convergence de l'algorithme. Afin de vérifier la pertinence de cette hypothèse, une simulation supplémentaire a été effectuée : la prédalle est considérée comme étant élastique linéaire. Dans ce cas, on observe que le comportement global est plutôt bien reproduit : la charge maximale atteinte pour une déformation dans le béton de $0,35\%$ est égale à 92 kN.
Le tableau 16.11 illustre les valeurs du déplacement vertical obtenu juste avant que la poutre adopte un comportement global non linéaire et à la rupture. La figure 16.5 permet de comparer l'allure de la flèche expérimentale, en section centrale (et en section notée sud ou nord pour $AB4$) avec celle calculée par le calcul en variables locales, nous donnons aussi la courbe issue du calcul en variables généralisées. Le comportement global semble être plutôt bien reproduit. Nous montrons pour la poutre $AB4$ que deux calculs ont été effectués : pour le premier $MEF1$, l'acier devient non linéaire à partir de 480 MPa alors que pour le second la valeur retenue vaut 330 MPa. Signalons que cette valeur correspond bien à celle qui a été déterminée par les essais de (Bouazaoui, 2005) sur le même acier : ce sera donc cette configuration qui sera retenue pour la suite de l'étude. Lorsque $MEF1$ est considéré, on n'observe pas de non linéarité contrairement au cas $MEF2$ pour lequel elle apparaît aux alentours de 360 kN. Cette valeur reste toutefois supérieure à la valeur expérimentale (de l'ordre de $250-300$ kN). En section sud ou nord (à 1750 mm de l'axe de symétrie), le calcul par éléments finis ne permet pas de reproduire de non linéarité contrairement à ce qui a pu être observé lors des essais. Deux hypothèses sont alors mises en avant : soit la connexion a rompu du fait d'un défaut de collage, soit l'adhésif adopte un comportement non linéaire qui n'est pas reproduit par les simulations et est donc un facteur limitant, nous discuterons de ce point là dans l'analyse des contraintes.
Pour $AB1$, la flèche numérique est plus faible (environ 30 % d'écart) que celle qui a été mesurée : la raideur semble être légèrement surévaluée. Par contre, pour $AB2$ qui est à priori constituée des mêmes matériaux, les résultats sont beaucoup plus probants. Une analyse de sensibilité permet en partie d'expliquer ces écarts (le béton caractérisé expérimentalement à une limite en compression égale à 39 ± 3 MPa : modifier ce paramètre et donc le module de Young modifiera la rigidité de la poutre mixte, le constat est le même pour l'acier. Cette analyse est résumée dans l'annexe C.14. Les écarts dans le domaine élastique pour $AB3$ sont inférieurs à 3 % et à 7 % à la ruine. Le comportement global de $AB5$ est quant à lui plutôt bien reproduit avec un écart maximal de 7 % proche de la limite d'élasticité. Jusqu'à 84 kN, les deux simulations considérées donnent des résultats identiques. Au delà, pour $AB5_2$ (pour laquelle la prédalle est élastique en traction) la simulation est conforme aux mesures.

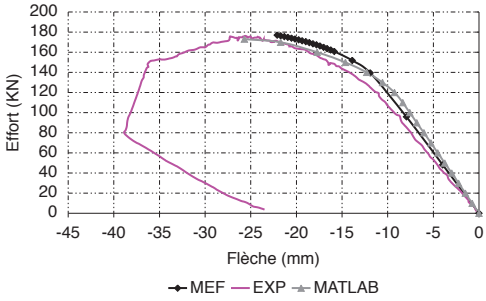
			MEF				
Poutre	F_{exp}	F_{Matlab}	$F_{u,inf}$	$F_{u,sup}$	Δ_1	Δ_2	$\%\Delta$
$AB1$	176	173	177		1.01		
$AB2$	190	189	189	191	0.99	1.01	1.05
$AB3$	54	51	52	54	0.96	1.00	4.00
$AB4$	401	572	498		1.23		
$AB5_1$	93	93	89		0.96		
$AB5_2$	93	93	89	94	0.96	1.01	5.00

Tableau 16.10 – Charges de ruine en kN obtenues avec les deux modèles (MATLAB pour les variables généralisées et MEF pour les variables locales). Pour la MEF, sont représentés pour la limite haute $F_{u,sup}$ ou basse $F_{u,inf}$, dans le cas de la MEF les ratios $\Delta_{1/2} = F_{u,inf/sup}/F_{exp}$ entre modèle et calcul. $\%\Delta = \Delta_2 - \Delta_1$ représente la dispersion des résultats. Pour les poutres $AB1$ et $AB4$, le calcul s'est arrêté avant d'avoir atteint la limite "basse" en compression ($\varepsilon_c = 0.0025$ et $\varepsilon_c = 0.0034$ respectivement). $AB5_1$ correspond à la simulation avec prise en compte des non-linéarités de la prédalle, $AB5_2$ la prédalle est élastique linéaire.

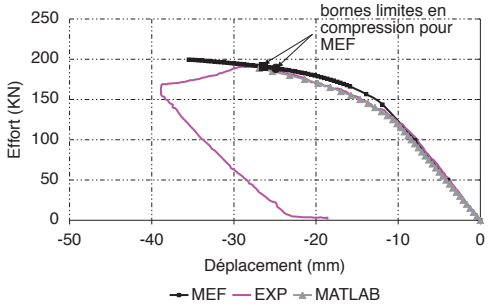
16.3.2 Comportement local : comparaison des déformations

Les figures 16.6 à 16.11 représentent l'évolution au cours du chargement des déformations au niveau du profilé inférieur et de la dalle supérieure et les diagrammes des déformations [2] (en section centrale et à peu près au quart de la portée). Ces courbes montrent que le comportement local est plutôt bien reproduit. Les résultats sont répertoriés plus en détail dans le tableau 16.11. Signalons que dans le cas des poutres $AB2$, $AB3$ et $AB5$, la rupture numérique correspond à une rupture par compression : les

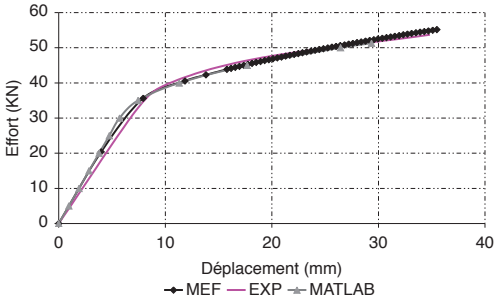
2. sauf pour $AB3$ pour laquelle nous n'avons que la mesure de la déformation au niveau du profilé inférieur et de la dalle de compression, en section centrale



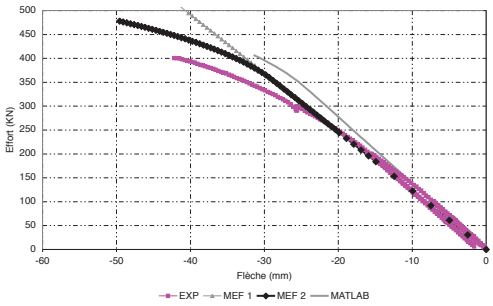
(a) $AB1$



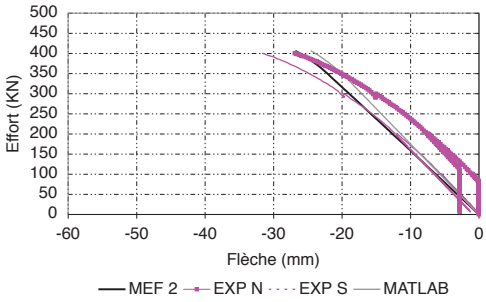
(b) $AB2$



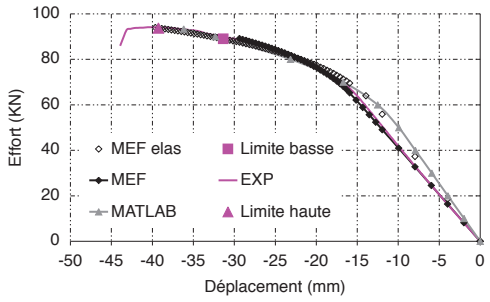
(c) $AB3$



(d) $AB4$ Section Centrale



(e) $AB4$ Section Sud-Nord ($x = 2500\ mm$)



(f) $AB5$

Figure 16.5 – Comportement charge flèche en section centrale

déformations et l'endommagement ont atteint dans cette zone [3] leur limite (dans le tableau 16.10, deux charges de ruine numériques sont données : la charge ultime est très certainement bornée entre ces deux valeurs).

		$AB1$		$AB2$		$AB3$		$AB4$		$AB5$	
Limite élastique	F_{elas}	120		120		33		250		63	
		EXP	MEF	EXP	MEF	EXP	MEF	EXP	MEF	EXP	MEF
	$U_{y,max}$	11	$10,0$	10	$9,9$	$7,9$	$8,0$	$20,0$	$19,9$	$14,1$	$15,1$
	$\varepsilon_{,SC,dsup}$	-722	-737	-697	-703	-936	-1000	-430	-474	-957	-771
	$\varepsilon_{,SC,Pinf}$	1150	1350	1081	1473	1615	2500	1290	1240	1556	1750
Rupture	F_u	176		190		54		401		93	
		EXP	MEF	EXP	MEF	EXP	MEF	EXP	MEF	EXP	MEF
	$U_{y,max}$	26	22	28	27	35	32	41	34	35	35
	$\varepsilon_{,SC,dsup}$	-1860	-2430	-2530	-3000	-2900	-3950	-816	990	-2954	-3003
	exacte		-1790		-2480		-2590		-822		-2740
	$\varepsilon_{,SC,Pinf}$	12976	5600	3650	6710	1522	1670	Panne	2560	6460	7950

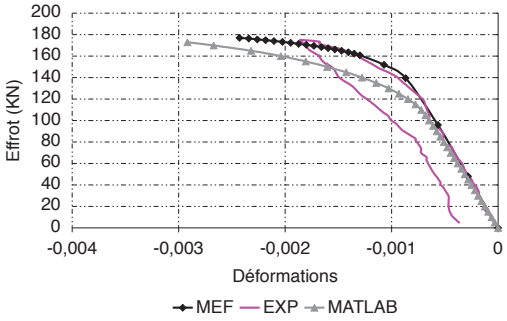
Tableau 16.11 – Résultats obtenus pour chaque poutre simulée, les déformations sont exprimées en $\mu m/m$, la flèche $U_{y,max}$ en mm. Notons aussi que les déformations dans la dalle supérieure $\varepsilon_{,SC,dsup}$ n'ont pas exactement été mesurées en section centrale, du fait de la plaque de chargement. Nous donnons les résultats numériques dans les deux zones et pour $AB4$, dans le béton, nous donnons la moyenne entre les deux valeurs mesurées versant sud ou nord. $\varepsilon_{,SC,Pinf}$ représente les déformations au niveau du profilé inférieur en section centrale. "Panne" correspond à une panne de la jauge de déformation. Pour $AB5$, la ligne "rupture" correspond aux résultats obtenus lorsque l'on considère que la prédalle adopte un comportement élastique linéaire : dans le cas contraire on n'a pas réussi à atteindre cette charge.

Les déformations dans le béton dans la phase élastique sont pour toutes les poutres plutôt satisfaisantes, l'écart maximal est à observer pour $AB5$ et il atteint 20 %. Cette remarque va dans le sens de ce qui a pu être observé pour le comportement global (figure 16.5(f)) : la structure est légèrement trop raide, cela semble venir très certainement du matériau béton (de la prédalle ou de la dalle de compression ?).
Pour la poutre $AB4$, les déformations proches de la section centrale, au niveau de la dalle inférieure (figures 16.9(a) et 16.9(b)) ne sont pas identiques entre numérique et expérimental. Expérimentalement, les fibres en partie inférieure de la dalle sont d'abord comprimées puis deviennent tendues vers 300 kN contrairement aux valeurs numériques qui indiquent jusqu'à cette valeur que le béton serait entièrement comprimé dans cette zone. En revanche, nous avons aussi tracé l'évolution de ces déformations au niveau de l'axe de symétrie et remarquons que le comportement y est mieux reproduit. Le béton devient tendu pour une charge légèrement supérieure à 345 kN ce qui correspond à la plastification des aciers dans cette même zone (figure 16.9(a)). L'écart observé est à relativiser : les valeurs numériques et expérimentales sont faibles (80 $\mu m/m$ ou 30 $\mu m/m$ respectivement).
Proche de la rupture, les valeurs des déformations en fibre supérieure dans le béton relevées dans le tableau 16.11 montrent que (exactement dans la même zone : à côté de la plaque de chargement) les écarts sont faibles : de 1 % pour $AB3$ et $AB4$ jusqu'à 7 % pour $AB5$ (cas où la prédalle est élastique linéaire). Relevons que dans le cas de $AB1$, la déformation maximale atteinte est inférieure à 2500 $\mu m/m$, la limite "basse" à rupture en compression. Ce constat est le même pour $AB4$, les déformations maximales atteintes ne dépassent pas $0,1$ %. Par contre, cette limite a été largement atteinte pour les trois autres poutres (3000 $\mu m/m$ pour $AB2$ et $AB5$ et 3500 $\mu m/m$ pour $AB3$) confirmant la ruine par rotule plastique. Dans le cas de $AB5$, la figure 16.11(c) montre que l'axe neutre est situé dans la prédalle. Aussi, les déformations calculées sont très largement supérieures à la valeur limite élastique (environ 100 $\mu m/m$) dès 75 % $F_{u,exp}$. Cette zone correspond à peu près au quart de la portée de la poutre, autour de la section centrale. Ce résultat confirme que la fissuration est importante dans cette zone et doit très certainement être à l'origine de l'arrêt prématuré du calcul.
Dans l'acier, l'allure est assez bien reproduite, néanmoins, des imperfections expérimentales ont été relevées lors des essais pour $AB1$, $AB2$ et $AB4$ (en section centrale la mesure n'a pu être conduite jusqu'à la ruine : elle ne peut être comparée). L'hypothèse de Bernoulli n'est pas respectée proche de

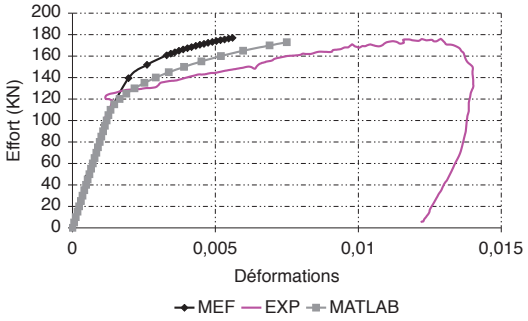
3. ce résultat sera analysé plus en détail dans la partie suivante

la rupture pour chaque structure étudiée dans le profilé inférieur notamment.
La plastification des aciers débute pour $AB4$ pour une valeur proche de $0,16$ % et a lieu numériquement en section centrale aux alentours de 345 kN et en section S2N ($x = 3800$ mm) pour une charge voisine de 400 kN (voir les courbes de la figure 16.10). Expérimentalement, le profilé (figure 16.10(c)) devient non linéaire à des charges un peu inférieures : environ 250 kN pour S2N (ou N) et proche de la rupture en section S3N (ou S). En section centrale (jusqu'à 250 kN puisqu'au delà la jauge a eu un défaut de fonctionnement) la corrélation entre numérique et expérimentale est très satisfaisante puisqu'inférieure à 2 % alors qu'en section S3 ou S2, elle peut atteindre (pour des mêmes niveaux de charge) jusqu'à 30 %. Deux hypothèses viennent alors : soit la limite élastique du profilé ne correspond pas à celle donnée par les essais de caractérisation, soit le problème vient de l'adhésif : on peut mettre en avant un défaut de collage et/ou une non prise en compte de possibles non-linéarité dans l'adhésif. Aussi, signalons que pour la mesure des déformations en section $S3N$ et $S3S$, à 200 kN, la poutre a été déchargée et on observe que les déformations qui y sont mesurées ne correspondent plus. Pour $AB3$ et $AB5$, les résultats sont plus convaincants : à la ruine (en ayant considéré la prédalle élastique pour $AB5$) l'écart maximal est de 23 % pour $AB5$.
La limite élastique, pour chacune des poutres correspond à une plastification du profilé en partie inférieure (pour $AB1$, $AB2$ et $AB3$, la limite élastique est estimée à environ 1400 $\mu m/m$ et pour $AB4$ et $AB5$ dans la semelle elle est de l'ordre de 1600 $\mu m/m$).

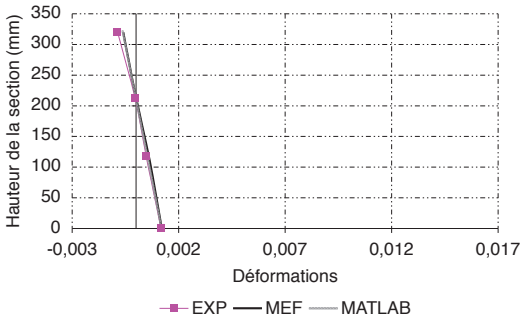
En définitive, nous avons montré que les résultats issus de la modélisation par éléments finis en trois dimensions étaient proches des mesures effectuées, malgré quelques différences proche de la rupture en partie inférieure de la section centrale (dans le profilé à chaque fois). Cet écart s'explique par l'hypothèse de Bernoulli qui n'est pas vérifiée dans cette zone. De plus, les résultats sont à peu près identiques entre le calcul en variables généralisées et le calcul par éléments finis. Notons, tout de même que dans le béton le modèle en variables locales donne des résultats plus proches de ceux mesurés à l'approche de la rupture. Cela tient de la loi de comportement utilisée.
Il s'agit maintenant d'analyser plus en détails les résultats et notamment la distribution des contraintes.



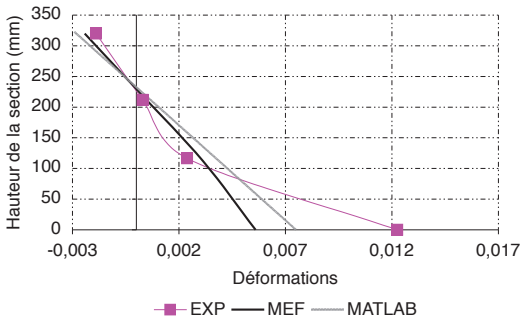
(a) béton : dalle supérieure, SC



(b) Profilé inférieur, SC

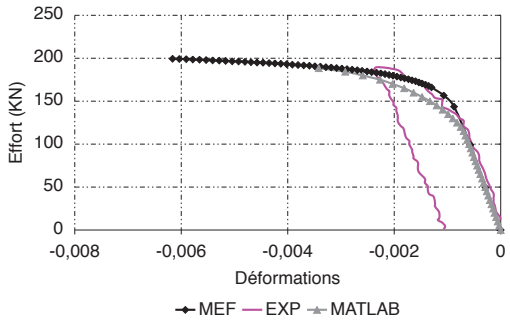


(c) Diagramme des déformations en section "sud" ($x = 1120\ mm$), à la charge de ruine expérimentale

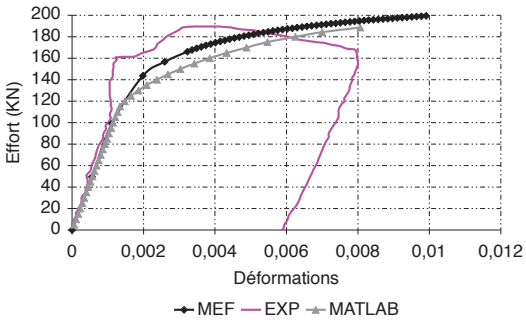


(d) Diagramme des déformations en section centrale, à la charge de ruine expérimentale

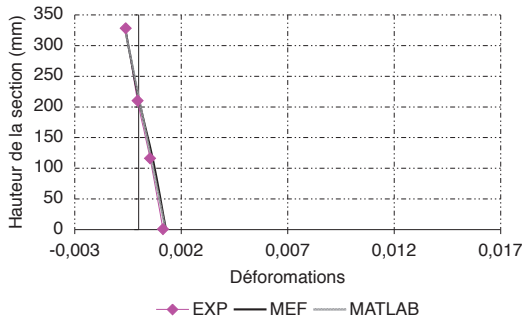
Figure 16.6 – Evolution des déformations pour la poutre $AB1$



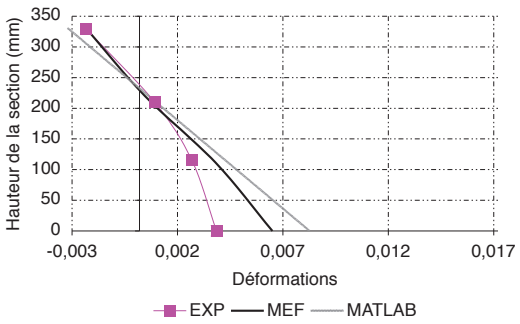
(a) béton : dalle supérieure



(b) Profilé inférieur

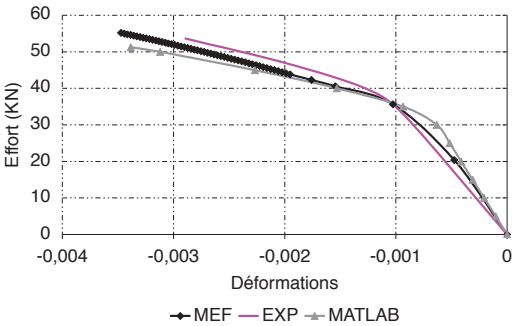


(c) Diagramme des déformations en section "sud" ($x = 1120\ mm$), à la charge de rupture expérimentale

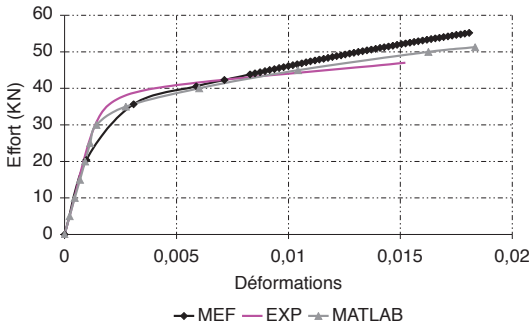


(d) Diagramme des déformations en section centrale, à la charge de rupture expérimentale

Figure 16.7 – Evolution des déformations pour la poutre $AB2$

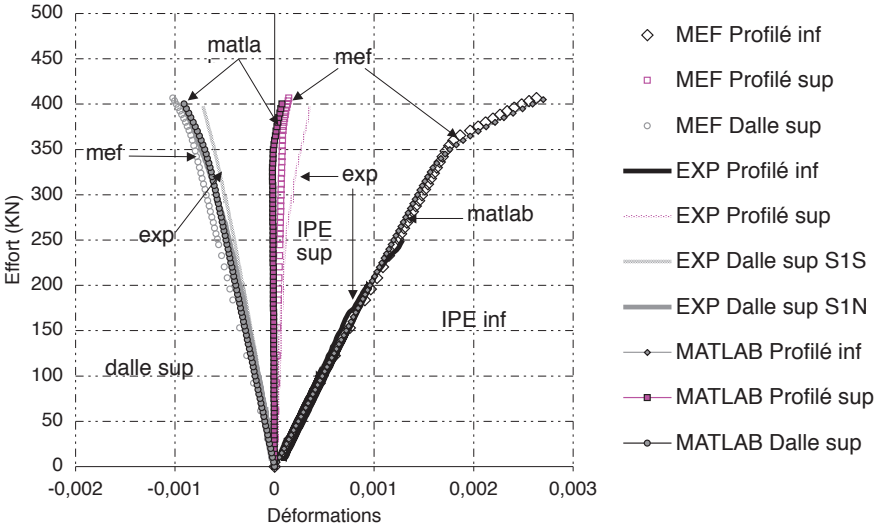


(a) béton : dalle supérieure

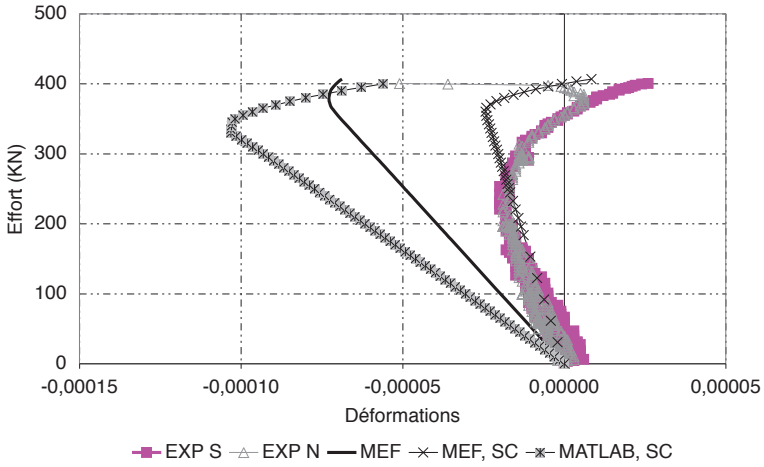


(b) Profilé inférieur

Figure 16.8 – Evolution des déformations en section centrale pour la poutre $AB3$

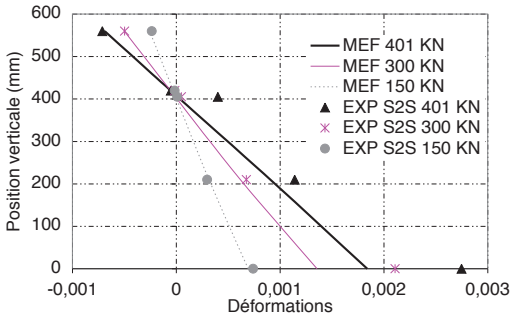


(a) Déformations en section centrale

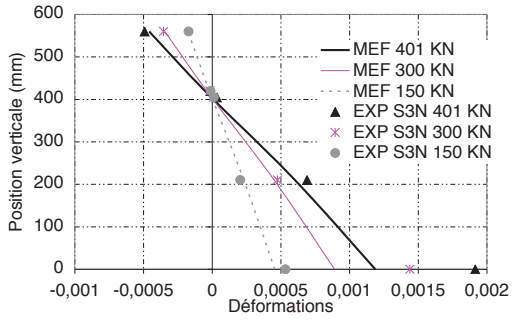


(b) Evolution des déformations dans le béton, sur la face inférieure de la dalle, en $x = 3950\ mm$ pour MEF et en $x = 4250\ mm$ (l'axe de symétrie) pour MEF, SC

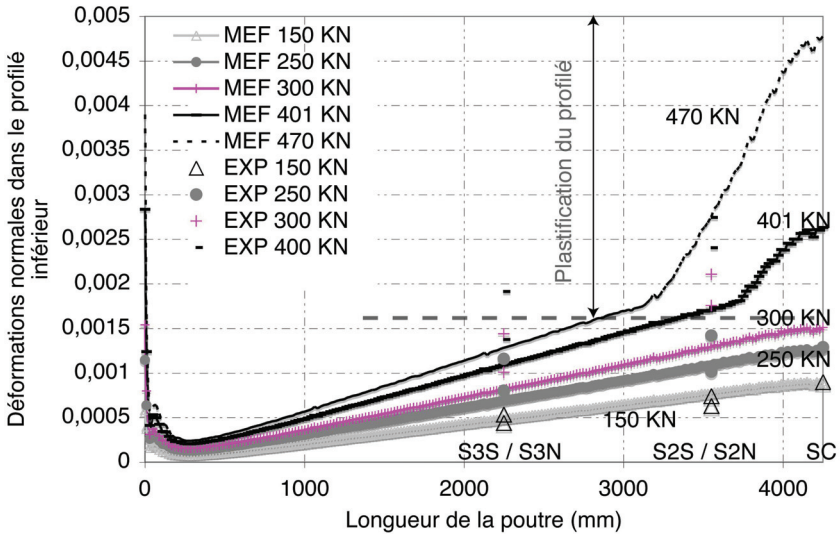
Figure 16.9 – Evolution des déformations autour de la section centrale pour la poutre $AB4$



(a) Diagramme des déformations : section notée S2N : $x =$ 3550 mm

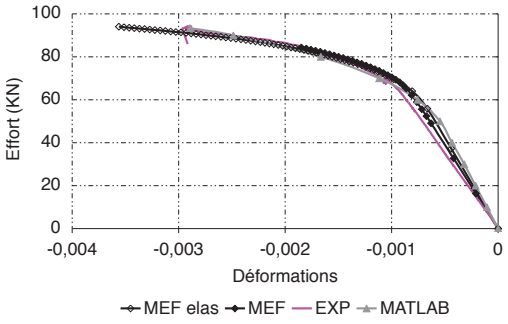


(b) Diagramme des déformations : section notée S3N : $x =$ 2250 mm

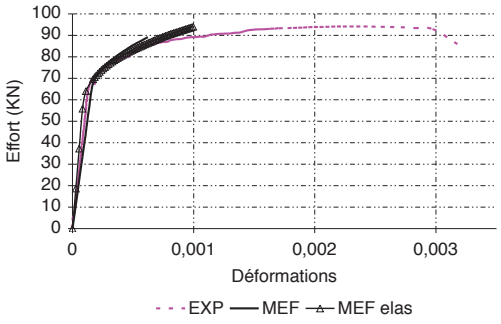


(c) Evolution le long de la poutre des déformations dans le profilé : semelle inférieure

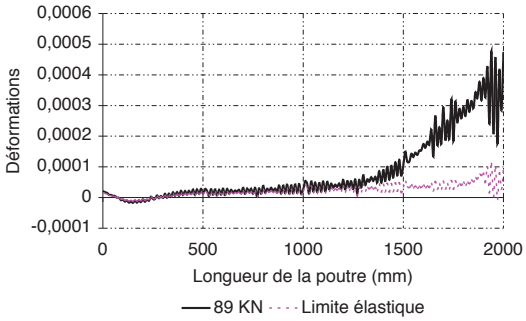
Figure 16.10 – Analyse des déformations pour $AB4$ le long de la poutre



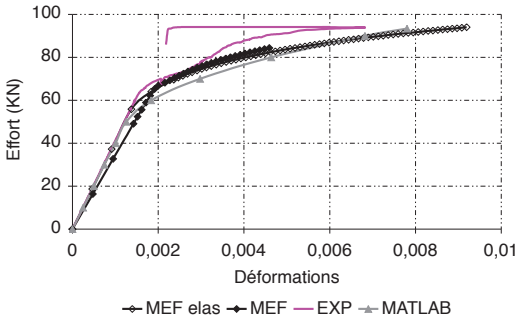
(a) Béton : dalle supérieure



(b) Béton : dalle inférieure

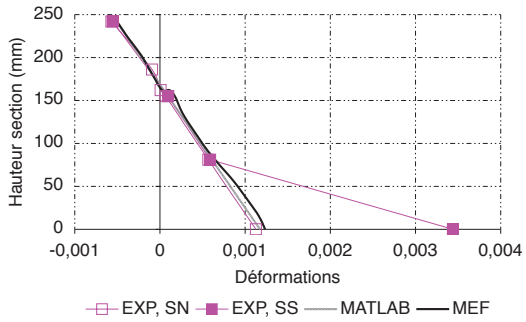


(c) Evolution le long de la poutre des déformations normales à l'interface, dans le béton

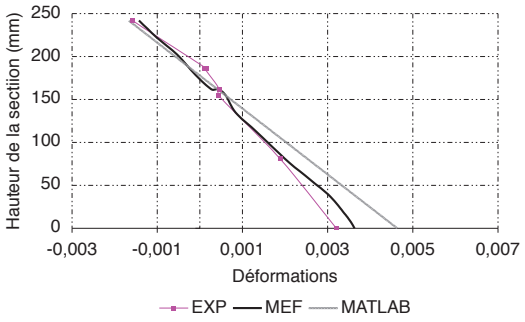


(d) Profilé inférieur

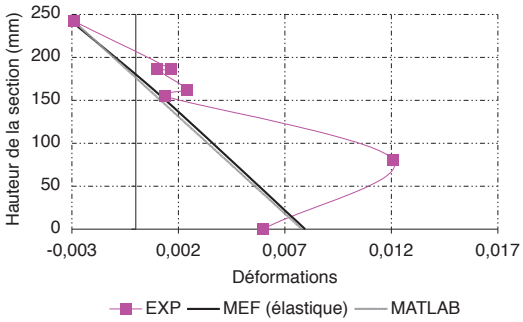
Figure 16.11 – Evolution des déformations pour la poutre $AB5$ (MEF,elas correspond à la simulation pour laquelle le comportement non linéaire de la prédalle n'a pas été pris en compte



(a) Diagramme des déformations en section "sud" ($x = 1000\ mm$), à 80 kN



(b) Diagramme des déformations en section centrale , à 80 KN



(c) Diagramme des déformations en section centrale à F_u déterminée par la modélisation considérant la prédalle comme élastique

Figure 16.12 – Diagramme des déformations pour la poutre $AB5$

16.4 Analyse des résultats

16.4.1 Etude de la distribution des contraintes

16.4.1.1 Contraintes normales

Les figures 16.13 à 16.15 représentent, à différents niveaux de charge, la distribution en section centrale (notée SC) et au quart de la mi portée (section notée SN) des contraintes normales calculées avec le modèle éléments finis. Sont aussi tracées les contraintes à la rupture, issues du calcul par variables généralisées. Les résultats sont sensiblement identiques entre les deux modèles. Notons toutefois que pour $AB2$, $AB3$ et $AB4$, dans la section située au quart de la mi portée, les contraintes calculées en variables généralisées sont plus faibles que celles données par le modèle éléments finis. Cela n'est plus le cas autour de la section centrale qui est plastifiée. Aussi, pour $AB3$, la plastification de la partie inférieure de la poutrelle n'est pas complètement identique, ce qui est certainement attribuable aux paramètres non linéaires de l'acier qui y sont mal choisis. Quant à $AB5$, les contraintes sont identiques mise à part au niveau de la semelle inférieure, dans le cas du calcul en variables généralisées nous avons utilisé les mêmes caractéristiques matérielles pour l'âme et la semelle ce qui n'est pas le cas pour le second modèle utilisé.
On constate pour les poutres $AB1$ et $AB2$ qu'autour de la section centrale, le profilé plastifie aux alentours de 120 kN ce qui correspond aux premières non linéarités dans les poutres. Aussi, pour $AB1$, il y a fissuration du béton à environ 90 % Fu proche de l'interface, en section centrale contrairement à $AB2$.

Les aciers plastifient autour de la section centrale pour la poutre $AB3$ à environ 35 kN. A la ruine, le profilé autour de cette zone a presque atteint la limite à rupture donnée par les auteurs. Dans le BFUP, l'évolution des contraintes normales reste linéaire : l'axe neutre étant situé dans le profilé.

Selon les calculs, $AB4$ devient non linéaire à 360 kN en section centrale. A la charge de rupture expérimentale (401 kN), les premiers 10 cm (en hauteur) du profilé ont plastifié alors qu'à la valeur maximale numérique atteinte (497 kN), cette hauteur est légèrement supérieure à 30 cm. Notons que le béton n'a jamais atteint f_c. Au quart de la mi-portée la section est encore dans son domaine de comportement linéaire. Aussi, à 401 kN l'axe neutre est situé dans le profilé alors qu'à 497 kN, il est situé dans le béton sur une longueur d'environ 75 cm de la mi portée.

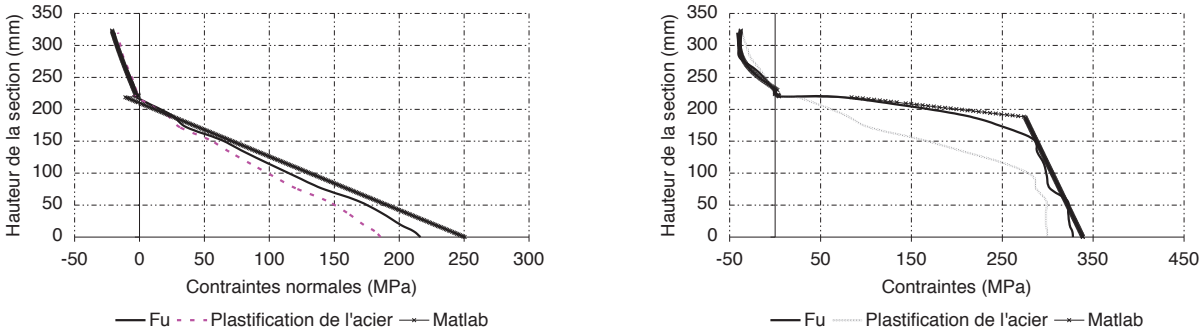
Pour la poutre $AB5$, l'axe neutre est situé dans la dalle sur quasiment toute la longueur. Nous trouvons que le profilé plastifie à environ 70 kN (75 % F_u). Le béton en partie tendu est lui aussi fissuré à compter de cette valeur.

Pour toutes les poutres étudiées, nous n'avons pas observé de non-linéarité à un quart de la section centrale : elles sont toutes situées autour du tiers central induites par une plastification du profilé métallique.

16.4.1.2 Etat de contraintes dans le joint de colle

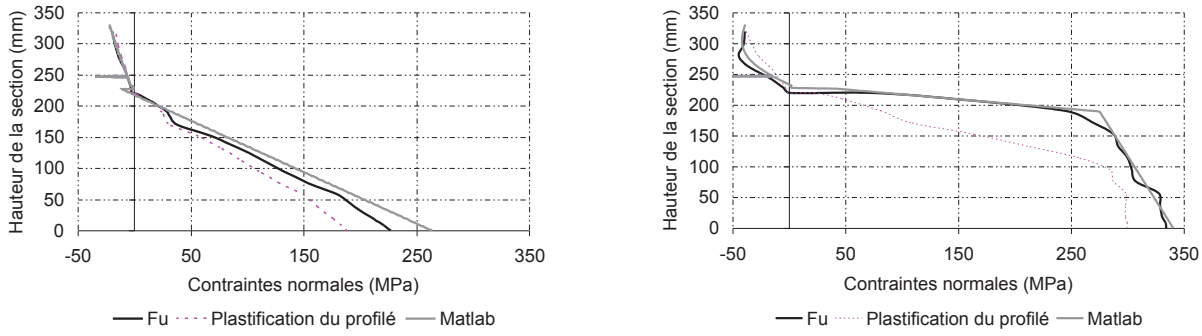
L'analyse de la distribution des contraintes normales et tangentielles dans le joint de colle s'avère assez fastidieuse dans le sens où la rupture n'y est pas prévue. Afin de palier ce problème, nous vérifions manuellement si l'état de contraintes est bien inférieur aux limites données par les essais de caractérisation en traction à l'état massique et en cisaillement issus des essais Push-out. Dans le cas des contraintes normales, nous avions déterminé une contrainte moyenne à rupture de l'ordre de 30 MPa en traction. La courbe 16.18 montre que cette limite n'a a priori jamais été atteinte [4]. En revanche, comment pouvons nous analyser la rupture en cisaillement ? La fiche technique de l'adhésif donne une valeur de 18 MPa à 23 degrés pour la SIKADUR30. Elle a été déterminée à l'état massique. Il est évident que les substrats jouent un rôle dans le comportement tangentiel de l'adhésif. Au préalable, nous souhaitions utiliser les données issues de la caractérisation d'interface acier béton pour justement déterminer sa limite ultime. Seulement, l'analyse qui a été faite n'a pas permis d'atteindre pleinement cet objectif (dépendance des résultats vis à vis des dimensions des dallettes, du joint de colle et des conditions aux limites).
Essayons toutefois d'utiliser les résultats dont nous disposons. Pour les poutres $AB1$, $AB2$ et $AB5$, le

4. Les contraintes normales sont négatives : la surface est orientée de la dalle de béton vers le profilé ce qui expliquent qu'elles sont données positives



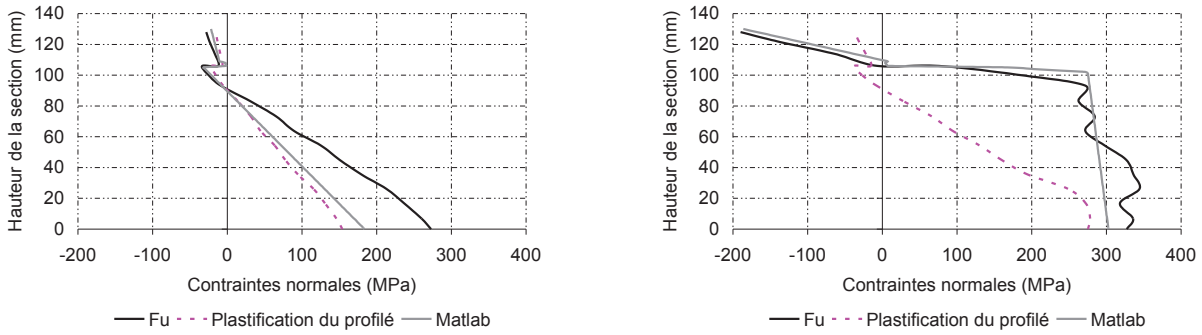
(a) SN (b) SC

Figure 16.13 – Diagramme des contraintes pour $AB1$, à la charge de ruine, lors de la plastification des aciers (120 kN) et lorsque débute la fissuration du béton (172 kN)



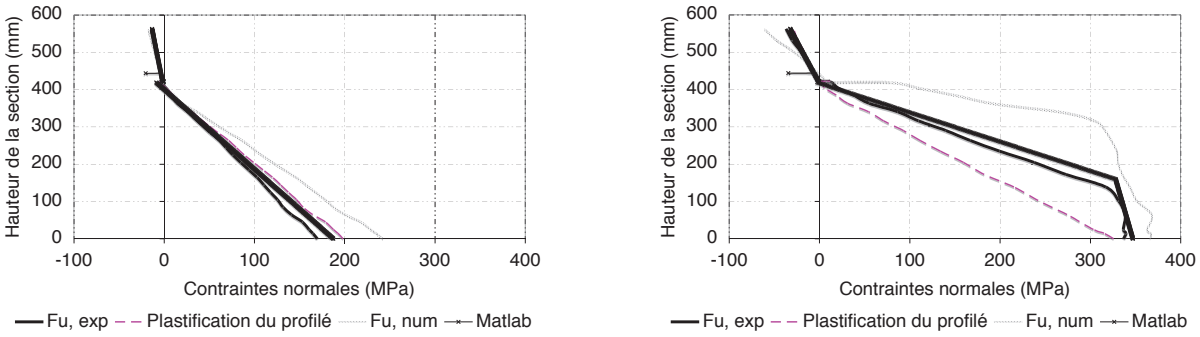
(a) SN (b) SC

Figure 16.14 – Diagramme des contraintes pour $AB2$, à la charge de ruine, lors de la plastification des aciers (120 kN)



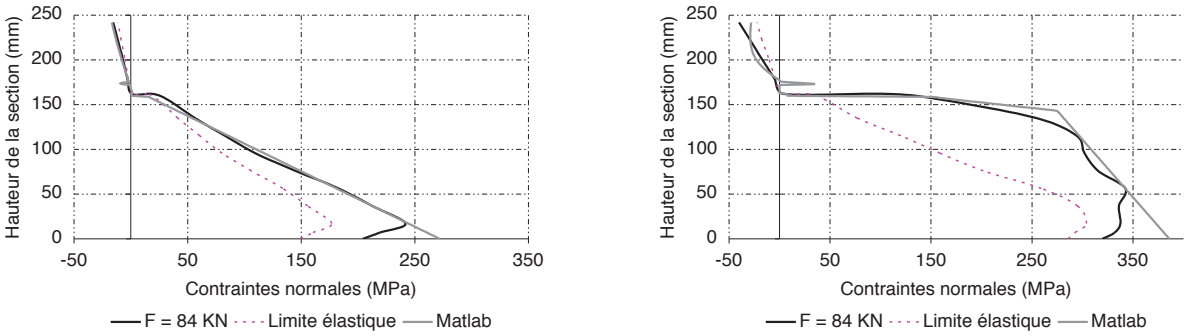
(a) SN (b) SC

Figure 16.15 – Diagramme des contraintes pour $AB3$, à la charge de ruine, lors de la plastification des aciers (30 kN)



(a) SN (b) SC

Figure 16.16 – Diagramme des contraintes pour $AB4$, aux charges de ruine numériques et expérimentales et lors de la plastification des aciers (360 kN)



(a) SN (b) SC

Figure 16.17 – Diagramme des contraintes pour $AB5$, aux charges de ruine numériques et à la plastification des acier (53 kN)

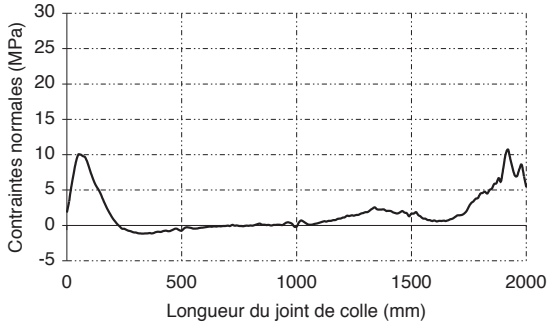
béton et l'acier utilisés correspondent à peu près à ceux utilisés pour les essais push out que l'on a effectué. Nous avons approché une loi d'interface dans la partie précédente. La contrainte ultime obtenue est de l'ordre de 10 MPa (sachant que la ruine dans le joint de colle n'est pas apparue, cette limite est forcément supérieure). Pour $AB1$ et $AB2$, la contrainte tangentielle maximale calculée dans le joint de colle est de 9 MPa. Pour $AB5$ (cas où la prédalle est élastique), elle vaut 6 MPa. En soit ces valeurs sont toujours inférieures à la valeur maximale obtenue par les essais de caractérisation.
Pour $AB4$, nous pourrions nous servir des essais de (Si Larbi et al., 2007) et de (Berthet et al., 2011) (analysés dans la partie précédente) dans lesquels il s'agit d'un BHP de même nature. La géométrie des éprouvettes push-out n'est pas identique [5]. Dans le second cas, l'effort n'a pas été appliqué via un profilé mais via une tôle acier de très faible épaisseur. Nous utilisons donc plutôt la loi d'interface déterminée par les simulations sur la géométrie de (Si Larbi et al., 2007) où la contrainte maximale autour du joint de colle atteint environ 13 MPa. Lors des essais, c'est l'adhésif qui a rompu entre le profilé et le bloc de béton. La courbe 16.18(d) montre qu'en traction/compression, il ne semble pas y avoir de problème. Par contre, la figure 16.19 [6] montre que les contraintes de cisaillement dans le joint de colle atteignent autour de la section centrale des valeurs égales à 8 MPa à 401 kN et à 497 kN d'environ 13 MPa. Cela pourrait suggérer une rupture par cisaillement dans le joint de colle mais il est difficile de conclure étant donné que le comportement non linéaire en cisaillement du matériau, s'il a lieu n'est pas pris en compte et que nous ne connaissons pas rigoureusement sa contrainte ultime tangentielle. Aussi, si un défaut de mise en oeuvre est la cause de la rupture du joint collé, il ne peut être pris en compte dans la modélisation.
La rupture ne semble donc pas s'être produite dans le joint de colle pour chacune des autres poutres simulées comme le montre la figure 16.18.

16.4.1.3 Contraintes de cisaillement

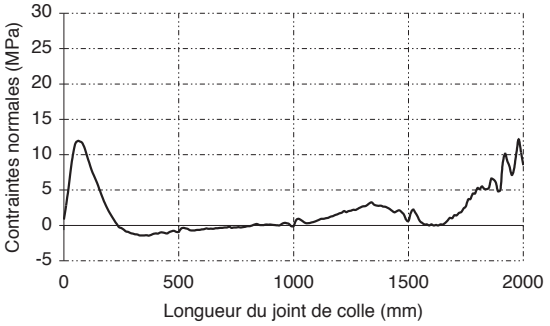
Pour la poutre $AB1$, les contraintes de cisaillement horizontales (interlaminaires) calculées dans le béton, proche de l'interface et autour de la zone de chargement (figure 16.20(a)) sont très largement supérieures aux contraintes ultimes données par le critère de Chalos Béteille mais aussi à la limite en traction du béton (de l'ordre de 3 MPa). Sur environ 500 mm de part et d'autres de l'axe de symétrie, les valeurs atteintes sont de l'ordre de 5 MPa. Ce résultat semble aller dans le sens des observations expérimentales : rupture par cisaillement autour du tiers central.
Pour la poutre $AB2$, figure 16.20(b), les contraintes moyennes de cisaillement sont en moyenne inférieures à 3 MPa vers l'interface. Néanmoins, on constate que le critère de Chalos Béteille n'est pas strictement respecté autour de la section centrale (les écarts restent néanmoins très faibles : ils ne permettent pas de conclure sur une ruine en cisaillement). Pourtant, précédemment, nous avions bien constaté qu'il n'y avait pas de fissuration importante autour de l'interface dans le béton et que les limites en compression avaient été atteintes. Aussi, remarquons que les résultats donnés par la modélisation en variables généralisées ne sont pas les mêmes que ceux donnés par la MEF au niveau de l'axe symétrie. Cela tient du fait que la distribution des contraintes n'est pas homogène dans la largueur du bloc de béton, comme le montrent les coupes transversales tracées à 10 cm de la mi portée. Dans le cas de $AB1$, la plus forte distribution de contraintes proche de l'axe de symétrie s'explique par une zone plus faible de contact entre la dalle et la poutrelle (110 mm contre 300 pour $AB2$). De ce fait, pour la première poutre, au delà de l'IPE ($z > 55$ mm en tenant compte de la symétrie), les contraintes tendent vers 0, ce qui n'est pas le cas pour $AB2$.
Les contraintes de cisaillement, pour la poutre $AB3$ (figure 16.21(a)) sont environ égales à 2 MPa sur les premiers centimètres de la poutre, on constate une augmentation sur les 50 cm autour de la section centrale. Ces valeurs sont néanmoins largement inférieures à la fois à la limite en traction du BFUP et aux contraintes ultimes calculées avec le critère $2D$. Autour de la section centrale, les contraintes calculées avec les deux modèles de calcul ne sont pas identiques : elles sont très largement inférieures dans le cas du calcul en variables généralisées. Cela s'explique par une distribution non homogène dans le bloc de béton, ce qui n'est pas prévu par le calcul en variables généralisées.
Dans le cas de $AB4$, figure 16.21(b), les contraintes de cisaillement dans le béton, à l'interface ont été tracées pour deux niveaux de charge : 401 kN, la charge de ruine expérimentale et 497 kN, la valeur

5. voir la section 11

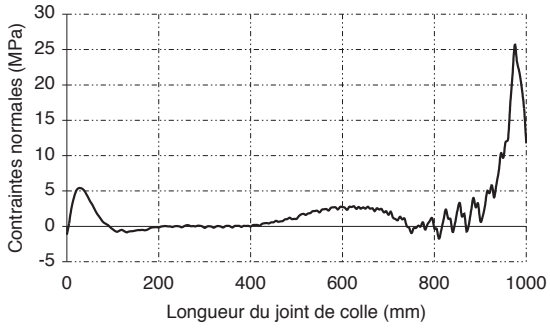
6. Une analyse de sensibilité du maillage pour la poutre $AB5$ a montré que ces irrégularités étaient en partie imputables au maillage utilisé, voir l'annexe C.3.3, l'allure globale y est tout de même représentée.



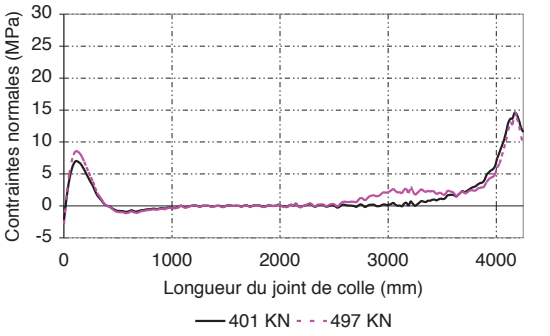
(a) $AB1$



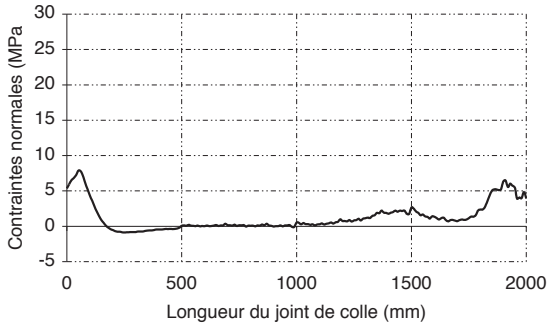
(b) $AB2$



(c) $AB3$



(d) $AB4$



(e) $AB5$

Figure 16.18 – Etat de contraintes dans le joint de colle pour chacune des poutres, à la charge maximale atteinte. Les contraintes normales calculées dans le joint de colle dans le repère local correspondent aux contraintes $-\sigma_{yy}$: les contraintes de pelage.

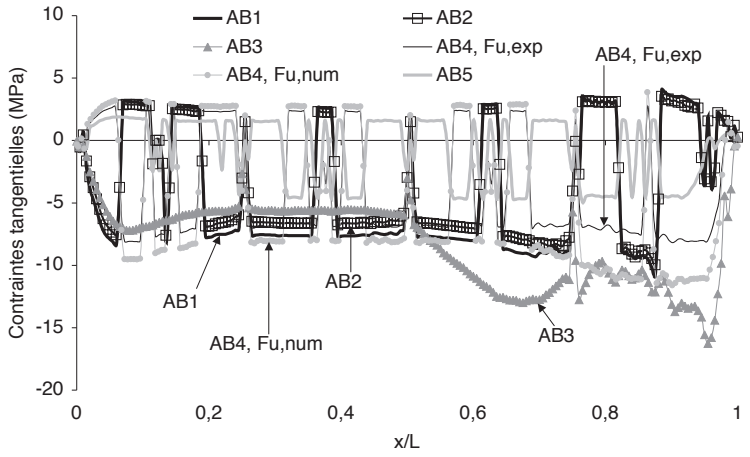


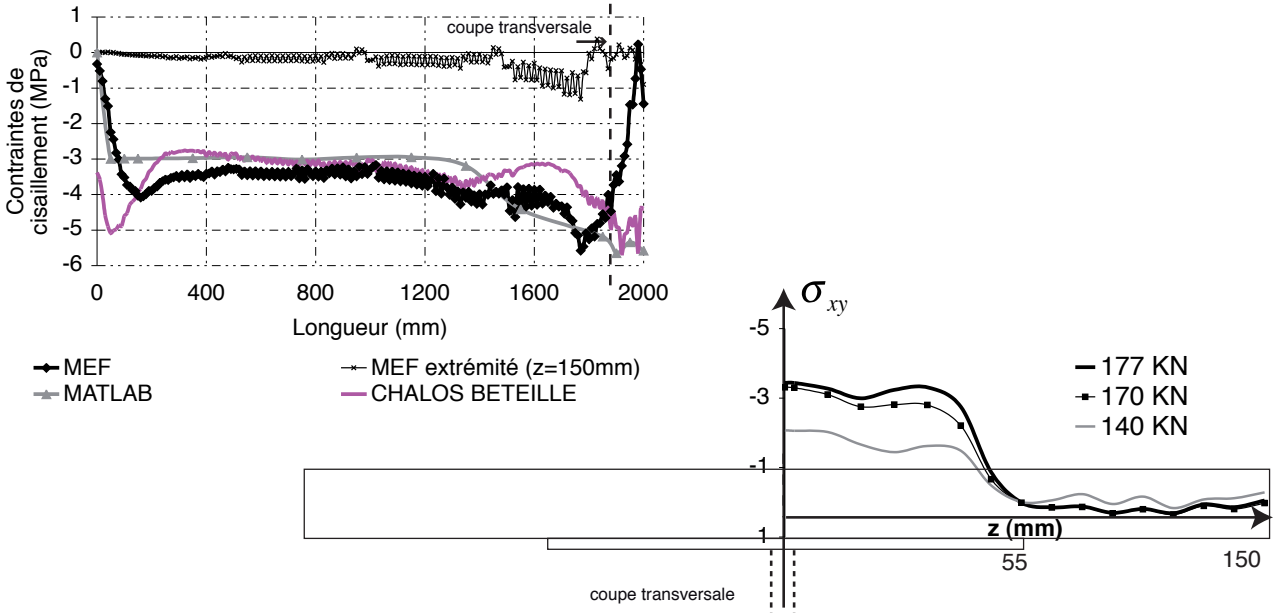
Figure 16.19 – Contraintes tangentielles (direction xy) pour toutes les poutres, à la charge de rupture numérique. $\frac{x}{L}$ représente le rapport entre la position le long du joint de colle et la demi-longueur de la poutre (du fait de la symétrie). $\frac{x}{L} = 1$ correspond à la mi portée

numérique maximale atteinte. Dans le premier cas, elles sont en moyenne égales à 3 MPa, valeur bien inférieure à la limite en traction du BHP utilisé. Par contre, dans le second cas, autour de la section centrale, σ_{xy} atteint 5 MPa. Aussi, le critère $2D$ de Chalos de Béteille est atteint dans cette zone. Cela induirait alors une rupture en cisaillement, de la poutre autour de la mi portée ((Bouazaoui, 2005) avait dimensionné cette poutre pour rompre en cisaillement pour une charge théorique de 456 kN).
Dans le cas où le comportement non linéaire de la prédalle est pris en compte pour $AB5$, les contraintes de cisaillement ne dépassent ni les contraintes ultimes données par Chalos Béteille, ni la limite en traction du béton. En revanche, lorsqu'elle est élastique, le critère est atteint en section centrale. L'endommagement n'existant pas pour ce cas de figure (et dans cette région) : la redistribution des contraintes n'est pas correctement reproduite et ne permet pas de conclure sur une possible rupture en cisaillement. Sachant que le calcul non linéaire ne prédit pas de pics important autour de la section centrale pour une charge valant 95 % $F_{u,exp}$, on peut penser que la ruine n'y aura sans doute pas lieu.

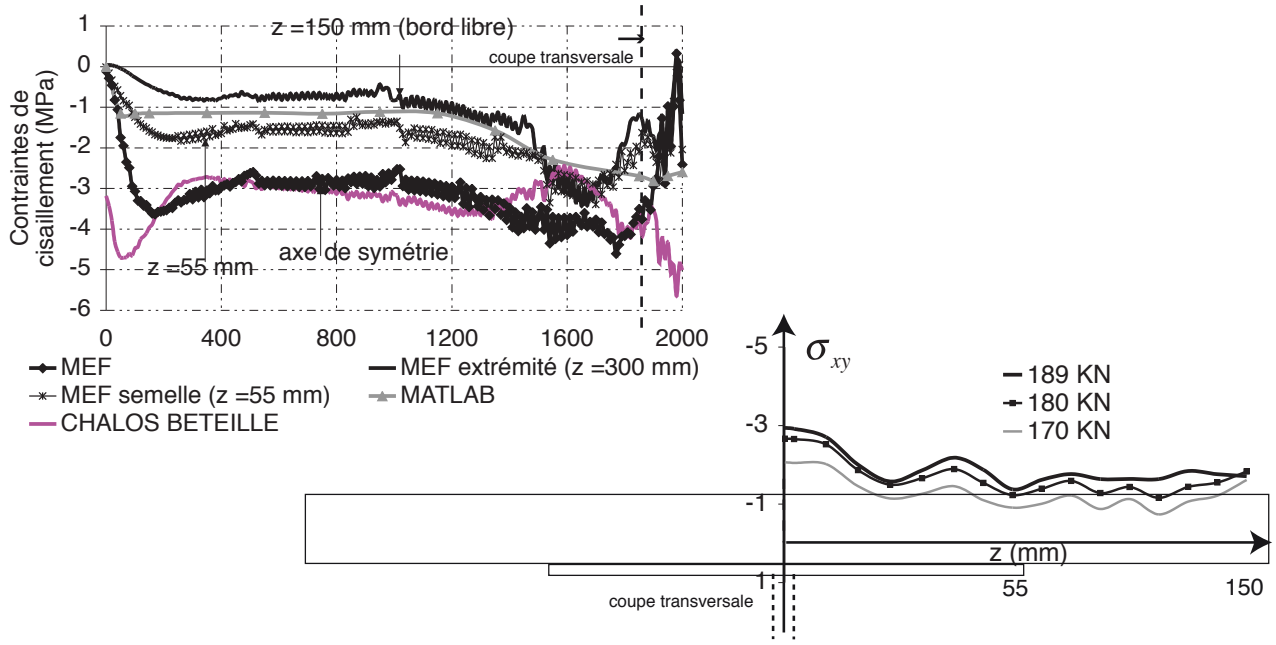
La figure 16.22 représente, à la charge de rupture de chaque poutre, la distribution des contraintes de pelage proche de l'interface. Des contraintes non nulles de compression sont à signaler proche des appuis et de la section centrale.

16.4.2 Distribution de la variable d'endommagement

Analysons l'évolution de l'endommagement du béton (variable interne notée D) au cours du chargement pour toutes les poutres étudiées (figures 16.23 à 16.27). Pour les poutres $AB1$ et $AB2$, on constate que l'endommagement s'amorce aux alentours de 85 % Fu en partie comprimée : cette zone correspond en fait à la zone de poinçonnement où l'effort de la plaque est transmis à la dalle béton. Le poinçonnement ne se propage pas, au fur et à mesure du chargement pouvant générer une instabilité numérique bloquant le calcul (D n'est plus maximal dans cette zone à la rupture). Pour $AB1$, à 95 % Fu (soit 167 kN), l'endommagement est dominant au niveau de l'interface, en section centrale. A la charge maximale, la partie supérieure de la dalle est certes endommagée mais la valeur maximale atteinte (égale à $0,4$) est inférieure à $0,53$, la valeur qui correspond à la ruine d'un élément en compression. En revanche, en partie inférieure, tendue, l'endommagement est supérieur à $0,9$ sur environ $20 - 30$ cm : l'endommagement critique a été atteint et est significatif de la rupture de la poutre. Les résultats numériques confirment que $AB1$ a bien rompu par cisaillement dans le béton proche de la mi-portée, comme ce qui a été observé expérimentalement.
Pour $AB2$, on a pu remarquer qu'à la fois la partie supérieure et inférieure de la dalle en section cen-

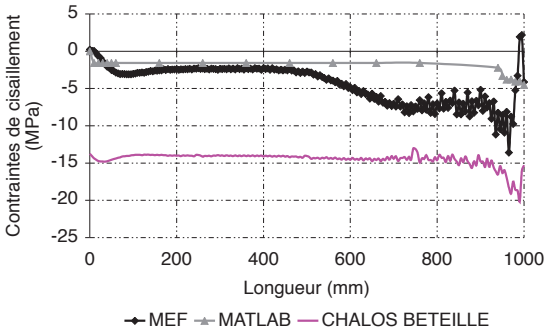


(a) AB1

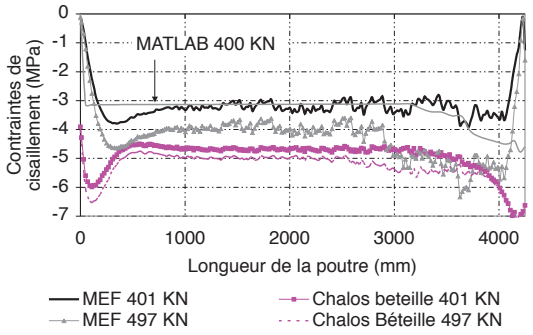


(b) *AB*2

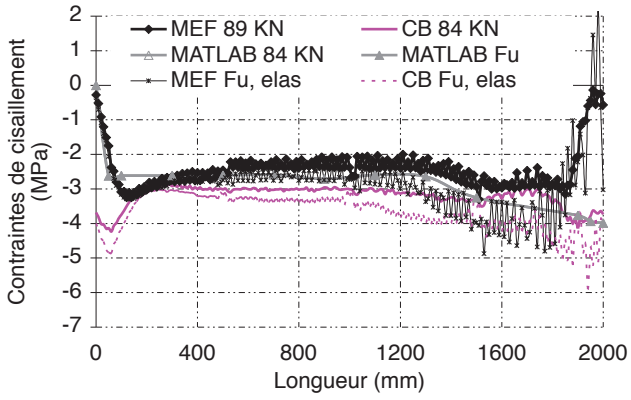
Figure 16.20 – Distribution des contraintes de cisaillement proche de l'interface pour *AB*1 et *AB*2. Ont été représentées les contraintes de cisaillement avec le modèle en variables locales (MEF), en variables généralisées (MATLAB) et les contraintes de cisaillement ultimes données par le critère 2D de Chalos Béteille (calculées avec la distribution des contraintes σ_{yy} données par le calcul éléments finis.



(a) $AB3$



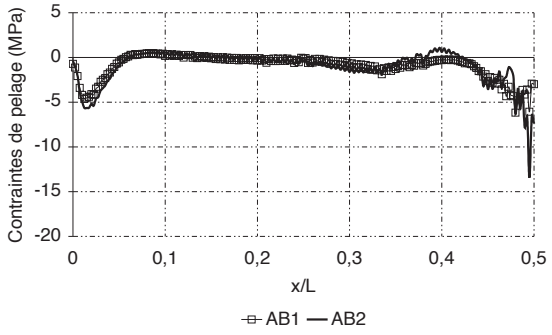
(b) $AB4$



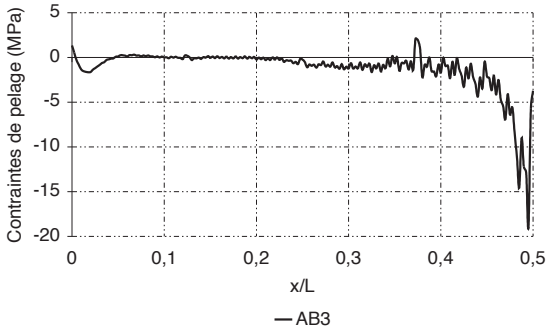
(c) $AB5$

- CB pour les contraintes ultimes calculées avec Chalos Béteille
- $F_{u,elas}$ correspond au calcul effectué en considérant la prédalle élastique

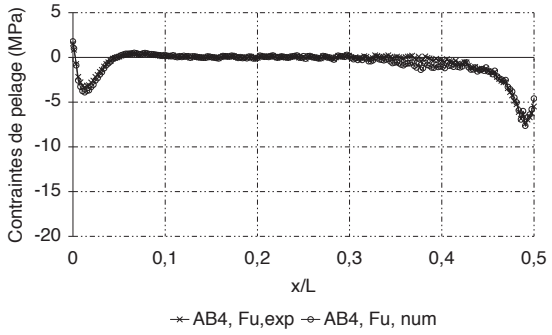
Figure 16.21 – Distribution des contraintes de cisaillement proche de l'interface aux charges à rupture pour $AB3$, $AB4$ et $AB5$. Ont été représentées les contraintes de cisaillement avec le modèle en variables locales (MEF), en variables généralisées (MATLAB) et les contraintes de cisaillement ultimes données par le critère 2D de Chalos Béteille (calculées avec la distribution des contraintes σ_{yy} données par le calcul éléments finis.



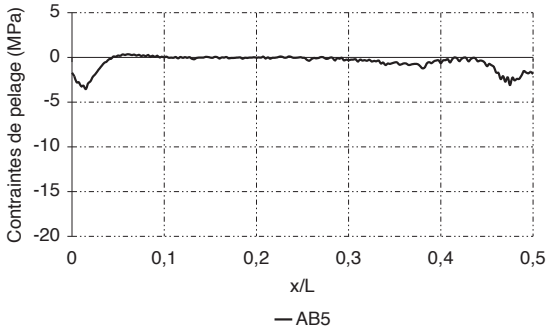
(a) $AB1$ et $AB2$



(b) $AB3$



(c) $AB4$



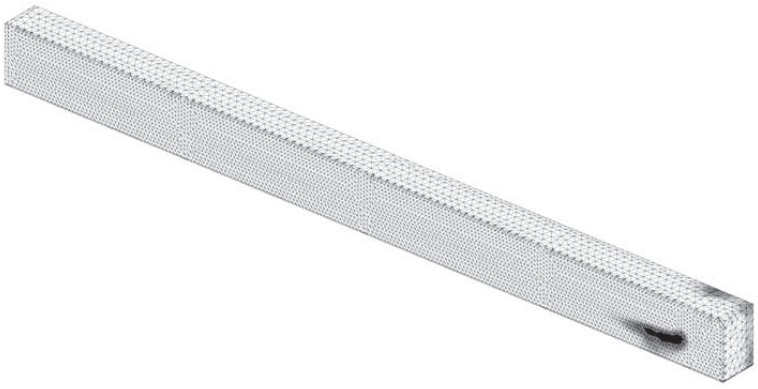
(d) $AB5$

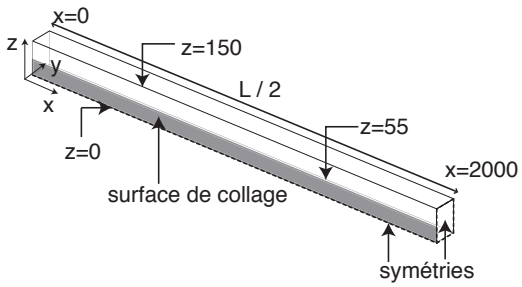
Figure 16.22 – Distribution des contraintes de pelage σ_{yy} le long de la poutre à leur charge de rupture. $\frac{x}{L}$ représente le rapport entre la position x et la longueur (totale) de la poutre L. La section centrale est située à $\frac{x}{L} = 0.5$.

trale sont endommagées, néanmoins, il apparaît que dans la zone haute (zone fortement comprimée) l'endommagement a dépassé $0,5$ et est suffisamment dispersé pour induire une ruine par écrasement. Notons qu'en partie basse de la dalle, le béton est effectivement fissuré mais D n'a pas atteint des valeurs suffisamment importantes ($D > 0.9$) sur une région assez développée pour correspondre à une rupture dans cette zone.
La poutre $AB3$ est telle que D n'est quasiment pas développé autour de la section centrale. Cela est dû au fait que le BFUP adopte un comportement de type élastique en compression : D est donc nul même si la limite en déformation a été dépassée (ce qui a été constaté dans la section précédente), en partie basse de la dalle, l'endommagement y est faible puisqu'il ne dépasse pas $0,4$, valeur largement inférieure à la limite en traction du matériau. Notons qu'en plus la zone endommagée est relativement peu étalée. En définitive, la figure 16.25(a) confirme que la ruine ne s'est pas produite par cisaillement autour de la section centrale. C'est l'analyse des déformations, dans ce cas, qui permet de conclure sur une ruine par écrasement du béton.
A la rupture expérimentale, $AB4$ (figure 16.26(a)), seule la zone où l'effort est appliqué est endommagée : la valeur maximale atteinte $(0,38)$ n'est pas significative d'une rupture par écrasement dans le béton. Etudions le comportement de cette poutre jusqu'à la ruine numérique (figures 16.26(b) et 16.26(c)) : à 95 % $F_{u,num}$, autour de la section centrale, à l'interface D est développé : le matériau fissure. Enfin, à 497 kN, l'endommagement est tel que le béton est censé rompre proche de l'axe de symétrie, par cisaillement. Finalement, ce résultat va dans le sens de la distribution des contraintes de cisaillement qui a pu être observée et l'objectif initialement visé par (Bouazaoui, 2005) et (Jurkiewiez et al., 2008).
Pour la poutre $AB5$, rappelons que le calcul non linéaire n'a pas permis d'atteindre la charge expérimentale. La figure 16.27(a) montre qu'à la valeur maximale donnée par le calcul (89 kN), l'endommagement est particulièrement développé en section centrale, en partie inférieure de la prédalle. Il a atteint des valeurs importantes (supérieures à $0,7$) qui induisent une diminution considérable des contraintes. A l'opposé, lorsque l'on a considéré la prédalle comme étant élastique (figure 16.27(b)), D dépasse $0,55$ en fibre supérieure : la rupture a bien lieu par écrasement, à une valeur très proche de la valeur expérimentale. Cette analyse montre bien que c'est au moins en partie la fissuration trop importante de la prédalle qui bloque le calcul. Les armatures passives (en zone tendue) prises en compte dans les calculs ne permettent pas vraiment d'aider la convergence de l'algorithme.

16.4.3 Confrontation des résultats issus des deux modèles

L'analyse des poutres mixtes collées par la méthode aux éléments finis en trois dimensions a montré une relative bonne pertinence à reproduire le comportement global et local (déformations) mesuré. Aussi, l'outil numérique en variables locales permet d'approcher de façon beaucoup plus fiable et précise la rupture soit par cisaillement dans le béton soit par rotule plastique dans la fibre supérieure de la dalle que l'outil développé en variables généralisées. Rappelons que ce dernier est développé en deux dimensions et repose donc sur l'hypothèse d'une distribution homogène des contraintes et des déformations dans la direction transversale de la poutre : les calculs en trois dimensions ont montré que cette assertion n'était pas vérifiée. Les contraintes de cisaillement, non constantes dans cette direction, sont donc sur ou sous estimées avec l'outil $2D$.
Dans le cas de la MEF, le critère $2D$ de Chalos Béteille pour la détermination des contraintes de cisaillement ultimes est assez conforme aux prédictions. Il doit cependant être utilisé en parallèle de l'analyse de la distribution des variables internes du modèle béton utilisé. Aussi, dans le cas de la modélisation par analyse de section, les contraintes ultimes de cisaillement sont limitées à la contrainte limite en traction (f_t) du béton. Finalement l'analyse éléments finis a montré qu'elles pouvaient être dépassées sur une faible région sans pour autant induire une rupture par cisaillement.
La modélisation en variables généralisées ne doit pour autant pas être écartée : celle-ci permet de réduire considérablement les temps de calcul et est assez facile à mettre en oeuvre. Ce modèle permet de donner une tendance générale sur le comportement d'une structure mixte acier-béton collée et pourrait être utile au concepteur.





(a) 85 % Fu et $Dmax = 0,35$

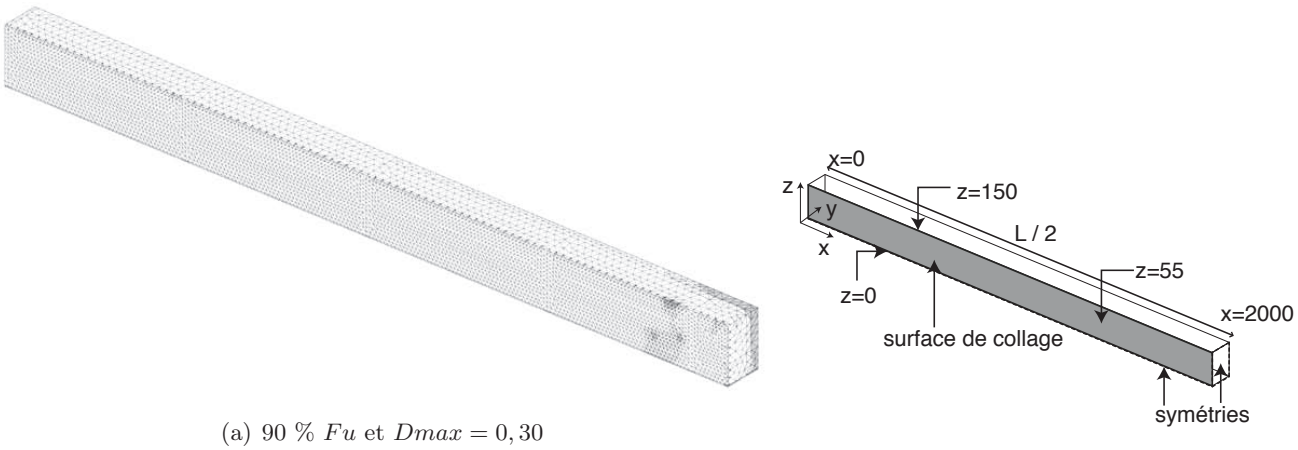


(b) 95 % Fu et $Dmax = 0,93$



(c) Fu et $Dmax = 0,98$

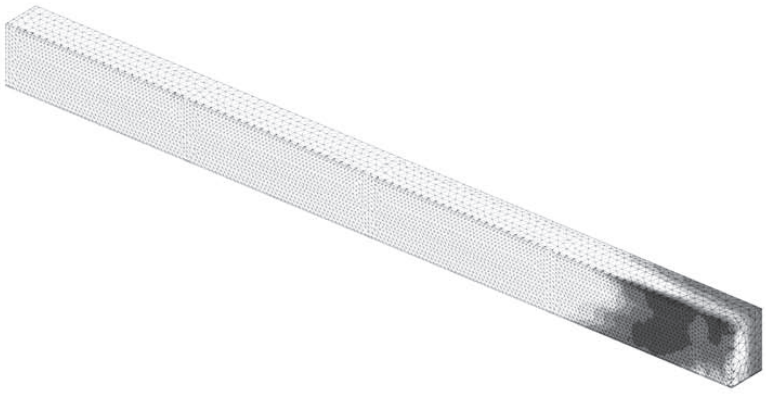
Figure 16.23 – Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB1$, les zones blanches sont des zones non endommagées $D = 0$, les zones noires correspondent aux zones pour lesquelles l'endommagement (D) est maximal.



(a) 90 % Fu et $Dmax = 0,30$

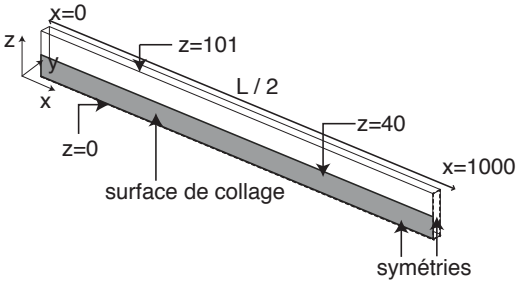


(b) 95 % Fu et $Dmax = 0,71$



(c) Fu et $Dmax = 0,85$

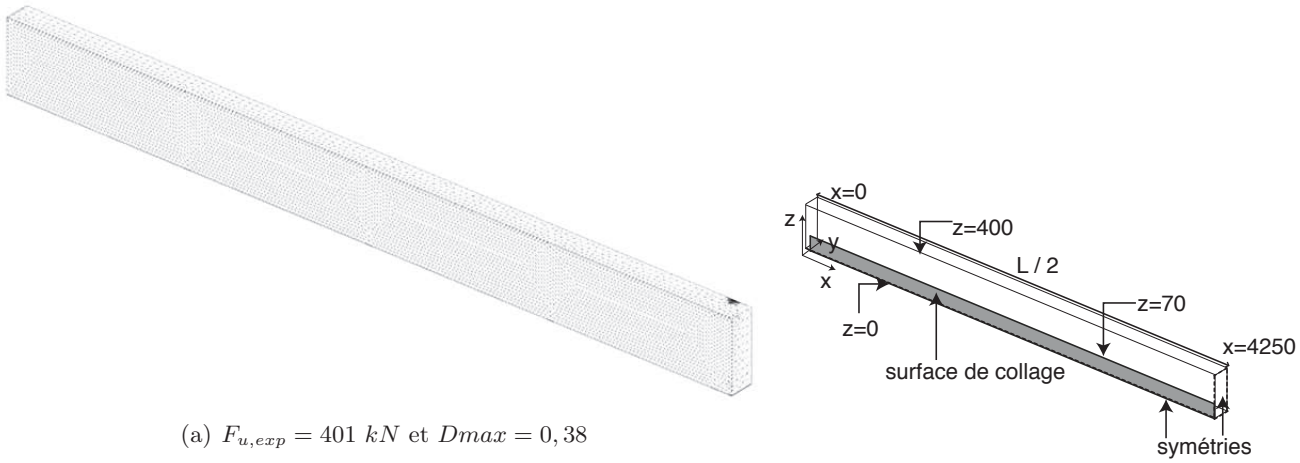
Figure 16.24 – Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB2$





(a) Fu et $Dmax = 0,37$

Figure 16.25 – Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB3$



(a) $F_{u,exp} = 401\ kN$ et $Dmax = 0,38$

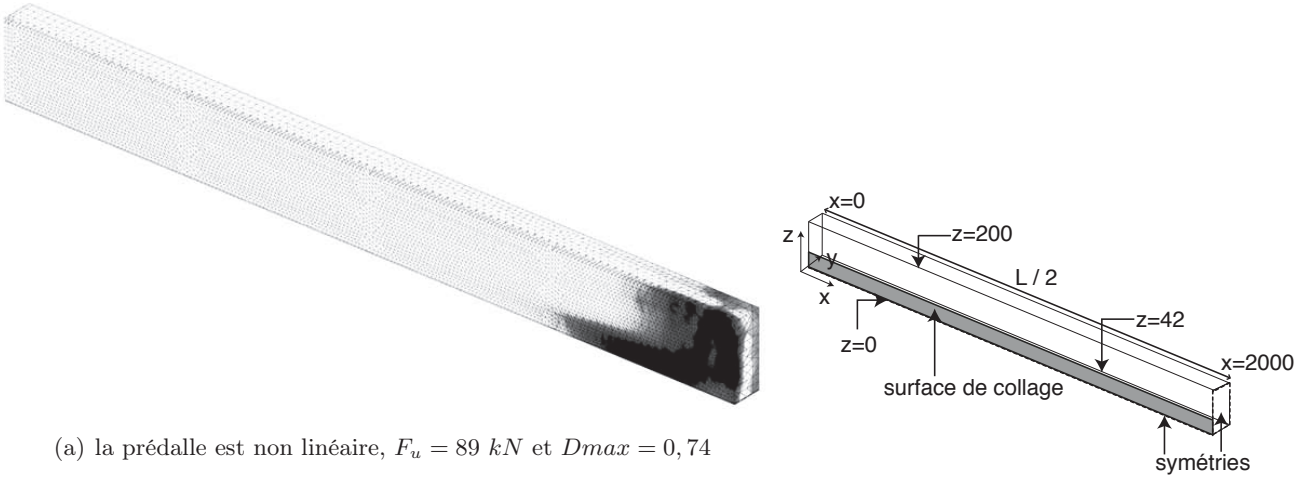


(b) $478\ kN$ (95 % $F_{u,num}$) et $Dmax = 0,78$

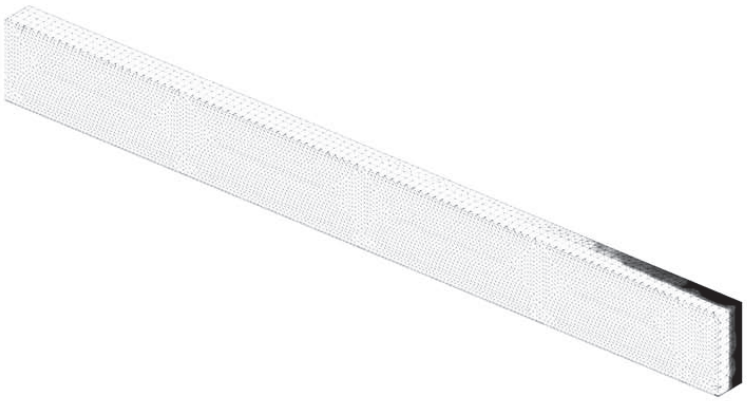


(c) $F_{u,num} = 497\ kN$ et $Dmax > 0,90$

Figure 16.26 – Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB4$, les zones noires correspondent aux zones les plus endommagées



(a) la prédalle est non linéaire, $F_u = 89\ kN$ et $Dmax = 0,74$



(b) cas où la prédalle est élastique, $F_u = 92\ kN$ et $Dmax = 0,59$

Figure 16.27 – Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB5$, les zones noires correspondent aux zones les plus endommagées

16.5 Optimisation du collage par l'outil de calcul

16.5.1 Objectifs

Nous avons précédemment montré que la rupture des poutres mixtes collées pouvait être de différents types : la rupture peut avoir lieu dans l'adhésif si ce dernier offre une résistance trop faible ou du fait de traitements de surface négligés. Numériquement, nous n'avons jamais observé de ruine de ce type (le comportement de l'époxy a été, rappelons le, considéré comme élastique linéaire jusqu'à rupture, nous avons donc contrôlé que l'état ultime n'avait jamais été atteint). La rupture si elle a lieu dans le profilé métallique est prévue par l'outil numérique : les non linéarités sont prises en compte par un critère d'écoulement de Von Mises et les contraintes normales n'ont jamais atteint la limite déterminée par les essais. Dans les poutres étudiées dans ce travail, la rupture a toujours eu lieu dans le béton proche de la section centrale, elle peut être de deux types : soit elle a lieu en fibre inférieure par cisaillement, soit elle a lieu en fibre supérieure par écrasement du béton. Le mode de ruine par rotule plastique est similaire à celui obtenu lors d'association mixtes par goujons et devient préférable du fait d'une plus grande ductilité.
L'aspect économique semble être un des arguments majeurs pour convaincre un concepteur sur l'intérêt du collage structural pour la construction mixte. De ce fait, nous souhaitons utiliser l'outil numérique afin d'étudier l'influence de la géométrie et des caractéristiques matérielles sur le comportement global des poutres mixtes.

Deux analyses sont ici présentées : la première porte sur l'influence de la géométrie du joint collé et la seconde sur l'influence que peut avoir la nature du béton et/ou de l'adhésif utilisés sur le comportement global des poutres mixtes.

16.5.2 Influence de la géométrie du joint collé

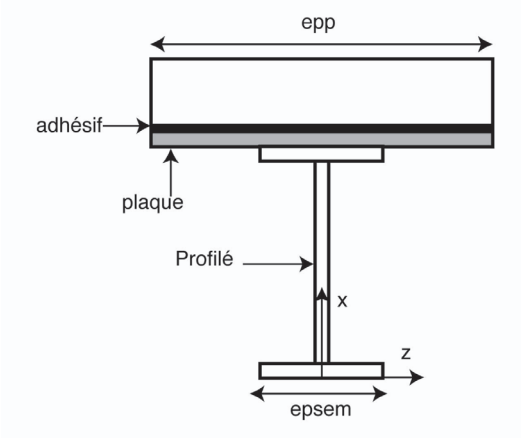
Les poutres $AB1$ et $AB2$ se distinguent uniquement par les dimensions de la surface collée entre le béton et le profilé. Pour $AB1$ la largeur de collage est de 110 mm (la surface est de $0,44\ m^2$) alors que pour $AB2$, celle-ci est de 300 mm (la surface de collage est de $1,2\ m^2$). L'analyse numérique et expérimentale ont montré que pour la première poutre, la rupture avait lieu en fibre inférieure dans le béton par cisaillement alors que pour la seconde, elle est apparue par écrasement en fibre extrême. De façon évidente, nous pouvons en conclure qu'augmenter la surface de collage permet un meilleur transfert des efforts de la prédalle au profilé et donc le développement de rotules plastiques en réduisant les contraintes de cisaillement.
Pourrait-on limiter cette surface de collage tout en préservant une rupture par écrasement du béton ? La démarche suivie va être de surtout de favoriser une zone collée suffisante dans la zone centrale (zone où la rupture a lieu) et de la minimiser au maximum plus on s'en éloigne. On pourra alors d'économiser au mieux la matière. Afin de travailler de façon la plus objective possible, nous travaillerons à rigidité constante (la rigidité de la colle ayant une influence négligeable), notre base de comparaison sera donc $AB2$ pour laquelle une plaque d'acier a été rajoutée entre le profilé et le béton.

16.5.2.1 Dimensions transversales du joint de colle

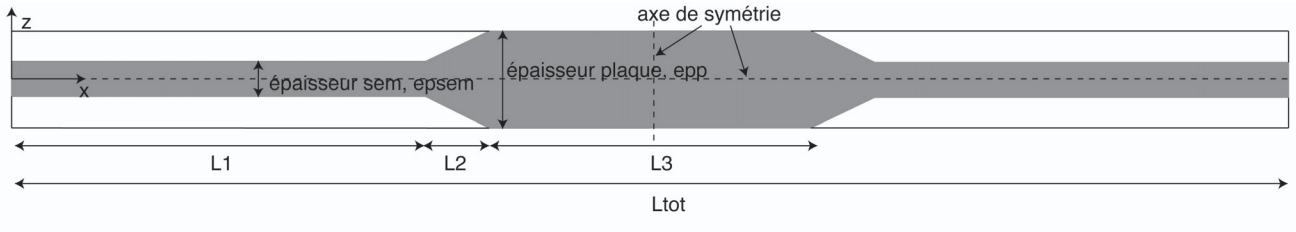
16.5.2.1.1 Géométrie étudiée et modèle

Comme expliqué précédemment, on fait varier la dimension dans la direction z (figure 16.28). Au niveau de la section centrale, la largeur du joint de colle sera celle de la plaque, par contre suivant la valeur de x, plus on s'éloigne de la mi-portée, moins la largeur sera importante. L'objectif étant de trouver la longueur minimale $L3$ permettant d'obtenir une rupture par rotule plastique. Nous avons remarqué dans les calculs qui ont été effectués que les dimensions du "biseau" avaient une influence non négligeable sur les résultats. En fait si l'angle est trop important, une zone à forts gradients de contrainte se développe et bloque le calcul. Nous limitons la valeur de cet angle à une valeur maximale de 25 degrés.

Différentes configurations ont donc été envisagées, elles sont répertoriées dans le tableau 16.12. Rappelons que la plaque intermédiaire est à chaque fois conservée. Nous avons aussi utilisé les mêmes caractéristiques matérielles que pour la simulation de $AB2$.



(a) Section étudiée



(b) Vue en plan de la géométrie du joint de colle : la longueur totale $Ltot$ mesure 4 m.

Figure 16.28 – Géométrie étudiée autour du joint de colle

Dénomination	$L1$ (mm)	$L2$ (mm)	$L3$ (mm)	Fu (kN)	Rupture
$AB2$	0	0	4000	188	Rotule plastique
$AB2_1$	500	500	2000	188	Rotule plastique
$AB2_2$	1000	500	1000	188	Rotule plastique
$AB2_3$	1000	200	1600	188	Rotule plastique
$AB2_4$	1500	200	600	188	Rotule plastique
$AB2_5$	1600	200	400	183	Cisaillement
$AB1$ (avec plaque)	2000	0	0	181	Cisaillement

Tableau 16.12 – Récapitulatif des configurations envisagées pour $AB2$

16.5.2.1.2 Principaux résultats

Les charges de ruine obtenues pour chaque poutre testée sont répertoriées dans le tableau 16.12. Si la rupture a été atteinte par écrasement du béton, le critère utilisé portant sur les déformations correspond à la limite moyenne de $0,3$ %. Si la longueur centrale est supérieure à 15 % de la portée de la poutre (avec un biseau tel que l'angle formé est inférieur à 25 degré) alors la rupture a lieu en fibre supérieure à la même charge de ruine qu'$AB2$ (voir la figure 16.29). En dessous de cette limite, il apparaît que la ruine a lieu en cisaillement dans les fibres inférieures. Pour $AB2_4$, la surface de collage est égale à $0,57$ m^2, elle est seulement 30 % supérieure à celle déterminée pour $AB1$ et 50 % plus faible que pour $AB2$ alors que sa capacité portante est identique (à $AB2$).

La figure 16.30 montre que lorsque le joint de colle est rétréci, notamment proche de l'appui, les contraintes de cisaillement sont légèrement supérieures dans cette zone à celles obtenues pour la poutre $AB2$, elles correspondent alors à celles obtenues dans le cas d'un joint de colle de 110 mm de large sur toute la poutre. Aussi, proche de la section centrale, on constate que σ_{xy} est plus important moins la longueur $L3$ est grande (pour une valeur plus faible d'effort) ce qui confirme que la ruine a bien lieu dans ce cas par cisaillement dans le béton.

Les figures 16.31 et 16.32 représentent la distribution de la variable d'endommagement dans la dalle de béton, pour chacune des géométries envisagées, à leur charge de ruine. Pour les poutres notées $AB2_1$ à $AB2_4$, on remarque qu'à 188 kN, les fibres inférieures sont effectivement endommagées mais pour des valeurs qui ne correspondent pas à la rupture du béton en traction, contrairement à la partie supérieure de la dalle, où la zone est endommagée ($D > 0,5$) et suffisamment étalée pour induire un

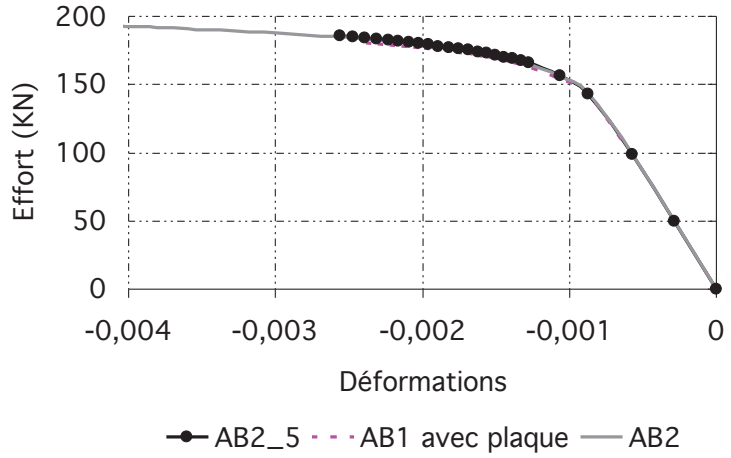


Figure 16.29 – Evolution des déformations en section centrale, au cours du chargement, en fonction des dimensions du joint de colle

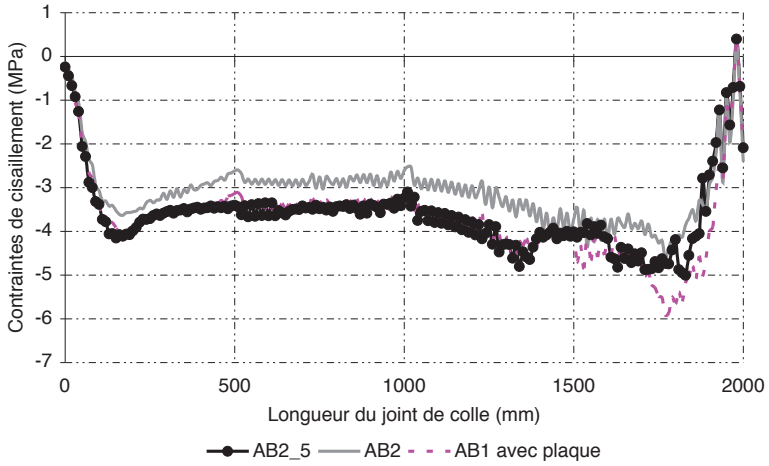
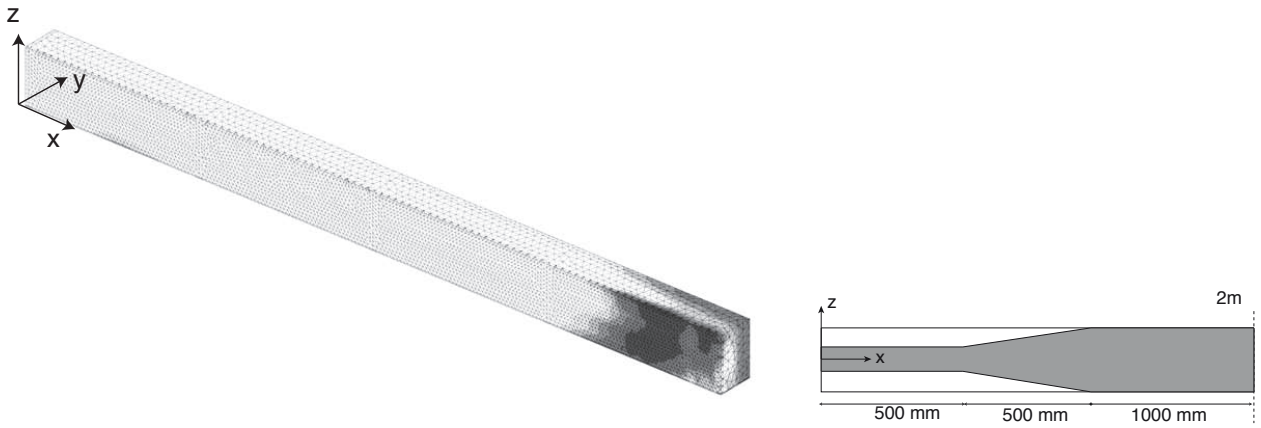


Figure 16.30 – Distribution des contraintes de cisaillement le long du joint de colle, à la charge de rupture pour les différentes géométries de joint de colle considérées.

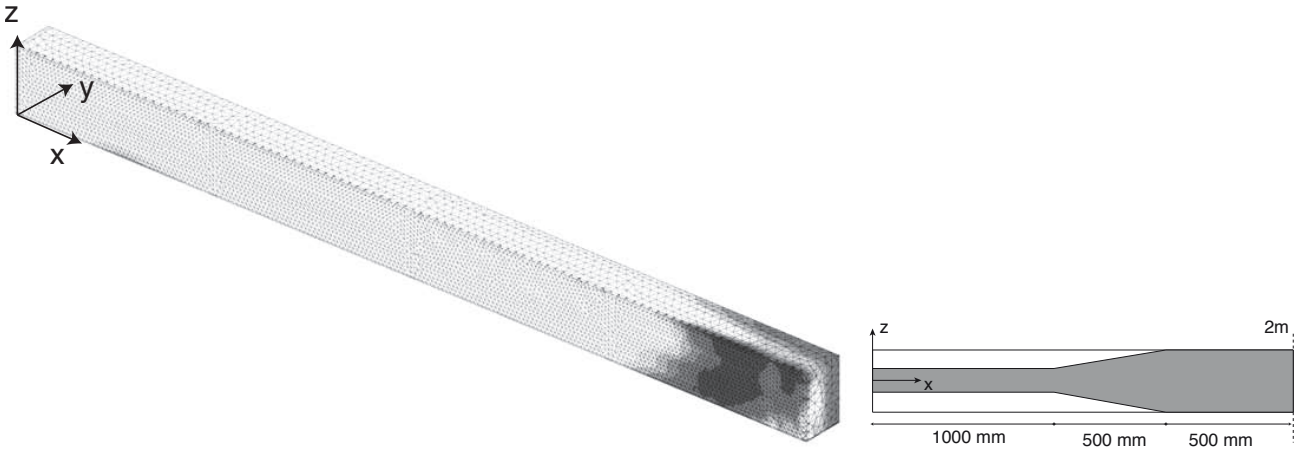
écrasement du matériau. En revanche, pour $AB2_5$ et la poutre $AB1$ (avec plaque), les fibres inférieures (en section centrale) ont un endommagement important (supérieur à $0,9$), située au niveau de la zone collée : la fissuration du béton est importante. $D > 0$ en partie comprimée de la dalle pour ces deux poutres mais ne dépasse pas $0,35$ ce qui est bien inférieur aux valeurs attendues pour une rupture par rotule plastique dans le matériau. Plus précisément, la figure 16.33 permet de comparer les résultats entre les poutres $AB2$ et $AB1$ (avec plaque), à 140 kN qui correspond à la charge pour laquelle les premières non linéarités dans le béton pour la seconde apparaissent. Les contraintes de cisaillement sont bien plus importantes sur la "longueur courante" avec un joint de colle moins large (poutre $AB1$) proche de l'axe de symétrie. Autour de la section centrale, un pic atteignant $4,5$ MPa sur environ 100 cm (avec la symétrie) de longueur est présent. Il correspond à l'élévation des contraintes normales (de traction et de compression) dans la prédalle. De ce fait l'endommagement (figure 16.33(b)) y est amorcé. Par contre, dans le cas de $AB2$, on observe que la distribution des contraintes de cisaillement à l'interface est encore régulière pour ce niveau de charge, l'endommagement n'est donc pas encore développé dans cette zone. La zone de chargement est "moins" endommagée que dans le cas de $AB1$, cela s'explique par le fait que les contraintes dans la prédalle n'ont pas encore atteint leur limite élastique : elles sont donc plus faibles. En définitive, cette analyse montre que les dimensions du joint de colle dans la zone la plus sollicitée (section centrale) influent de façon non négligeable sur le comportement de la dalle de béton.
Les cartographies montrent donc bien que la rupture se produit par écrasement lorsque le joint de colle est dimensionné de telle sorte à avoir une zone suffisamment large pour transmettre les efforts de la dalle au profilé. L'outil permet de montrer que l'on peut diminuer la surface de collage de façon très importante (50 %) sans modifier le mode de rupture. Il conviendrait toutefois de vérifier expérimentalement ce résultat.

16.5.2.2 Influence de l'épaisseur de collage

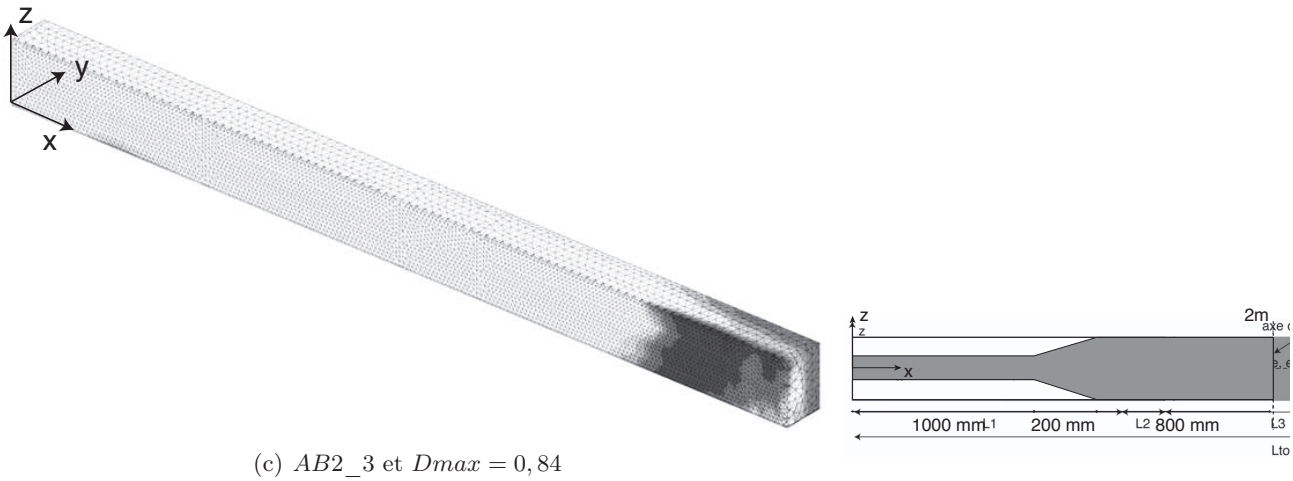
Toujours pour la poutre $AB2$, nous avons étudié l'influence qu'avait l'épaisseur du joint de colle sur les résultats. Nous avons fait varier l'épaisseur de 1 à 15 mm sans modifier aucunes autres données. La simulation proposée montre que l'épaisseur du joint de colle n'a pas d'influence considérable sur les résultats : le comportement global apparaît inchangé (figure 16.34(a)) : la limite basse et haute en fibre supérieure de la prédalle a toujours été atteinte. La charge maximale atteinte est toujours à peu près égale à 188 kN. Nous avons vérifié que l'acier ne dépassait jamais sa contrainte ultime. Aussi, dans le joint de colle, il est apparu que plus la quantité d'adhésif était importante, moins les contraintes de cisaillement y étaient importantes (figure 16.34(c)). Le constat est le même lorsque l'on étudie la distribution des contraintes dans le béton proche de l'interface (figure 16.34(b)). Toutefois, pour une épaisseur de 1 mm, on remarque que proche de l'appui et de la section centrale les contraintes tangentielles dans le béton ont dépassé la limite en traction du matériau. Cela est dû aux plus fortes contraintes dans l'adhésif. Le mode de ruine reste néanmoins inchangé : rupture amorcée par écrasement de la dalle au niveau de la zone de chargement (l'endommagement y a atteint $0,5$ et les déformations ont dépassé 3000 $\mu m/m$ sur une zone d'environ 20 cm).
Relevons que dans (Li et al., 2012), une analyse paramétrique a aussi été effectuée par éléments finis (avec prise en compte du comportement non linéaire du béton, de l'acier et de l'adhésif en cisaillement). Les auteurs ont entre autres étudié l'influence de l'épaisseur de l'adhésif sur le comportement d'une structure mixte acier-béton collée par un adhésif époxy. La poutre analysée correspond à celle notée $P1$ issue de la thèse de (Bouazaoui, 2005). Elle mesure $3,30$ m de portée et est constituée d'un béton hautes performances identique à celui utilisé pour la poutre $AB4$. Ils ont montré que l'épaisseur du joint de colle avait une influence sur la rigidité initiale de la courbe charge flèche. Par contre, entre 3 mm et 15 mm, le gain en charge est de 6 % environ.
Les résultats ici obtenus n'amènent pas strictement les mêmes conclusions. Selon l'analyse ici effectuée l'épaisseur du joint de colle ne semble pas avoir d'influence considérable sur le comportement d'une poutre mixte acier béton (constituée d'un $C25/30$). Ce résultat est plutôt rassurant étant donné que dans la réalité, il est assez difficile de contrôler parfaitement l'épaisseur de la connexion. Par contre, on sait dans les faits que plus l'épaisseur est importante, plus la présence de défauts susceptibles d'altérer les capacités de l'adhésif sont possibles.
Afin de confirmer ces résultats, il conviendrait de refaire cette analyse sur d'autres structures mixtes collées dont le béton est par exemple celui issus de l'analyse de (Li et al., 2012).



(a) $AB2_1$ et $Dmax = 0,84$

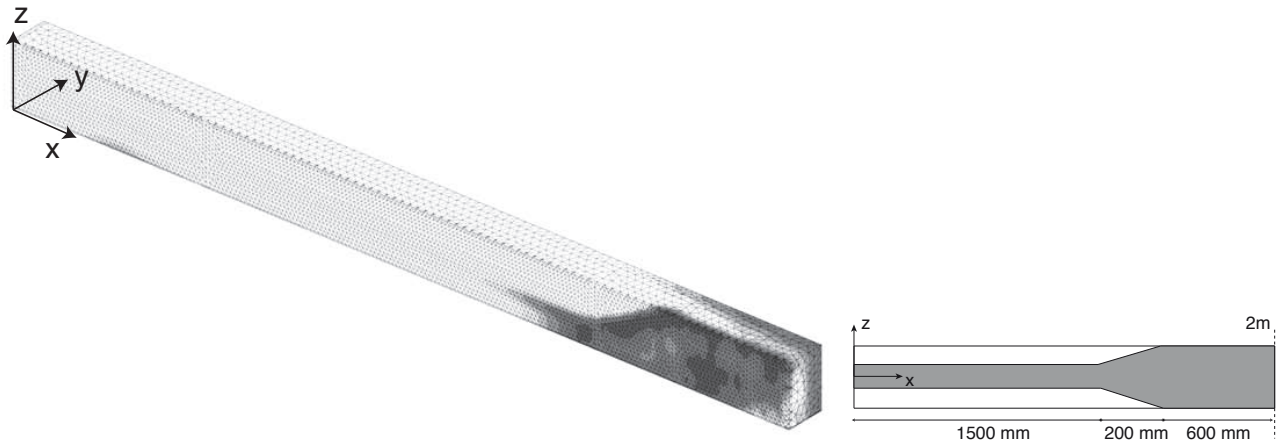


(b) $AB2_2$ et $Dmax = 0,84$

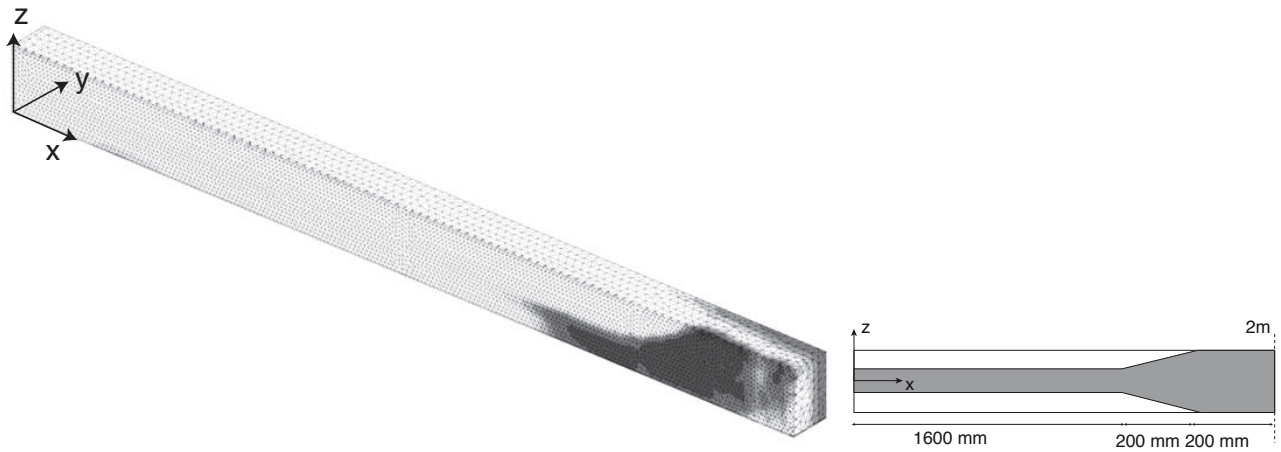


(c) $AB2_3$ et $Dmax = 0,84$

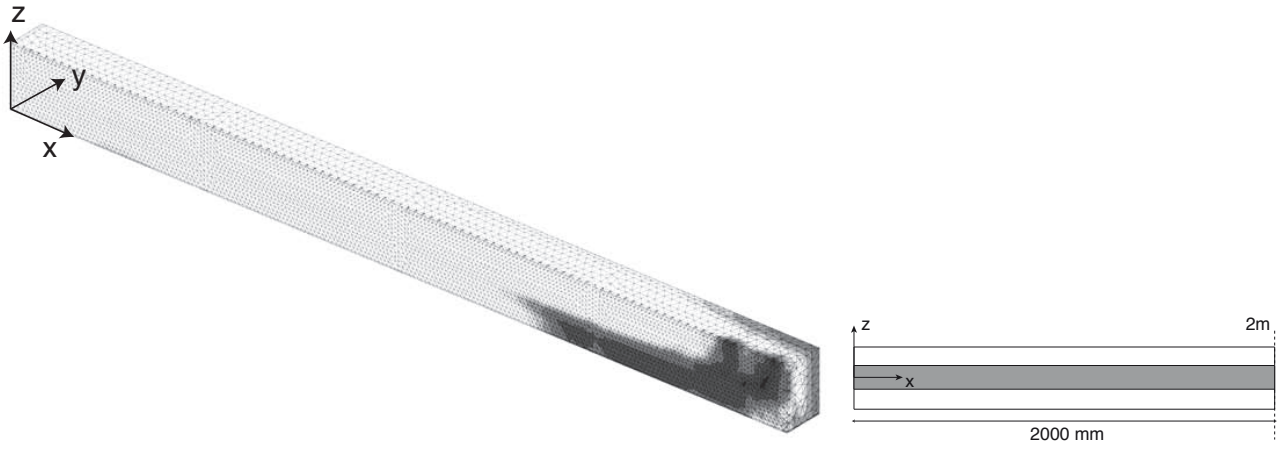
Figure 16.31 – Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB2$, suivant les dimensions du joint de colle



(a) $AB2_4$ et $Dmax = 0,85$

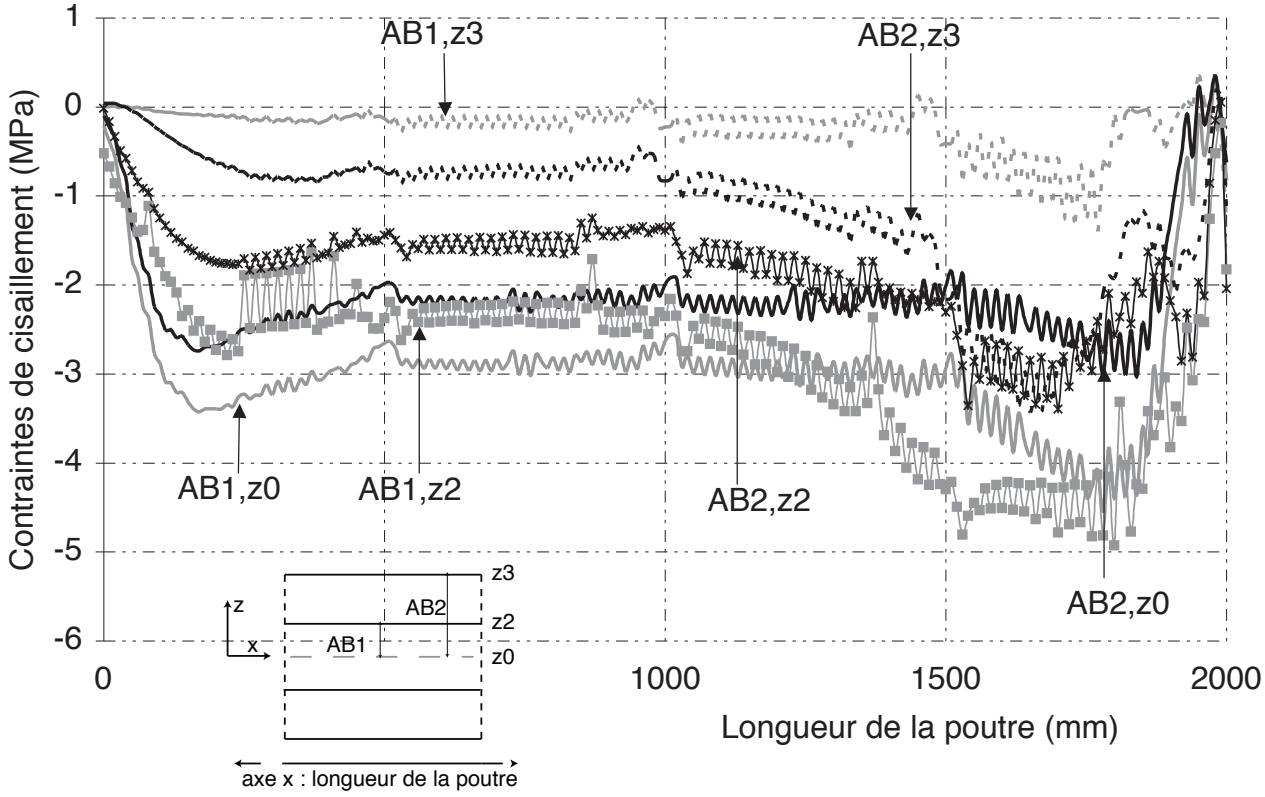


(b) $AB2_5$ et $Dmax = 0,94$

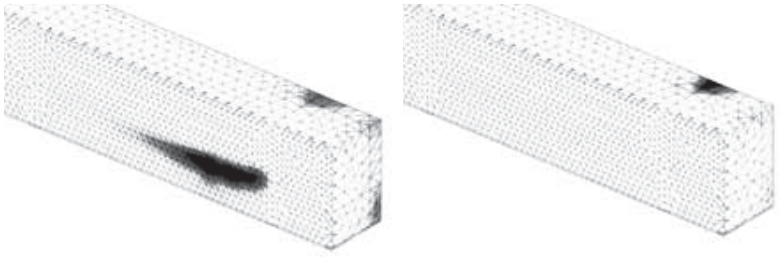


(c) $AB1$, avec plaque et $Dmax = 0,94$

Figure 16.32 – Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB2$, suivant les dimensions du joint de colle



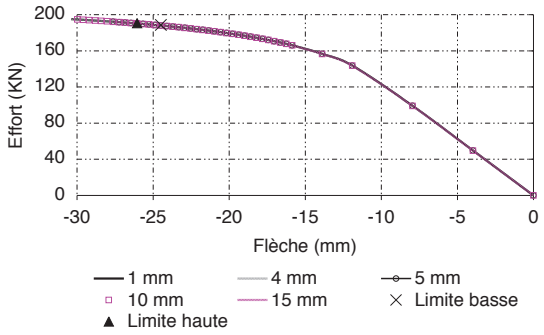
(a) Distribution des contraintes de cisaillement dans le béton proche de l'interface



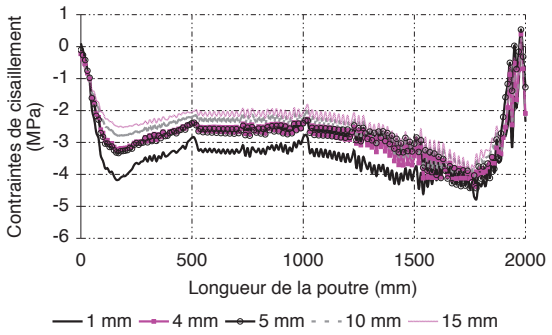
(b) D autour de la SC pour $AB1$, avec plaque et $Dmax = 0,33$

(c) D autour de la SC pour $AB2$ et $Dmax = 0,1$

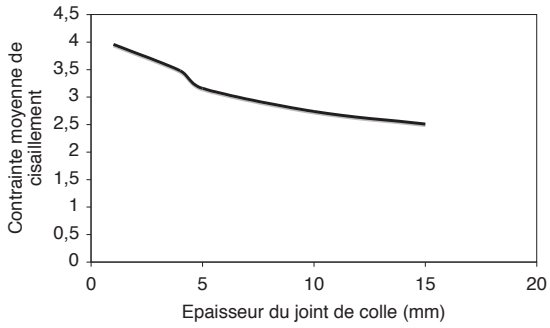
Figure 16.33 – Comparaison des résultats pour $AB1$ (avec plaque) et $AB2$ à 143 kN



(a) Comportement global en section centrale



(b) Distribution des contraintes de cisaillement à l'interface



(c) Influence de l'épaisseur de la connexion sur la contrainte moyenne de cisaillement dans le joint de colle

Figure 16.34 – Influence de l'épaisseur du joint de colle pour la poutre $AB2$

16.5.3 Influence des caractéristiques matérielles

16.5.3.1 Influence de la nature du béton

Il s'agit ici d'étudier l'influence que peuvent avoir les caractéristiques matérielles sur les résultats. Pour cela, la poutre $AB3$ est utilisée. Le béton (BFUP) initialement utilisé avait une résistance en compression évaluée à 196 MPa. (Jurkiewiez et al., 2008) avaient préalablement utilisé ce béton pour être certains d'obtenir une rupture par écrasement du béton. Finalement, cette utilisation était-elle justifiée ? Nous souhaitons donc déterminer quelle serait la résistance de béton minimale permettant d'aboutir au même mode de ruine.

16.5.3.1.1 Paramètres matériaux envisagés

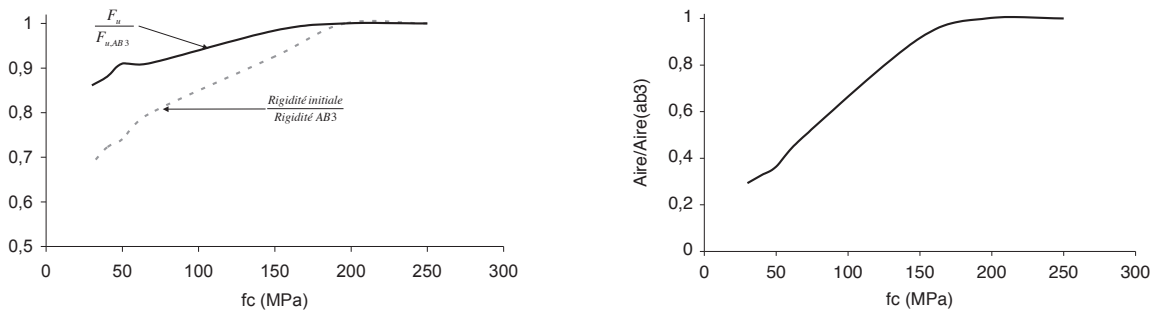
Nous faisons varier les paramètres du modèle béton sans modifier ceux concernant l'acier et l'adhésif. Les dimensions sont elles aussi, dans un premier temps inchangées.
Les caractéristiques du BFUP sont diminuées jusqu'à 150 MPa. Ensuite étudions la possibilité d'utiliser un béton ultra hautes performances avec une limite en compression de 67 MPa et enfin un béton proche d'un $C25/30$. Les données et la dénomination utilisée sont répertoriées dans le tableau 16.13. Pour les poutres notées $AB3$ et $AB3_1$, nous avons conservé la loi de comportement approchée d'un BFUP. Pour les autres, nous utilisons la loi "classique" avec leurs propres caractéristiques matérielles : adoucissement en compression et prise en compte de la fissuration en traction.

Dénomination	f_c (MPa)	f_t (MPa)	$F_{u,inf}$ (kN)	$F_{u,sup}$ (kN)	Rupture
$AB3$	196	21.0	52	54	Rotule plastique
$AB3_1$	150	15.0	48	50	Rotule plastique
$AB3_2$	67	4.7	41	43	Rotule plastique
$AB3_3$	50	3.8	39	40	Rotule plastique
$AB3_4$	40	3.2	38	39	Rotule plastique
$AB3_5$	30	3.0	36	37	?

Tableau 16.13 – Récapitulatif des configurations envisagées pour $AB3$, le module de Young élastique est calculé via l'Eurocode 2

16.5.3.1.2 Principaux résultats

Le tableau 16.13 présente les charges de rupture obtenues pour chaque simulation. On constate que finalement, les déformations "basses" et "hautes" en compression sont toujours atteintes. Nous avons au préalable vérifié que dans le profilé les contraintes n'avaient pas dépassé la contrainte ultime (il a plastifié pour toutes les structures étudiées mais n'a jamais atteint sa limite). Dans le joint de colle, en traction, pour les poutres de $AB3_3$ à $AB3_5$, les contraintes normales sont au moins inférieures à 16 MPa. Les contraintes tangentielles peuvent atteindre 16 MPa pour les poutres avec la résistance la plus importante. Seulement aucun essai de caractérisation de la connexion entre un $BFUP$ et un adhésif époxy du type ici utilisé n'est à notre disposition. Nos résultats sont donc limités par cet aspect. La rupture de ces poutres aurait donc lieu a priori par écrasement du béton en fibre supérieure.
Les figures 16.35 et 16.36 montrent que plus le béton est résistant (évolution quasi linéaire) plus la charge de rupture et le déplacement vertical sont importants : la "ductilité" de la structure est d'autant plus développée que f_c est important. Nous avons aussi calculé l'aire sous la courbe charge déplacement (figure 16.35(b)) jusqu'à atteindre la limite "basse" de rupture par écrasement. Pour un béton de 40 MPa de résistance en compression, la "ductilité" est diminuée de 70 %. Pour un béton dont la contrainte limite en compression vaut 15 % du BFUP utilisé par (Jurkiewiez et al., 2008), on constate que la rigidité initiale et la charge maximale atteintes valent respectivement 85 et 70 % de la précédente. Les contraintes de cisaillement (figure 16.37(a)) augmentent avec la résistance du béton et le pic autour de la section centrale y est d'autant plus développé. La figure 16.37(b) représente le rapport entre ces contraintes et celles (théoriques) déterminées par le critère $2D$ de Chalos Béteille. Jusqu'à une limite en compression de 40 MPa, $AB3$ n'a jamais atteint la valeur ultime donnée par le critère. Pour un béton dont $f_c = 30$ MPa ($AB3_5$) et dans une zone faiblement développée (10 cm de longueur) les contraintes de cisaillement sont légèrement (10 %) plus importantes que les valeurs admissibles. Compte tenue de cette faible disparité, on peut faire l'hypothèse que la rupture se serait produite par rotule plastique. Le comportement de cette poutre est piloté par la plastification du profilé métallique.



(a) Evolution de la rigidité initiale de la courbe charge flèche et de la charge ultime (limite "basse")

(b) Evolution de l'aire sous la courbe charge flèche (jusqu'à la limite "basse")

Figure 16.35 – Influence de la nature du béton sur la ruine de la poutre mixte $AB3$. Les résultats sont comparés à issus de l'analyse numérique correspondant à la poutre (Jurkiewiez et al., 2008)

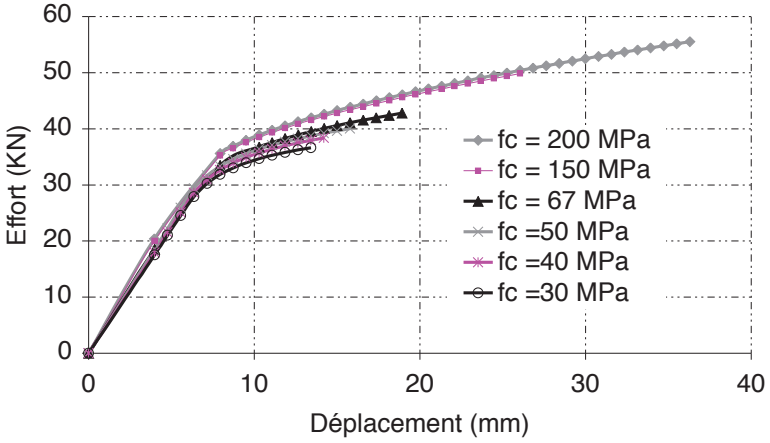


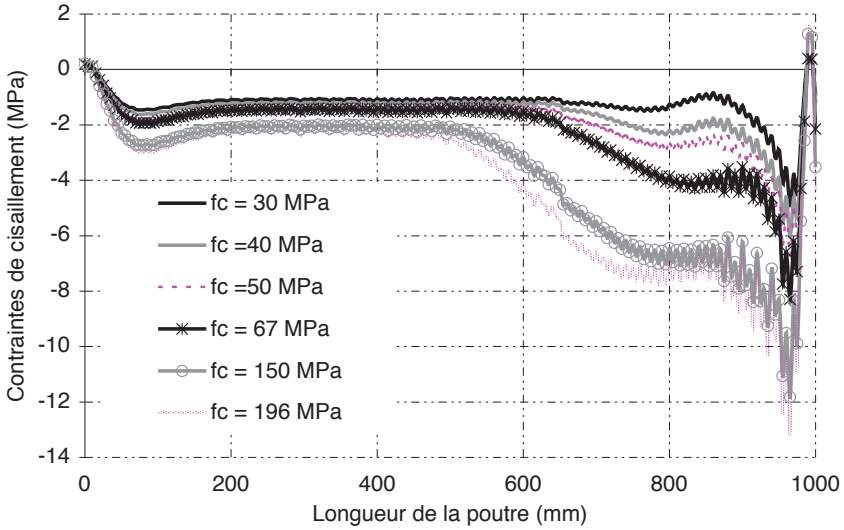
Figure 16.36 – Comportement global en fonction des caractéristiques du béton utilisé.

L'étude menée montre que cette poutre aurait certainement pu être dimensionnée avec un béton de type $C25/30$ (avec une limite en compression de 40 MPa pour ôter tout risque de rupture en cisaillement) afin d'obtenir une rupture par rotule plastique. Finalement, en diminuant la résistance de la prédalle de 75 %, le mode de ruine est inchangé et la charge ultime atteinte n'est diminuée que de 30 %. Ces conclusions pourraient être vérifiées expérimentalement.

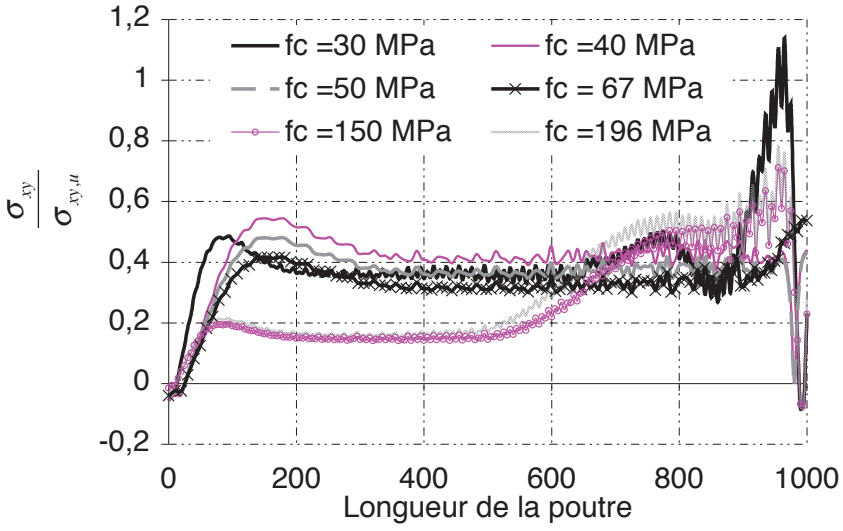
16.5.3.2 Influence de la nature de l'adhésif

16.5.3.2.1 Caractéristiques retenues

Nous souhaitons vérifier si l'utilisation d'un autre adhésif aurait été possible. Jusqu'ici, nous nous sommes limités à l'emploi d'une époxy, cette dernière présentant des caractéristiques mécaniques élevées et étant compatible avec les conditions de chantier par exemple.
Nous analysons donc le comportement de la poutre $AB2$ en ne modifiant que les caractéristiques de la colle. Six autres configurations ont été envisagées : $AB2_PU1$ est constituée d'un adhésif de type polyuréthane (caractérisé en traction par (Si Larbi et al., 2007)), $AB2_PU2$ est aussi constitué d'un polyuréthane dont les caractéristiques matérielles en traction et en cisaillement par torsion ont été déterminées par (De Castro San Roman, 2005). Quant à $AB2_ADP1$, elle est constituée d'un adhé-



(a) Distribution à la charge de rupture de chaque poutre, donnée dans le tableau 16.13 des contraintes de cisaillement à l'interface.



(b) Distribution du rapport $\frac{\sigma_{xy}}{\sigma_{xy,u}}$ le long de l'interface : $\sigma_{xy,u}$ représente les contraintes de cisaillement ultimes déterminées grâce au critère $2D$ de Chalos Béteille.

Figure 16.37 – Analyse des contraintes de cisaillement à l'interface pour chaque configuration envisagée

sif de type acrylique testé par (De Castro San Roman, 2005) selon les mêmes procédés. Pour ces deux derniers adhésifs, leur caractérisation a montré qu'ils n'adoptaient pas de comportement élastique. Dans les simulations effectuées, leur comportement non linéaire ne sera pas pris en compte. Si la contrainte/déformation limite élastique dans l'adhésif est atteinte, nous arrêtons le calcul. Aussi, nous avons voulu vérifier quel pouvait être le résultat lorsque l'adhésif a un module tangent élastique en traction inférieur à 20 MPa (limite inférieure d'un Polyuréthane) : $0,5$, 1 et 10 MPa ont été analysé. Les données utilisées ne sont pas liées à des essais. Elles ont juste été choisies pour donner un résultat qualitatif. Il est quasi évident que pour ces colles (si elles existent), leur comportement en traction et cisaillement est très fortement non linéaire. Nous ne leur avons pas attribué de contrainte limite en traction et en cisaillement. Les caractéristiques retenues sont répertoriées dans le tableau 16.14.
Aucune autre donnée n'a été modifiée.

Dénomination	E_{elas} (MPa)	G_{elas} (MPa)	$\sigma_{t,elas}$ (MPa)	$\sigma_{xy,elas}$ (kN)	ν
$AB2_PU1$	80	29	$9,2$	?	$0,38$
$AB2_PU2$	586	385	15	10	$0,42$
$AB2_ADP1$	100	33	3	3	$0,40$
$AB2_10MPa$	10	$3,6$	?	?	$0,40$
$AB2_1MPa$	1	$0,4$	?	?	$0,40$
$AB2_05MPa$	$0,5$	$0,2$	?	?	$0,40$

Tableau 16.14 – Caractéristiques mécaniques retenues (valables dans le domaine élastique) pour chaque type d'adhésif. E_{elas} représente le module de Young en traction, G_{elas} le module tangent en cisaillement, $\sigma_{t,elas}$ la contrainte limite élastique en traction, $\sigma_{xy,elas}$ la contrainte limite élastique en cisaillement déterminée par les essais de torsion (quand ils ont eu lieu) et ν le coefficient de poisson

16.5.3.2.2 Principaux résultats

La figure 16.38 montre que le comportement global dépend très fortement des propriétés de l'adhésif à savoir ici le module de Young élastique. Lorsque E_{elas} est supérieur à 586 MPa ($AB2_PU1$), la charge ultime atteinte est la même que celle obtenue pour $AB2$ (188 kN pour la limite "basse"). Le mode de rupture est lui aussi inchangé : écrasement du béton en section centrale. Pour un module de l'ordre de 100 MPa ($AB2_ADP1$ et $AB2_PU1$), la charge ultime atteinte vaut environ 90 % de la charge obtenue pour $AB2$ et se fait à l'interface béton adhésif. En dessous de cette valeur, la force ultime décroit très fortement et la rupture a lieu dans le béton.
La rigidité est fortement affectée par le module tangent élastique en traction de l'adhésif (figure 16.39). La relation est non linéaire.
Pour $E_{elas} > 586$ MPa, l'évolution est quasi constante ce qui induit une transmission des efforts de la prédalle au profilé via le joint de colle. Le glissement possible est prévenu dans cette région. La structure se comporte donc bien comme une structure mixte.
Pour 10 $MPa < E_{elas} < 580$ MPa, on observe une augmentation significative de la rigidité en fonction de E_{elas}. La dalle et le profilé sont capables de collaborer ensemble. En dessous de cette limite, même si le comportement non linéaire de l'adhésif n'est pas pris en compte, on observe bien que le calcul est bloqué numériquement. La dalle et le profilé ne travaillent pas ensemble, la mixité n'est plus assurée du fait d'une connexion pas assez rigide qui n'est pas capable de transmettre les efforts. La figure 16.40 confirme ce résultat puisque pour un module de Young inférieur à 80 MPa, on observe que le diagramme des contraintes ne correspond pas à celui que l'on obtient lorsque la structures est mixte : le profilé est tendu en partie basse mais comprimé sur la demi section supérieure et le constat est le même pour la prédalle.
En définitive, cette étude montre que le choix d'un époxy (à forte rigidité) était justifié mais on aurait pu recourir à un adhésif 20 fois moins résistant et obtenir le même résultat. Ces résultats restent toutefois limités par la non prise en compte des non-linéarités dans l'adhésif. Le polyuréthane est par exemple non linéaire en traction et en cisaillement. Notons que pour $AB2_PU1$, $AB2_PU2$ les limites élastiques n'ont pas été atteintes : les contraintes tangentielles maximales valent 3 et 7 MPa respectivement et les contraintes normales sont égales à $3,5$ et 7 MPa ce qui reste inférieur aux limites élastiques. Pour $AB2_ADP1$, la limite en traction a été atteinte puisqu'un pic de $3,5$ MPa a été observé sur 10 cm environ autour de la section centrale. Compte tenue du faible écart avec la valeur limite et de l'allure du comportement en traction de l'acrylique, on peut penser que les résultats ne seraient

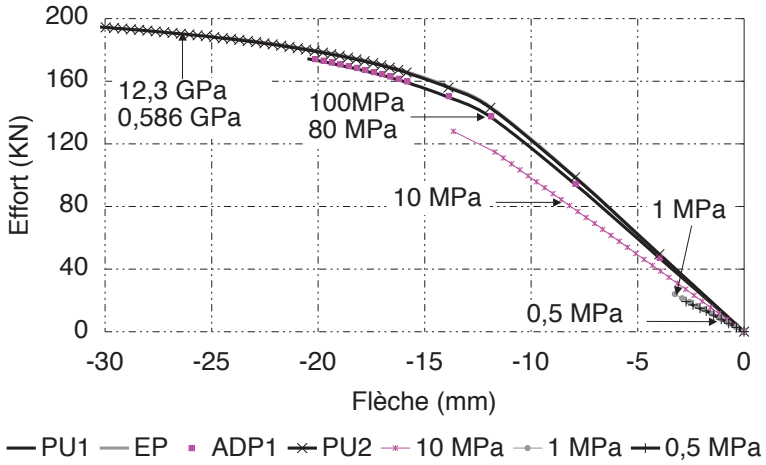


Figure 16.38 – Comportement global en fonction des caractéristiques de l'adhésif utilisé.

pas considérablement modifiés. En cisaillement, a priori l'acrylique resterait élastique ($2,5\ MPa$ au maximum). Pour les trois poutres suivantes, nous ne connaissons pas les valeurs limites. En traction, les valeurs maximales atteignent 2, $0,2$ et $0,23\ MPa$ pour $AB2_10MPa$, $AB2_1MPa$ et $AB2_05MPa$ respectivement. En cisaillement, les valeurs maximales valent $1,2$, $0,03$ et $0,04\ MPa$ respectivement.

16.5.4 Influence de la nature du profilé

Sur la poutre $AB2$, nous avons étudié l'influence qu'avaient les caractéristiques du profilé sur les résultats. Sa limite d'élasticité varie de 235 à 500 MPa. Aucune autre donnée n'a été modifiée. Le comportement global est représenté sur la figure 16.41. Il peut être observé que pour une résistance de béton donnée, l'augmentation de la limite d'élasticité de l'acier (notamment de la semelle inférieure) induit une augmentation de la force limite haute et basse. La poutre noté $ac1$ aurait très certainainement rompu par écrasement du béton en fibre supérieure et par fissuration proche de l'interface comme le montre la figure 16.43(a).
La figure 16.42(a) montre qu'à la charge de rupture de la poutre $ac1$ (constituée de l'acier dont la limite élastique est de 235 MPa), le profilé de cette dernière a plastifié sur environ $1,2\ m$ (en tenant compte de la symétrie). Pour un acier plus performant ($ac2$), la profilé est aussi plastifié mais sur une longueur plus réduite puisqu'elle est de $0,6\ m$. Pour $ac3$, au même niveau de charge, le profilé est encore élastique.
La figure 16.42(b) montre que le comportement de l'élément acier à une influence sur le comportement de la prédalle. Pour $ac1$, on constate que le béton, proche de l'interface est tendu sur une zone de $1,2\ m$ identique à la zone où on a observé des non linéarités dans l'acier. Dans cette zone, le béton est très largement fissuré et est proche de sa rupture (figure 16.43(a)). Pour $ac3$, les contraintes normales dans le béton sont négatives et décroissantes vers la section centrale. Elles sont identiques à celles obtenues dans le cas où on ne tiendrait pas compte du comportement non linéaire des matériaux. : dans cette zone l'endommagement est nul (figure 16.43(e)). Pour $ac2$, comme l'axe neutre remonte, l'état de contraintes dans la prédalle a été modifié. L'endommagement dans cette zone n'est pas encore développé.
En définitive, la limite élastique de la semelle inférieure (et de l'âme) est un paramètre clef influençant directement le comportement global de la structure mixte : il est responsable de la modification de la position de l'axe neutre. Ainsi les contraintes dans le béton sont modifiées pouvant alors favoriser un état comprimé (en fibres supérieures) et/ou tendu (en fibres inférieures) plus important que dans le cas où les non linéarités dans l'acier ne sont pas encore apparues (voir le diagramme des contraintes en section centrale figure 16.42(c)).
En définitive, c'est la plastification du profilé métallique qui pilote le comportement de cette poutre.

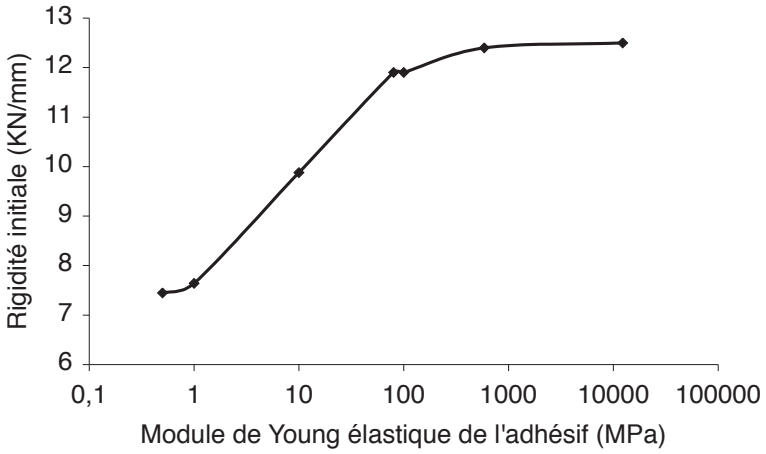


Figure 16.39 – Influence du module élastique de l'adhésif sur la rigidité initiale de la poutre $AB2$ (l'abscisse est représentée en échelle logarithmique)

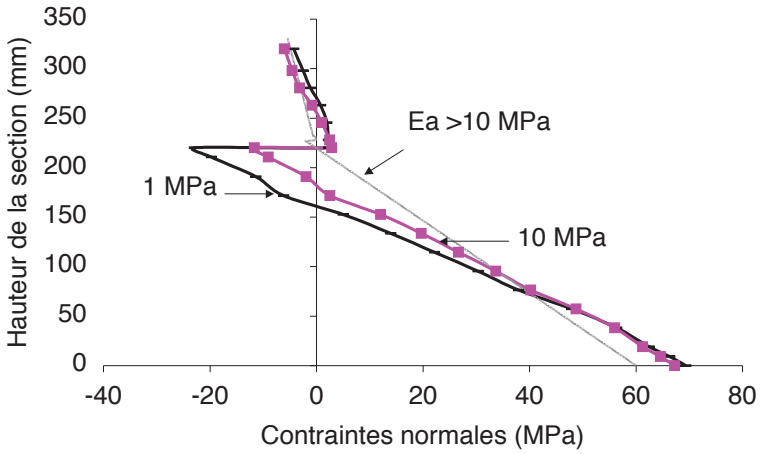


Figure 16.40 – Diagramme des contraintes en section centrale à 24 kN : la charge maximale atteinte par $AB2_1MPa$

Dénomination	f_y (MPa)	ε_{elas} $(\mu m/m)$	$F_{u,inf}$ (kN)	$F_{u,sup}$ (kN)
$ac1$	235	1600	166	172
$ac2$	335	1800	196	198
$ac3$	500	2300	251	254

Tableau 16.15 – Valeurs de la limite élastique f_y pour le profilé. ε_{elas} correspond à la déformation limite élastique. $F_{u,inf}$, la charge de ruine "basse" et $F_{u,sup}$ la limite "haute"

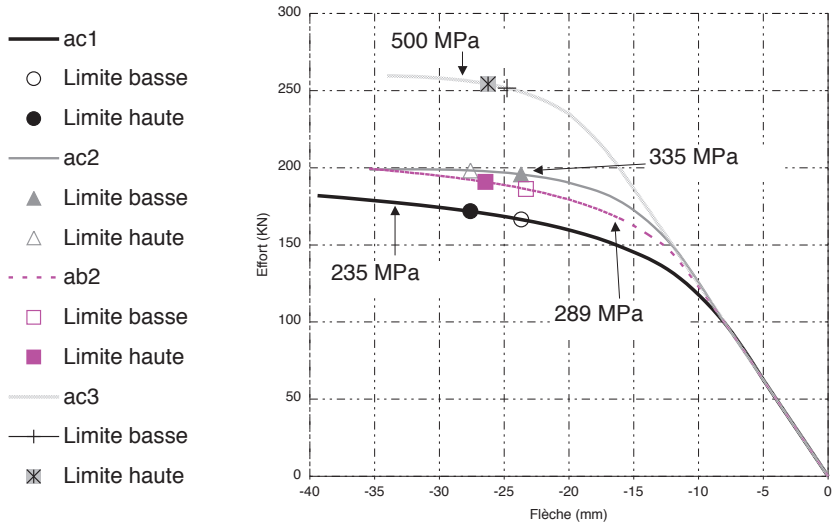
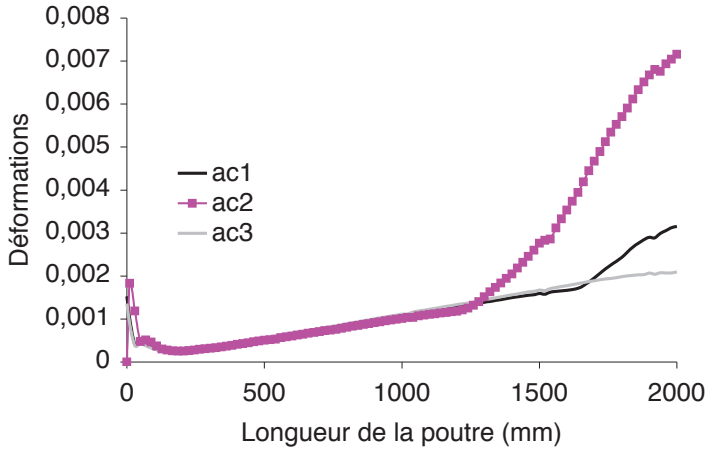
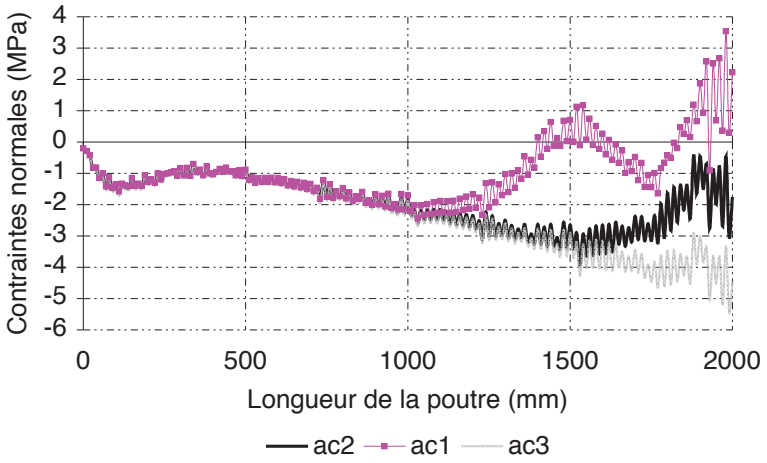


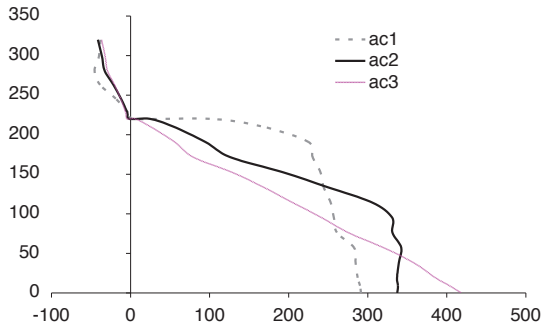
Figure 16.41 – Comportement charge déplacement en section centrale en fonction de la limite d'élasticité de l'acier



(a) Distribution des déformations normales le long de la semelle inférieure, au niveau de l'axe de symétrie

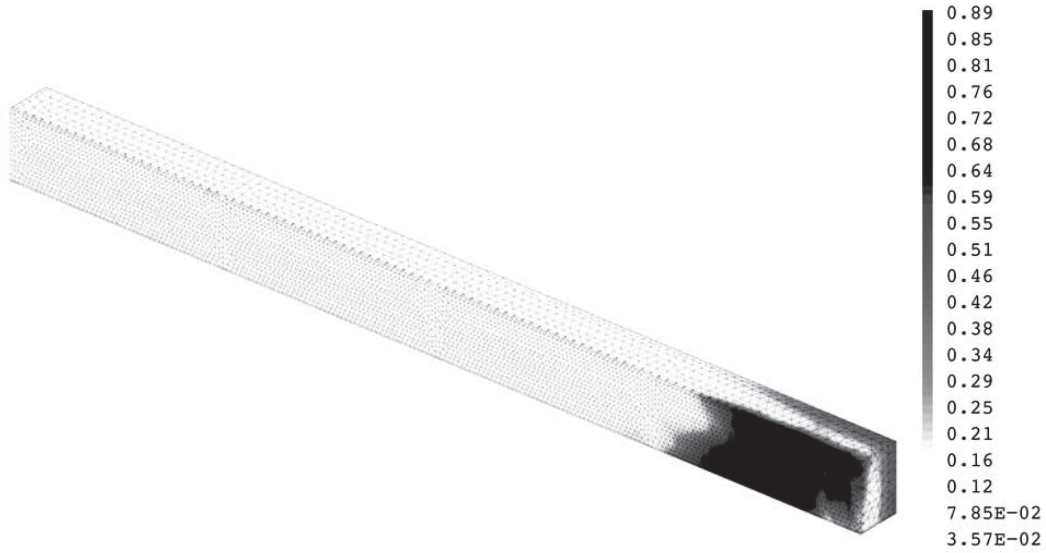


(b) Distribution des contraintes normales dans le béton, à l'interface béton-adhésif

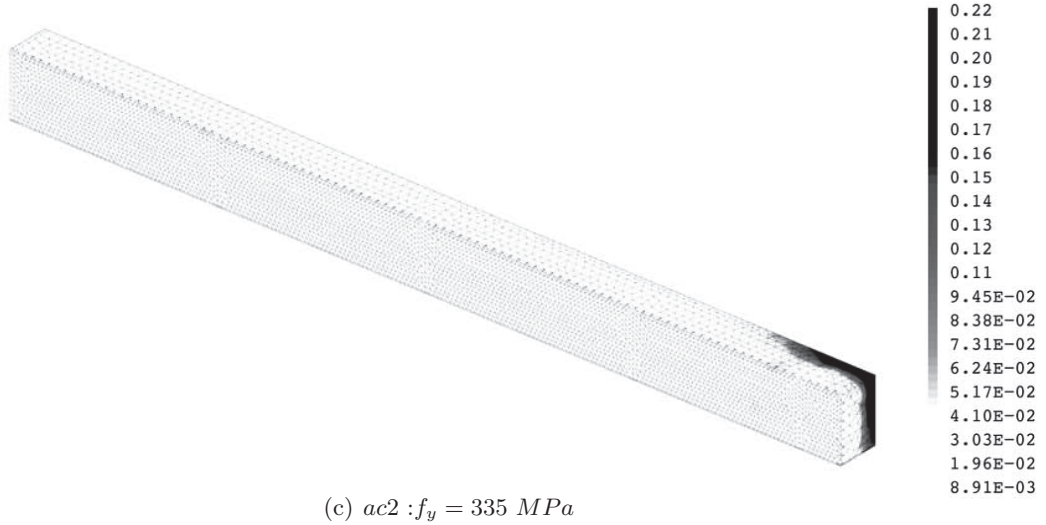


(c) Diagramme des contraintes en section centrale

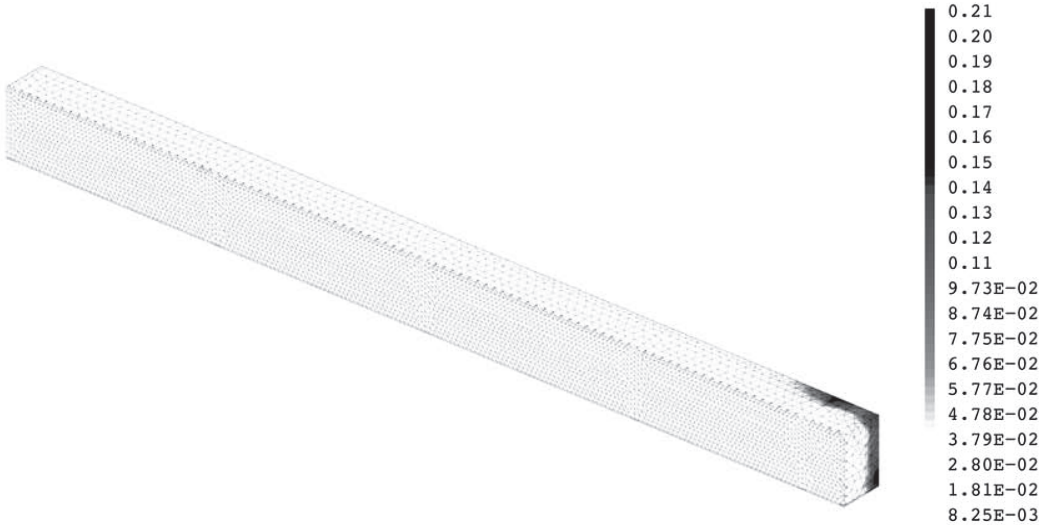
Figure 16.42 – Comparaison des résultats à 172 kN la charge de rupture pour la poutre $ac1$



(a) $ac1 : f_y = 235\ MPa$



(c) $ac2 : f_y = 335\ MPa$



(e) $ac3 : f_y = 500\ MPa$

Figure 16.43 – Endommagement à 170 kN environ, pour les trois poutres testées

17

Synthèse de l'analyse du comportement en flexion de poutres mixtes collées.

L'objet de cette partie reposait sur l'analyse du comportement de poutres mixtes isostatiques acier béton connectées par un adhésif époxy. Nous nous sommes à la fois intéressés à l'étude expérimentale que numérique.

Dans un premier temps, nous avons complété les données expérimentales existantes (relatives au projet MIKTI) par la réalisation de l'essai $AB5$. Il a permis de montrer que

- la préfabrication, les traitements de surfaces et le collage de la poutrelle acier au béton permettait de conférer à la structure un comportement de type poutre mixte aboutissant à une charge de rupture largement supérieure à celle obtenue pour une poutre acier seule.
- avec un béton de type $C25/30$, on a obtenu une rupture par écrasement du béton en fibre supérieure autour de la section centrale, répondant à l'objectif visé.

Nos efforts se sont principalement concentrés sur le développement de deux modèles de calcul tenant compte du comportement non linéaire des matériaux : un modèle en variables généralisées et un modèle basé sur la méthode aux éléments finis.
Le premier repose sur un calcul itératif qui s'effectue par équilibre successifs de section. La loi moment-courbure, l'état de déformations et de contraintes mais aussi la flèche due à l'effort tranchant et au moment fléchissant sont définis. La fissuration du béton est prise en compte dés que l'état de contraintes atteint f_t sa limite en traction. Dans ce cas, elles deviennent nulles et les efforts sont repris par les couches adjacentes.
Le second modèle utilisé porte sur une analyse éléments finis en trois dimensions. Les hypothèses de calcul utilisées sont les mêmes que pour l'analyse des essais Push-Out. Le comportement non linéaire du béton a été pris en compte par une loi de couplage endommagement-plasticité. L'acier est élasto-plastique écrouissable et l'adhésif élastique linéaire.
Pour le premier modèle de calcul adopté, on fait l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes dans l'épaisseur de la poutre. Le calcul $3D$ par éléments finis a montré que cette hypothèse n'était pas parfaitement exacte. Aussi, dans les deux cas, les modèles utilisés sont limités à l'étude de poutres isostatiques à chargement ponctuel.

Ces modèles ont été confrontés à des mesures effectuées sur $AB5$ ainsi que quatre autres poutres issues de la littérature. La flèche, les déformations en différents points de la structure et la force et le mode de ruine ont été comparés. Cette phase de validation a montré une assez bonne adéquation entre mesures et calculs que ce soit avec le modèle en variables généralisées ou par éléments finis. La comparaison des déformations dans le béton est satisfaisante. En revanche dans le profilé inférieur, autour de la section centrale et proche de la ruine, des écarts importants ont pu y être relevés : l'hypothèse de Bernoulli n'y est plus valable.
Lorsque l'analyse a été effectuée par éléments finis, en trois dimensions, nous avons montré que la prise en compte du comportement non linéaire du béton permettait de prédire assez fidèlement la ruine par cisaillement à l'interface. Dans ce cas, l'état de fissuration du matériau est tel que l'endommagement y est important (proche de 1). Lorsque ce dernier devient trop développé, le calcul numérique cesse. Aussi, le critère $2D$ de Chalos Béteille est, aux incertitudes numériques prés, capable de prédire une possible ruine par cisaillement à l'interface. Nous avons aussi défini deux limites en déformation dans le cas d'une rupture par compression dans le béton (l'endommagement y étant développé mais l'écoulement a quand même lieu et ne bloque pas le calcul). Nous avons montré que ce "critère" était suffisant : les charges ultimes expérimentales sont comprises entre ces limites.
Dans le cas du calcul en variables généralisées, la rupture a été analysée par étude des déformations dans chaque matériau. Lorsque cette dernière a lieu par compression en fibre supérieure dans le béton, elle est correctement reproduite. Autrement, (cas de la rupture par cisaillement à l'interface), nous avons utilisé le critère $2D$ de Chalos Béteille. En fait, dans le cas de cette analyse, le critère est limité (les contraintes perpendiculaires ne sont pas prises en compte) à la comparaison des contraintes de cisaillement avec la limite en traction du béton. Aussi, l'analyse $3D$ par éléments finis a montré que l'hypothèse qui est faite ici d'un calcul en deux dimensions avaient ses limites : il repose sur l'hypothèse d'un état de contraintes homogène dans la largeur ce qui n'est en réalité pas vérifié.

Une analyse de sensibilité du modèle en variables locales a permis de montrer que les caractéristiques matérielles avaient une influence sur le comportement de telles structures. Les non-linéarités sont in-

duites pour toutes les poutres par une plastification de la semelle inférieure du profilé.
Le modèle par éléments finis a été aussi exploité afin d'optimiser la surface de collage. Nous avons ainsi pu montrer que (pour la poutre $AB2$) pour une surface de collage réduite de 50 %, la charge ultime était inchangée. En fait, sachant que la rupture est amorcée autour du tiers central, il suffit de renforcer cette zone. L'épaisseur du joint de colle a lui une influence négligeble sur le comportement global.
Sur le plan expérimental, il serait utile de compléter les données en faisant justement varier les dimensions du joint de colle, les caractéristiques des matériaux.
Les modèles proposés pourraient être améliorés en intégrant la possibilité d'association d'autres matériaux, géométries. Aussi, le comportement non linéaire de l'adhésif doit pouvoir être pris en compte pour pouvoir analyser l'apport de l'utilisation d'un adhésif non linéaire. Le modèle en variables généralisées doit permettre le calcul des contraintes de pelage et prévoir la possibilité d'étudier le comportement de structures soumises à d'autres chargement.

Cinquième partie

Conclusion Générale

L'objectif principal de ce travail portait sur l'analyse multi-échelle du comportement de structures mixtes collées et à son application aux éléments de structures multi-matériaux fléchies. Nous nous sommes focalisés sur l'association acier-béton (de type $C25/30$) assemblées par de l'époxy.
La méthodologie mise en place peut se décliner en trois phases :

1. L'évaluation du comportement en traction/compression du béton, de l'acier et de l'adhésif à l'état massique. Nous avons appliqué différents modèles mécaniques basés sur les propriétés identifiées afin de prédire leur comportement et utilisables dans les phases suivantes.
2. La caractérisation du comportement en cissaillement à la rupture de la connexion collée acier-béton. Pour cela, nous avons retenu l'essai de Poussée (Push-Out) : essai réglementé par l'Eurocode 4 dans le cas de la connexion par goujons de l'acier et du béton. L'analyse numérique et expérimentale a consisté à vérifier quelle était l'influence des paramètres géométriques sur le comportement de tels assemblages.
3. L'analyse jusqu'à la rupture du comportement instantané de poutres mixtes collées acier-béton. Nous proposons l'utilisation de deux modèles de calcul non linéaire : le premier développé en variables généralisées et le second basé sur la théorie des éléments finis en trois dimensions.

Les principaux résultats et conclusions de cette thèse sont :

La caractérisation de la connexion collée acier béton : essais Push Out

L'analyse expérimentale a montré

- La dimension des dallettes de béton avait une influence sur le comportement mécanique des éprouvettes. Pour des éprouvettes de dimensions $300 * 300$, la contrainte ultime de cisaillement est environ deux fois supérieure à la limite en traction du béton et elle augmente avec la longueur de collage. Nous avons attribué cela à un effet favorable de frottement entre la presse et le bloc de béton.
- Pour des éprouvettes de plus faibles dimensions les contraintes ultimes apparaissent très sensibles à la mise en oeuvre. Les contraintes ultimes n'atteignent pas totalement la limite en traction du matériau. La reproductivité des essais est discutable.

La modélisation par éléments finis en trois dimensions, dans le domaine non linéaire, validée sur les résultats d'essais effectués dans le cadre de cette thèse ou issus de la littérature a montré

- L'effet d'un frottement favorable entre dallette et presse permettait le développement de contraintes de compression normales au joint de colle appliquées sur l'interface. Ce phénomène joue alors un rôle positif sur la résistance de la connexion collée qui est d'autant plus favorable que la longueur de collage et la hauteur libre augmentent.
- Lorsque le frottement est empêché, la résistance moyenne en cisaillement correspond à la limite en traction du béton.
- Moins la hauteur libre est importante, moins l'effet favorable du frottement ne peut pas avoir lieu.

A l'aune de cette étude, la question de la pertinence de la caractérisation du joint collé acier béton par le biais de l'essai Push-Out est discutable. Dans l'état, l'essai Push Out ne peut pas être utilisé pour identifier la résistance de la connexion acier béton. Il ne peut servir qu'à la comparaison (à dimensions et dispositif de mise en oeuvre strictement identiques) de la nature de la connexion. Des vérifications supplémentaires sont à envisager : elles doivent notamment vérifier :

- D'un point de vue expérimental, est ce que la rectification des éprouvettes permet elle de maîtriser le frottement entre dallette et presse ? L'influence de la hauteur libre sur le comportement des éprouvettes doit aussi être étudiée expérimentalement : elle permettra au moins de confirmer les résultats numériques.
- Aussi, est-il raisonnable de considérer seulement la contraintes moyenne ultime dans le joint de colle comme étant un paramètre dimensionnement : des forts pics de contraintes ont pu être relevés aux extrémités.
- Lorsque ces points seront analysés, on doit se questionner sur l'intérêt de l'essai push-out : doit-il être conservé ou doit-on proposer un autre essai qui permette de caractériser la connexion collée ?
  Dans ce cas, quel essai serait le plus approprié ? On peut envisager les essais sur poutres mixtes

de très faibles dimensions qui se rapprochent plus de la géométrie des poutres mixtes. Des vérifications numériques doivent donc être entreprises afin de déterminer quels sont les paramètres influents et quelle géométrie serait la plus appropriée.
– Il est clair que le comportement de l'interphase (pénétration de l'adhésif dans les pores du béton) entre le béton et l'adhésif est encore mal connu et doit faire l'objet d'analyses futures. Aussi, si l'on veut identifier le comportement non linéaire de la connexion (interface), le raisonnement en contraintes moyennes n'est pas suffisant, n'est il pas possible de recourir à des techniques de mesures telles que la corrélation d'image, l'analyse inverse ? Cela nécessite alors de modifier la géométrie de l'essai afin d'accéder au joint de colle.

Le comportement de structures mixtes acier béton collées

D'un point de vue expérimental, nous n'avons testé qu'une poutre, les quatre autres étudiées sont issues de la littérature mais l'analyse a permis de relever que :
– Jusqu'alors, différents auteurs ont montré que le collage époxy entre un profilé acier et une dalle de béton conférait à la structure un comportement monolithique lorsque la préfabrication était utilisée et que les traitements de surface étaient correctement effectués. L'essai sur la poutre $AB5$ l'a confirmé.
– Afin de palier des potentiels problèmes de fissuration prématurée en fibre inférieure dans le béton, les auteurs ont généralement retenu un béton à haute voire ultra haute performance. Aussi, nous avons montré avec l'essai $AB5$, qu'avec un béton de type $C25/30$, la rupture pouvait survenir par rotule plastique en section centrale, comme dans le cas de la connexion par goujons.

Le volet numérique a montré :
– Les deux modèles mis en oeuvre sont capables de reproduire le comportement mesuré (charge-déplacement et déformations en différents points de la structure). Pour l'étude en variables généralisées, nous avons montré la facilité d'exécution de ce modèle et donc l'avenir prometteur qu'il pourrait avoir pour un concepteur.
– Dans le cas de la modélisation par éléments finis, nous avons montré que la rupture qu'elle se produise par cisaillement ou par rotule plastique est plutôt bien reproduite. Le critère de Chalos Béteille est à envisager pour prédire la rupture proche de l'interface dans le béton en parallèle de l'analyse des variables internes.
– Dans le cas de la modélisation en variables généralisées, la rupture par écrasement du béton est correctement prédite. Nous avons montré les faiblesses du modèle à reproduire la rupture par épuisement du béton au voisinage du joint collé. Elles tiennent du fait que les contraintes de pelage ne sont pas prises en compte dans le modèle et que l'hypothèse qui y est faite d'une distribution homogène des contraintes dans la largeur est erronée.
– La sensibilité des différents paramètres a été étudiée : on peut optimiser la surface de collage : surface importante proche de la section centrale et diminuée sur la longueur courante. La nature du profilé joue aussi un rôle non négligeable sur le comportement de la structure mixte : c'est la plastification de l'acier qui induit le comportement non linéaire global de la structure.

Cette étude doit être approfondie :
– Le modèle en variables généralisées doit tenir compte des contraintes de pelage afin d'analyser plus précisément la potentielle rupture en cisaillement.
– Le comportement non linéaire de l'adhésif doit être introduit dans les modèles. Il permettra justement d'envisager d'autres systèmes de connexion peut être moins performants d'un point de vue mécanique mais plus performant d'un point de vue environnemental. Si l'on veut réellement développer et convaincre que cette technique de connexion dans le domaine du génie civil est intéressante, les préoccupations environnementales sont à introduire dans la réflexion et ne peuvent être laissées en suspens. Une première analyse a été faite sur la poutre $AB2$ pour laquelle nous avons fait varier les caractéristiques mécaniques de la colle. Nous avons montré que si le module de Young était diminué de 20 fois, le comportement global était inchangé. Notons en plus, que les polyuréthanes ou les acryliques ont clairement un comportement non linéaire en traction et cisaillement : cette non-linéarité apporte une meilleure ductilité et permet de diminuer les effets de bords (zone de surcontrainte).
Lorsque l'analyse éléments finis permettra réellement de tenir compte du caractère irréversible de

l'adhésif, un cahier des charges précis doit être formulé pour identifier ou déterminer justement quelle colle est la plus appropriée au remplacement de l'époxy. Les conditions de mise en oeuvre, la tenue en température, la durabilité et les aspects environnementaux sont des points majeurs qui doivent forcément être introduits dans la réflexion et permettre le développement de cette technique. Cela nécessite donc vraiment de répondre au premier objectif de cette thèse : quel essai de caractérisation de la connexion collée acier-béton est le plus approprié ?

– Seul le comportement instantané a été étudié. Le comportement à long terme (fluage, effet hydrique, vieillissement ...) et en fatigue doivent faire partie des analyses futures afin de montrer l'intérêt réel de cette technique.

Références

Adams, R., Comyn, J., and Wake, W. (2012). The nature and magnitude of stresses in adhesive joints. *Structural adhésive Joints in Engineering*, Second Edition, Chapman & Hall, Chapter 2.

Afgc (2002). Ultra high performance fiber reinforced concrete interim recommandation. Documents scientifiques et techniques.

Afgc (2003). Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites. Documents scientifiques et techniques.

Amijima, S. and Fujii, T. (1987). A microcomputer program for stress analysis of adhesive-bonded joints. *International journal of Adhesion and Adhesives*, 7 :199–204.

Amijima, S. and Fujii, T. (1989). A simple stress analysis method for adhesive bonded tapered joints. *International journal of Adhesion and Adhesives*, 9 :155–160.

Aribert, J. (1995). *Modélisation des ouvrages mixtes acier béton avec leur connexion*. HERMES.

Backelandt, A. (2005). *Etude des mécanismes d'adhésion à l'interface résine/ciment en vue de la réparation des ouvrages de génie civil*. PhD thesis, INSA de Lyon.

Bazan, I. (1980). *Ultimate bending strength timber beams*. PhD thesis, Nova scotia Technical College Halifac, NS, Canada.

Bazant, Z. and Oh, B. (1983). crack band theory for fracture of concrete. *Materials and structures*, 109(3) :849–865.

Berthet, J., Yurdtdas, I., Delmas, Y., and Li, A. (2011). Evaluation of the adhesion resistance between steel and concrete by push out test. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 31 :75–83.

Bigwood, D. and Crocombe, A. (1990). Non-linear adhesive bonded joint design analyses. *International journal of adhesion and adhesives*, 10(1) :31–41.

Bizindavyi, L. and Neale, K. (2006). Transfer lengths and bond strength for composites bonded to concrete. *Journal of Composites for construction*, 3(4) :153–160.

Bottoni, M. (2009). Modèle d'endommagement de mazars. Manuel de référence code aster.

Bouazaoui, L. (2005). *Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-béton assemblées par collage*. PhD thesis, Université de Reims Champagne Ardennes.

Bouazaoui, L., Jurkiewiez, B., Delmas, Y., and Li, A. (2008). Static behaviour of a full-scale steel-concrete beam with epoxy-bonding connection. *Eng. structures*, 30 :1981–1990.

Brozzeti, J. (2000). Design development of steel-composite bridges in france. *Journal of Constructional Steel Research*, 55 :229–43.

Bruneaux, M. (2004). *Durabilité des assemblages collés : modélisations mécaniques et physico-chimiques*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussés.

Buch, X. (2004). *Dégradation thermique et fluage d'un adhésif structural époxydes*. PhD thesis, Ecole des Mines de Paris.

Carpenter, W. and Barsoum, R. (1989). Two finite elements for modeling the adhesive in bonded configurations. *Journal of Adhesion*, 30 :25–46.

Carreira, D. and Chu, K. (1985). Stress-strain relationship for plain concrete in compression. *ACI Journal, Proc.*, 82(6) :797–804.

Castagnetti, D. and Dragoni, E. (2009). Standart finite element techniques for efficient stress analysis of adhesive joints. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 29 :125–135.

Chaboche, J. (1979). Le concept de la contrainte effective appliqué à l'élasticité et la viscoplasticité en présence d'un endommagement isotrope. *Int. J. P. Boehler, Colloque EUROMECH 115, Grenoble*, pages 737–760.

Chaboche, J. and Cailletaud, G. (1996). Integration methods for complex plastic constitutive equations. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 133 :125–155.

Chajes, M., Finch, J., Januzka, T., and Thomson, J. (1996). Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *ACI structural journal*, 93(2) :208–217.

Cognard, J. (2000). *Science et technologie du collage*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.

Cognard, J., Créac'hcadec, R., and Sohier, L. (2008). *Analysis of the stress distribution in adhesive joints and optimisation of the design of hybrid bonded assemblies, Trends in "Computational Structures Technology"*. Lavoisier.

Cordebois, J. and Sidoroff, F. (1982). Endommagement anisotrope en élasticité et plasticité. *J.M.T.A.*, special :45–65.

Correia, J., Branco, F., and Ferreira, J. (2004). Gfrp-concrete hybrid cross-sections for floors of buildings. *Eng. structures*, 31 :1331–1343.

Creac hcadec, R. (2008). *Analyse et modélisation du comportement non linéaire d' assemblages collés pour application marine*. PhD thesis, ENSIETA.

Dauner, H. and Antille, S. (2002). Ponts mixtes à construction rapide. Rapport ofrou 567, office fédéral des routes, bernei.

de borst, R. and Nauta, P. (1985). Non orthogonal cracks in a smeared crack finite element model. *Engineering Computations*, 2 :155–177.

De Borst, R., Remmers, J., and Needlman, A. (2003). Discrete vs smeared crack models for concrete fracture : bridge the gap. *Proceedings EUROC*, pages 3–17.

De Castro San Roman, J. (2005). *System ductility and redundancy of frp structures with ductile adhesively-bonded joints*. PhD thesis, EPFL.

De Matteis, G., Calderoni, C., Giubileo, C., and Mazzolani, F. (2006). Flexural and shear behaviour of ancient wooden beams : experimental and theorical evaluation. *Engineering Structures*, 28 :729–744.

De Moura, M., Goncalves, J., and De Castro, P. (2002). A three dimensional finite element model for stress analysis of adhesive joints. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 22 :357–365.

De Vree, J., Brekelmans, W., and Van, A. (1995). Comparison of nonlocal approaches in continuum damage mechanics. *Computers and structures*, 55 :581–588.

Diaz, J., Romera, L., Hernandez, S., and Baldomir, A. (2010). Benchmarking of three-dimensional finite element models of cfrp single-lap bonded joints. *Adhesion & Adhesives*, 30 :178–189.

Dillard, D., Andruet, R., and Holzer, S. (2001). Two- and three-dimensional geometrical nonlinear finite elements for analysis of adhesive joints. *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 21 :17–34.

Ernst, S., Bridge, R., and Wee, A. (2009). Push-out tests and a new approach for the design of secondary composite beam shear connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 :44–53.

Ferrier, E., Demers, M., Labossière, P., and Neale, K. (2008). Développement de structures composites éco-performantes bois lamellé-collé béton fibré. Université de sherbrooke.

Ferrier, E., Quiertant, M., Benzarti, K., and Hamelin, P. (2010). Influence of the properties of externally bonded cfrp on the shear behavior of concrete/composite adhesive joints. *Composite Part B : Eng*, pages 354–62.

Fiedler, E. (2001). Die entwicklung des sthahlbrückenbaues in der ddr bis zum zeitpunkt der wende ein rückblick (in english : Development of steel bridge construction in eastern germany). Stalhau.

Gattesco, N. (2001). Experimental study on different dowel techniques for shear transfer in wood-concrete composite beams. *Creative systems in Structural and Construction Engineering*.

Goland, M. and Reissner, E. (1944). The stresses in cemented joints. *J. Appl. Mesh.*, 11.

Gonzalez, D. (2006). *Durabilité des assemblages collés du génie civil : effets du vieillissement hygrothermique aux echelles micro et macroscopiques*. PhD thesis, Université Blaise Pascal.

Gürtler, H. (2004). *Composite action of frp bridge decks adhesively bonded to steel main girders*. PhD thesis, EPFL.

Hart Smith, L. (1973). Adhesive-bonded single-lap joints. Technical Report 10, NASA CR-112236.

Hertig, P. and Perret, A. (1973). Rapport d'essais de trois types de liaison acier-béton à l'aide de mortiers époxys. Ecole polytechnique fédérale de lausanne, institut de la construction métallique.

Hick, F. and Baar, S. (1972). Structures métalliques collées. Station d'essais et de recherches de la construction métallique, sercom, liège, belgique.

Hilleborg, A., Modeer, M., and Peterson, P. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement concrete Research*, 6 :773–781.

Hino, S., T.Tsutsumi, Yamaguschi, K., Matsui, O., and Ohta, T. (2000). Composite girder bridge with channel-shaped precast pc deck slabs. Los Angeles. International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Composite and Hybrid Structures, 6th ASSCS.

Hänsch, H. and Krämer, W. (1968). Versuche mit geklebten verbundkonstruktionen (in english : Tests on adhesively bonded composite constructions). Die strasse.

Jason, L. (2004). *Relation endommagement-perméabilité pour les bétons*. PhD thesis, Ecole Centrale de Nantes.

Jason, L., Huerta, A., Pijaudier-Cabot, G., and Ghavamian, S. (2006). An elastic plastic damage formulation for concrete : Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(52) :7077–7092.

JCI, J. (1998). Report ii of research committee on continuous fiber-reinforced concrete. vol.5.

Jurkiewiez, B. and Buzon, S. (2003). Etude expérimentale du procédé de connexion directe par encastrement de l'âme découpée dans le béton fretté. Rapport du projet national mikti.

Jurkiewiez, B., Meaud, C., and Michel, L. (2011). Non linear behaviour of steel-concrete epoxy bonded composite beams. *Journal of construtional and steel research*, 67 :389–397.

Jurkiewiez, B., Morvan, M., and Si Larbi, A. (2008). Bonding connection for steel-concrete flexural member. Porto. Proceedings of Challenges for civil Construction.

Kachanov, M. (1993). Elastics solids with many cracks and related problems. *Advances in Appl. Mech.*, 30 :259–445.

Keller, T. and Gürtler, H. (2006). Design of hybrid girders with adhesively bonded and compositely acting frp deck. *Composite structures*, 74 :202–212.

Keller, T. and Vallée, T. (2005). Adhesively bonded lap joints from pultruted gfrp profiles. part i : stress-strain analysis and failure modes. *Composites : Part B*, 36 :331–340.

Kim, S. and Nguyen, H. (2009). Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 :1909–1920.

Krayani, A. (2007). *Contributions à la modélisation non linéaire du comportement mécanique du béton et des ouvrages en béton armé et précontraints*. PhD thesis.

Krieg, J. and Enderbrock, E. (1963). The use of epoxy resins in reinforced concrete-static load tests, part ii. Engineering research laboratories. the university of arizona.

Krieg, J. and Enderbrock, E. (1966). Epoxy bonded composite t-beams for highway bridges. Engineering experiment station. college of engineering. the university of arizona.

Laborderie, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable-Modélisation et application âĂą l'analyse de structures en béton*. PhD thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan.

Lagracie, I. and Saint-Drenant, S. (1998). Le collage structural. Technical report.

Lebet, J. and Meystre, T. (2006). Remplacement de ponts sous trafics. Rapport icom, Laboratoire de la construction métallique (ICOM), EPFL.

Lemaitre, J. and Chaboche, J. (1974). A non-linear model of creep fatigue damage cumulation and interaction. Technical Report 1394, ONERA.

Li, A., Kang, Z., and Luo, Y. (2012). Parametric study of bonded steel-concrete composite beams by using finite element analysis. *Engineering Structures*, 34 :40–51.

Lin, Y. and Lin, E. (1993). A finite element model of single-lap adhesive joints. *International journal of solids and structures*, 30(12) :1679–1692.

Mandrara, G. (2009). Modélisation du comportement mécanique instantané des structures collées. Rapport de dea, université lyon i.

Maurice, B. and Christophe, G. (2000). Composite decks of concrete glued to timber. World Conference on Timber Engineering.

Mazars, J. (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et àĂ la rupture du béton de structure*. PhD thesis, Thèse d'état, Université Pierre et Marie Curie.

Mazars, J., Kotronis, P., Raguenaux, F., and Casaux, G. (2006). Using multifiber beams to account for shear and torsion : Applications to concrete structural elements. *nternational Journal of Solids and Structures*, 195 :7264–7281.

Mazars, J. and Pijaudier-Cabot, G. (1989). Continuum damage theory. application to concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 115 :345–365.

Meier, U. (1997). Repair using advanced composites. Innsbruck. Proceedings of the IABSE Conference on composite construction-conventional and innovative.

Miklofsky, H., Brpown, M., and Gonsior, M. (1962). Epoxy bending compounds as shear connectors in composite beams. State of new york, dept pf publics works. engineering research series. rr. 62-2.

Nagai, G., Yamada, T., and Wada, A. (1998). Finite element analysis of concrete material based on the 3-dimensional real image data. In *Computational Mechanics-New trends and Applications,*. Proceedings of WCCMIV.

Nordin, H. and Täljsten, B. (2004). Testing of hybrid frp composite beams in bending. *Composites Part B*, 35 :27–33.

Oehlers, D. and Foley, L. (1985). The fatigue strength of stud shear connections in composite beams. *Proceedings of Institute Of Civil Engineering*, 79 :349–64.

Ottosen, N. (1981). Nonlinear finite element analysis of pull-out test. *Journal of the structural Division*, 107(4) :591–603.

Pasternak, H., Scharzlos, A., and Schimmack, N. (2004). The application of adhesives to connect steel members. *Journal of Constructional Steel Research*, pages 649–658.

Peerlings, R., Brekelmans, W., and de Vree, J. (1996). Gradient enhanced damage for quasi-brittle materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 39 :947–953.

Peerlings, R., De Borst, R., Brekelmans, W., and De Vree, J. (1995). Computational modelling of gradient-enhanced damage for fracture and fatigue problems. *Proceedings Computational Plasticity IV*, pages 975–986.

Peerlings, R., Geers, M., and Brekelmans, W. (2001). A critical comparison of nonlocal and gradient enhanced softening continua. *International Journal of Solids and Structures*, 38 :7723–7746.

Penado, F. and Dropok, R. (1990). Numerical design and analysis. In *Engineered Materials Handbook : Adhesives and Sealants*, volume 3, pages 477–500, Ohio, United States of America. ASM International Handbook Committee.

Perez-Foguet, A., Rodriguez-Ferran, A., and Huerta, A. (2000). Numerical differentiation for non-trivial consistent tangent matrices : an application to the mrs-lade model. *International journal for numerical methods in engineering*, 48 :159–184.

Peterson, H., Holmberg, S., and Persson, K. (1999). Non linear mechanical behaviour ond analysis of wood and fibre materials. *Computers and Structures*, 72 :459–480.

Pham, H. (2007). *Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes*. PhD thesis, Ecole Nationale des ponts et Chaussées.

Pijaudier-Cabot, G. and Bazant, Z. (1987). Nonlocal damage theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 113 :1512–1533.

Prokopenko, S. (2001). Evaluation of the fibre matrix interface strength by the pushing out of fibers of non symmetrical cross-section. *Concrete Sciences technology*, 61 :1649–2652.

Queiroz, F., Vellasco, P., and Nethercot, D. (2007). Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection. *Journal of constructional steel research*, 63 :505–521.

Rabotnov, Y. (1969). Creep problem in structural members. Technical report, North Holland, Amsterdam.

Rao, B. and et S. Yadagiri, Y. R. (1982). Analysis of composite bonded joints. *Fibre Science and Technology*, 17(2) :77–90.

Raoul, R. and Davaine, J. (2005). Common road composite bridges in france and main issues of the implementation of en 1994-2. Bundeswehr Universität München, Technische Universität München. Proceedings of the 6th Japanese German Bridge Symposium.

Rashid, Y. (1968). Ultimate strength analysis of prestessed concrete pressure vessels. *Nuclear engineering and design*, 7 :334–334.

Reynouard, J. and Pijaudier Cabot, G. (2009). *Comportement mécanique du béton*. Lavoisier.

Rossi, P. and ULM, F. (1997). Size effects in the biaxial tensile-compressive behaviour of concrete : physicals mecanisms and modelling. *Materials and structures*, 30 :210–216.

Sargin, M. (1971). *Stress strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete section*. PhD thesis, University of Waterloo.

Schindel-Bidinelli, E. (1992). *Pratique du collage industriel*. Lavoisier.

Shim, C., Lee, P., and Chang, S. (2001). Design of shear connection in composite steel and concrete bridges with precast decks. *Journal of Constructional Steel Research*, 57 :203–219.

Si Larbi, A., Ferrier, E., and Hamelin, P. (2009). Concrete to steel lap joint failure criteria under combined shear and peeling stress. *Journal of Constructional Steel Research*, 65 :386–394.

Si Larbi, A., Jurkiewiez, B., Hamelin, P., and Ferrier, E. (2007). Static behaviour of steel concrete beam connected by bonding. *Engineering Structures*, 29 :1034–1042.

Simone, A., Wells, G., Gerstle, K., and Sluys, L. (2003). From continuous to discontinuous failure in a gradient-enhanced continuum damage model. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 192 :4581–4607.

Soumadero, Z. (2005). PhD thesis, Ecole Polytechnique.

Studnicka, J., Machaćek, J., Krpata, J., and Svitakova, A. (2000). Perforated shear connectors for composite steel and concrete beams. New York. Composite Construction in Steel and Concrete IV, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, American Society of Civil Engineers.

Swamy, R. and Jones, R. (1987). Structural behaviour of reinforced concrete beams strenghtened by epoxy-bonded steel plates. *Struct Eng Part A*, pages 59–68.

Tadros, M. and Baishya, M. (1998). Rapid replacement of bridge decks. Nchrp report 407, transportation research board, national research council, washington d.c.

Taylor, M. (1996). *Special finite elements for modelling adhesively bonded joints in two- and three-dimensions*. PhD thesis, M. of Science degree in the Engineering Mechanics dept of Virginia Polytechnic Institute and State University Blacksburg.

Thomann, M. (2005). *Connexion par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton*. PhD thesis, EPFL.

Toutlemonde, F., Respendino, J., and Tavakoli, F. (2011). Dalle gaufrée en bfup et application. Travaux issn 0041-1906.

Triantafillou, T. (1998). Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded frp. *Composites ACI structural Journal*, 95 :107–115.

Tsai, M. and Morton, J. (1995). An experimental investigation of nonlinear deformations in single-lap joints. *Mechanics of Materials*, 20 :183–194.

Täljsten, B. (1997). Defining anchor lengths of steel and cfrp plates bonded to concrete. *International Journal of Adhesives*, 17(4) :319–327.

Varastehpour, H. (1996). *Optimisation du renforcement des ouvrages en béton armé par des matériaux composites*. PhD thesis, Université Claude Bernard Lyon I.

Varasthepour, H. and Hamelin, P. (1997). Strengthening of concrete beams using fibre-reinforced plastics. *Materials and Structures*, 30(197) :160–166.

Volkersen, O. (1938). Die nietkraftverteilung in zugbeanspruchten nietverbindungen mit konstanten laschenquerschnitten. *Luftfahrtforschung*, 15(1/2) :41–47.

Wang, J., Navi, J., and Huet, C. (1997). Numerical analysis of crack propagation in tension specimens of concrete considered as 2d multicraked granular composite. *Materials and Structures*, 30 :11–31.

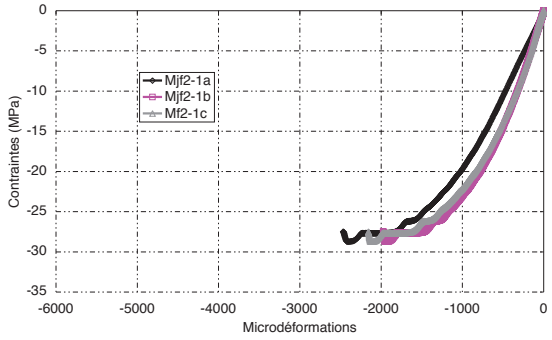
Wooley, G. and Carver, D. (1971). Stress concentration factors for bonded lap joint. *J Aircraft*, 8 :817–820.

Annexe A

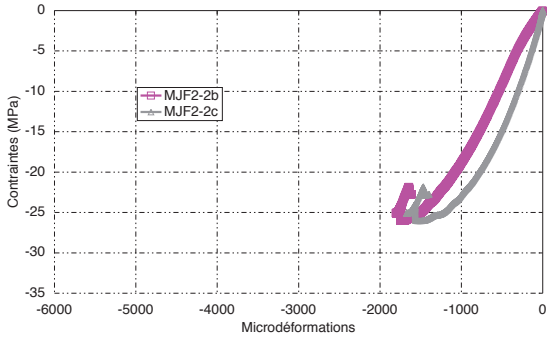
Caractérisation des matériaux

A.1 Résultats des essais de compression pour la série $MJF2$

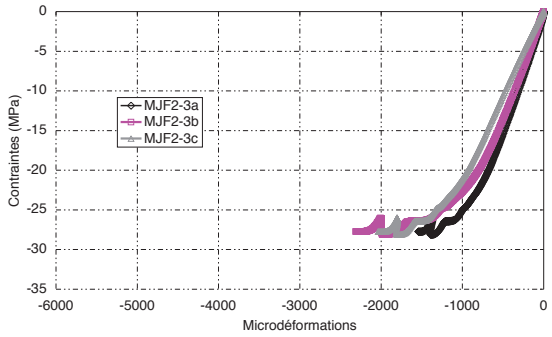
Les figures A.1(a) à A.1(f) présentent les mesures contraintes déformations obtenues pour chaque éprouvette (chacune d'entre elles est constituée de 3 jauges). Précisons que pour MJF_2 la jauge notée a n'a pas fonctionné au cours de l'essai, elle est donc exclue de l'analyse.



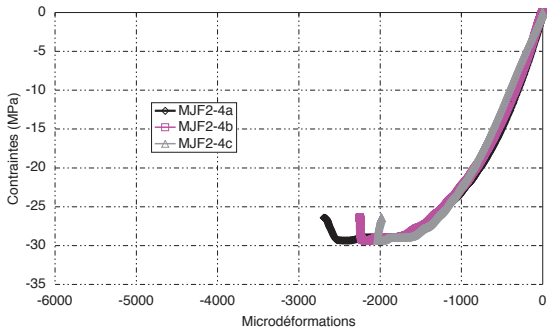
(a) $MJF2_1$



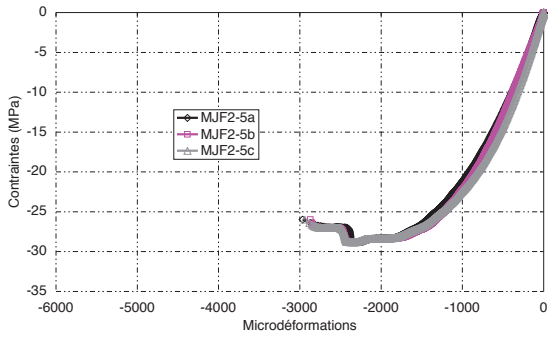
(b) $MJF2_2$



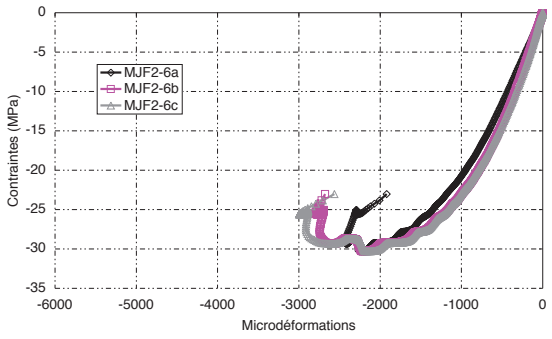
(c) $MJF2_3$



(d) $MJF2_4$



(e) $MJF2_5$



(f) $MJF2_6$

Figure A.1 – Effort en fonction des déformations dans le béton issu des essais sur éprouvettes cylindriques pour la série $MJF2$

A.2 Sensibilité du modèle de Mazars

En compression, nous avons vérifié quelle était l'influence des paramètres ε_{D0}, a_c et a_t du modèle de Mazars. Pour cela, plusieurs simulations ont été effectuées. Il apparaît donc que :

- ε_{d_0} est le seuil d'endommagement. Il agit sur la contrainte au pic et sur la forme de la courbe post-pic. Plus cette valeur est faible, moins la chute de contrainte est brutale.
- A introduit une asymptote horizontale correspondant à l'axe des déformations quand il est égal à 1. Lorsque le paramètre vaut 0 l'horizontale passe par le pic.
- En général, si B est supérieur à 10000, une chute brutale de contrainte apparaît. Sinon, il y aura une première phase d'accroissement de contrainte, puis après passage par un maximum une décroissance plus ou moins rapide.

On peut aussi constater que l'endommagement va affecter la rigidité du matériau béton et il n'y a pas de déformations irréversibles. Les coefficients du modèle de Mazars utilisés sont donnés par le tableau 4.8. La loi de comportement retenue est donnée figure 4.8.
Lorsque l'on compare les résultats numériques aux expérimentaux, on remarque tout d'abord que la partie croissante de la courbe contraintes déformations est bien simulée pour des valeurs de coefficients obtenus avec la procédure d'identification. Les courbes sont confondues. Le pic de contrainte est lui aussi plutôt bien approché (écart d'environ 4 %). Par contre, le comportement post-pic semble être plus éloigné entre résultats du modèle et essais. La décroissance de la courbe expérimentale correspond à une décharge "manuelle" de l'éprouvette afin d'éviter l'explosion de l'éprouvette. Nous ne pouvons donc pas précisément comparer les résultats numériques et expérimentaux en post-pic.
Un calcul non local a aussi été utilisé, les résultats sont inchangés en compression.

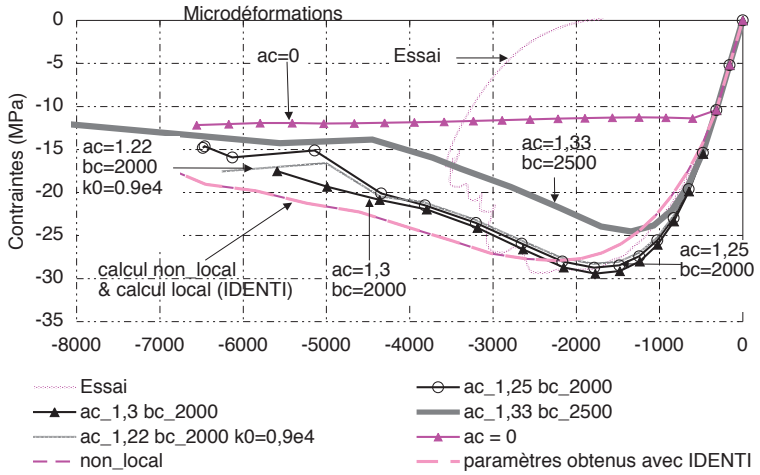


Figure A.2 – Comportement en compression simple, avec loi de Mazars

A.3 Sensibilité du modèle d'endommagement plasticité

	Endommagement	ε_{d0}	r_c	p	calcul local
1	tableau 4.9	$1 \cdot 10^{-4}$	$130 \cdot 10^6$	$0,3$	oui
2	tableau 4.9	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,3$	oui
3	tableau 4.9	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,4$	oui
4	tableau 4.9	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,4$	non $l_c = 24\ mm$
5	$a_c = 1,24$ et $b_c = 1707$	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,3$	oui
6	$a_c = 0,8$ et $b_c = 1707$	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,3$	oui
7	tableau 4.9	$0,88 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,4$	oui
8	tableau 4.9	$3 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,4$	oui
9	$a_c = 0,94$ et $b_c = 1500$	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,3$	oui
10	$a_c = 0,94$ et $b_c = 1900$	$1 \cdot 10^{-4}$	$150 \cdot 10^6$	$0,3$	oui

Tableau A.1 – Valeur des paramètres en compression pour le modèle d'endommagement plastique. La colonne "Endommagement" correspond aux caractéristiques mécaniques qui ont été définis pour le modèle d'endommagement de Mazars. Dans le cas d'un calcul effectué en non local, l_c correspond à la longueur caractéristique.

	r_T (10^7)	$fragi$	$sinf$
1	$1,5$	$0,5$	$0,33$
2	$1,5$	$0,4$	$0,33$
3	$1,5$	$0,3$	$0,33$
4	$1,5$	$0,5$	$0,50$
5	$1,3$	$0,5$	$0,33$
6	$1,5$	$1,0$	$0,33$

Tableau A.2 – Valeurs des paramètres en traction pour le modèle d'endommagement plastique.

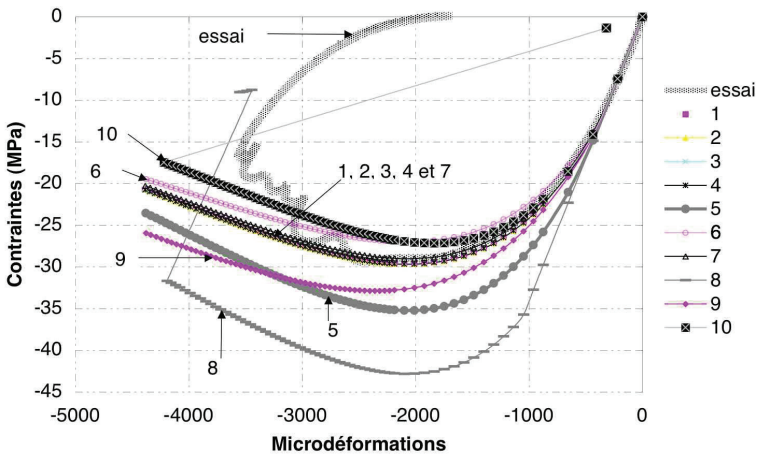


Figure A.3 – Comportement en compression, modèle d'endommagement plasticité, gâchée $MJF2$. Les paramètres retenus pour la loi de comportement sont donnés dans le tableau A.1

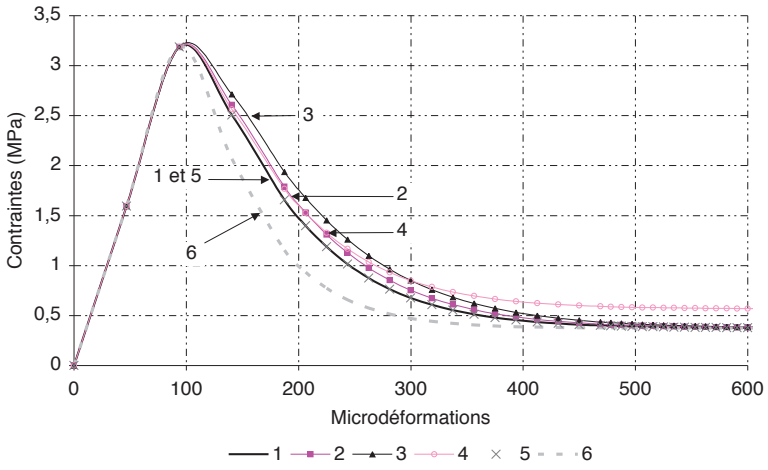
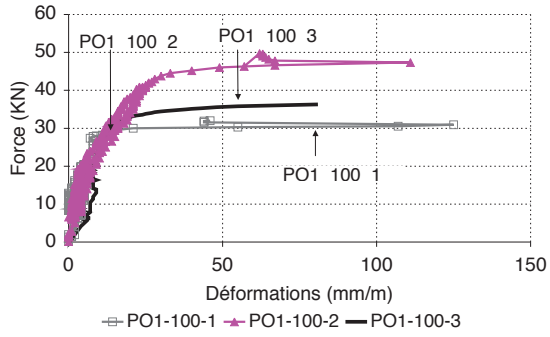


Figure A.4 – Comportement en traction, modèle d'endommagement plasticité, gâchée $MJF2$. Les paramètres retenus pour la loi de comportement sont donnés dans le tableau A.2

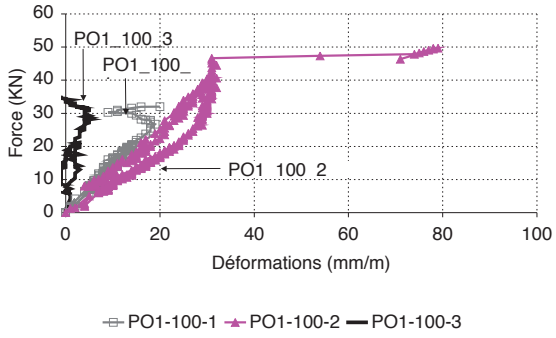
Annexe B

Essais de caractérisation de la connexion collée acier-beton

B.1 Mesure des déformations pour les essais Push-out, Résultats

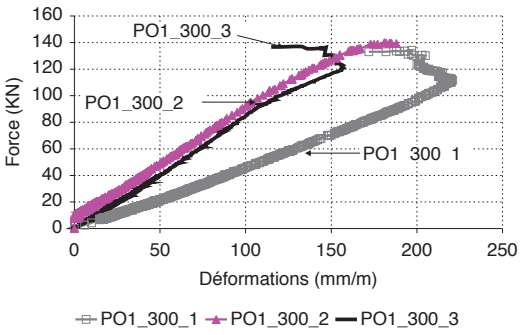


(a) Déformations dans l'acier

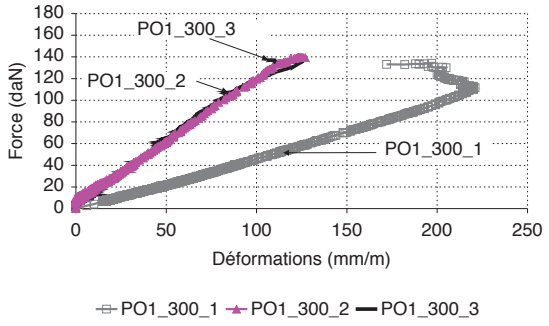


(b) Déformations dans le béton

Figure B.1 – Effort en fonction des déformations dans l'acier et dans le béton pour $PO1_100$

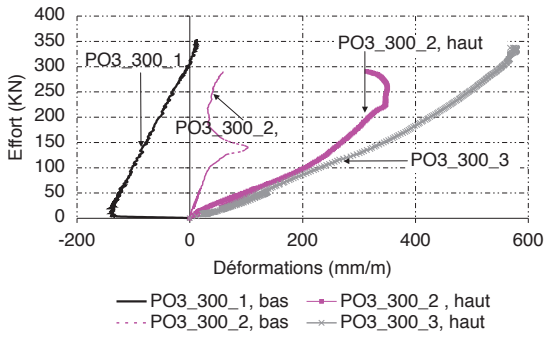


(a) Déformations dans l'acier

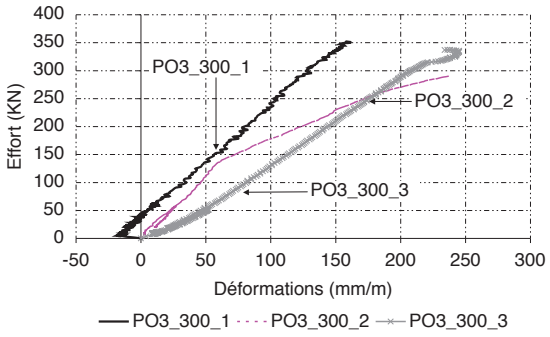


(b) Déformations dans le béton

Figure B.2 – Effort en fonction des déformations dans l'acier et dans le béton pour $PO1_300$



(a) Déformations dans l'acier



(b) Déformations dans le béton

Figure B.3 – Effort en fonction des déformations dans l'acier et dans le béton pour $PO3_300$

Annexe C

Poutres multimatériaux, analyse de sensibilité des paramètres

C.1 Analyse de la sensibilité des paramètres du modèle en variables généralisées

Les variables étudiées pour le patch test sont le moment dans une section, le cisaillement à l'interface et la flèche à mi portée. Elles sont comparées soit au résultat donné par un calcul de théorie des poutres (cas élastique), soit aux valeurs expérimentales (cas de la ruine). Le patch-test est effectué sur le moment dans une section de la poutre lequel est comparé au résultat donné par la théorie des poutres (cas élastique) et à celui donné par les essais (cas de la rupture).
Le tableau C.1 récapitule les résultats obtenus pour la poutre $AB1$. Nous n'avons pas représenté l'analyse de l'évolution de Δy étant donné que nous avons constaté que si sa valeur était supérieure à 1 mm celà induisait des instabilités sur le calcul de l'axe neutre. Nous conservons donc toujours une valeur égale à 1 mm.
La charge (ou moment) de ruine est légèrement dépendante de la discrétisation de la section : nous retenons des couches d'épaisseur environ égale à 1 mm. Concernant le maillage longitudinal, plus ce dernier est "raffiné", plus les résultats numériques s'écartent des valeurs attendues, cela est attribuable à des instabilités numériques. Le maillage longitudinal retenu est de 20 cm en partie courante et de 5 cm autour de l'appui et de la section centrale.

Suivant l'incrément des déformations sur la couche supérieure, il n'apparaît pas, sur les variables étudiées d'évolution considérable.

$\Delta\varepsilon_c$ $\mu m/m$	h_c (mm)	Moment Ecart élas / ruine	l_c / l_p (mm)	σ_{xy} 60 KN	Flèche 60 KN
50	4	0,73 %	200 / 50	1,35 %	0,17 %
			100 / 10	1,32 %	0,14 %
		1,70 %	10 / 10	1,58 %	0,21 %
50	2	0,68 %	200 / 50	1,36 %	0,17 %
			100 / 10	1,32 %	0,14 %
		1,76 %	10 / 10	1,58 %	0,21 %
50	1	0,64 %	200 / 50	1,35 %	0,17 %
			100 / 10	1,32 %	0,14 %
		1,43 %	10 / 10	1,58 %	0,21 %
5	4	0,68 %	200 / 50	1,55 %	0,17 %
			100 / 10	1,73 %	0,17 %
		1,48 %	10 / 10	2,32 %	0,25 %
5	2	0,68 %	200 / 50	1,56 %	0,18 %
			100 / 10	1,73 %	0,18 %
		1,78 %	10 / 10	2,33 %	0,26 %
5	1	0,68 %	200 / 50	1,56 %	0,18 %
			100 / 10	1,74 %	0,19 %
		1,46 %	10 / 10	2,33 %	0,26 %
0,5	2	0,68 %	200 / 50	1,56 %	0,18 %
			100 / 10	1,73 %	0,18 %
		1,70 %	10 / 10	2,39 %	0,28 %
0,5	1	0,68 %	200 / 50	1,56 %	0,18 %
			100 / 10	1,74 %	0,19 %
		1,43 %	10 / 10	2,39 %	0,28 %

Tableau C.1 – Sensibilité des paramètres du modèle, illustré ici avec la poutre $AB1$, h_c correspond à la hauteur moyenne des couches élémentaires, l_c et l_c sont utilisées pour caractériser le maillage longitudinal : l_c pour la zone courante et l_p proche de l'appui ou de la section centrale, $\Delta\varepsilon_c$ correspond à l'incrément des déformations qui est appliqué.

C.2 Calcul de la flèche due au moment fléchissant par la méthode des différences finies

On discrétise les termes de la dérivée seconde C.2 :

$$\begin{aligned} w(x+\Delta x_k) = w_{k+1} = w_k + \frac{dw}{dx}|_k \Delta x_k + \frac{1}{2}\frac{dw}{dx}|_k^2 \Delta x_k^2 + \delta(x^3) \\ w(x+\Delta x_{k-1}) = w_{k-1} = w_k - \frac{dw}{dx}|_k \Delta x_{k-1} + \frac{1}{2}\frac{dw}{dx}|_k^2 \Delta x_{k-1}^2 + \delta(x^3) \end{aligned} \tag{C.1}$$

Ensuite ces deux équations sont sommées C.2 et C.3 :

$$w_{k-1} + w_{k+1} = 2w_k + \frac{dw}{dx}|_k(\Delta x_k - \Delta x_{k-1}) + \frac{dw^2}{dx^2}(\frac{\Delta x_k^2 + \Delta x_{k-1}^2}{2} + \delta(x) \tag{C.2}$$

$$w_{k+1} - w_{k-1} = \frac{dw}{dx}|_k(\Delta x_k - \Delta x_{k-1}) + \frac{dw^2}{dx^2}(\frac{\Delta x_k^2 - \Delta x_{k-1}^2}{2} + \delta(x) \tag{C.3}$$

Ce qui donne C.4

$$\frac{dw^2}{dx^2}|_k = \frac{w_{k+1} - w_{k-1} - 2w_k}{\frac{\Delta x_k^2 + \Delta x_{k-1}^2}{2}} - \frac{dw}{dx}|_k \frac{\Delta x_k - \Delta x_{k-1}}{\frac{\Delta x_k^2 + \Delta x_{k-1}^2}{2}} \tag{C.4}$$

et C.5

$$\frac{dw}{dx}|_k = \frac{w_{k+1} - w_{k-1}}{\Delta x_k^2 + \Delta x_{k-1}^2} - \frac{dw^2}{dx^2}|_k \frac{\frac{\Delta x_k^2 - \Delta x_{k-1}^2}{2}}{\Delta x_k^2 + \Delta x_{k-1}^2} \tag{C.5}$$

C.3 Résultats et analyses complémentaires pour le calcul en variables locales des poutres mixtes

C.3.1 Calcul préliminaire : modèle en deux dimensions : état plan de contraintes

Nous analysons la possibilité de modéliser, en faisant l'hypothèse d'un état plan de contraintes [1], les poutres mixtes.
Comme les dimensions de la largeur (troisième direction) entre l'âme, la semelle et le béton sont à chaque fois différentes, elle sont directement spécifiées dans les caractéristiques matérielles (pour l'élément joint, la troisième direction est multipliée directement aux rigidités KS et KN).

C.3.1.1 Conditions aux limites et maillage retenus

Le maillage $2D$ est présenté sur la figure C.1. Il est constitué d'éléments quadrangles à 8 noeuds et 2 degrés de liberté chacun pour l'acier et le bloc de béton. L'interpolation est quadratique. Les éléments d'interface constituant le joint de colle (figure C.2) sont des éléments quadratiques de type $LIA3$. Seule une demie poutre est simulée : les conditions aux limites de symétrie portent sur les déplacements. Aussi, le déplacement vertical au niveau de l'appui est bloqué.

C.3.1.2 Calculs non linéaires : comportement des matériaux

L'adhésif est élastique linéaire jusqu'à la rupture. Pour les deux poutres étudiées ici ($AB1$ et $AB2$), les armatures passives ne sont pas prises en compte.L'acier suit, comme dans le cas de la modélisation des essais push-out, une loi de type élastique plastique écrouissable avec critère de Von Mises. Comme le calcul est effectué en deux dimensions, le béton suit la loi d'endommagement, de type Mazars, pour laquelle les paramètres du modèle sont données directement par la procédure IDENTI grâce aux grandeurs matériaux fournies par les essais sur éprouvettes cylindriques (Jurkiewiez et al., 2008). Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau C.2. Afin de palier au maximum les problèmes liés au maillage, nous avons effectué un calcul non local pour lequel la connectivité intérieure du béton et les deux correspondantes à la symétrie ont été construites avec une longueur caractéristiques égale à 24 mm.

$Eb\ (MPa)$	ε_{d0}	at	ac	bt	bc
37000	$0,8 \cdot 10^{-4}$	0.83	1.30	18652	1707.2

Tableau C.2 – Caractéristiques du béton retenues pour $AB1$, avec le modèle de Mazars

1. a priori l'hypothèse d'un état plan de déformations semble incongrue du fait des dimensions de la structure étudiée

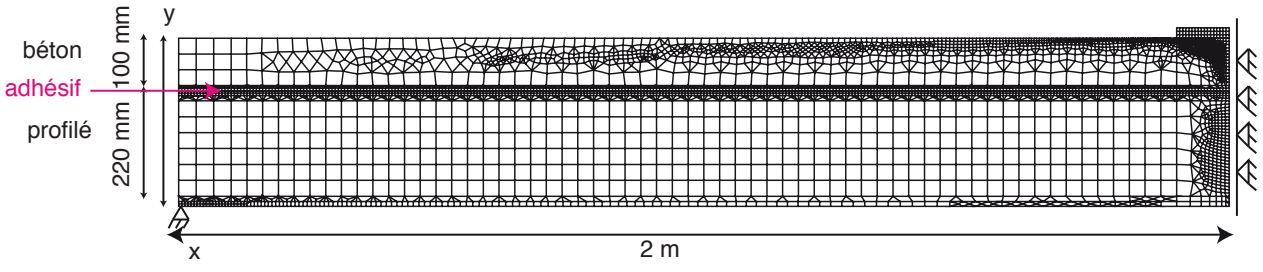


Figure C.1 – Maillage $2D$ de la poutre $AB1$

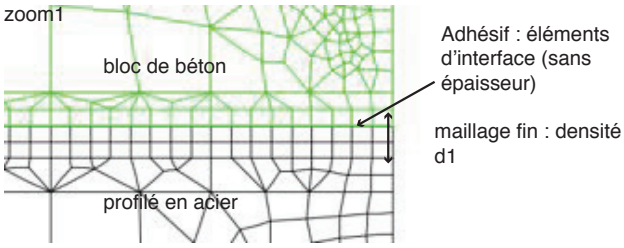
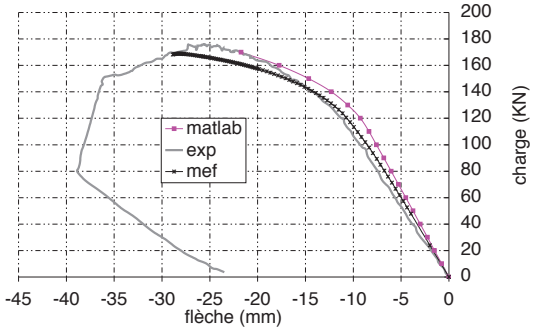
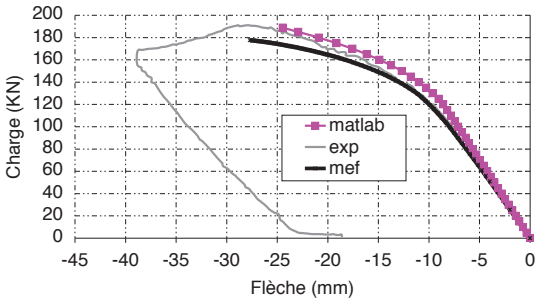


Figure C.2 – Maillage autour du joint de colle



(a) $AB1$



(b) $AB2$

Figure C.3 – Charge flèche en section centrale pour $AB1$ et $AB2$

C.3.1.3 Principaux résultats obtenus

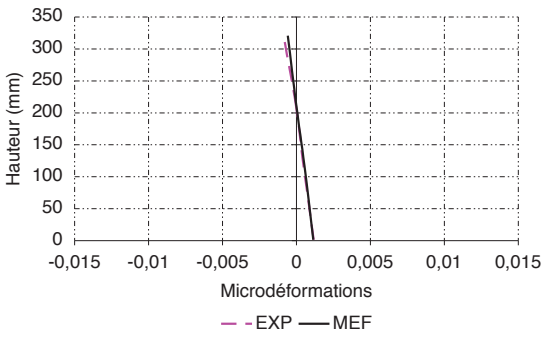
C.3.1.3.1 Validation du modèle : comparaison numérique expérimentale

Le présent modèle est analysé en comparant les résultats issus des essais sur les poutres $AB1$ et $AB2$ avec ceux du modèle $2D$.

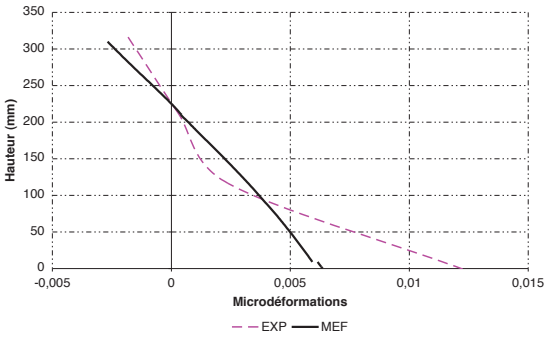
Les charges de ruine numériques obtenues sont égales à 168 KN pour $AB1$ et 178 KN. Elles sont dans les deux cas légèrement inférieures à celles mesurées (174 KN et 190 KN respectivement) : les écarts sont respectivement de 4 % et de 7 %. La courbe C.3 montre que le comportement global est relativement bien reproduit dans les deux cas, dans le domaine élastique et non linéaire. Pour $AB1$, la rigidité numérique est un peu plus forte que celle mesurée et les premières non linéarités surviennent un peu trop tôt . Dans le cas de $AB2$, la rigidité numérique est plus proche de celle issue des essais et les premières non-linéarités numériques apparaissent aux alentours de 140 KN conformément aux observations expérimentales.

Analysons la distribution des déformations en section centrale ou en section notée sud (à 880 mm de la section centrale) pour les deux poutres étudiées (figure C.4). Remarquons qu'en section sud, dans les deux cas les mesures sont proches des calculs. Cette zone reste dans le domaine linéaire. En section centrale, laquelle est plastifiée, des écarts sont à noter. Dans les deux cas, les déformations en dalle supérieure sont surestimées avec le modèle numérique comparé aux mesures [2]. Si on se positionne à quelques millimètres (100) de la section centrale, les déformations calculées sont alors plus proches de celles issues des essais : pour $AB1$ le modèle donne $\varepsilon = 0,2$ % contre $0,185$ la valeur expérimentale et pour $AB2$ on a $0,27$ % contre $0,25$. Les déformations calculées sur la semelle inférieure sont très largement plus faibles que celles mesurées. Ces écarts peuvent s'expliquer dans les deux cas par l'hypothèse de Bernoulli plus vérifiée lorsque les non linéarités apparaissent et dans le cas de $AB2$ une irrégularité au niveau de la jauge a été relevée.

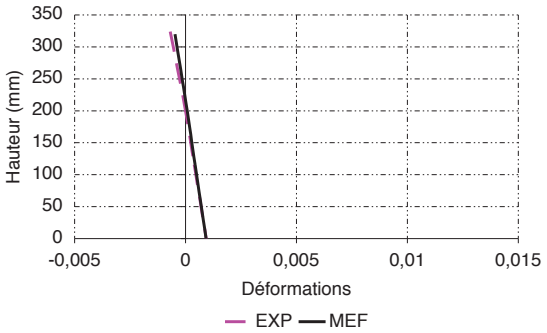
2. A cause de la plaque de chargement les jauges ne sont pas exactement positionnées en section centrale pour la dalle supérieure



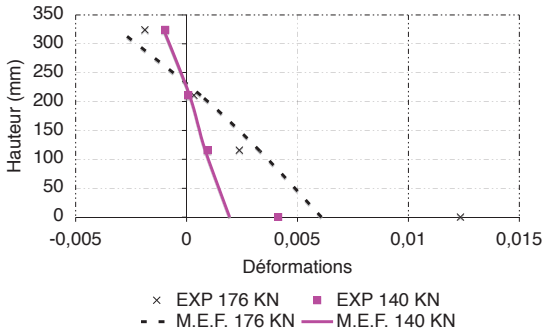
(a) $AB1$, section sud, à Fu



(b) $AB1$, section centrale, à Fu



(c) $AB2$, section sud à 140 KN



(d) $AB2$, section centrale

Figure C.4 – Diagramme des déformations pour $AB1$ et $AB2$

Aussi, dans le cas de $AB1$, la ruine ne semble pas s'être produite par compression en dalle supérieure, les déformations étant inférieures aux limites du matériau. Quant à $AB2$, lorsque $\varepsilon = 0,25\ \%$, $F_u = 174\ KN$ et pour $\varepsilon = 0,35\ \%$, $F_u = 178\ KN$. La charge de ruine est donc située dans cette zone.

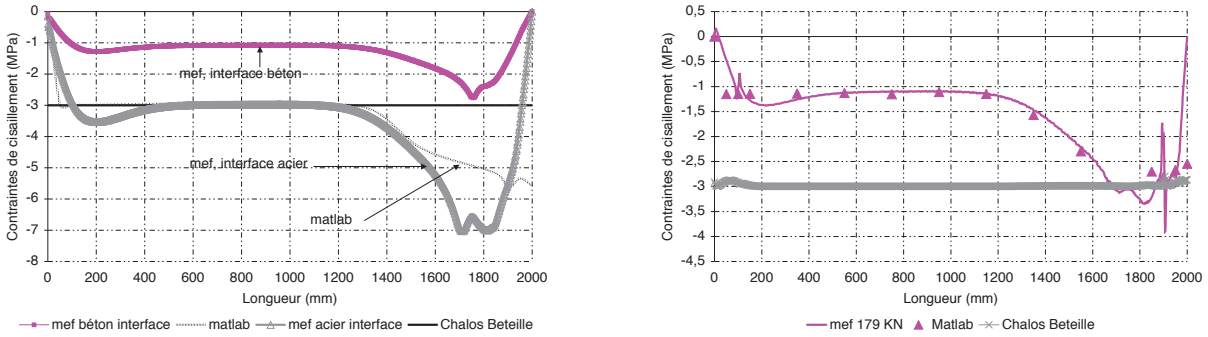
C.3.1.3.2 Analyse de la rupture et de la distribution des contraintes de cisaillement à l'interface

En deux dimensions, l'hypothèse de conservation plane des sections ne semble pas être vérifiée lorsque l'on étudie la distribution des contraintes de cisaillement à l'interface, à la charge de ruine (figure C.5). Pour la poutre $AB1$, on constate que la distribution n'est pas identique entre le calcul éléments finis et le calcul issu des variables généralisées. Elles sont très largement minorées pour le premier cas par rapport aux second. Cela vient très certainement de l'hypothèse de contraintes planes qui repose sur le fait que les contraintes sont homogènes dans la direction z.

La figure C.6 illustre la distribution de l'endommagement à la ruine pour la poutre $AB1$. On constate que même si l'hypothèse de contraintes planes possède ses limites, la zone de rupture semble être à peu près correctement prédite.

C.3.2 Influence du critère de convergence sur les résultats

La poutre notée $AB5$ a été modélisée en modifiant le paramètre portant sur le critère de convergence : par défaut il est égal à 10^{-4} (simulation notée $AB5_7$), nous l'avons diminué à 10^{-6} (poutre notée $AB5_8$). Les courbes suivantes illustrent les différents résultats obtenus. Les charges de ruine obtenues sont égales à $80,7\ KN$ pour les deux solutions envisagées (figure C.7).

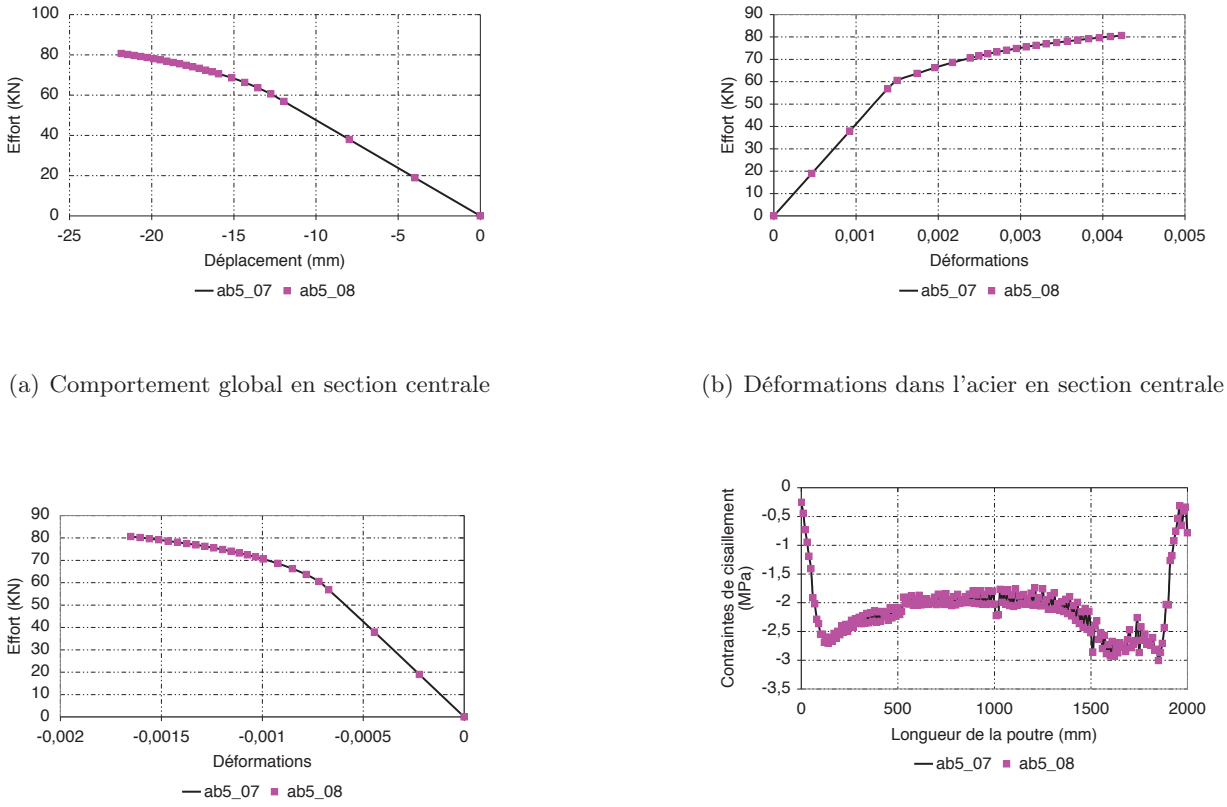


(a) $AB1$, à Fu (b) $AB2$, à Fu

Figure C.5 – Contraintes de cisaillement à l'interface pour $AB1$ et $AB2$



Figure C.6 – Distribution de l'endommagement à la charge maximale pour $AB1$, modèle en deux dimensions ($Dmax = 1$ et les zones noires sont les zones les plus endommagées)



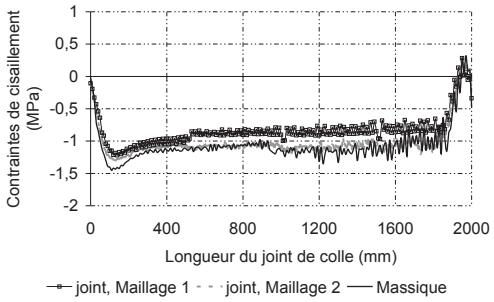
(a) Comportement global en section centrale

(b) Déformations dans l'acier en section centrale

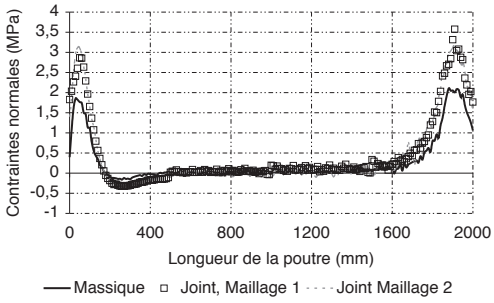
(c) Déformations dans le béton en section centrale

(d) Contraintes de cisaillement à l'interface pour la charge maximale atteinte lors du calcul

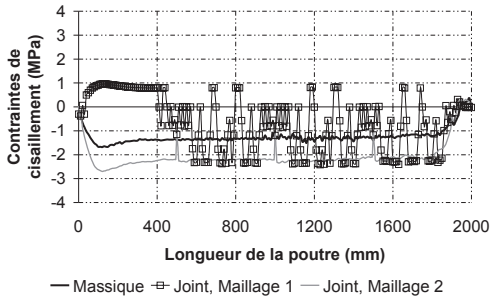
Figure C.7 – Influence du critère de convergence sur les résultats (poutre $AB5$)



(a) σ_{xy} à l'interface



(b) Contraintes normales au joint de colle



(c) Contraintes tangentielles au joint de colle

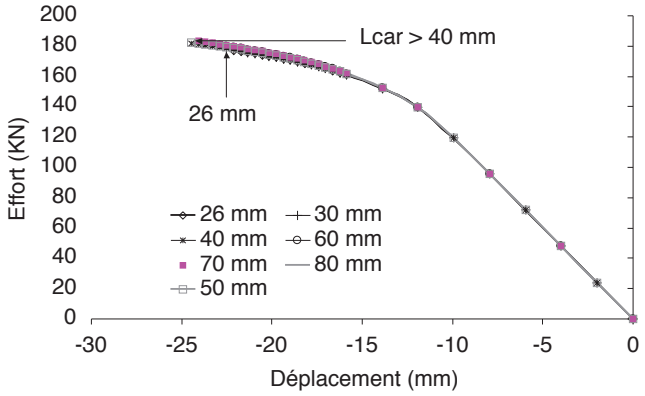
Figure C.8 – Analyse de la sensibilité du maillage pour la poutre $AB5$, à 35 KN

C.3.3 Analyse de sensibilité du maillage : poutre $AB5$

Nous avons fait varier les densités de maillage, proche de la zone d'interface, de l'appui et de la zone de chargement afin de vérifier son impact sur les résultats. L'analyse sur la poutre notée $AB5$ est donnée. Elle est présentée dans le domaine de comportement élastique des matériaux afin de s'affranchir d'une possible dépendance par rapport au choix de la longueur caractéristique, dans le cas contraire. Aussi, un calcul élastique avec des éléments finis massiques pour le joint de colle est présenté. La dénomination retenue est la suivante : *joint, Maillage 1* et *joint, Maillage 2* correspondent aux calculs avec éléments joints, pour le premier la densité autour du joint de colle est de 10 mm et pour la seconde, la densité est de 5 mm (52652 noeuds). *Massique* correspond au calcul avec éléments massiques pour le joint de colle (densité minimale de 10 mm). Ł'utilisation d'éléments joints permet de s'affranchir du maillage de l'épaisseur du joint de colle laquelle sera très couteuse en moyen de maillage si on choisissait cette solution.
Dans le cas des éléments joint, le maillage 1 suffit : seules les contraintes tangentielles dans le joint de colle sont irrégulières : finalement elles suivent quand même l'allure générale.
La comparaison entre éléments massiques et joints n'est pas strictement identique mais l'allure est bien similaire et confirme que les éléments d'interface peuvent être une solution envisageable pour la modélisation de ces poutres.

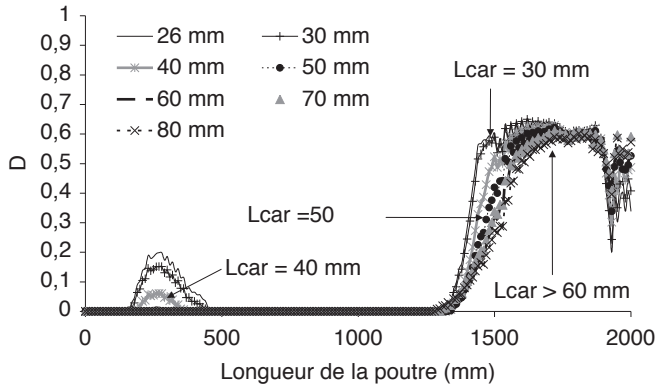
C.3.4 Analyse de l'influence de la longueur caractéristique sur les résultats

Ayant utilisée une loi adoucissante pour le béton, nous devons vérifier si la technique de régularisation employée est satisfaisante. En d'autres termes, la maillage a t-il une influence sur les résultats. Pour cela, pour un même maillage, vérifié dans la section précédente, nous faisons varier la valeur de la longueur caractéristique. Cette dernière est liée aux densités utilisées dans le solide. Les poutres $AB1$ et $AB2$ ont un maillage quasiment identique : la seule différence repose sur la présence de la plaque pour la seconde. La dalle de béton est en revanche similaire et c'est cette zone qui nous intéresse pour l'analyse



(a) Charge flèche en section centrale

Augmenter la taille de la zone non locale permet d'augmenter la charge maximale atteinte. Pour une longueur caractéristique d'au moins 60 mm, la charge maximale atteinte n'évolue plus. Par contre, lorsque celle-ci est inférieure à 40 mm, l'écart entre la valeur maximale atteinte et celle calculée est inférieur à 4 %, ce qui reste acceptable.



(b) Distribution de l'endommagement (D) à 177 KN (la charge maximale atteinte pour $Lcar = 26\ mm$), en fonction de la longueur caractéristique.

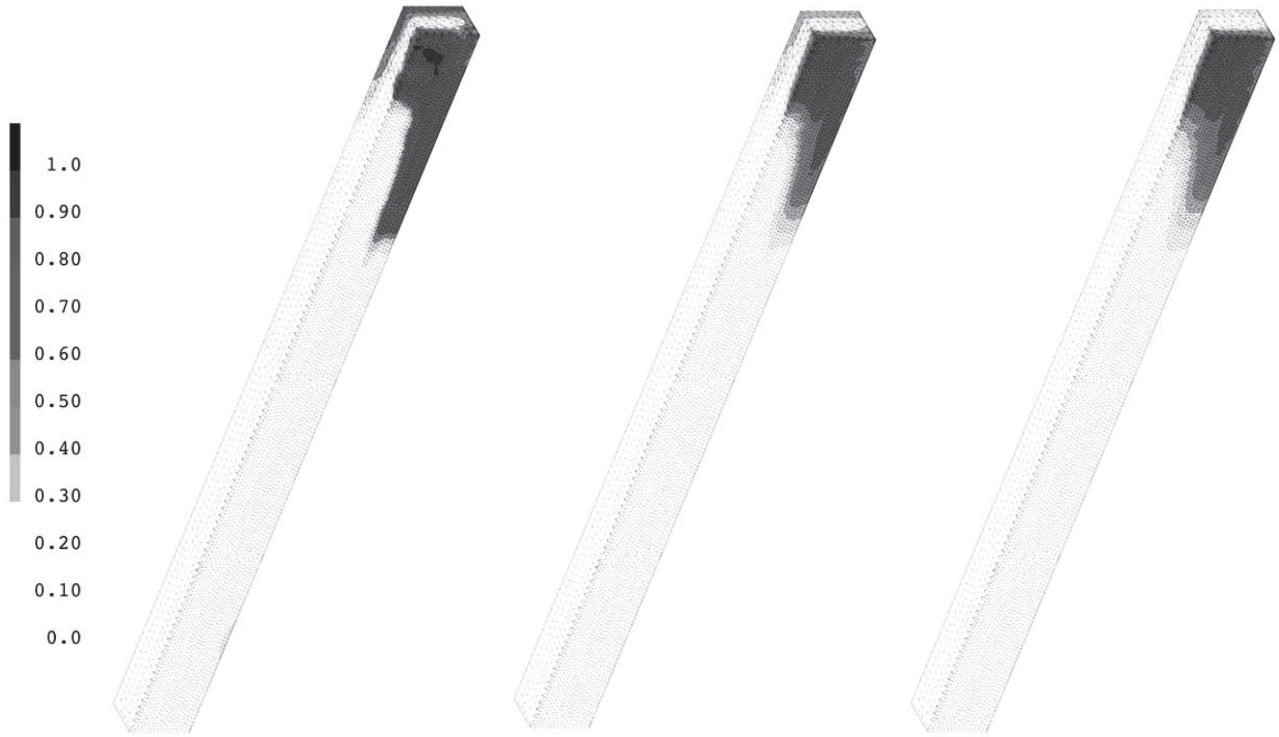
Le graphe ci-contre illustre la distribution de l'endommagement à 177 KN, la valeur maximale atteinte lorsque la longueur interne est égale à 26 mm, à l'interface béton adhésif au niveau de l'axe de symétrie. On remarque que la localisation n'y est pas strictement identique si la longueur interne est inférieure à 40 mm. L'endommagement est développé proche de l'appui ($x = 300\ mm$ environ). Notons que cela tient du fait que la zone où est calculée la moyenne des déformations est plus faible. Dans cette région, D n'excède pas $0,2$ ce qui n'affecte en rien la pérennité de la structure.

Figure C.9 – Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB1$

de la technique de régularisation.

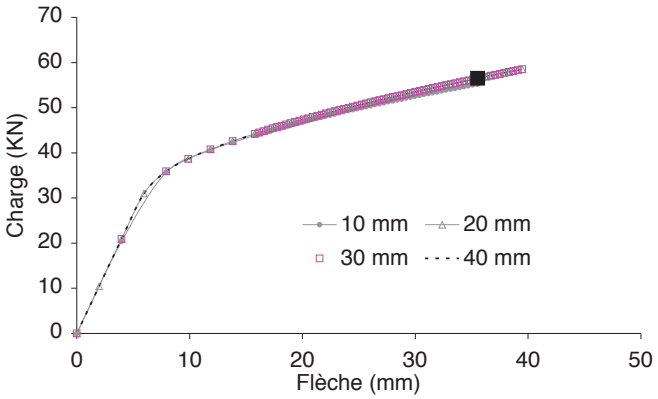
C.3.5 Analyse de l'influence des caractéristiques matérielles sur le comportement de la poutre $AB1$

Deux calculs supplémentaires ont été réalisés pour la poutre $AB1$ dans lesquels nous avons modifié les caractéristiques matérielles pour le béton (poutres notées $ab1_mef2$ et $ab1_mef3$). Aussi, pour $ab1_mef3$, le module tangent de l'acier est égal à 190000 MPa. Dans les deux cas, pour le béton, le module de Young considéré est devenu égal à 33000 MPa. Il en résulte que $f_c = 36\ MPa$.



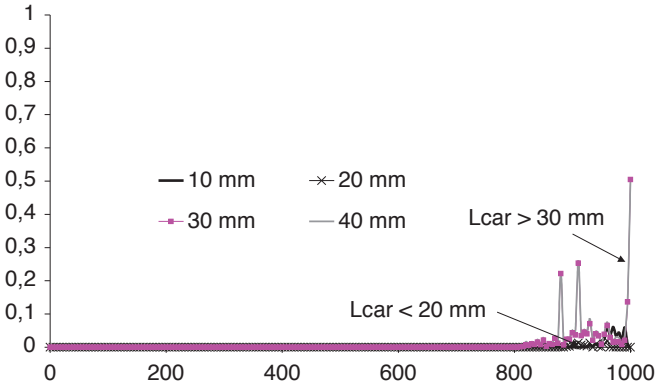
(a) 30 mm et $Dmax = 0,96$ (b) 60 mm et $Dmax = 0,90$ (c) 80 mm et $Dmax = 0,87$

Figure C.10 – Analyse de la sensibilité de la localisation de l'endommagement pour la poutre $AB1$, à 177 KN, la force maximale atteinte pour une longueur caractéristique de 26 mm



(a) Charge flèche en section centrale

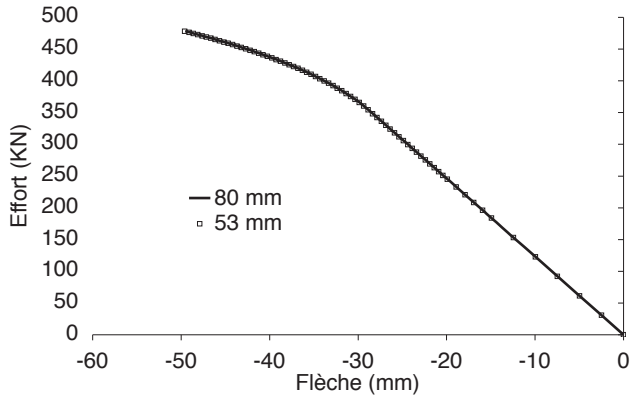
Le choix de la longueur caractéristique sur la poutre $AB3$ a une influence assez faible sur le comportement global en section centrale (figure ci-contre).



(b) Distribution de l'endommagement (D) à 54 KN en fonction de la longueur caractéristique.

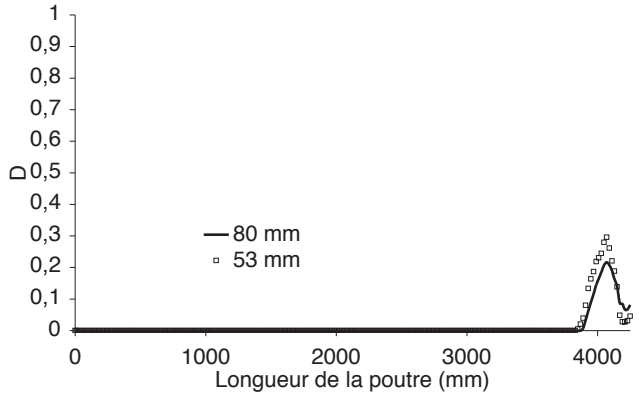
La localisation est faiblement affectée par la valeur de la longueur caractéristique utilisée. Pour une valeur de 30 mm, la distribution de l'endommagement à l'interface à 54 KN est identique à celle déterminée pour une valeur de $Lcar$ plus importante. Rappelons juste que compte tenues des dimensions de cette poutre (2 m de portée), les densités dans la dalle de béton valent respectivement 5 et 10 mm proche de l'interface et dans les zones moins sollicitées.

Figure C.11 – Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB3$



(a) Charge flèche en section centrale

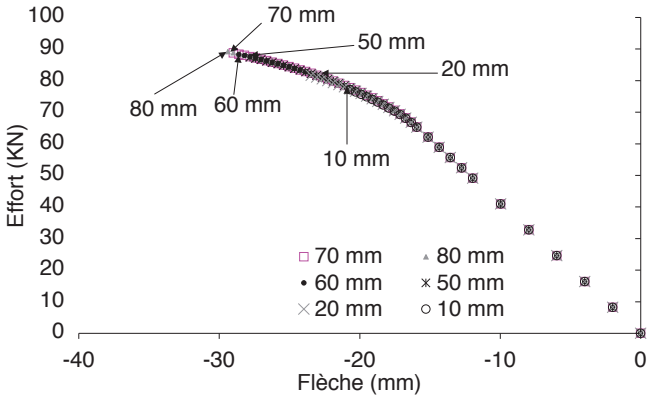
Pour une longueur caractéristique de 53 mm pour la poutre $AB4$, le comportement global (figure ci-contre) est identique à celui observé lorsque celle-ci vaut 80 mm.



(b) Distribution de l'endommagement (D) à 478 KN en fonction de la longueur caractéristique.

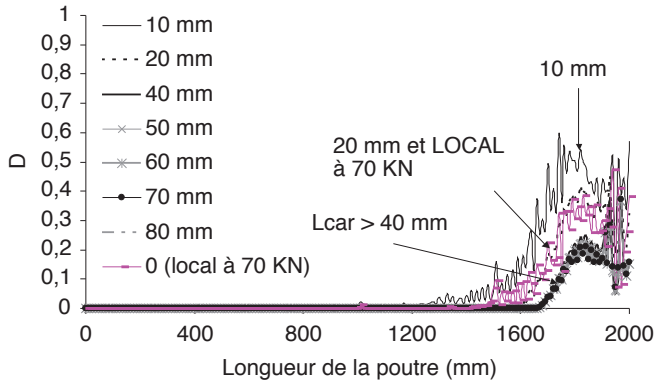
La distribution de la variable d'endommagement (D) est très faiblement affectée par une longueur caractéristique de 53 mm.

Figure C.12 – Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB4$



(a) Charge flèche en section centrale

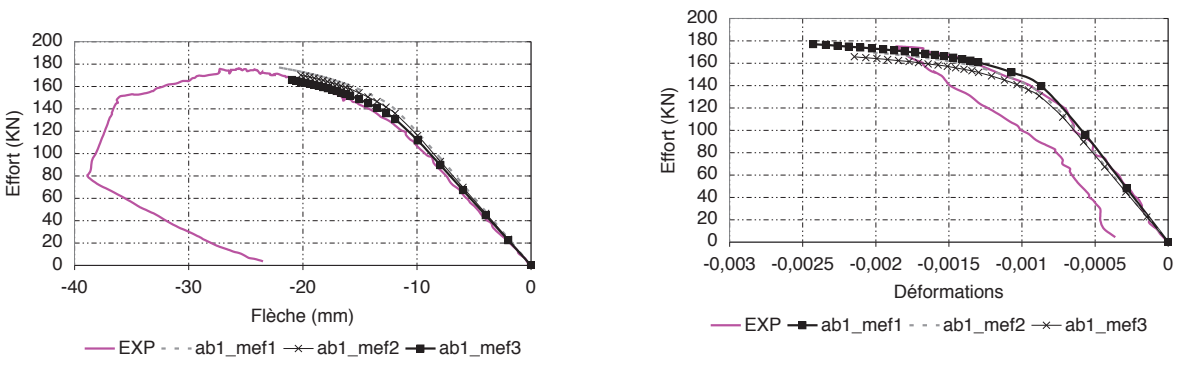
La charge maximale atteinte dépend de la valeur de la longueur caractéristique retenue. Lorsque celle-ci est inférieure à 40 mm, on remarque que l'effort maximal (graphe ci-contre) sera compris entre 70 et 90 % de la charge expérimentale et sa croissance est rapide. A l'opposé, si la longueur interne est au moins égale à 40 mm, la charge calculée correspond à au moins 92 % $F_{u,exp}$.



(b) Distribution de l'endommagement (D) à 77 KN (la charge maximale atteinte pour $Lcar = 10$ mm), en fonction de la longueur caractéristique. Lorsque $Lcar = 0$, il s'agit d'un calcul effectué sans technique de régularisation

La distribution du profil d'endommagement dépend aussi de la valeur de la longueur interne si elle est inférieure à 40 mm (graphe ci-contre). Au delà de cette valeur, la solution est beaucoup plus objective. Pour une longueur caractéristique de 40 mm, l'"erreur" faite est inférieure à 3 % de la charge obtenue lorsqu'il n'y a plus de dépendance vis à vis de la longueur caractéristique (70 et 80 mm) et pour une longueur valant 60 mm, elle est inférieure à 1 %. Notons aussi que le calcul local ne permet d'atteindre qu'une charge de 70 KN pour un état de fissuration trop important.

Figure C.13 – Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB5$



(a) Charge flèche en section centrale

(b) Déformations dans la fibre supérieure du béton autour de la section centrale

Figure C.14 – Résultats complémentaires pour la poutre $AB1$, $ab1_mef1$ correspond à la poutre simulée avec les mêmes caractéristiques matérielles qu'$AB2$

Table des figures

1.1 Exemple de connexion par paquets de goujons dans le cas d'une poutre mixte acier-béton 4
1.2 Exemple de connexion par adhérence (Thomann, 2005) 5
1.3 Carte des propriétés croisées de certains polymères ou adhésifs usuels, d'après (Lagracie and Saint-Drenant, 1998) 7
1.4 Décomposition du processus de collage suivant les principaux mécanismes d'adhésion mis en jeu, d'après (Schindel-Bidinelli, 1992) 8
1.5 Les différents modes de sollicitation d'un joint de colle, d'après (Creac hcadec, 2008) . . 9
1.6 Les différents modes de rupture d'un joint de colle, d'après (Creac hcadec, 2008) 9

2.1 Organisation de la thèse 14

4.1 Comportement en compression pour la gâchée $MJF2$, seules les courbes enveloppes sont représentées : elles correspondent à l'éprouvette $MJF2-2$ et $MJF2-4$ 25
4.2 Résistance en traction, sur chaque éprouvette 26
4.3 L'endommagement (Jason, 2004) 28
4.4 Modèle de Mazars, tracé de la fonction seuil dans le plan $\sigma_3 = 0$ (Mazars, 1984) 29
4.5 Pente de déchargement dans le cas uniaxial. Expérience, endommagement et plasticité (Jason, 2004) 30
4.7 Modélisation $1D$ du béton en traction ($f_t = 2.9\ MPa$) 33
4.6 Callage des lois de comportement du béton en compression 34
4.8 Comparaison des différents modèles testés avec les résultats expérimentaux (MJF2-3a pour la borne supérieure, essai 1 et MJF2-2b pour la borne inférieure, essai 2) 37

5.1 Géométrie des éprouvettes de traction du profilé IPE 220 S275 (épaisseur h), dimensions en mm 41
5.2 Résultats des essais de traction (norme *ISO 527-2 (2002)*. Courbe contraintes course pour l'IPE 220 S275 42
5.3 Résultats des essais de traction (norme *ISO 527-2 (2002)*. Courbe contraintes déformations pour l'IPE 220 S275 42
5.4 Résultats des essais de traction (norme *ISO 527-2 (2002)* pour les treillis soudés ST35 . 42
5.5 Tracé du critère de Tresca et de Von Mises dans le plan des contraintes principales σ_1 σ_2 45
5.6 Loi de comportement de l'acier retenue pour les simulations, exemple de la semelle 1 . . 46

6.1 Protocole expérimental pour les essais de traction sur l'adhésif 49
6.2 Evolution des contraintes en fonction des déformations pour les 5 éprouvettes testées (pour les éprouvettes 4 et 5 qui ont été instrumentées par deux jauges longitudinales, les valeurs exposées ici sont celles issues de la mesure sur la jauge de 10 mm de longueur) . 50
6.3 Éprouvettes haltères après la rupture 51
6.4 Comportement de l'adhésif époxy utilisé 51

8.1 Les essais de cisaillement 61
8.2 Dimensions des essais Push Out effectués par (Si Larbi et al., 2007) 62
8.3 Rupture cohésive dans le béton, d'après (Si Larbi et al., 2007) 62
8.4 Description des essais Push Out effectués par (Berthet et al., 2011) 63
8.5 Essai de torsion issu de (Buch, 2004) 64
8.6 Essai de traction-cisaillement non proportionnel introduit par (Keller and Vallée, 2005) . 65

8.7 Schéma de l'essai traction-traction-cisaillement présenté par (Si Larbi et al., 2009) 65

9.-1 Géométrie des push out de la gâchée $PO1$, les zones hachurées correspondent à la surface de collage qui vaut ici $100 * 100 \ mm^2$ 69
9.-2 Géométrie des push out de la gâchée $PO2$, les zones hachurées correspondent à la surface de collage qui vaut ici $100 * 130 \ mm^2$ 70
9.-3 Géométrie des push out de la gâchée $PO3$, les zones hachurées correspondent à la surface de collage qui vaut ici $100 * 180 \ mm^2$ pour $PO3_200$ et $PO3_300$. Pour $PO3_100$ celle-ci est égale à $50 * 100 \ mm^2$. 71
9.4 Ensemble des corps d'épreuve $PO1$, $PO2$ et $PO3$ 72
9.5 Réalisation des corps d'épreuve push-out 73
9.6 Dispositif de chargement pour les essais push-out 74
9.7 Positionnement des jauges de déformations sur les éprouvettes push out 75
9.8 Eprouvettes $PO1$, $PO2$ et $PO3$ cassées. 77
9.9 Mesure de l'effort en fonction du déplacement pour la série $PO1_300$ 79
9.10 Mesure de l'effort en fonction du glissement pour l'éprouvette $PO3_300_2$ 80
9.11 Effort en fonction des déformations mesurées dans l'acier et dans le béton 82

10.1 Maillage joint à double recouvrement en 2D (De Castro San Roman, 2005) 87
10.2 Configuration des éléments finis du modèle 3D (Dillard et al., 2001) 88
10.3 Element fini 3D de l'adhésif (Dillard et al., 2001) 88
10.4 Géométrie de l'assemblage collé et géométrie des substrats (Creac hcadec, 2008) 89
10.5 Distribution des contraintes normales et tangentielles le long du segment [AB] calculées aux points d'intégration (Creac hcadec, 2008) 89
10.6 Maillage de l'essai Push Out, surfaces d'intéraction (Kim and Nguyen, 2009) 91

11.1 Maillage 2D, état plan de contraintes de l'essai push-out 95
11.2 Patch test pour le maillage 2D (contraintes planes) du push-out 95
11.3 Construction du maillage volumique par assemblage de surfaces 96
11.4 Patch test dans le joint de colle, maillage 3D 97
11.5 Maillage 3D avec éléments massifs pour les substrats et joints pour l'adhésif 98
11.6 Comparaison des différents maillages testés 99
11.7 Comparaison entre les déformations mesurées et les déformations calculées avec le modèle d'endommagement plastique et le modèle de Mazars 102
11.8 Evolution des déformations pour $PO1_300$ calculées avec les trois modèles dans le béton sur la hauteur du joint de colle, à $x = 100 \ mm$ et $y = 65 \ mm$ 103
11.9 Evolution des déformations pour $PO1_300$ calculées avec le modèle d'endommagement plastique en non local, dans le béton à différentes valeurs de y et de z, $x = 100 \ mm$ . . . 103
11.10Endommagement dans le béton à $x = 100 \ mm$, à $75 \ kN$, les zones noires correspondent à des zones où l'endommagement est proche de 1. 105
11.11Evolution de l'endommagement dans le béton en $x = 100 \ mm$ autour du joint de colle . 106
11.12Distribution de l'endommagement en fonction de la densité de maillage, pour le calcul LOCAL (modèle endommagement plasticité pour le béton) 106
11.13Distribution de l'endommagement en fonction de la densité de maillage, pour le calcul NON LOCAL (modèle endommagement plasticité pour le béton) 107
11.14Loi de comportement retenue pour le béton (gâchée $PO1$), modèle d'endommagement plasticité. 107
11.15Courbe charge déplacement ($PO1_300$) avec F pour frottement et SF sans frottement . 109
11.16Comparaison du glissement autour du joint de colle pour les éprouvettes push-out 111
11.17Déformations dans l'acier à proximité de l'interface, analyse des PO _300 112
11.18Déformations dans l'acier à $y = 0$ pour $PO1_300$ et $PO3$ _200 112
11.19Déformations dans le béton à proximité de l'interface, comparaison numérique et expérimentale 113
11.20Zones de posttraitement dans le béton, à l'interface 114
11.21Contraintes (en MPa) normales perpendiculaires pour $PO1_300$ 115

11.22Distribution des contraintes normales perpendiculaires au niveau de l'axe de symétrie ($y = 0$) calculées pour les 3 matériaux (aux points de Gauss), à 74 kN 116
11.23Contraintes (en MPa) normales axiales pour $PO1_300$ 117
11.24Distribution des contraintes (exprimées en MPa) normales axiales au niveau de l'axe de symétrie ($y = 0$) calculées dans l'acier et le béton , à 74 kN. 118
11.25Distribution des contraintes de cisaillement pour $PO1_300$ 118
11.26Distribution des contraintes de cisaillement à différentes valeurs de y ($x = 100\ mm$), à la charge de ruine numérique (134 kN pour $PO1_300_F$ et 78 kN pour $PO1_300_SF$) 119
11.27Distribution des contraintes de cisaillement au niveau de l'axe de symétrie ($y = 0$) calculées pour chaque matériau aux points de Gauss, à 74 kN. 119
11.28Cartographie de l'endommagement pour $PO1_300$, à la charge de ruine (134 kN pour le cas F et 78 kN pour SF) 120
11.29Evolution de l'endommagement à différents niveaux de charge pour $PO1_300$ à proximité de l'interface 121
11.30Courbe charge déplacement (dallette de 300) 123
11.31Influence de la longueur de collage (L) sur la rigidité élastique (elle est calculée comme étant la pente de la courbe charge déplacement) 124
11.32Distribution des contraintes normales perpendiculaires dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage) 125
11.33Distribution des contraintes normales axiales dans le béton proche de l'interface le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage) . . . 126
11.34Distribution des contraintes de cisaillement dans le béton proche de l'interface le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage) 127
11.35Distribution de l'endommagement D, dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage, à la charge de ruine (L représente la longueur de collage) 128
11.36Courbe charge déplacement pour la série $PO1$: 100 mm de longueur de joint de colle . . 129
11.37Influence des dimensions du bloc de béton (100, 200 et 300) sur la rigidité élastique (elle est calculée comme étant la pente de la courbe charge déplacement) 129
11.38Distribution des contraintes normales perpendiculaires au joint de colle dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage (L représente la longueur de collage et $y = 0$) 130
11.39Distribution des contraintes normales axiales dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage (L représente la longueur de collage) 131
11.40Distribution des contraintes de cisaillement dans le béton proche de l'interface, le long de la longueur de collage (L représente la longueur de collage et $y = 0$) 132
11.41Evolution des contraintes normales axiales (σ_{zz}) dans l'acier pour $x = 108\ mm$, à la charge de ruine pour $PO1_300_F$. (La distribution des contraintes normales dans l'acier pour toutes les autres éprouvettes qui ont été simulées montre qu'elles ne plastifient jamais dans l'acier) 133
11.42Evolution des contraintes dans le joint de colle, au niveau de l'axe de symétrie, à la charge de ruine pour $PO1_300_F$. 134
11.43Géométrie des éprouvettes $PO1_200_hl$ 135
11.44Comportement global : charge déplacement (Uz) pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ en fonction de la hauteur libre 136
11.45Contraintes normales perpendiculaires dans le béton proche de l'interface pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ en fonction de la hauteur libre, cas sans frottement, à la charge de ruine de $PO1_200$ 136
11.46Distribution (aux charges de ruine respectives) des contraintes normales axiales (σ_{zz}, dans le béton proche de l'interface pour $PO1_200_SF_hl$ le long de l'interface (sur l'axe de symétrie) 136
11.47Cartographie de l'endommagement, à la ruine. Les zones noires sont les zones pour lesquelles D est le plus fort (proche de $0,75$). 137
11.48Contraintes normales axiales ($sigma_{zz}$) pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ dans le béton proche de l'interface, en fonction de la hauteur libre, cas avec frottement, à leur charge de ruine 137

11.49Distribution, au cours du chargement des contraintes normales axiales (σ_{zz}), dans le béton proche de l'interface pour $PO1_200_10$, cas F 138
11.50Contraintes normales perpendiculaires dans le béton proche de l'interface, pour les éprouvettes $PO1_200_hl$ en fonction de la hauteur libre, cas avec frottement, à leur charge de ruine 138
11.51Distribution des contraintes de cisaillement (σ_{xz}), dans le béton à proximité de l'interface, aux charges de ruine respectives de chaque éprouvette 139
11.52Endommagement à la ruine pour $PO1_200_25$ avec frottement : 2 cas sont comparés : avec ou sans le volume supérieur de béton permettant d'avoir une hauteur de 200 mm comme pour $PO1_200$, les zones noires correspondent aux zones les plus endommagées 140
11.53Distribution des contraintes tangentielles dans le joint de colle aux charges de ruine numériques dans le cas avec ou sans frottement 141
11.54Glissement à l'interface pour $PO4_300$ 142
11.55Maillage de l'éprouvette testée expérimentalement par (Berthet et al., 2011) 142
11.56Charge en fonction des déformations dans l'acier. (MEF pour les résultats numériques et Li pour les résultats mesurés par (Berthet et al., 2011)) 144

14.1 Géométrie des poutres testées par (Jurkiewiez et al., 2011) 155
14.2 Mesures effectuées sur les poutres $AB1$ et $AB2$ issues de (Jurkiewiez et al., 2011) 155
14.3 Rupture des poutres $AB1$ et $AB2$ issues de (Jurkiewiez et al., 2011) 156
14.4 Géométrie de la poutre testée par (Jurkiewiez et al., 2008) et notée $AB3$ 156
14.5 Rupture de la poutre $AB3$, issu de (Jurkiewiez et al., 2008) 157
14.6 Géométrie de la poutre testée par (Bouazaoui et al., 2008) et notée $AB4$ 158
14.7 Rupture de la poutre $AB4$, issu de (Bouazaoui et al., 2008) 158
14.8 Vue longitudinale de la poutre mixte $AB5$ (dimensions en mm) 159
14.9 Section de la poutre mixte $AB5$ (dimensions en mm) 160
14.10Préparation de la poutre $AB5$ 160
14.11Position des jauges de déformation pour la poutre $AB5$, les dimensions sont données en mètres 161
14.12Résultats globaux pour $AB5$ 161

15.1 Type de sections qui peuvent être étudiées avec l'outil développé sous Matlab 164
15.2 Maillage de la section : chaque zone ou matériau est nommé zone (indice a) et chaque sous couche est indicée par i 165
15.3 Maillage de la poutre : discrétisation longitudinale 165
15.4 Modélisation en variables généralisées du comportement du béton fibré ultra hautes performances, (en traction et en compression) 166
15.5 Comportement d'une section multicouche 167
15.6 Etat de contrainte sur une couche i. (σ correspond aux contraintes normales, $N_c(a,i)$ aux efforts normaux de compression ici) 167
15.7 Organigramme 1 : détermination de la loi moment courbure d'une section multicouche . 169
15.8 Loi Moment-Courbure pour les poutres notées $AB1$ et $AB2$. 169
15.9 Etat de contraintes dans un tronçon k 170
15.10Calcul de la contrainte de cisaillement ($\tau = \sigma_{xy}$) dans le tronçon k 170
15.11Organigramme de calcul des contraintes de cisaillement, le long de la poutre isostatique 171
15.12Organigramme de calcul de la flèche due au moment fléchissant, le long de la poutre isostatique 174
15.13Comportement global en section centrale 177
15.14Distribution des déformations 179
15.15Distribution des déformations pour $AB5$ en section centrale 180
15.16Diagramme des contraintes normales en section centrale 181
15.17Distribution des contraintes de cisaillement à l'interface adhésif-substrat. Pour chaque poutre est tracée "Chalos Béteille" : il s'agit de la limite en traction f_t du béton. 183

16.1 Distribution des contraintes de cisaillement à l'interface, à la charge de ruine pour $AB1$ et $AB2$, le calcul est effectué en non linéaire avec une loi de comportement de Mazars pour le béton et en faisant l'hypothèse d'un état plan de contraintes. 187
16.2 Maillage en trois dimensions des poutres simulées 188
16.3 Application du chargement 189
16.4 Comportement du béton utilisé pour les poutres simulées 191
16.5 Comportement charge flèche en section centrale 195
16.6 Evolution des déformations pour la poutre $AB1$ 198
16.7 Evolution des déformations pour la poutre $AB2$ 199
16.8 Evolution des déformations en section centrale pour la poutre $AB3$ 199
16.9 Evolution des déformations autour de la section centrale pour la poutre $AB4$ 200
16.10Analyse des déformations pour $AB4$ le long de la poutre 201
16.11Evolution des déformations pour la poutre $AB5$ (MEF,elas correspond à la simulation pour laquelle le comportement non linéaire de la prédalle n'a pas été pris en compte . . 202
16.12Diagramme des déformations pour la poutre $AB5$ 203
16.13Diagramme des contraintes pour $AB1$, à la charge de ruine, lors de la plastification des aciers (120 kN) et lorsque débute la fissuration du béton (172 kN) 205
16.14Diagramme des contraintes pour $AB2$, à la charge de ruine, lors de la plastification des aciers (120 kN) 205
16.15Diagramme des contraintes pour $AB3$, à la charge de ruine, lors de la plastification des aciers (30 kN) 205
16.16Diagramme des contraintes pour $AB4$, aux charges de ruine numériques et expérimentales et lors de la plastification des aciers (360 kN) 206
16.17Diagramme des contraintes pour $AB5$, aux charges de ruine numériques et à la plastification des acier (53 kN) 206
16.18Etat de contraintes dans le joint de colle pour toutes les poutres, calcul MEF 208
16.19Distribution des contraintes tangentielles dans le joint de colle pour toutes les poutres . 209
16.20Distribution des contraintes de cisaillement pour $AB1$ et $AB2$ 210
16.21Distribution des contraintes de cisaillement pour $AB3$, $AB4$ et $AB5$ 211
16.22Distribution des contraintes de pelage 212
16.23Distribution de l'endommagement pour $AB1$ 214
16.24Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB2$ 215
16.25Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB3$ 216
16.26Distribution de l'endommagement pour $AB4$ 217
16.27Distribution de l'endommagement pour $AB5$ 218
16.28Géométrie étudiée autour du joint de colle 220
16.29Evolution des déformations en section centrale, au cours du chargement, en fonction des dimensions du joint de colle 221
16.30Distribution des contraintes de cisaillement le long du joint de colle, à la charge de rupture pour les différentes géométries de joint de colle considérées. 221
16.31Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB2$, suivant les dimensions du joint de colle 223
16.32Distribution de l'endommagement pour la poutre $AB2$, suivant les dimensions du joint de colle 224
16.33Comparaison des résultats pour $AB1$ (avec plaque) et $AB2$ à 143 kN 225
16.34Influence de l'épaisseur du joint de colle pour la poutre $AB2$ 226
16.35Influence de la nature du béton sur la ruine de la poutre mixte $AB3$. Les résultats sont comparés à issus de l'analyse numérique correspondant à la poutre (Jurkiewiez et al., 2008) 228
16.36Comportement global en fonction des caractéristiques du béton utilisé. 228
16.37Analyse des contraintes de cisaillement à l'interface pour chaque configuration envisagée 229
16.38Comportement global en fonction des caractéristiques de l'adhésif utilisé. 231
16.39Influence du module élastique de l'adhésif sur la rigidité initiale de la poutre $AB2$ (l'abscisse est représentée en échelle logarithmique) 232
16.40Diagramme des contraintes en section centrale à 24 kN : la charge maximale atteinte par $AB2_1MPa$ 232

16.41Comportement charge déplacement en section centrale en fonction de la limite d'élasticité de l'acier 233
16.42Comparaison des résultats à 172 kN la charge de rupture pour la poutre $ac1$ 234
16.43Endommagement à 170 kN environ, pour les trois poutres testées 235

A.1 Effort en fonction des déformations dans le béton issu des essais sur éprouvettes cylindriques pour la série $MJF2$ 254
A.2 Comportement en compression simple, avec loi de Mazars 255
A.3 Comportement en compression, modèle d'endommagement plasticité, gâchée $MJF2$ . . 256
A.4 Comportement en traction, modèle d'endommagement plasticité, gâchée $MJF2$ 257

B.1 Effort en fonction des déformations dans l'acier et dans le béton pour $PO1_100$ 259
B.2 Effort en fonction des déformations dans l'acier et dans le béton pour $PO1_300$ 259
B.3 Effort en fonction des déformations dans l'acier et dans le béton pour $PO3_300$ 260

C.1 Maillage $2D$ de la poutre $AB1$ 263
C.2 Maillage autour du joint de colle 264
C.3 Charge flèche en section centrale pour $AB1$ et $AB2$ 264
C.4 Diagramme des déformations pour $AB1$ et $AB2$ 265
C.5 Contraintes de cisaillement à l'interface pour $AB1$ et $AB2$ 266
C.6 Distribution de l'endommagement à la charge maximale pour $AB1$, modèle en deux dimensions ($Dmax = 1$ et les zones noires sont les zones les plus endommagées) 266
C.7 Influence du critère de convergence sur les résultats (poutre $AB5$) 266
C.8 Analyse de la sensibilité du maillage pour la poutre $AB5$, à 35 KN 267
C.9 Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB1$ 268
C.10 Analyse de la sensibilité de la localisation de l'endommagement pour la poutre $AB1$, à 177 KN, la force maximale atteinte pour une longueur caractéristique de 26 mm 269
C.11 Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB3$ 270
C.12 Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB4$ 271
C.13 Influence de la technique de régularisation pour la poutre $AB5$ 272
C.14 Résultats complémentaires pour la poutre $AB1$, $ab1_mef1$ correspond à la poutre simulée avec les mêmes caractéristiques matérielles qu'$AB2$ 273

Liste des tableaux

4.1 Valeurs ultimes à 28 jours en compression pour MJF1-1 à 6 (éprouvettes cylindriques $Ø16 \times 32\ mm^2$) . . . 22
4.2 Caractérisation du béton (série $MJF2$) en compression. . . . 23
4.3 Valeurs caractéristiques en traction et en compression pour le béton utilisé pour les essais Push-out, à 28 jours et le jour des essais Push-out : $PO1$: 82 j, $PO2$: 123 j, $PO3$: 120 j 24
4.4 Valeurs caractéristiques en traction et en compression pour le béton utilisé pour les essais de poutre, à 28 jours et le jour des essais de flexion : Prédalle : 60 j, dalle de compression : 28 j . . . 24
4.5 Valeurs retenues pour le callage de la loi de comportement Carreira et Chu . . . 33
4.6 Valeurs retenues pour le calage de la loi de comportement Sargin . . . 33
4.7 Caractéristiques mécaniques expérimentales de MJF2-4a . . . 34
4.8 Essai de compression simple, coefficients du modèle de Mazars calculés à partir de l'équation 4.10 . . . 35
4.9 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $MJF2$ . . . 35

5.1 Dimensions des éprouvettes haltères utilisées pour la caractérisation en traction des éprouvettes IPE 220 S275, (R correspond au rayon de la courbure de l'haltère) . . . 40
5.2 Valeurs caractéristiques en traction de l'IPE testé . . . 43
5.3 Valeurs caractéristiques en traction du ST35 S500 testé . . . 43

6.1 Caractéristiques en traction de la SIKADUR 30, pour les phases I à III de comportement 51

9.1 Dénomination des Push Out. La largeur de collage est de 100 mm pour toutes les séries d'éprouvette sauf pour $PO3_100$ pour laquelle elle vaut 50 mm. . . . 68
9.2 Résultats obtenus pour les essais push out (séries $PO0$, $PO1$, $PO2$ et $PO3$). La valeur de $\tau_{u,moyen,exp}$ pour la série $PO2_300$ a été calculée sans tenir compte de la deuxième éprouvette . . . 79
9.3 Valeurs du glissement maximal mesuré . . . 80

11.1 Résultats des essais de traction sur l'adhésif . . . 97
11.2 Coefficient du modèle d'endommagement isotrope pour $PO1$ . . . 101
11.3 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO1$ . . . 101
11.4 Comparaison des charges de ruine pour $PO1_300$ entre les différents modèles testés et les résultats expérimentaux . . . 101
11.5 Comparaison des déformations dans le béton pour $PO1_300$ entre les différents modèles testés et les résultats expérimentaux . . . 103
11.6 Comparaison des déformations dans l'acier pour $PO1_300$ entre les différents modèles testés et les résultats expérimentaux (trois dernières colonnes). . . . 104
11.7 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO1$ . . . 108
11.8 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO2$ . . . 108
11.9 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO3$ . . . 108
11.10 Charge ultime et contrainte de cisaillement moyenne. Comparaison numérique et expérimentale (F pour frottement et SF pour sans frottement), . . . 110
11.11 Charge de ruine et contrainte moyenne à rupture ($\sigma_{xz,m}$) obtenue pour $PO1_200$ en modifiant la hauteur libre . . . 135
11.12 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO4$ . . . 140

11.13Charge de ruine obtenue pour $PO4_300$ 141
11.14Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour la série $PO5$ 143
11.15Charge de ruine obtenue pour $PO5_300$ 143

15.1 Caractéristiques matérielles pour chaque poutre, prises en compte pour les calculs 176
15.2 Charge à la ruine et à la limite élastique déterminées par les essais (EXP), l'Eurocode 4 ($EC4$) et le modèle numérique (NUM) 178
15.3 Comparaison des déformations (en $\mu m/m$) entre mesures et modèle numérique aux charges de ruine des poutres dans la section centrale (pour $AB3$ la jauge positionné en partie inférieure du profilé n'a pas fonctionné) 180

16.1 Nombre de noeuds pour chaque poutre simulée 187
16.2 Caractéristiques utilisées pour l'acier : élastoplastique écrouissable, E représente le module de Young du matériau, f_y la contrainte limite élastique et H le module tangent. . . 189
16.3 Influence de la technique de régularisation pour la modélisation des poutres 190
16.4 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB1$, $AB2$ 192
16.5 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB3$ 192
16.6 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour pour $AB4$ 192
16.7 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB5$, béton inférieur : prédalle 192
16.8 Coefficients du modèle d'endommagement plastique pour $AB5$, béton supérieur 192
16.9 Limites "hautes" et "basses" prises en compte pour l'approche de la ruine en compression dans le béton 193
16.10Comparaison des charges de rupture obtenues entre les deux modèles de calcul et l'expérimental pour toutes les poutres simulées 194
16.11Déformations calculées pour chaque poutre à la rupture et à la limite élastique 196
16.12Récapitulatif des configurations envisagées pour $AB2$ 220
16.13Récapitulatif des configurations envisagées pour $AB3$, le module de Young élastique est calculé via l'Eurocode 2 227
16.14Influence de la nature de l'adhésif : caractéristiques retenues 230
16.15Valeurs de la limite élastique f_y pour le profilé. ε_{elas} correspond à la déformation limite élastique. $F_{u,inf}$, la charge de ruine "basse" et $F_{u,sup}$ la limite "haute" 233

A.1 Valeur des paramètres en compression pour le modèle d'endommagement plasticité . . . 256
A.2 Valeurs des paramètres en traction pour le modèle d'endommagement plastique. 256

C.1 Sensibilité des paramètres du modèle en variables généralisées 262
C.2 Caractéristiques du béton retenues pour $AB1$, avec le modèle de Mazars 263