

N° D'ORDRE : D...../2015

## THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de

### **Doctorat En-Sciences**

Spécialité : Génie Civil

Option : Constructions

Par :

**MAZOZ Aida**

<p><b>Développement du système de connexion dans les poutres mixtes (acier-béton)</b></p>
---

Soutenue le 20 / 09 / 2015, devant le jury composé de :

BENDANI Karim	Président	Professeur	Univ - AB - Mostaganem
KHELAFI Hamid	Examineur	Professeur	UST - MB - Oran
NASSER Bachir	Examineur	Maitre de conférences "A"	UST - MB - Oran
BENANANE Abdelkader	Rapporteur	Professeur	Univ - AB - Mostaganem

## Remerciements

Au terme de cette recherche, il m'est très agréable d'exprimer toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail de thèse.

Je remercie, tout d'abord, Monsieur **BENANANE Abdelkader**, Professeur à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem pour la direction de cette thèse et pour la confiance qu'il m'a accordée. Je lui en suis très reconnaissante et le remercie pour l'aide qu'il a su m'apporter.

Je tiens aussi à remercier Monsieur **BENDANI Karim**, Professeur à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de cette thèse.

J'exprime mes sincères remerciements à Monsieur **KHELAFI Hamid**, Professeur à l'université Mohamed Boudiaf des Sciences et de la Technologie d'Oran et à Monsieur **NASSER Bachir**, Maître de Conférence à l'université Mohamed Boudiaf des Sciences et de la Technologie d'Oran, qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce travail de recherche et ont bien voulu participer à ce jury. Qu'ils sachent combien j'ai apprécié leur acceptation.

Mes remerciements particuliers s'adressent à mon mari, **TITOU MESSAOUD**, qui m'a toujours aidé et soutenu moralement tout au long de ces années d'études.

Finalement, je remercie avec tout mon cœur ma famille et plus particulièrement mes parents, en reconnaissance de leur sacrifice et leur amour.

## ملخص :

إن أمن الروافد المركبة يتعلق أساسا بفعالية نظام الربط بين العتبات الفولاذية و البلاطات الخرسانية لأن أغلب حالات الانهيار قد لوحظت عند سطح التلامس بين الفولاذ و الخرسانة و بالتالي فإنه يجب تطوير أنظمة ربط أخرى ذات مقاومة كافية و تصنيع اقتصادي و استعمال سهل في الورشات.

في هذه الأطروحة اقترحنا نوعا جديدا من روابط القص يسمى : رابط قص ذو مقطع « I ». إن الشكل الهندسي لهذا الرابط ملائم لمقاومة قوى القص و مانع للانفصال عند سطح التلامس ( فولاذ- خرسانة ) ، كما أن هذا الرابط يمتاز ببساطة تصنيعه و ذلك بتقطيعه من عتبات فولاذية ذات مقطع IPE أو IPN و يمتاز أيضا بسهولة تثبيته بواسطة التلحيم .

أن تجارب الضغط القاص ( Push-out tests ) و التمثيل بالعناصر المحددة (MEF) قد سمحت بمعرفة و فهم سلوك هذا الرابط الجديد تجاه قوى القص ، كما أن تحليل نتائج الفحص التجريبي و التمثيل بالعناصر المحددة قد مكنتنا من تحديد قانون لحساب المقاومة القصوى للقص لهذا الرابط المقترح.

إن نتائج التمثيل بالعناصر المحددة للروافد المركبة بينت أن الرابط المقترح يمكن استعماله في حالة الروافد المركبة بسيطة الإسناد ، غير أن التجارب المخبرية تبقى دائما ضرورية لتأكيد فعالية الرابط المقترح في حالة الروافد المركبة المستمرة.

## الكلمات المفتاحية :

رافدة مركبة ، ربط (فولاذ-خرسانة) ، رابط قص ذو مقطع "I" ، تجربة القص ، طريقة العناصر المحددة.

**Résumé :**

La sécurité des poutres mixtes dépend essentiellement de l'efficacité du système de connexion car la plupart des ruptures observées se produisent à l'interface de liaison (acier-béton). Il est, donc, nécessaire de développer des nouveaux systèmes de connexion d'une majeure facilité de mise en œuvre sur chantier, plus performants, économiques et compétitifs que ceux de la connexion classique. Dans cette thèse, nous avons proposé un nouveau type de connecteur, appelé : connecteur en « I ». La forme géométrique de ce connecteur est appropriée pour résister aux efforts de cisaillement et pour empêcher la séparation verticale à l'interface (acier-béton). Ainsi, ce connecteur possède l'avantage de sa facilité de fabrication par découpage transversale des profilés en IPN et en IPE et sa facilité de fixation par soudure.

Des essais de (push-out) et des modélisations par éléments finis ont permis de caractériser et de mieux comprendre le comportement au cisaillement de ce nouveau connecteur. L'analyse des résultats expérimentaux et numériques nous a permis de proposer une équation empirique permettant d'évaluer la résistance ultime au cisaillement du connecteur proposé.

Les résultats de la modélisation par éléments finis des poutres mixtes avec des connecteurs en « I » ont montré que ces connecteurs peuvent assurer la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes simplement appuyées. Cependant, la procédure expérimentale reste toujours nécessaire pour confirmer l'efficacité du connecteur proposé dans le cas des poutres mixtes continues.

**Mots clés :**

poutre mixte, connexion (acier-béton), connecteur en « I », essai de (push-out), MEF

**Abstract:**

The safety of the composite beams depends primarily on the effectiveness of the connection system because the majority of the ruptures occur at the steel-concrete interface. Therefore, it is necessary to develop new connection systems of major simplicity of implementation in site, more powerful, economic and competitive than those of traditional shear connectors. In this thesis, we proposed a new shear connector, called (I-shape shear connector). The geometry of this connector is appropriate to resist shear forces and prevent vertical separation between the steel beam and the concrete slab. Moreover, this shear connector has the advantage of its facility of manufacture by cutting of IPE or IPN steel profile and its facility of fixing by welding.

Push-out tests and finite element modeling have been performed to characterise and to obtain a better understanding of the mechanical behaviour of this new shear connector. The analysis of the experimental and numerical results made it possible to propose an empirical equation able to evaluate the ultimate shear resistance of the proposed shear connector.

The results of numerical modeling of composite beams showed that the I-shape shear connector can ensure steel-concrete connection in the case of simply supported composite beams. However, the experimental procedure remains always necessary to confirm the effectiveness of the proposed shear connector in the case of the continuous composite beams.

**Key words :**

composite beam, steel-concrete connection, I-shape shear connector, push-out test, FEM

# SOMMAIRE

Liste des notations .....	I
Liste des figures .....	II
Liste des tableaux .....	V
Liste des photos .....	V
Introduction générale .....	1

## Chapitre 1 :

<u>Etude bibliographique sur la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes</u> .....	7
1.1- Introduction .....	8
1.2- Effet de la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes .....	8
1.3- Modes d'interaction et degré de connexion .....	9
1.4- Types de connecteurs .....	11
1.5- Essai standard de cisaillement – ( Push-out test ) .....	13
1.6- Résistance des connecteurs au cisaillement .....	16
1.6(a)- Goujons à tête .....	16
1.6(b)- Equerres clouées .....	17
1.6(c)- Cornières soudées .....	18
1.6(d)- Plaques perforées .....	20
1.6(e)- Connecteurs en « U » .....	21
1.7- Modes de rupture de la connexion .....	22
1.8- Classification des connecteurs selon leur capacité de glissement .....	25
1.8.1- Connecteurs ductiles .....	25
1.8.2- Connecteurs rigides (non-ductiles) .....	26
1.9- Caractéristiques des sections transversales des poutres mixtes .....	27
1.9.1- Largeur participante de la dalle en béton ( $b_{eff}$ ) .....	27
1.9.2- Moment d'inertie en flexion .....	29
1.9.3- Classification des sections transversales .....	31
1.10- Dimensionnement de la connexion .....	32
1.10.1- Calcul élastique de la connexion .....	32
1.10.2- Calcul plastique de la connexion .....	34
1.11- Conclusion .....	39

## **Chapitre 2 :**

<b><u>Essais de cisaillement sur des connecteurs en « I »</u></b> .....	41
<b>2.1- Introduction</b> .....	42
<b>2.2- Programme expérimental</b> .....	42
<b>2.2.1- Description des spécimens d'essai</b> .....	44
<b>2.2.2- Caractérisation des matériaux</b> .....	46
<b>2.2.2.1- Béton</b> .....	46
<b>2.2.2.2- Acier</b> .....	48
<b>2.2.3- Dispositif d'essai et instruments de mesure</b> .....	50
<b>2.3- Résultats des essais de push-out</b> .....	51
<b>2.3.1- Modes de rupture</b> .....	53
<b>2.3.2- Courbes (charge – glissement)</b> .....	55
<b>2.4- Etude paramétrique</b> .....	56
<b>2.4.1- Effet de la hauteur du connecteur</b> .....	56
<b>2.4.2- Effet de la longueur du connecteur</b> .....	57
<b>2.4.3- Effet de la résistance du béton</b> .....	58
<b>2.4.4- Effet du taux d'armature</b> .....	59
<b>2.5- Conclusion</b> .....	61

## **Chapitre 3 :**

<b><u>Modélisation par éléments finis de l'essai de push-out sur des connecteurs en « I »</u></b> ...	63
<b>3.1- Introduction</b> .....	64
<b>3.2- Etapes de la modélisation par éléments finis</b> .....	67
<b>3.3- Présentation du modèle bi-dimensionnel</b> .....	67
<b>3.3.1- Géométrie du modèle</b> .....	67
<b>3.3.2- Types d'éléments finis utilisés</b> .....	68
<b>3.3.2.1- Elément plan quadrilatéral - PLANE42</b> .....	68
<b>3.3.2.2- Elément barre - LINK1</b> .....	69
<b>3.3.2.3- Eléments de contact - CONTA171 et TARGE169</b> .....	69
<b>3.3.3- Modélisation des matériaux</b> .....	70
<b>3.3.3.1- Modèle du béton</b> .....	70
<b>3.3.3.2- Modèle de l'acier</b> .....	72
<b>3.3.3.2- Modèle du contact (acier-béton)</b> .....	73
<b>3.3.4- Maillage</b> .....	74

<b>3.3.5- Conditions aux limites</b> .....	75
<b>3.3.6- Application des charges et contrôle numérique</b> .....	77
<b>3.4- Validation du modèle proposé</b> .....	78
<b>3.5- Modélisation du connecteur en « U »</b> .....	82
<b>3.6- Formulation de la résistance ultime du connecteur en « I »</b> .....	85
<b>3.7- Conclusion</b> .....	88

## Chapitre 4 :

<b><u>Modélisation par éléments finis des poutres mixtes avec des connecteurs en « I »</u></b> .....	90
<b>4.1- Introduction</b> .....	91
<b>4. 2- Poutre mixte avec des connecteurs en « I »</b> .....	91
<b>4.3- Présentation du modèle bi-dimensionnel</b> .....	92
<b>4.3.1- Types d'éléments finis utilisés</b> .....	92
<b>4.3.2- Maillage et conditions aux limites</b> .....	93
<b>4.3.3 - Modélisation des matériaux</b> .....	94
<b>4.3.3.1- Modèle du Béton</b> .....	94
<b>4.3.3.2- Modèle de l'acier</b> .....	95
<b>4.3.3.3- Modélisation du comportement des connecteurs</b> .....	96
<b>4.3.4- Application des charges et critères de rupture</b> .....	96
<b>4.4- validation du modèle proposé</b> .....	97
<b>4.4.1- Poutre mixte simplement appuyée</b> .....	97
<b>4.4.2- Poutre mixte continue</b> .....	101
<b>4.5- Effets du degré de connexion</b> .....	104
<b>4.5.1- Courbes (charge-flèche)</b> .....	107
<b>4.5.2- Glissement à l'interface (acier-béton)</b> .....	108
<b>4.5.3- Distribution des contraintes dans la section transversale</b> .....	109
<b>4.6- Conclusion</b> .....	110
<b>Conclusion générale</b> .....	112
<b>Références bibliographiques</b> .....	117
<b>ANNEXE A</b> .....	121
<b>ANNEXE B</b> .....	122
<b>ANNEXE C</b> .....	126

## Notations

### Majuscules:

- $A_a$  : aire de la section transversale du profilé métallique ;
- $A_c$  : aire de la section transversale de la dalle en béton ;
- $A_m$  : aire de la section mixte homogénéisée ( $A_m = A_a + \frac{A_c}{n}$ )
- $A_s$  : aire totale des armatures longitudinales tendues de la dalle en béton ;
- $A_{sc}$  : aire de l'âme cisailée du connecteur en « I »,  $A_{sc} = t_w L_I$
- $B_I$  : largeur du connecteur en « I » ;
- $E_a$  : module d'élasticité longitudinal de l'acier de construction;
- $E_c$  : module d'élasticité longitudinal du béton ;
- $E_s$  : module d'élasticité longitudinal de l'acier d'armatures ;
- $H_I$  : hauteur du connecteur ;
- $I_a$  : moment d'inertie du profilé métallique ;
- $I_m$  : moment d'inertie de la section mixte homogénéisée ;
- $L_I$  : longueur du connecteur en « I », en (mm),
- $M_{apl.Rd}$  : moment résistant plastique de la poutre métallique ;
- $M_{pl.Rd}^+$  : moment résistant plastique de la poutre mixte sous une flexion positive ;
- $M_{pl.Rd}^-$  : moment résistant plastique de la poutre mixte sous une flexion négative ;
- $M_{pl.Rd}^{(red)}$  : moment résistant plastique réduit de la poutre mixte avec une connexion partielle ;
- $N$  : nombre de connecteurs effectivement utilisé dans la poutre mixte ;
- $N_f$  : nombre de connecteurs nécessaire pour que la connexion soit complète ;
- $P_u$  : résistance ultime du connecteur au cisaillement ;
- $S$  : glissement du connecteur à l'interface (acier-béton) ;
- $S_c$  : moment statique de la dalle par rapport à l'axe neutre de la section mixte ;
- $S_u$  : capacité de glissement du connecteur à l'interface (acier-béton) ;
- $V$  : effort tranchant dans la section considérée ;
- $V_{lf}$  : effort de cisaillement longitudinal à l'interface acier-béton ;

**Minuscules:**

$b_{eff}$  : largeur participante de la dalle de béton ;

$e$  : espacement entre deux connecteurs ;

$f_{ck}$  : résistance caractéristique du béton à la compression (sur éprouvette cylindrique) ;

$f_t$  : résistance du béton à la traction ;

$f_u$  : résistance ultime en traction et en compression de l'acier ;

$f_y$  : limite d'élasticité de l'acier ;

$l$  : longueur de répartition des connecteurs ;

$n$  : coefficient d'équivalence ( $n = E_a / E_c$ ) ;

$t_f$  : épaisseur de la semelle du connecteur en « I » ;

$t_w$  : épaisseur de l'âme du connecteur en « I » ;

$v_{el}$  : effort rasant par unité de longueur ;

$\varepsilon_y$  : déformation élastique ;

$\varepsilon_u$  : déformation ultime en traction et en compression ;

$\nu$  : coefficient de Poisson ;

$\eta$  : degré de connexion,  $\eta = N / N_f$  .

## Liste des figures

<i>Figure 1 : Différentes sections de poutres mixtes</i> .....	2
<i>Figure 2 : Types de connecteurs</i> .....	4
<i>Figure 3 : Organisation de la thèse</i> .....	6
<i>Figure 1.1: Effet de la connexion acier-béton</i> .....	9
<i>Figure 1.2 : Modes d'interaction</i> .....	10
<i>Figure 1.3 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes</i> .....	13
<i>Figure 1.4 : Dispositif d'essai de push-out sur des goujons à tête</i> .....	14
<i>Figure 1.5 : Dispositif d'essai de (push-out) pour un type quelconque de connecteur.</i>	16
<i>Figure 1.6 : Dimensions des équerres clouées HILTI-HVB</i> .....	18
<i>Figure 1.7 : Dimensions d'une cornière soudée avec filant</i> .....	20
<i>Figure 1.8 : Plaque perforée</i> .....	21
<i>Figure 1.9 : Dimensions d'un connecteur en U</i> .....	22
<i>Figure 1.10 : Modes de ruine de la connexion</i> .....	22
<i>Figure 1.11 : Répartition des contraintes le long de la tige du goujon</i> .....	23
<i>Figure 1.12 : Types de fissures produites par la poussée du connecteur</i> .....	24
<i>Figure 1.13 : Section <math>A_e</math> des armatures transversales</i> .....	24
<i>Figure 1.14 : Classification des connecteurs selon leur capacité de glissement</i> .....	25
<i>Figure 1.15 : Courbe (Cisaillement- Glissement)</i> .....	27
<i>Figure 1.16 : Travées équivalentes pour la détermination de (<math>b_{eff}</math>)</i> .....	28
<i>Figure 1.17 : Notations pour une section mixte en travée et sur appui</i> .....	31
<i>Figure 1.18 : Classification des sections transversales des poutres</i> .....	32
<i>Figure 1.19 : Répartition des connecteurs en calcul élastique</i> .....	33
<i>Figure 1.20 : Modèle de calcul des efforts longitudinaux de cisaillement</i> .....	34
<i>Figure 1.21 : Répartition des connecteurs en calcul plastique</i> .....	35
<i>Figure 1.22 : Moment résistant réduit en fonction du degré de connexion</i> .....	37
<i>Figure 2.1 : Spécimen d'essai de push-out avec des connecteurs en « I »</i> .....	45
<i>Figure 2.2 : Courbes (charge-glissement) pour les spécimens C3-b et B3-a</i> .....	55
<i>Figure 2.3: Effet de la hauteur du connecteur</i> .....	57
<i>Figure 2.4: Effet de la longueur du connecteur</i> .....	58
<i>Figure 2.5 : Effet de la résistance du béton</i> .....	59
<i>Figure 2.6 : Effet du nombre de barres d'armature transversales</i> .....	60
<i>Figure 3.1: Modèle bi-dimensionnel de Kim</i> .....	64

<i>Figure 3.2: Modèle bi-dimensionnel de Wang</i> .....	65
<i>Figure 3.3: Modèle bi-dimensionnel de Guezouli</i> .....	66
<i>Figure 3.4: Géométrie du modèle</i> .....	68
<i>Figure 3.5: Élément plan quadrilatéral - PLANE42</i> .....	69
<i>Figure 3.6 : Élément barre - LINK1</i> .....	69
<i>Figure 3.7: Éléments de contact - CONTA171 et TARGE169</i> .....	70
<i>Figure 3.8 : Modèle du béton</i> .....	71
<i>Figure 3.9 : Modèle de l'acier</i> .....	73
<i>Figure 3.10 : Modèle de contact</i> .....	74
<i>Figure 3.11: Maillage du modèle</i> .....	75
<i>Fig.3.12 : Maillage du modèle et conditions aux limites</i> .....	76
<i>Figure 3.13: Courbes (charge-glissement) pour le spécimen C3-b</i> .....	78
<i>Figure 3.14 : Courbes (charge-glissement) pour le spécimen B3-a</i> .....	79
<i>Figure 3.15 : Iso-contraintes et déformée du connecteur (spécimen C3-b)</i> .....	79
<i>Figure 3.16 : Iso-contraintes dans le béton (spécimen B3-a)</i> .....	80
<i>Figure 3.17: Déformation du connecteur en « I »</i> .....	81
<i>Figure 3.18 : maillage et conditions aux limites pour « I » et « U »</i> .....	82
<i>Figure 3.19 : Courbes (charge-glissement) (C3-b + I) et (C3-b + U)</i> .....	83
<i>Figure 3.20 : Courbes (charge-glissement) (B3-a + I) et (B3-a + U)</i> .....	83
<i>Figure 3.21 : Iso-contraintes et déformée des connecteurs « I » et « U »</i> .....	84
<i>Figure 3.22 : Iso-contraintes dans le béton pour « I » et « U »</i> .....	84
<i>Figure 3.23 : Dimensions des connecteurs en « I » et en « U »</i> .....	86
<i>Figure 4.1 : Poutre mixte avec des connecteurs en « I »</i> .....	92
<i>Figure 4.2 : Maillage et conditions aux limites</i> .....	94
<i>Figure 4.3 : Modèle du béton</i> .....	94
<i>Figure 4.4 : Modèle de l'acier</i> .....	95
<i>Figure 4.5 : Élément ressort non-linéaire (COMBIN39)</i> .....	96
<i>Figure 4.6 : Poutre mixte simplement appuyée ( P14 )</i> .....	98
<i>Figure 4.7 : Maillage et conditions aux limites de la poutre P14</i> .....	99
<i>Figure 4.8 : Courbes (charge-flèche) pour la poutre mixte (P14)</i> .....	99
<i>Figure 4.9 : Distribution du glissement le long de la poutre (P14)</i> .....	99
<i>Figure 4.10 : Forme déformée de la poutre mixte (P14)</i> .....	100
<i>Figure 4.11 : Poutre mixte continue ( CTB4 )</i> .....	101
<i>Figure 4.12 : Maillage et conditions aux limites de la poutre (CTB4)</i> .....	103

<i>Figure 4.13 : Courbes (charge-flèche) pour la poutre (CTB4)</i> .....	103
<i>Figure 4.14 : Déformée et iso-contraintes de la poutre mixte CTB4</i> .....	104
<i>Figure 4.15 : Dimensions des poutres mixtes analysées</i> .....	105
<i>Figure 4.16 : Courbes (charge-flèche)</i> .....	107
<i>Figure 4.17 : Distribution du glissement à l'interface acier-béton</i> .....	108
<i>Figure 4.18 : Déformée et Distribution des contraintes normales</i> .....	109
<i>Figure 4.19 : Distribution des contraintes dans la section transversale</i> .....	110
<i>Figure A.1 : Connecteur en « I »</i> .....	121

## Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Spécimens testés .....	43
Table 2.2 : Caractéristiques mécaniques du béton .....	48
Table 2.3 : Caractéristiques mécaniques de l'acier .....	50
Tableau 2.4: Résultats des essais .....	52
Tableau 3.1 : Résistance ultime du connecteur – Comparaison (Test/MEF).....	81
Tableau 3.2: Résistance au cisaillement des connecteurs en « I » - Comparaison .....	87
Tableau 4.1 : Caractéristiques de la poutre mixte (P14).....	98
Tableau 4.2 : Caractéristiques de la poutre mixte continue (CTB4).....	102
Tableau 4.3 : Caractéristiques des modèles de poutres mixtes (CB) .....	106
Tableau 4.4 : Résultats d'analyse par éléments finis .....	111
Tableau A.1 : Dimensions des connecteurs en « I » .....	121
Tableau B.1 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série A) .....	122
Tableau B.2 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série B) .....	123
Tableau B.3 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série C) .....	124
Tableau B.4 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série D) .....	125

## Liste des photos

<i>Photo 2.1 : Connecteurs en « I » de différentes dimensions</i> .....	42
<i>Photo 2.2 : 24 profilés métalliques en HEB160 avec des connecteurs en « I »</i> .....	44
<i>Photo 2.3 : Huilage des semelles et disposition des barres d'armature</i> .....	45
<i>Photo 2.4 : Différents types d'agrégats utilisés pour la préparation du béton</i> .....	46
<i>Photo 2.5 : Spécimens de push-out de la série A</i> .....	47
<i>Photo 2.6 : Essais de compression sur des éprouvettes en béton</i> .....	47

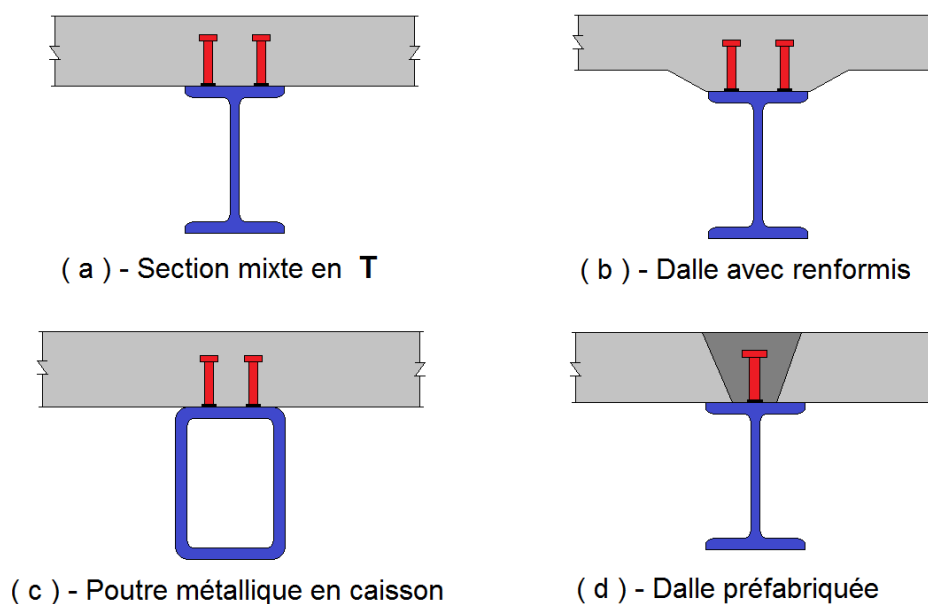
<i>Photo 2.7 : Essais de traction sur des éprouvettes en acier</i> .....	49
<i>Photo 2.8 : Dispositif d'essai et instruments de mesure</i> .....	51
<i>Photo 2.9 : Rupture par cisaillement de l'âme du connecteur</i> .....	53
<i>Photo 2.10 : Rupture par fissuration et écrasement du béton</i> .....	54
<i>Photo 2.11 : Déformation du connecteur en « I »</i> .....	54
<i>Photo C1 : Fixation des connecteurs par soudure</i> .....	126
<i>Photo C2 : Elimination de l'adhérence (acier-béton) par huilage des semelles</i> .....	126
<i>Photo C3 : Barres d'armature</i> .....	127
<i>Photo C4 : Coffrage et bétonnage des spécimens de push-out</i> .....	127
<i>Photo C5 : Spécimens de push-out de la série A</i> .....	128
<i>Photo C6 : Spécimens de push-out de la série B</i> .....	128
<i>Photo C7 : Capteurs de déplacements</i> .....	129
<i>Photo C8 : Mode de rupture du spécimen B3-a</i> .....	129
<i>Photo C9 : Spécimens de push-out après rupture</i> .....	130

# **Introduction générale**

## Introduction générale

### 1- Généralités

Les poutres mixtes sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle en béton liées entre elles à l'aide de connecteurs. La figure 1 montre des sections différentes de poutres mixtes en présence d'une dalle pleine en béton armé.



*Figure 1 : Différentes sections de poutres mixtes*

Les poutres mixtes sont largement utilisées de nos jours dans la construction des ponts mixtes et des planchers mixtes de bâtiments métalliques à étages multiples grâce à leurs avantages vis-à-vis des poutres purement métalliques ou des poutres en béton armé. Parmi ces avantages, on peut citer, par exemple :

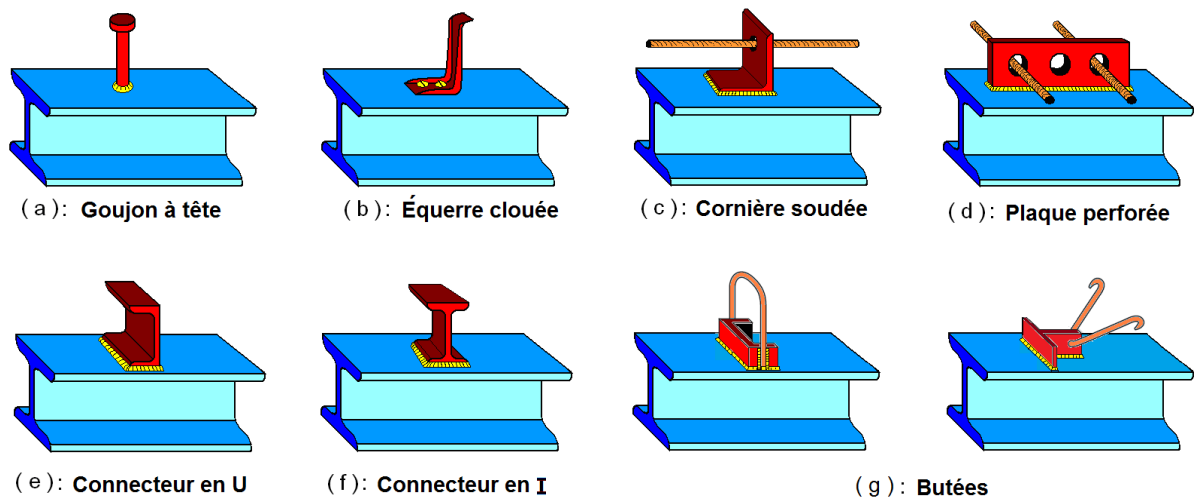
- une meilleure optimisation dans l'utilisation des matériaux ;
- une bonne résistance aux efforts (le béton est utilisé pour résister aux efforts de compression et l'acier est utilisé pour résister aux efforts de traction) ;
- une bonne résistance aux problèmes d'instabilité (le déversement est empêché par la dalle en béton) ;
- une meilleure résistance au feu, car le béton de la dalle possède une bonne résistance thermique qui permet de ralentir l'échauffement des poutres en acier ;

- une meilleure protection contre la corrosion (le béton de la dalle assure une protection de l'acier contre les intempéries) ;
- une plus grande rapidité de construction, etc.

La théorie des poutres mixtes est basée essentiellement sur l'hypothèse qu'il existe une connexion entre le profilé métallique et la dalle en béton, la connexion entre les deux matériaux est assurée par des pièces métalliques, dit « connecteurs » qui sont fixés sur la face supérieure du profilé métallique et ancrés dans la dalle en béton, dont leur rôle est d'empêcher (ou limiter) le glissement et le soulèvement pouvant se produire à l'interface de liaison.

Actuellement, il existe de nombreux types de connecteurs, parmi lesquels on peut citer les **goujons à tête**, fixés sur la poutre métallique par soudage à l'aide d'un pistolet électrique (Figure 2(a)). La difficulté de soudage des goujons, particulièrement, dans le cas de mauvaises conditions atmosphériques, a mené au développement des **équerres clouées**, fixés par clouage à l'aide d'un pistolet à cartouches, donc ne nécessitant pas le soudage (Figure 2 (b)). A cause de la petite résistance au cisaillement des goujons soudés et des équerres clouées et aussi à cause des problèmes de fatigue provoqués par les charges mobiles dans les ponts mixtes, il existe des connecteurs alternatifs comme les **cornières soudées** équipées de barres d'anti-soulèvement (Figure 2(c)), qui sont utilisées, particulièrement, en France et en Algérie pour assurer la connexion (acier-béton) dans les ponts mixtes, et aussi comme les **plaques perforées** (Figure 2(d)), développées en Allemagne pour la construction du pont mixte de Caroni au Venezuela. Cependant, l'inconvénient des cornières soudées et des plaques perforées est la difficulté de placer les barres d'armature à travers les trous existant dans ces connecteurs. Par conséquent, les **connecteurs en « U »** peuvent être une bonne alternative (Figure 2(e)). Ces connecteurs présentent une résistance plus élevée que celle des goujons à tête. En conséquence, quelques connecteurs en « U » peuvent remplacer un grand nombre de goujons.

Il existe d'autres types de connecteurs tels que les **butées** équipées de crochets ou arceaux (Figure 2(g)). L'inconvénient majeur de ces connecteurs réside dans la complexité de leur forme géométrique et dans le volume de travail lié à leur soudage sur les poutres métalliques.



*Figure 2 : Types de connecteurs*

## 2- Motivation

Les nombreuses études menées sur les connecteurs depuis plus de 70 ans ont surtout montré qu'il n'existe pas un connecteur idéal. Le choix de tel ou tel connecteur dépend autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre que de ses performances mécaniques. Cette situation nous a motivé à proposer un connecteur économique :

- Qui puisse permettre l'emploi judicieux des matériaux et l'amélioration de la résistance ultime des poutres mixtes,
- Qui soit à la fois approprié à empêcher le glissement et le soulèvement se produisant à l'interface de liaison,
- Qui soit ductile pour autoriser l'application d'une méthode de calcul plastique des sections et pour offrir un fonctionnement plus adéquat en cas de sollicitation sismique importante,
- Enfin, qui soit de mise en œuvre simplifiée et facile à fixer par soudure.

## 3- Objectif

L'étude bibliographique indique qu'il n'y a aucun travail de recherche qui a été porté sur la possibilité d'utilisation des profilés en « I » comme des connecteurs. Dans cette thèse, on propose un nouveau type de connecteur, appelé : **Connecteur en « I »** ( Figure 2(f) ). La forme géométrique de ce connecteur est appropriée pour résister au cisaillement et pour empêcher la séparation verticale à l'interface acier-béton. Ainsi, ce connecteur présente le même comportement dans les deux directions à la différence des cornières soudées et des connecteurs en « U ». En outre, ce connecteur possède l'avantage de sa facilité de fabrication par découpage transversale des profilés en IPN et en IPE et sa facilité de fixation par soudure.

Ce travail de recherche a donc pour objectif l'analyse expérimentale et la simulation numérique du comportement au cisaillement des connecteurs en « I » dans des spécimens de (push-out) afin de trouver une équation empirique qui permet d'évaluer la résistance au cisaillement du connecteur proposé. C'est dans ce contexte qu'il faut placer notre contribution.

#### 4- Organisation de la thèse

Ce travail de recherche est constitué de quatre chapitres et une conclusion générale. La figure 3 illustre schématiquement l'organisation de notre thèse.

Nous présentons dans le **premier chapitre** une étude bibliographique sur la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes. Nous montrons, tout d'abord, l'intérêt de la connexion et les modes d'interaction. Nous citons, ensuite, les différents types de connecteurs actuellement utilisés dans les poutres mixtes de bâtiment et dans les ponts mixtes. Un intérêt particulier est porté à la description de l'essai standard de cisaillement, appelé (push-out test) en expliquant le dispositif d'essai, la procédure expérimentale et les recommandations données par l'Eurocode 4. Après avoir précisé les formules de résistance au cisaillement de quelques connecteurs et les modes de rupture de la connexion par des goujons à tête (qui sont les connecteurs les plus utilisés aujourd'hui), le dimensionnement de la connexion est traité de manière détaillée en distinguant le calcul élastique et le calcul plastique.

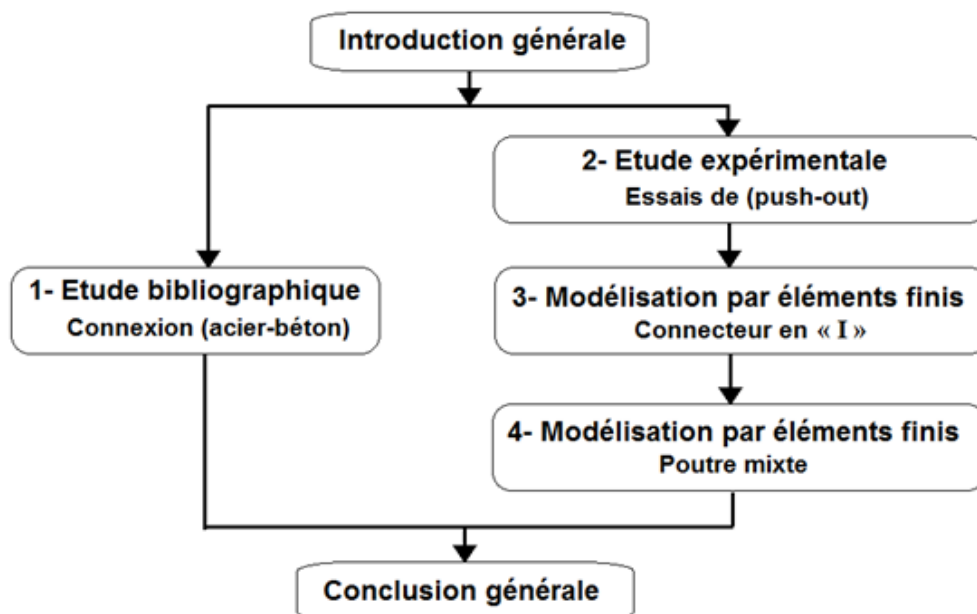
Le **deuxième chapitre** est consacré aux essais de cisaillement que nous avons effectué sur des connecteurs en « I ». Nous commençons, tout d'abord, par la description des spécimens d'essai de push-out; ensuite nous présentons les caractéristiques des matériaux utilisés, nous montrons également le dispositif d'essai et les instruments de mesure, puis nous discutons les résultats des essais qui concernent la résistance au cisaillement du connecteur proposé, sa ductilité et les modes de rupture observés. Nous mettons ainsi en évidence l'influence des principaux paramètres affectant le comportement au cisaillement du connecteur en « I » tels que les dimensions du connecteur, la résistance du béton et le taux de ferrailage.

L'objet du **troisième chapitre** est le développement d'un modèle d'éléments finis bi-dimensionnel (2D) pour simuler l'essai de push-out sur des connecteurs en « I ». La validation du modèle proposé se fait par comparaison des résultats numériques avec les résultats de quelques essais choisis du chapitre précédent. A travers la validation du modèle proposé, nous présentons la distribution des contraintes et des déformations pour montrer les phénomènes locaux qui se manifestent au niveau du connecteur. En suite, le modèle bi-dimensionnel est

utilisé pour simuler un autre connecteur en « U » afin de comparer son comportement avec celui du connecteur en « I ». A partir de cette comparaison, nous proposons une équation empirique pour le calcul de la résistance au cisaillement des connecteurs en « I ».

Nous effectuons dans le **quatrième chapitre** une modélisation par éléments finis des poutres mixtes avec des connecteurs en « I » en utilisant le code d'éléments finis ANSYS. La validation du modèle bi-dimensionnel proposé se fait par comparaison des résultats numériques avec des résultats expérimentaux tirés de la littérature. Une étude paramétrique s'effectue ensuite pour mettre en évidence les effets du nombre et de l'espacement des connecteurs en « I » sur le comportement en flexion des poutres mixtes simplement appuyées. Cela permettra de juger l'efficacité du connecteur proposé à lier ce type de structure mixte.

Enfin nous achevons notre thèse par une **conclusion générale** dans laquelle nous rappelons les principaux résultats acquis de ce travail de recherche, et nous dégagons quelques perspectives de ce travail.



*Figure 3 : Organisation de la thèse*

## **Chapitre 1 :**

# **Etude bibliographique sur la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes**

## 1.1- Introduction

Ce chapitre constitue une étude bibliographique sur la connexion acier-béton dans les poutres mixtes. L'objectif de cette étude est de donner un aperçu de l'état de connaissances sur les connecteurs destinés aux poutres mixtes de bâtiments et aux ponts mixtes. On présente, tout d'abord, l'intérêt de la connexion et les modes d'interaction. On cite, ensuite, les différents types de connecteurs actuellement utilisés. Un intérêt particulier est porté à la description de l'essai standard de cisaillement, appelé « push-out test » en expliquant le dispositif d'essai, la procédure expérimentale et les recommandations données par l'Eurocode 4 [14]. Après avoir précisé les formules de résistance au cisaillement de quelques connecteurs et les modes de rupture de la connexion par des goujons à tête (qui sont les connecteurs les plus utilisés aujourd'hui), le dimensionnement de la connexion est traité de manière détaillée en distinguant le calcul élastique et le calcul plastique. Enfin, cette étude se termine par une conclusion dans laquelle on cite les critères à retenir pendant le choix du connecteur à utiliser.

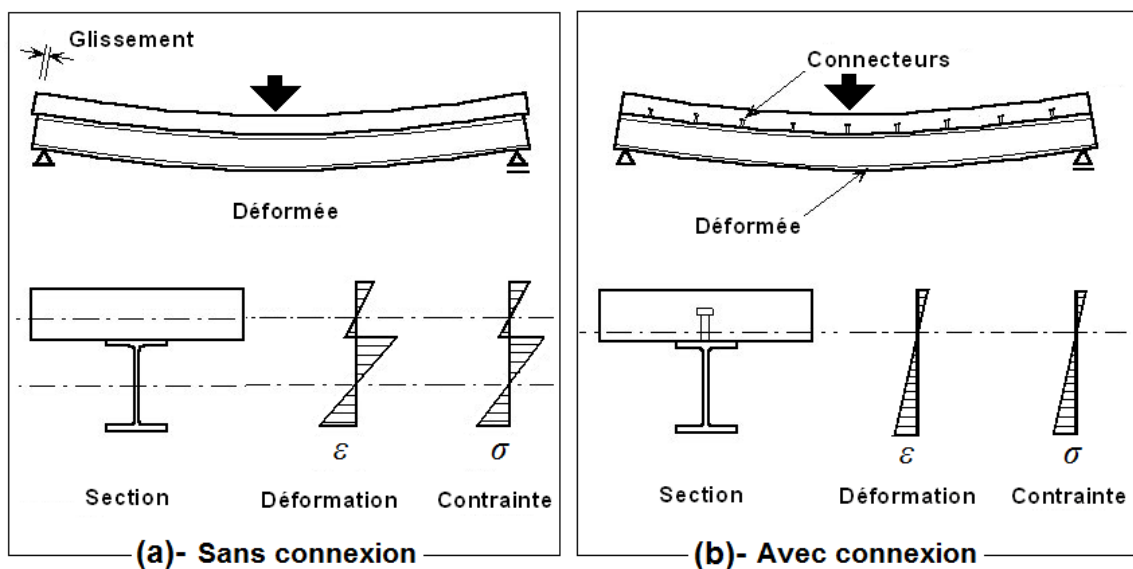
## 1.2- Effet de la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes

Les poutres mixtes sont des éléments porteurs fléchis constitués d'une poutre en acier supportant une dalle en béton. Il est évidemment préférable de faire participer chacun de ces matériaux de façon optimale en tenant en compte leur comportement physique. Sachant que le béton a une bonne résistance à la compression, mais sa résistance à la traction est très faible et elle peut être négligeable. L'acier se comporte bien à la compression qu'à la traction, mais l'élançement souvent élevé des éléments le rend sensible à des phénomènes d'instabilité dans les zones comprimées [17].

Sur la base de ces considérations, on peut constater que la poutre fléchie composée d'une poutre en acier et d'une dalle en béton, **sans connexion** entre les deux, n'est pas une bonne solution, car chaque élément est fléchi d'une façon indépendante (Figure 1.1(a)). La partie tendue de la dalle de béton se fissure et ne participe pas à la résistance à la flexion longitudinale. La résistance de la poutre en acier sera probablement limitée par un phénomène d'instabilité (déversement, voilement de l'âme ou de la semelle comprimée).

**Avec connexion** entre les deux matériaux (Figure 1.1(b)), la répartition des déformations spécifiques ( $\epsilon$ ) montre que l'utilisation des matériaux est sensiblement différente et surtout meilleure. Toute la dalle, ou une partie importante de celle-ci (cela dépend de la position de l'axe neutre), est comprimée. La semelle supérieure de la poutre métallique est tenue, latéralement et en torsion, par la dalle. De plus, l'acier est sollicité presque exclusivement en traction (ceci dépend aussi de la position de l'axe neutre).

Concernant le comportement à l'interface acier-béton. **Sans connexion**, il y a un glissement entre les deux matériaux, ce qui traduit par une discontinuité dans la répartition des déformations spécifiques ( $\epsilon$ ) à l'interface acier-béton. Par contre, **avec connexion**, le glissement est empêché ; la section se comporte alors de façon monolithique et la répartition des déformations est continue.



*Figure 1.1: Effet de la connexion acier-béton*

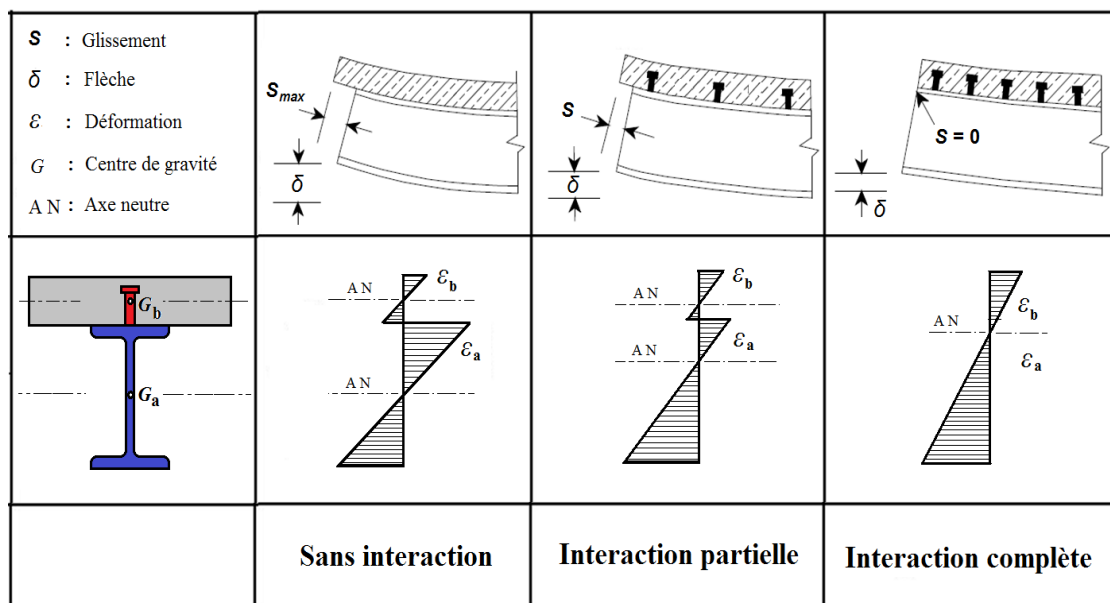
Après cette comparaison, on résulte que la présence de la connexion augmente, à la fois, la résistance et la rigidité de la poutre mixte et, en pratique, mène à la réduction de ses dimensions et souvent à la réduction de son coût. La connexion est, donc, la solution la plus judicieuse techniquement.

### 1.3- Modes d'interaction et degré de connexion

D'après Newmark [24], on distingue trois modes d'interaction :

- i)- **L'interaction complète** est définie par l'absence de glissement entre l'acier et le béton. Dans ce cas, la poutre mixte se comporte de façon monolithique et ce cas présente une limite supérieure en résistance et une limite inférieure en déformation et en flèche ;
- ii)- **L'absence d'interaction** est caractérisée par un glissement libre à l'interface (acier-béton). Ce cas correspond à l'absence de connecteurs. Il présente une limite inférieure en résistance et une limite supérieure en déformation et en flèche ;
- iii)- **L'interaction partielle** est située entre les deux interactions précédentes. Elle est obtenue dans le cas des poutres mixtes menues de connecteurs ductiles et inférieurs au nombre total de connecteurs garantissant une interaction complète. Dans ce cas, on aura toujours un glissement entre la dalle en béton et la poutre métallique impliquant une discontinuité de déformation à l'interface acier-béton.

La figure 1.2 montre la distribution des déformations pour les trois modes d'interaction.



*Figure 1.2 : Modes d'interaction*

Concernant la résistance de la poutre mixte, on distingue la **connexion complète** et la **connexion partielle**. Les deux modes de connexion sont définies par l'Eurocode 4 [14] comme suit :

- la connexion est **complète** lorsqu'une augmentation du nombre de connecteurs n'augmente plus la résistance à la flexion de la poutre mixte. Dans ce cas, les connecteurs sont en nombre suffisant pour reprendre la force d'interaction entre la dalle en béton et la poutre métallique dans chaque travée comprise entre deux sections critiques adjacentes ;
- la connexion est **partielle** lorsque le nombre de connecteurs est inférieur à celui de la connexion complète.

### Remarques :

1. L'utilisation d'une connexion partielle est intéressante à cause de plusieurs paramètres, on peut citer, notamment [4] :
  - Quelle que soit l'efficacité des connecteurs adoptés, on ne peut pas éviter la présence de certains glissements à l'interface (acier-béton) au stade limite ultime d'une poutre mixte. Sauf dans le cas d'analyse élastique basée sur l'hypothèse de la conservation des sections planes là où les effets du glissement sont faibles.
  - La connexion partielle est imposée, par fois, par la nature même de la poutre mixte (planchers avec dalle préfabriquée, dalle coulée dans un bac en tôle mince nervurée, tablier en béton supporté par une poutre en treillis, ...etc) là où la connexion à l'interface acier-béton présente presque inévitablement un caractère espacé. Dans cette situation le nombre prévu de connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion complète.
2. Le degré de connexion est défini par le rapport  $(N / N_f)$  où  $(N_f)$  représente le nombre de connecteurs requis pour que la connexion le long de la poutre mixte soit complète, et  $(N)$  le nombre de connecteurs effectivement utilisé dans la même longueur.

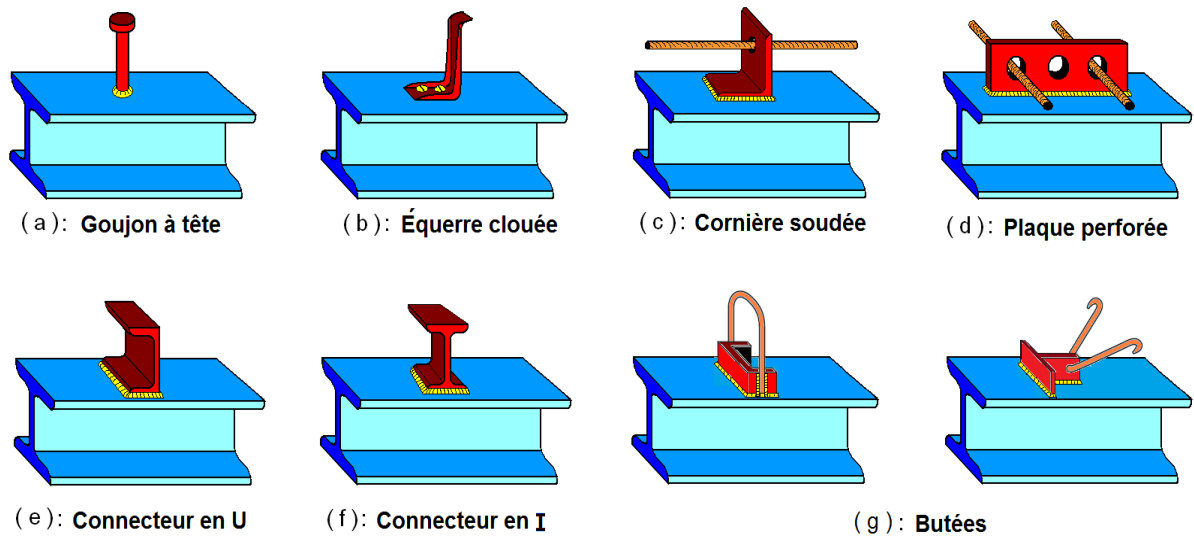
## 1.4- Types de connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour assurer la liaison entre la dalle de béton et la poutre métallique. Ils sont destinés à reprendre les efforts de cisaillement et de soulèvement engendrés à l'interface de liaison par flexion de la poutre mixte.

Il existe de nombreux types de connecteurs mais, à l'heure actuelle, la connexion est, le plus souvent, réalisée par des **goujons à tête**, fixés sur la poutre métallique par soudage à l'aide d'un pistolet électrique (Figure 1.3(a)) [27], [18]. La difficulté de soudage des goujons, particulièrement, dans le cas de mauvaises conditions atmosphériques, a mené au développement des **équerres clouées**, fixés par clouage à l'aide d'un pistolet à cartouches, donc ne nécessitant pas d'opération de soudage (Figure 1.3(b)) [11].

Mais à cause de la petite résistance au cisaillement des goujons soudés et des équerres clouées et aussi à cause des problèmes de fatigue provoqués par les charges mobiles dans les ponts mixtes, il existe des connecteurs alternatifs comme les **cornières soudées** équipées de barres d'anti-soulèvement (Figure 1.3(c)), utilisées, particulièrement, en France et en Algérie pour assurer la connexion (acier-béton) dans les ponts mixtes [33] et aussi comme les **plaques perforées** (Figure 1.3(d)), développées en Allemagne pour la construction du pont mixte de Caroni au Venezuela [20]. Cependant, l'inconvénient des cornières soudées et des plaques perforées est la difficulté de placer les barres en acier à travers les trous existant dans ces connecteurs. Par conséquent, les **connecteurs en « U »** (Figure 1.3(e)), développés à l'Université des Illinois par Viest et al. [34], peuvent être une bonne alternative. Ces connecteurs présentent une résistance plus élevée que celle des goujons à tête. En conséquence, quelques connecteurs en « U » peuvent remplacer un grand nombre de goujons [28], [21].

On peut envisager également, l'utilisation des **connecteurs en « I »** proposés dans cette thèse. Selon la figure 1.3(f), la forme de ce connecteur est appropriée pour résister aux efforts de cisaillement et pour empêcher la séparation verticale entre la poutre en acier et la dalle de béton. Ce connecteur présente le même comportement dans les deux directions à la différence du connecteur en « U ». En outre, la facilité de fabrication des connecteurs en « I » par découpage transversal des profilés en IPN et en IPE est un autre avantage. La tâche de soudure a les mêmes caractéristiques que celles référées aux connecteurs en « U ».



*Figure 1.3 : Types de connecteurs utilisés dans les poutres mixtes*

Il existe d'autres types de connecteurs tels que les **butées** équipées de crochets ou arceaux (Figure 1.3(g)). L'inconvénient majeur de ces connecteurs réside dans la complexité de leur forme géométrique et dans le volume de travail lié à leur soudage sur les poutres métalliques.

### 1.5- Essai standard de cisaillement – ( Push-out test )

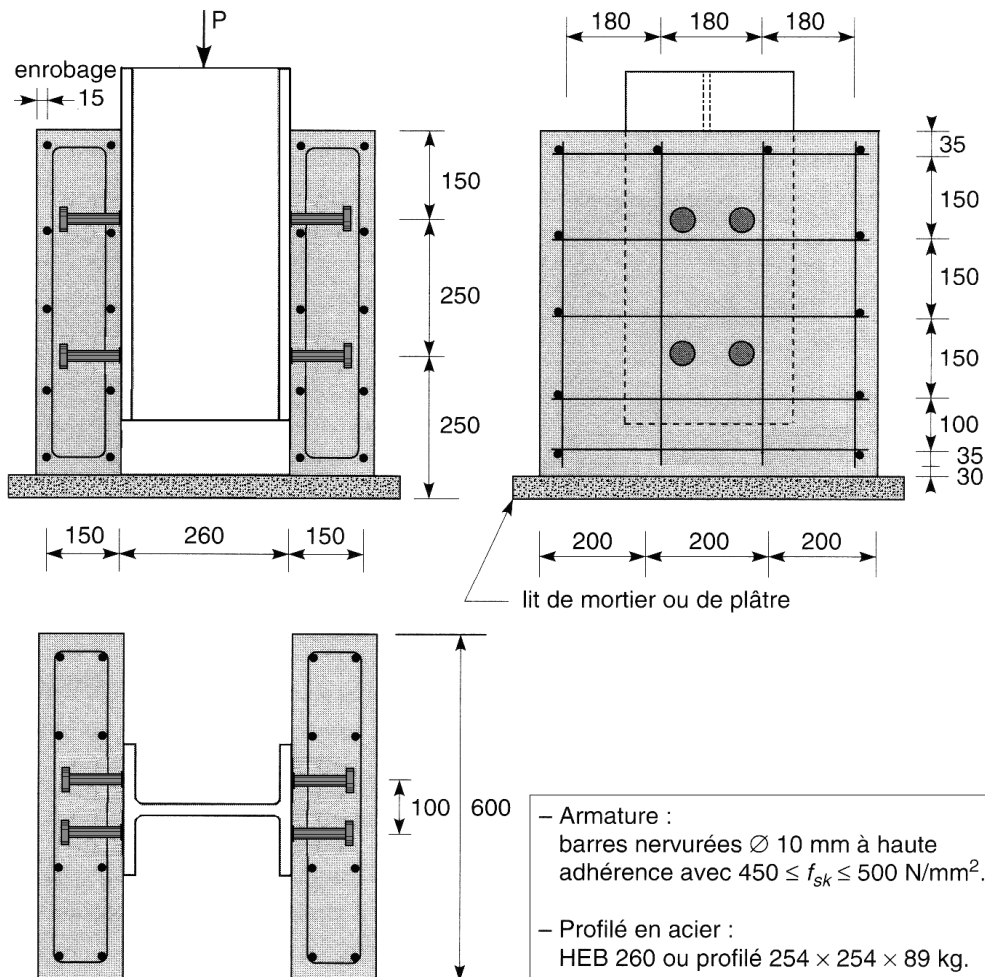
Dans une poutre mixte, les connecteurs sont soumis principalement à des efforts de cisaillement, les efforts d'arrachement sont très faibles et peuvent être négligeables ; on se contente le plus souvent d'effectuer des essais de cisaillement appelés « push-out tests ».

L'essai de « push-out » est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement, le mode de rupture et la courbe de comportement ( cisaillement - glissement ) d'un connecteur donné. Ce type d'essai a été normalisé à l'article 10-2 de l'Eurocode 4 [14].

Le dispositif d'essai pour des connecteurs de type goujon à tête en présence d'une dalle pleine est représenté sur la figure 1.4. Chaque spécimen comporte deux blocs en béton connectés à un tronçon de profilé métallique intercalé entre les deux blocs par une liaison à deux ou quatre goujons sur chaque semelle du profilé.

La procédure expérimentale consiste à exercer sur le profilé métallique un chargement par paliers successifs jusqu'à la rupture du spécimen. Lors de chaque palier, outre la valeur de la charge, on mesure le glissement entre l'acier et le béton au moyen de capteurs de

déplacement situés au droit des goujons. Cet essai tend à représenter le fonctionnement de la connexion dans une poutre mixte, les blocs en béton simulent la dalle, et le profilé, la poutre métallique.



**Figure 1.4 : Dispositif d'essai de push-out sur des goujons à tête**

Le dispositif d'essai de push-out destiné aux goujons à tête, peut être généralisé à un type quelconque de connecteur. L'éprouvette se présente comme celle schématisée à la figure 1.5 et les conditions suivantes sont à respecter :

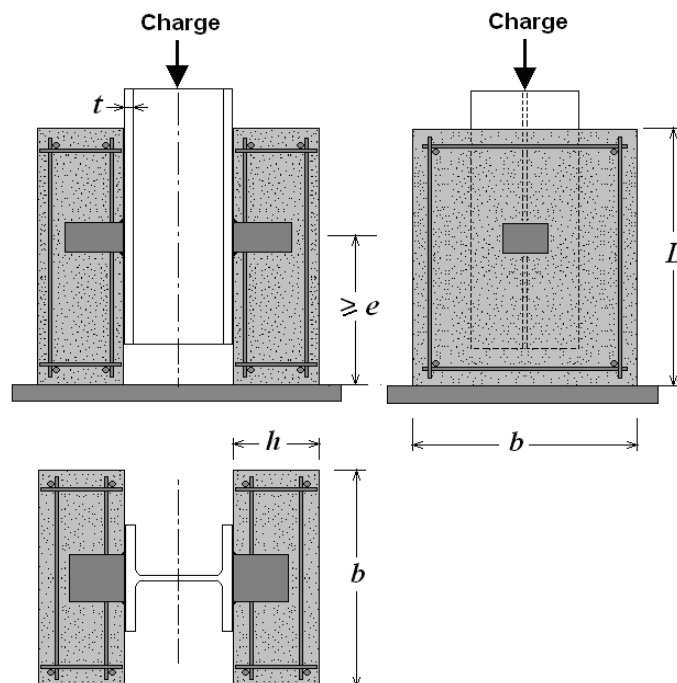
a)- les connecteurs doivent être placés dans une situation aussi proche que possible de celle qu'ils occupent dans la poutre mixte réelle ;

- b)- la longueur «  $L$  » des blocs de béton doit être proche de l'espacement réel des connecteurs dans la poutre mixte ;
- c)- la largeur «  $b$  » des blocs de béton doit être inférieure ou égale à la largeur efficace de la dalle de la poutre mixte ;
- d)- l'épaisseur «  $h$  » des blocs de béton doit être inférieure ou égale à l'épaisseur de la dalle de poutre mixte ;
- e)- l'épaisseur «  $t$  » des semelles du profilé métallique de l'éprouvette doit être proche de celle des semelles de la poutre métallique réelle ;
- f)- Pour la préparation des spécimens, il convient de couler chaque dalle de béton en position horizontale, comme c'est le cas en pratique pour les poutres mixtes.
- g)- il convient d'éliminer l'adhérence à l'interface acier-béton, par exemple, par graissage de la semelle métallique ;
- h)- Pour chaque gâchée, il convient de confectionner au moment de la coulée au moins quatre éprouvettes de béton (cylindres ou cubes) pour la détermination de la résistance sur cylindre. Il convient que le durcissement de ces éprouvettes s'effectue à proximité de celles destinées aux essais de push-out. Il convient de prendre comme résistance du béton  $f_{ck}$  la valeur moyenne des résistances ;
- i)- il convient de déterminer la limite d'élasticité, la résistance à la traction et l'allongement maximal d'une éprouvette représentative de l'acier des connecteurs ;
- j)- il convient d'assurer le bon contact des faces inférieures des blocs de béton avec le plateau d'appui, en rectifiant si nécessaire les défauts de contact à l'aide d'une couche de mortier ;

k)- la vitesse d'application de la charge doit être uniforme et la durée d'essai avant la rupture doit être au moins de 15 minutes ;

l)- Il convient de mesurer le glissement longitudinal entre chaque dalle en béton et le profilé en acier de manière continue au cours du chargement ou à chaque accroissement de charge. Il convient de mesurer ce glissement au moins jusqu'à ce que la charge ait chuté de 20 % en dessous de la charge maximale ;

m)- Il convient de mesurer la séparation transversale entre le profilé en acier et chaque dalle en béton aussi près que possible de chaque connecteur.



*Figure 1.5 : Dispositif d'essai de (push-out) pour un type quelconque de connecteur*

## 1.6- Résistance des connecteurs au cisaillement

Par définition, la résistance ultime d'un connecteur est l'effort maximal de cisaillement que peut supporter ce connecteur avant la rupture.

### a) Goujons à tête

La meilleure approximation de la résistance ultime au cisaillement d'un goujon à tête soudé en présence d'une dalle pleine a été obtenue par Ollgaard, Slutter et Fisher [27] à partir des essais de push-out en considérant deux types de béton, un béton normal et un béton léger :

$$P_u = 0.5A_s \sqrt{f_{ck} E_c} \leq A_s \cdot f_u \dots\dots\dots(1.1)$$

avec

$A_s$  : est l'aire de la section transversale du goujon

$f_{ck}$  : est la résistance caractéristique en compression du béton

$E_c$  : est le module d'élasticité du béton

$f_u$  : est la résistance ultime en traction de l'acier du goujon.

Cette formule empirique a été adoptée par l'Eurocode 4 [14] sous la forme de résistance de calcul ( $P_{Rd}$ ) obtenue en divisant la valeur de la résistance ultime ( $P_u$ ) par un facteur partiel de sécurité ( $\gamma_v$ ) sur les deux matériaux acier et béton.

$$P_{Rd} = \min(P_1, P_2) \dots\dots\dots(1.2)$$

où

$$P_1 = 0,8 \cdot \pi \frac{d^2}{4} \frac{f_u}{\gamma_v} \dots\dots\dots(1.3)$$

$P_1$  correspond à une rupture par cisaillement du goujon ;

$$P_2 = \frac{0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \dots\dots\dots(1.4)$$

$P_2$  correspond à une rupture par écrasement du béton autour du goujon.

Dans ces formules, on désigne par :

$d$  et  $h$  : le diamètre et la hauteur du goujon ;

$f_u$  : la résistance ultime en traction de l'acier du goujon (sans dépasser 500N/mm<sup>2</sup>) ;

$f_{ck}$  : la résistance caractéristique du béton à la compression (sur éprouvette cylindrique) ;

$E_{cm}$  : la valeur moyenne du module sécant du béton ;

$\alpha$  : un facteur correctif,  $\alpha = 0,2[(h/d) + 1]$  pour  $3 \leq \frac{h}{d} < 4$  et  $\alpha = 1$  pour  $\frac{h}{d} \geq 4$

$\gamma_v$  : facteur partiel de sécurité sur les deux matériaux acier et béton,  $\gamma_v = 1.25$ .

**b) Équerres clouées**

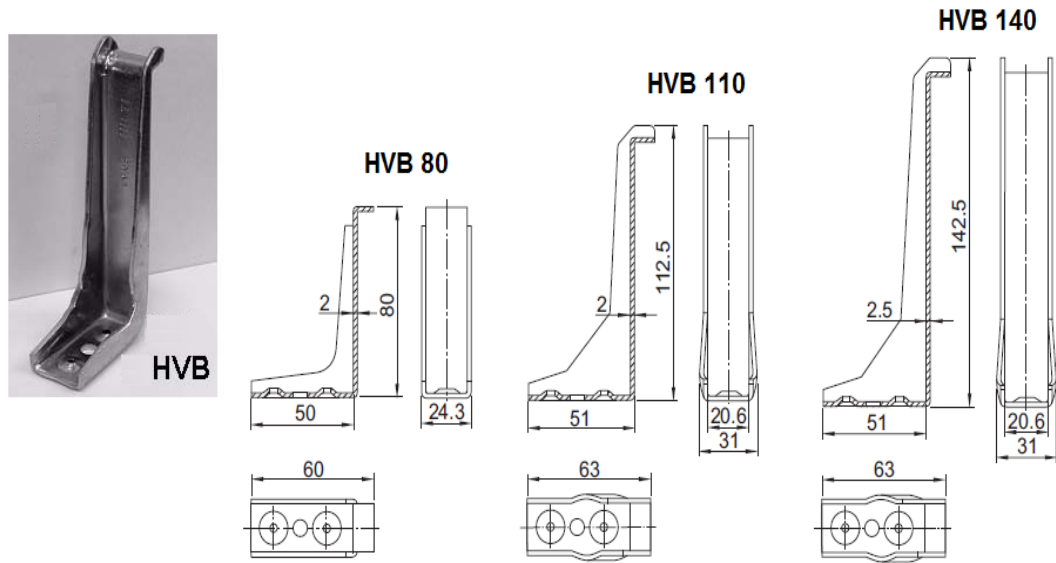
Les équerres clouées ne sont pas mentionnées dans l’Eurocode 4, mais elles ont fait l’objet, à partir des années 1980, de plusieurs études expérimentales, parmi les quelles on doit citer les essais de push-out effectués en Suisse [12] sur les équerres clouées (HILTI-HVB) et on peut trouver toutes les caractéristiques utiles de ce type de connecteur dans la référence [29].

Les essais de push-out réalisés sur les équerres clouées en présence d’une dalle pleine [11] ont montré que leur résistance ultime au cisaillement est toujours dictée par la rupture du connecteur lui-même ou de sa fixation par clous. Il n’existe pas des formules donnant la résistance au cisaillement, mais seulement des valeurs fixes expérimentales dépendant de la taille du connecteur (Figure 1.6) :

$$\left. \begin{aligned} - \text{Pour : HVB50} - \text{à} - 80 &\rightarrow P_u = 23 \text{KN} \\ - \text{Pour : HVB95} - \text{à} - 110 &\rightarrow P_u = 28 \text{KN} \\ - \text{Pour : HVB125} - \text{à} - 140 &\rightarrow P_u = 31 \text{KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.5)$$

à condition que la résistance du béton sur cylindre à 28 jours :

$$17 \text{ N / mm}^2 \leq f_{ck} \leq 30 \text{ N / mm}^2$$



**Figure 1.6 : Dimensions des équerres clouées HILTI-HVB**

### c) Cornières soudées

Les connecteurs en cornières soudées sont utilisés exclusivement dans les ponts mixtes. A l'aide des essais de push-out réalisés sur ce type de connecteurs (Figure 1.7), la résistance ultime au cisaillement est évaluée par la formule empirique suivante [15], [32] :

$$P_u = 10 \cdot b \cdot h^{3/4} f_{cK}^{2/3} \dots\dots\dots(1.6)$$

où

$P_u$  : est la résistance ultime au cisaillement en (N),

$b$  : est la largeur de la cornière en (mm)

$h$  : est la hauteur de l'aile verticale de la cornière en (mm)

$f_{cK}$  : est la résistance caractéristique du béton à la compression en (N/mm<sup>2</sup>).

La formule (1.6) est mise au point en France vers 1992 et adoptée par l'Eurocode 4 [14] sous forme de résistance de calcul  $P_{Rd}$  à savoir :

$$P_{Rd} = 10 \cdot b \cdot h^{3/4} f_{cK}^{2/3} / \gamma_V \dots\dots\dots(1.7)$$

avec

$\gamma_V = 1.25$  : coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime

$b \leq 300mm$

$h \leq \min(10t, 150mm)$  et  $t$  : est l'épaisseur de la cornière.

Pour s'opposer au soulèvement, un filant doit traverser l'aile de la cornière, le diamètre minimal ( $\phi$ ) du filant est donné par la condition suivante :

$$\pi \frac{\phi^2}{4} f_{sk} / \gamma_s \geq 0.1 P_{Rd} \dots\dots\dots(1.8)$$

avec

$f_{sk}$  : la limite d'élasticité caractéristique de l'armature ;

$\gamma_s$  : coefficient partiel de sécurité pour l'armature,  $\gamma_s = 1.15$

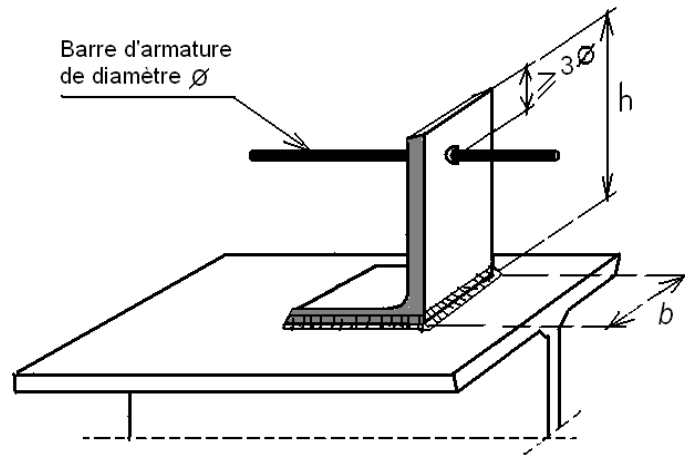


Figure 1.7 : Dimensions d'une cornière soudée avec filant

#### d) Plaques perforées

De façon générale, le comportement mécanique de ce type de connecteur dépend du matériau et des dimensions de la dalle de béton, de la section de ferrailage et du diamètre des ouvertures dans la plaque (Figure 1.18). En partant de ces trois paramètres, Oguejiofor et Hosain [26] ont proposé une formulation analytique de la résistance au cisaillement d'une plaque perforée sous la forme suivante :

$$P_u = 4.5h_{sc}t_{sc}f_{ck} + 0.91A_{tr}f_y + 3.31nd^2\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots(1.9)$$

avec

$P_u$  : résistance ultime au cisaillement de la plaque perforée en (N),

$h_{sc}$  : hauteur de la plaque perforée en (mm),

$t_{sc}$  : épaisseur la plaque perforée en (mm),

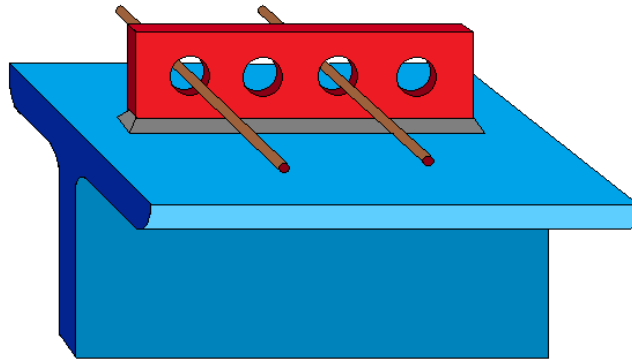
$n$  : nombre d'ouvertures dans la plaque perforée,

$d$  : diamètre des ouvertures dans la plaque en (mm),

$A_{tr}$  : section des barres traversant les ouvertures de la plaque perforée en (mm<sup>2</sup>),

$f_{ck}$  : résistance du béton à la compression sur cylindres en (MPa),

$f_y$  : limite élastique en traction de l'acier des armatures en (MPa).



*Figure 1.8 : Plaque perforée*

### e) Connecteurs en « U »

En se basant sur les résultats des essais effectués par Viest et al. [34], Slutter et Driscoll [30] ont proposé une équation empirique pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ancrés dans une dalle pleine en béton. Cette équation a été modifiée pour pouvoir l'employer avec un béton léger et présentée dans le règlement américain AISC (American Institute of Steel Construction specification) [2] sous la forme suivante :

$$P_u = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}E_c} \dots\dots\dots(1.10)$$

avec

$P_u$  : résistance ultime au cisaillement du connecteur en U, en (N),

$t_f$  : épaisseur de la semelle du connecteur en U, en (mm),

$t_w$  : épaisseur de l'âme du connecteur en U, en (mm),

$L_c$  : longueur du connecteur en U, en (mm),

$f_{ck}$  : résistance du béton à la compression sur cylindres, en (MPa),

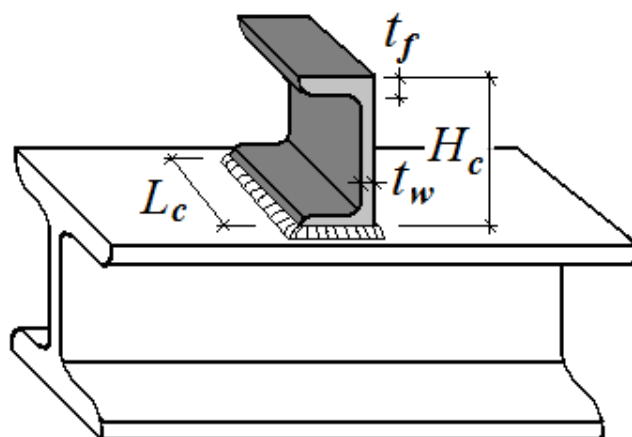
$E_c$  : module d'élasticité du béton, en (MPa).

Le règlement canadien CAN [10] donne également une équation semblable pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ancrés dans une dalle pleine en béton :

$$P_u = 36.5(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots(1.11)$$

Pashan [28] a conclu que l'équation (1.11) du règlement canadien CAN est trop conservatrice. En incluant la hauteur  $H_c$  du connecteur comme paramètre, il a développé l'équation empirique suivante pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ayant une hauteur de 100 mm :

$$P_u = (336t_w^2 + 5.24L_cH_c)\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots(1.12)$$

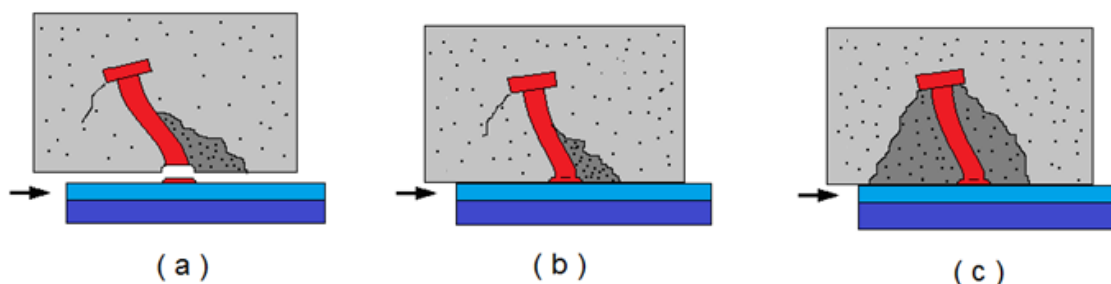


*Figure 1.9 : Dimensions d'un connecteur en U*

### 1.7- Modes de rupture de la connexion

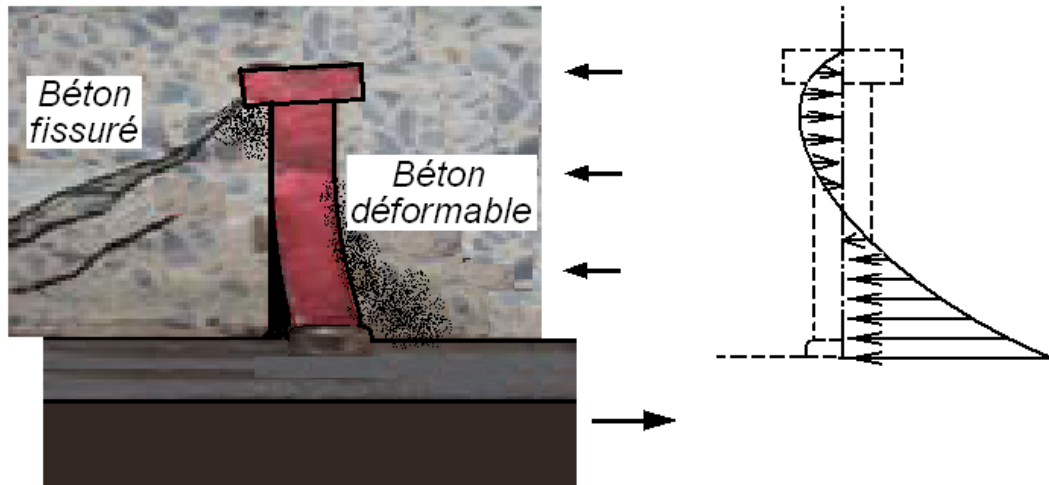
A partir des essais de push-out sur des goujons à tête, on peut distinguer trois modes de rupture de la connexion (Figure 1.10) :

- a) rupture par cisaillement du connecteur juste au-dessus du bourrelet de la soudure ;
- b) rupture par écrasement local du béton vers la base du connecteur ;
- c) rupture par arrachement conique du béton.



*Figure 1.10 : Modes de ruine de la connexion*

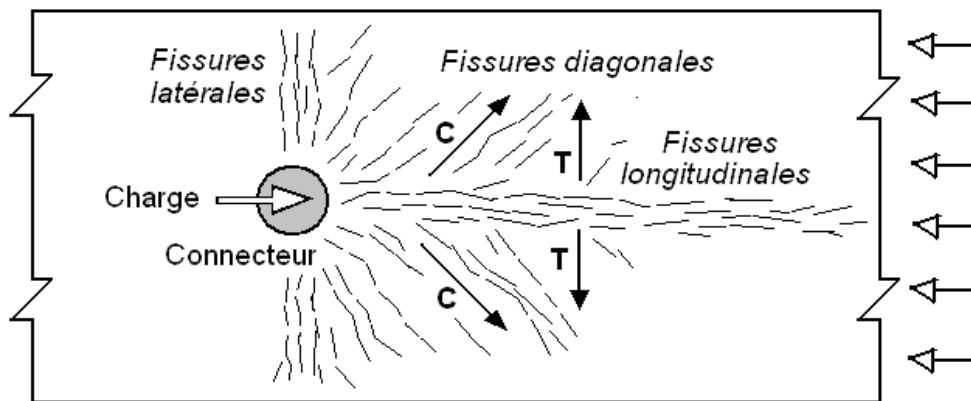
D'après Oehelers [25], la déformation maximale du connecteur goujon à tête est obtenue à sa base par flexion de la tige entraînant ainsi une rupture locale du béton en contact de l'extrémité chargée du goujon. La figure 1.11 montre la distribution des contraintes de pression suivant la hauteur du connecteur avec une concentration des contraintes les plus élevées à la base et à la tête du goujon.



*Figure 1.11 : Répartition des contraintes le long de la tige du goujon*

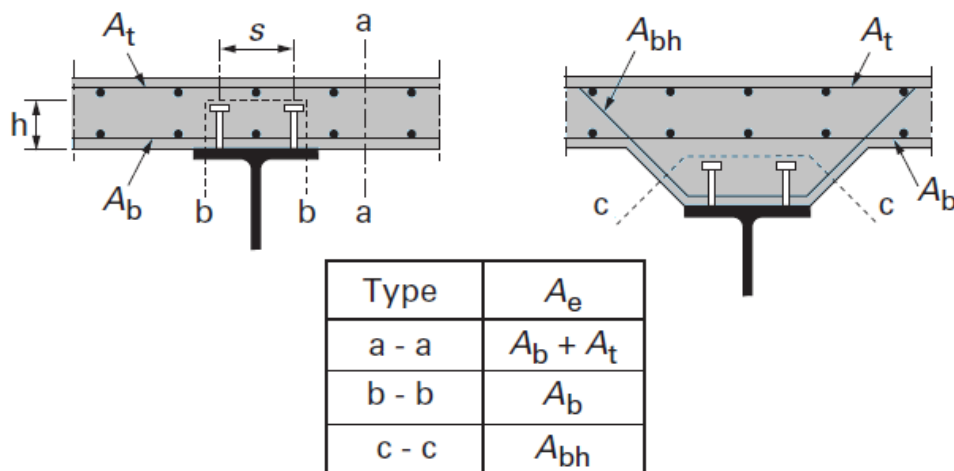
La charge concentrée appliquée par le connecteur peut produire trois types de fissures (Figure 1.12) :

- Fissures latérales, développées perpendiculairement au sens d'application de la charge, produites par le déplacement du connecteur. Ce type de fissure n'affecte pas la résistance ultime du connecteur.
- Fissures diagonales, se développant près de la zone de compression. Elles pourraient affecter la restriction triaxiale mais elles sont gênées par les armatures transversales.
- Fissures longitudinales : lorsque l'effort concentré est dispersé vers des régions de contraintes longitudinales uniformes, il engendre une zone de contraintes transversales de traction très élevées se trouvant directement en face de support du connecteur. Cela produit l'endommagement et la fissuration longitudinale du béton.



**Figure 1.12 : Types de fissures produites par la poussée du connecteur**

Pour limiter ces fissures, la dalle de béton doit être renforcée transversalement par des barres d'armature en quantité suffisante. Selon l'Eurocode 4 [14], la section des armatures transversales, par unité de longueur, ne doit pas être inférieure à 2% de la surface du béton. La figure 1.13 montre la disposition des armatures transversales pour diverses surfaces de rupture.



**Figure 1.13 : Section  $A_e$  des armatures transversales**

On désigne par ( $A_e$ ) la section des barres transversales par unité de longueur, définie d'un côté (ou de l'autre) de l'âme par l'intersection de ces barres et de toute surface de rupture par cisaillement dans la dalle. La valeur de ( $A_e$ ) dépend de la disposition des connecteurs et de la présence ou non d'un renformis.

## 1.8- Classification des connecteurs selon leur capacité de glissement

Le comportement général d'un connecteur est caractérisé essentiellement par sa capacité de glissement qui distingue un connecteur ductile d'un connecteur rigide. La figure 1.14 montre la différence des capacités de glissement requises pour les deux classes de connecteurs. D'après la définition donnée dans l'Eurocode 4 [14], on a :

### 1.8.3- Connecteurs ductiles

Selon l'Eurocode 4 [14], les connecteurs ductiles doivent présenter une capacité de glissement suffisante (au moins égale à 6 mm) pour justifier l'hypothèse d'un comportement idéalement plastique de la connexion au cisaillement. A titre d'exemple, l'Eurocode 4 [14] retient comme ductiles les goujons soudés de diamètre compris entre 16 mm et 22 mm et d'une hauteur totale égale au moins à 4 fois le diamètre, à condition que la résistance caractéristique en compression du béton sur cylindre à 28 jours  $f_{ck28}$  ne soit pas supérieure à 30 N/mm<sup>2</sup>. Pour tous les autres connecteurs susceptibles d'être ductiles, il doit être démontré par des essais ou des calculs précis que la capacité de glissement est suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement idéalement plastique de la connexion au cisaillement. Les essais de push-out effectués sur les équerres clouées [11], [12] ont montré, par l'intermédiaire des courbes (cisaillement- glissement), que leur comportement était ductile et que ces équerres peuvent être utilisées en cas de calcul plastique des poutres mixtes au même titre que les goujons soudés.

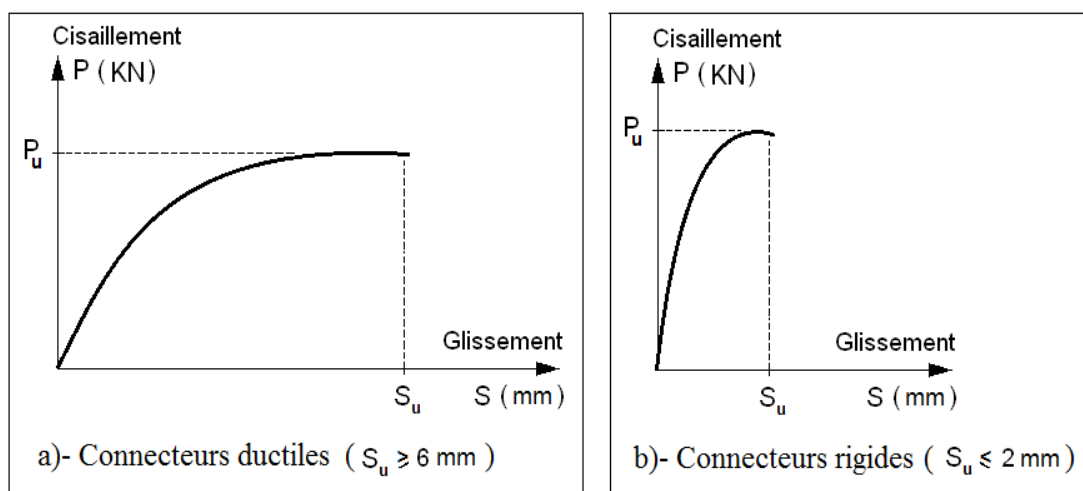


Figure 1.14 : Classification des connecteurs selon leur capacité de glissement

### 1.8.4- Connecteurs rigides ( non-ductiles )

A l'opposé, les connecteurs rigides sont caractérisés par une rupture fragile juste après l'atteinte de la résistance ultime de cisaillement. En pratique, les cornières soudées et les plaques perforées sont considérées comme des connecteurs rigides « non-ductiles ». Dans ce dernier cas, le dimensionnement de la section et de la connexion doit se faire obligatoirement en élasticité.

#### Remarque :

En ce qui concerne la formulation du comportement (cisaillement-glisement) des connecteurs, Ollgaard, Slutter et Fisher [27] ont proposé, à la suite d'une série de 48 essais de push-out sur des goujons soudés, une relation exponentielle liant l'effort de cisaillement appliqué  $P$  au glissement  $S$  du connecteur à l'interface (acier- béton) :

$$P(S) = P_u (1 - e^{-\beta|S|})^\alpha \dots\dots\dots(1.13)$$

où

$P_u$  : est la résistance ultime au cisaillement d'un goujon à tête en présence d'une dalle pleine ;

$\alpha$  et  $\beta$  : sont deux coefficients constants,  $\alpha = 0.4$ ,  $\beta = 0.7(1/mm)$ .

Dans cette loi, l'expression du comportement est non linéaire, ainsi que, la fonction  $P(S)$  dépend de nombreux paramètres (la forme et les dimensions du connecteur, les caractéristiques mécaniques du béton, le taux de ferrailage de la dalle en béton .....etc.).

A titre d'illustration, la figure 1.15 montre une courbe expérimentale [6] à partir des essais « Push-Out » sur des goujons à tête de 19mm de diamètre et de 80mm de hauteur, ancrés dans un béton de résistance caractéristique à la compression  $f_{ck} = 26.5N/mm^2$  . On constate que l'expression (1.13) traduit correctement le résultat expérimental pour les valeurs :  $P_u = 130KN$  ,  $\alpha = 0.8$  ,  $\beta = 0.7(1/mm)$  .

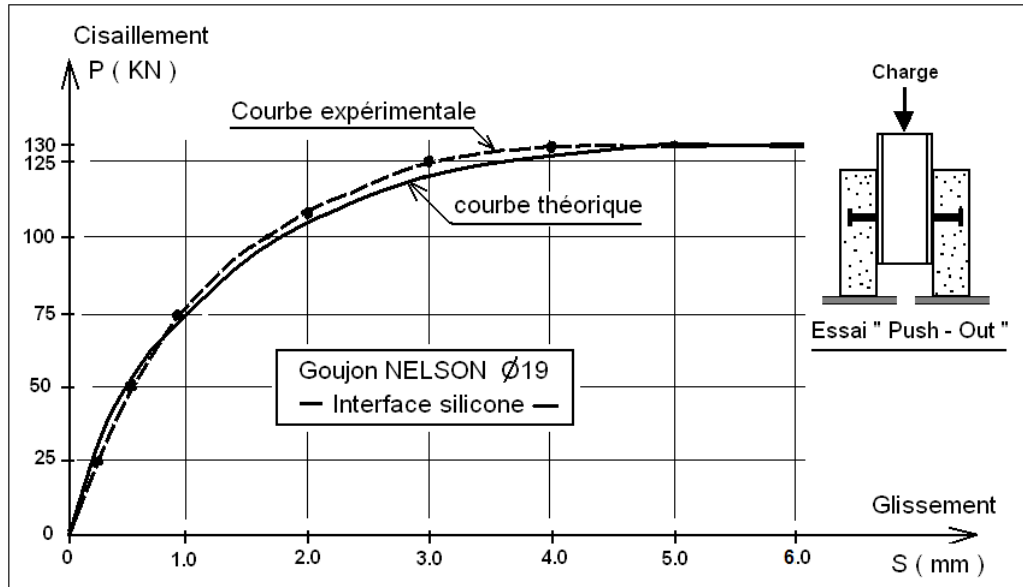


Figure 1.15 : Courbe (Cisaillement- Glissement)

## 1.9- Caractéristiques des sections transversales des poutres mixtes

Il est important de définir d'abord les caractéristiques des sections transversales à faire intervenir dans le dimensionnement de la connexion.

### 1.9.1- Largeur participante de la dalle en béton ( $b_{eff}$ )

Dans un plancher mixte composé d'une dalle en béton supportée par des poutres métalliques, on se trouve en présence d'une section transversale mixte en forme de T avec une semelle de béton très large. Pour une telle section, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle provoque des contraintes normales dans la dalle d'une distribution non-uniforme, elles sont plus élevées au droit des poutres métalliques et plus faibles à mi-distance entre ces poutres.

Afin de pouvoir étudier le plancher comme un ensemble de poutres en T indépendantes, il est nécessaire d'introduire le concept de largeur participante (ou largeur efficace  $b_{eff}$ ) de la dalle. Ceci revient à fixer, pour chaque poutre métallique, la largeur de la dalle qui contribue à la flexion générale de la poutre, avec l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes normales sur cette largeur (Figure 1.16). On peut calculer la largeur participante ( $b_{eff}$ ) à l'aide de l'expression suivante donnée par l'Eurocode 4 [14] :

$$b_{eff} = \min\left(\frac{l_0}{4}, b_p\right) \dots\dots\dots(1.14)$$

$l_0$  : est la distance entre points de moments nuls ;

$b_p$  : est l'intervalle entre les poutres.

La distance  $l_0$  peut être choisie selon les indications données à la figure 1.16 en distinguant une largeur participante de la dalle sous moment positif ( $b_{eff}^+$ ) et une largeur participante sous moment négatif ( $b_{eff}^-$ ).

- **En travée :** Poutre de rive :  $l_0^+ = 0.8l_1$   
 Poutre centrale :  $l_0^+ = 0.7l_2 \Rightarrow b_{eff}^+ = \min\left(\frac{l_0^+}{4}, b_p\right)$
- **En appui interne :**  $l_0^- = 0.25(l_1 + l_2) \Rightarrow b_{eff}^- = \min\left(\frac{l_0^-}{4}, b_p\right)$

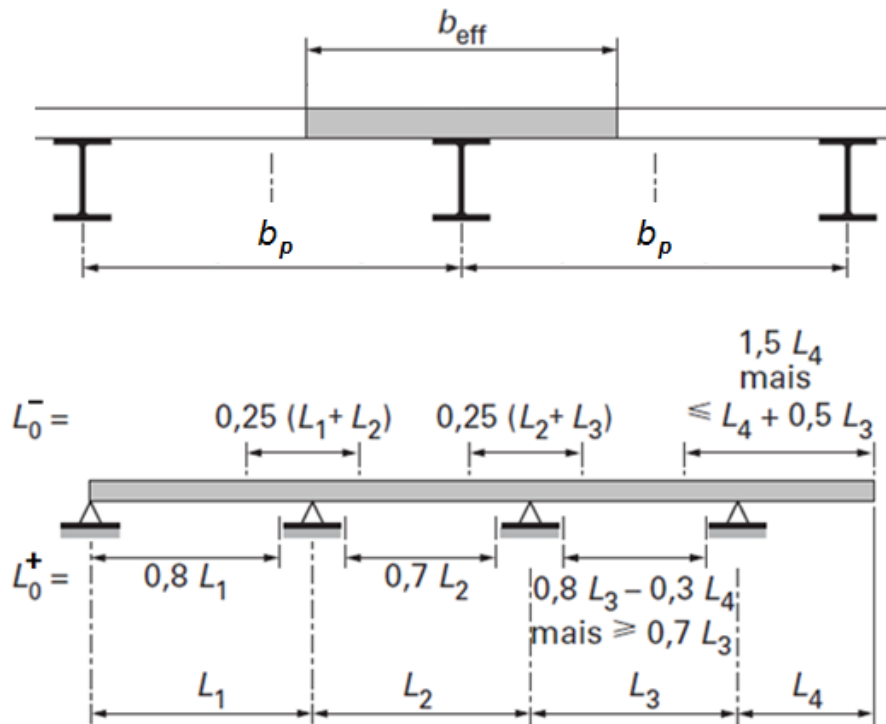


Figure 1.16 : Travées équivalentes pour la détermination de ( $b_{eff}$ )

### 1.9.2- Moment d'inertie en flexion

Pour calculer le moment d'inertie de la section transversale d'une poutre mixte, on utilise la théorie des sections homogénéisées qui permet de remplacer la section du béton par une section équivalente en acier à l'aide d'un coefficient d'équivalence ( $n$ ) défini par :

$$n = \frac{E_a}{E_c} \dots\dots\dots (1.15)$$

où  $E_a$  est le module d'élasticité longitudinal de l'acier ;

$E_c$  est le module d'élasticité longitudinal du béton.

Le moment d'inertie de la section mixte dépend du béton comprimé «non- fissuré » ou du béton tendu « fissuré ».

#### a) - Moment d'inertie de la section (non-fissurée) $I_m^+$

$I_m^+$  est calculé en supposant que le béton n'est pas fissuré (béton comprimé) et en considérant la largeur participante de la dalle  $b_{eff}^+$  à mi-travée.

Le calcul de la position de l'axe neutre par rapport à la face inférieure de la poutre ( $Z_m$ ) permet de calculer le moment d'inertie  $I_m^+$  de la section mixte homogénéisée :

#### - Axe neutre dans la dalle :

$$Z_m = h - \frac{n.A_a}{b_{eff}^+} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b_{eff}^+}{nA_a} (h - Z_a)} \right] \dots\dots\dots (1.16)$$

$$\Rightarrow I_m^+ = I_a + A_a (Z_m - Z_a)^2 + \frac{b_{eff}^+}{3n} (h - Z_m)^3 \dots\dots\dots (1.17)$$

- Axe neutre dans le profilé d'acier :

$$Z_m = \frac{1}{A_a + \frac{A_c}{n}} \left[ A_a Z_a + \frac{A_c}{n} \left( h - \frac{h_c}{2} \right) \right] \dots\dots\dots(1.18)$$

$$\Rightarrow I_m^+ = I_a + A_a (h - Z_a)^2 + \frac{1}{3} \frac{A_c}{n} h_c^2 - A_m (h - Z_m)^2 \dots\dots(1.19)$$

**b) - Moment d'inertie de la section (fissurée)  $I_m^-$**

$I_m^-$  est calculé en négligeant le béton fissuré (béton tendu), mais en incluant les armatures situées dans la largeur participante de la dalle  $b_{eff}^-$  définie sur un appui intermédiaire. Dans ce cas l'axe neutre se trouve dans le profilé :

$$Z_m = \frac{A_a Z_a + A_s Z_s}{A_a + A_s} \dots\dots\dots (1.20)$$

$$\Rightarrow I_m^- = I_a + A_a (Z_a - Z_m)^2 + A_s (Z_s - Z_m)^2 \dots\dots\dots (1.21)$$

avec :

$A_a$  : aire de la section du profilé métallique

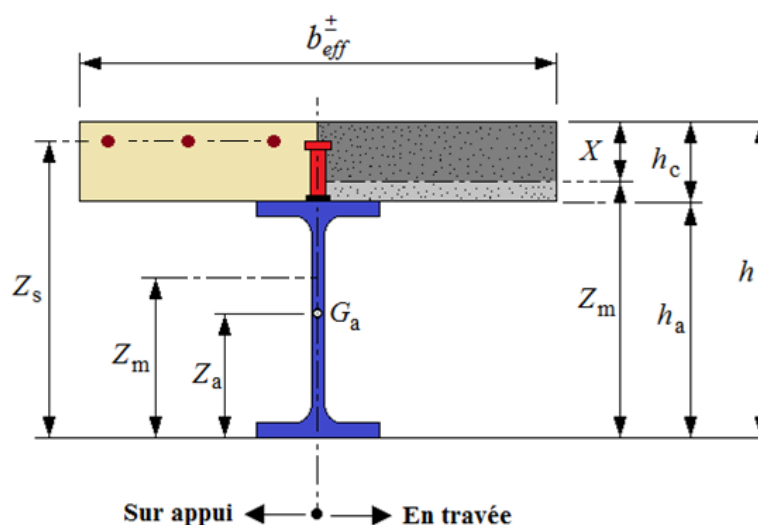
$A_s$  : aire de la section des armatures tendues

$A_c$  : aire de la section du béton ( $A_c = h_c \cdot b_{eff}^+$ )

$A_m$  : aire de la section mixte homogénéisée ( $A_m = A_a + \frac{A_c}{n}$ )

$I_a$  : moment d'inertie du profilé métallique.

Les autres notations sont indiquées à la figure 1.17.



*Figure 1.17 : Notations pour une section mixte en travée et sur appui*

### 1.9.3- Classification des sections transversales

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversales en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique). L'Eurocode 4 [14] donne la définition de chaque classe selon la capacité de rotation de la section et le voilement local éventuel :

**Classe 1** : sections transversales pouvant développer le moment résistant plastique avec une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation d'un mécanisme par rotules plastiques ;

**Classe 2** : sections transversales pouvant développer le moment résistant plastique, mais avec une capacité de rotation limitée ;

**Classe 3** : sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée extrême de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment résistant plastique ;

**Classe 4** : sections transversales dont la résistance au moment fléchissant est déterminée obligatoirement en tenant compte explicitement des effets du voilement local.

La figure 1.18 illustre, par le diagramme (Moment - Rotation sur appui), la classification des sections transversales.

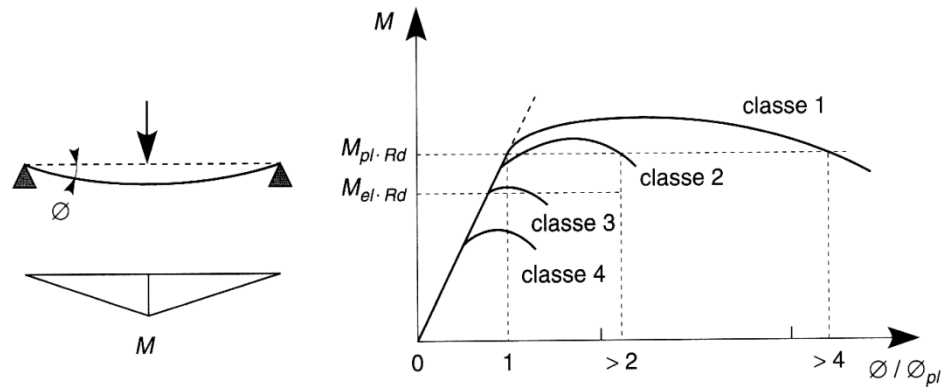


Figure 1.18 : Classification des sections transversales des poutres

## 1.10- Dimensionnement de la connexion

Le nombre et l'espacement des connecteurs peuvent être déterminés par une méthode de calcul élastique ou par une méthode de calcul plastique. La méthode élastique a l'avantage d'être générale ; si elle s'applique obligatoirement dans le cas des poutres mixtes avec des sections de classe 3 ou 4, elle peut s'appliquer également au cas des poutres mixtes de sections de classe 1 ou 2. Cette méthode peut être utilisée avec tous les types de connecteurs, qu'ils soient ductiles ou rigides ; elle est toutefois recommandée dans le cas de connecteurs rigides dans la mesure où elle permet de limiter les glissements le long de l'interface acier-béton qui pourraient entraîner la rupture des connecteurs rigides.

### 1.10.1- Calcul élastique de la connexion

Dans le calcul élastique d'une section mixte, l'effort rasant par unité de longueur ( $v_{el}$ ) dépend directement de l'effort tranchant et des caractéristiques mécaniques et géométriques de la section mixte, il se calcule par la formule suivante :

$$v_{el} = \frac{V.S_c}{n.I_m} \dots\dots\dots (1.22)$$

avec

$V$  : effort tranchant dans la section considérée ;

$S_c$  : moment statique de la dalle ( de largeur  $b_{eff}$  ) par rapport à l'axe neutre de la section mixte homogénéisée ;

$I_m$  : inertie de la section mixte homogénéisée ;

$n$  : coefficient d'équivalence ( $n = E_a / E_c$ ).

La connaissance de l'effort rasant que peut reprendre une connexion permet de déterminer le nombre et l'espacement des connecteurs :

▪ **Nombre de connecteurs ( N ) :**

Le nombre de connecteurs sur la longueur examinée (  $l$  ) est donné par la formule suivante :

$$N \geq \frac{v_{el} \cdot l}{P_{Rd}} \dots\dots\dots (1.23)$$

avec

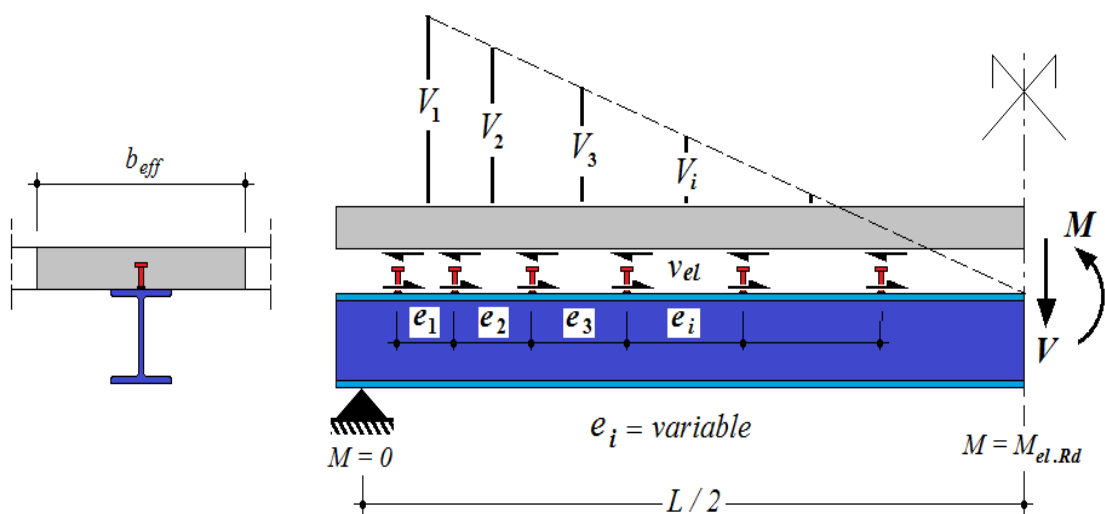
$v_{el}$  : effort rasant par unité de longueur ;

$l$  : longueur de répartition des connecteurs ;

$P_{Rd}$  : résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur.

▪ **Espacement des connecteurs ( e ) :**

Pour des raisons pratiques de construction, on choisit des connecteurs identiques sur toute la longueur de la poutre. On fait donc varier leur espacement (  $e$  ) de façon à s'adapter à la variation de l'effort rasant (  $v_{el}$  ) qui suit la variation de l'effort tranchant (  $V$  ) (Figure 1.19 ).



*Figure 1.19 : Répartition des connecteurs en calcul élastique*

## 1.10.2- Calcul plastique de la connexion

### a)- Connexion complète

Pour une poutre mixte à connexion complète, les connecteurs doivent être capables de transmettre les efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique. En présence de sections pouvant se plastifier (classe 1 ou 2), la méthode de calcul adoptée par l'Eurocode 4 [14] repose sur la notion de longueur critique. On désigne par « longueur critique  $L_{cr}$  » de la poutre la longueur comprise entre deux sections critiques successives (où peuvent se former des rotules plastiques) qui peuvent être : une section de moment fléchissant positif maximal, un appui intermédiaire ou un appui d'extrémité libre. La figure 1.20 montre l'exemple de trois sections critiques dans une travée de rive de poutre mixte continue soumise à une charge répartie, à savoir la section d'extrémité  $A$ , la section sur appui intermédiaire  $D$  et la section  $B$  correspondant au moment fléchissant positif maximal.

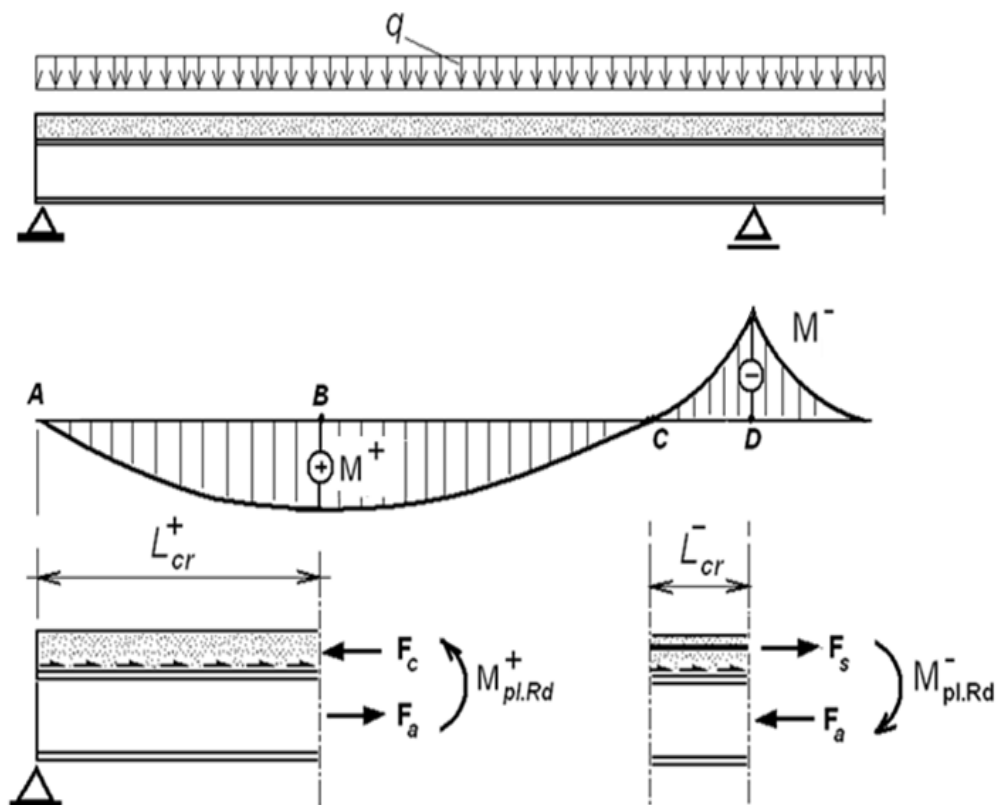


Figure 1.20 : Modèle de calcul des efforts longitudinaux de cisaillement

**En travée (sous moment positif)**

Le moment de résistance plastique  $M_{pl,Rd}^+$  est atteint dans la section critique intermédiaire **B**. L'effort de cisaillement longitudinal  $V_{lf}^+$  à l'interface acier-béton est déterminé par un calcul plastique en faisant l'équilibre de chaque tronçon de poutre mixte situé entre deux sections critiques successives selon que le profilé en acier présente une résistance plastique en traction plus faible ou plus forte que la résistance plastique en compression de la dalle de béton.  $V_{lf}^+$  est donné par :

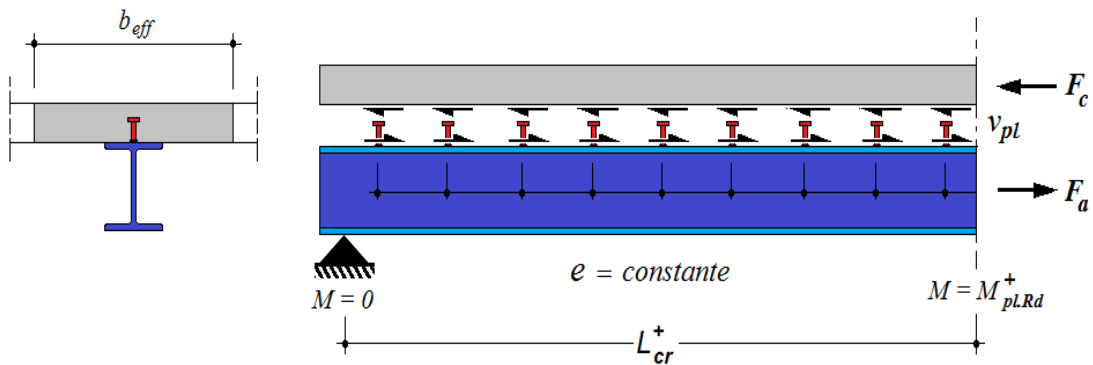
$$V_{lf}^+ = \min(A_a f_y / \gamma_a , 0.85 b_{eff}^+ h_c f_{ck} / \gamma_c) \dots \dots \dots (1.24)$$

Les connecteurs sont ductiles, chaque connecteur est capable de reprendre un effort de cisaillement égale à sa résistance de calcul  $P_{Rd}$  ( Paragraphe 1.5 ). Le nombre de connecteurs  $N_f^+$  nécessaire pour obtenir **une connexion complète** le long de la longueur critique  $L_{cr}^{AB}$  est donné par :

$$N_f^+ = N_f^{AB} = N_f^{BC} = V_{lf}^+ / P_{Rd} \dots \dots \dots (1.25)$$

avec  $V_{lf}^+ = \min(F_a, F_c)$

Ces connecteurs peuvent être espacés uniformément sur la longueur critique (Figure1.21).



**Figure 1.21 : Répartition des connecteurs en calcul plastique**

### Sur appui intermédiaire ( sous moment négatif)

On suppose ici que les sections critiques au droit des appuis intermédiaires sont toujours de classe 1 ou 2 afin de développer leur moment de résistance plastique sans risque de voilement local. L'Eurocode 4 [14] impose toutefois un nombre suffisant de connecteurs dans la zone tendue de béton sur appui intermédiaire afin de garantir la totale plastification des armatures et l'absence de réduction du moment résistant  $M_{pl.Rd}^-$

L'effort de cisaillement longitudinal  $V_{lf}^-$  exercé dans la longueur ( $L_{cr}^-$ ) de moment négatif est égal à l'effort de traction dans les armatures, le béton tendu est admis fissuré :

$$V_{lf}^- = F_s = A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s \dots \dots \dots (1.26)$$

Le nombre de connecteurs sur cette même longueur ( $L_{cr}^-$ ) est donné par :

$$N_f^{CD} = N_f^- = \frac{A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s}{P_{Rd}} \dots \dots \dots (1.27)$$

On a donc comme nombre total de connecteurs pour la travée de rive de la poutre mixte continue considérée en **connexion complète** :

$$N_f = 2N_f^+ + N_f^- = 2N_f^+ + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{P_{Rd} \cdot \gamma_s} \dots \dots \dots (1.28)$$

### b)- connexion partielle

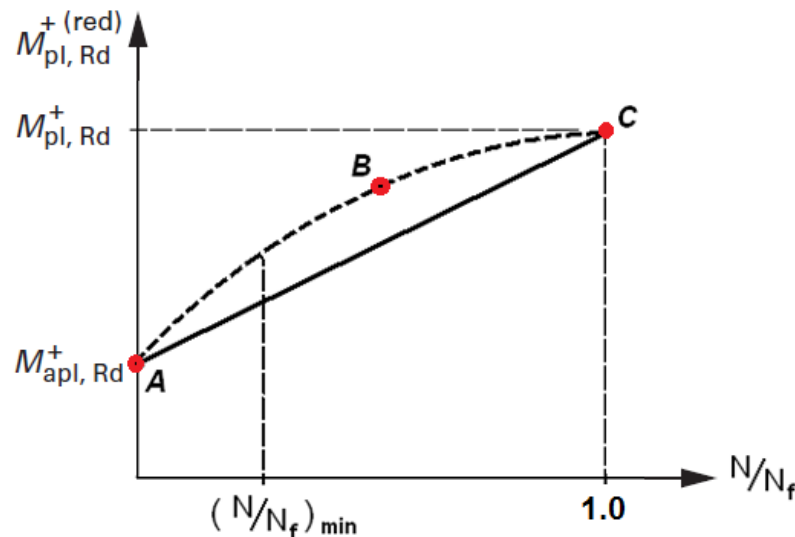
Si le nombre de connecteurs ( $N$ ) est inférieur à ( $N_f$ ), la longueur critique et par suite la poutre mixte est dite en « *connexion partielle* ». Le degré de connexion est défini par le rapport ( $N / N_f$ ) où ( $N_f$ ) représente le nombre de connecteurs requis pour que la connexion le long de la longueur critique soit complète, et ( $N$ ) le nombre de connecteurs effectivement utilisé dans la même longueur critique. Il en résulte que l'effort total de cisaillement longitudinal, transféré par la connexion sur la longueur critique concernée n'a que la valeur réduite :

$$V_l^{red} = F_{sc} = N \cdot P_{Rd} < V_{lf} \dots\dots\dots (1.29)$$

De même, le moment résistant que peut présenter la section critique a une valeur réduite, soit :

$$M_{pl.Rd}^{+(red)} < M_{pl.Rd}^+ \dots\dots\dots (1.30)$$

Une relation analytique bien définie peut être établie entre le moment résistant réduit  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  et le nombre de connecteurs ( $N$ ) sur la longueur critique. Cette relation est représentée à la figure 1.22 par la courbe  $ABC$ .



**Figure 1.22 : Moment résistant réduit en fonction du degré de connexion**

Le moment résistant réduit  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  peut être calculé par une méthode simplifiée adoptée par l'Eurocode 4 [14]. Elle consiste à remplacer la courbe  $ABC$  par la droite  $AC$ . Cela revient à calculer  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  à l'aide de la relation linéaire suivante :

$$M_{pl.Rd}^{+red} = M_{apl.Rd}^+ + \frac{N}{N_f} (M_{pl.Rd}^+ - M_{apl.Rd}^+) \dots\dots\dots (1.31)$$

avec  $\frac{N}{N_f} \leq 1$

Pour  $\frac{N}{N_f} = 1$  (connexion complète), le moment résistant réduit est égal à  $M_{pl.Rd}^+$

A l'opposé, pour  $\frac{N}{N_f} = 0$  (absence de connecteurs), le moment résistant réduit de la poutre

mixte devient égal à  $M_{apl.Rd}$ , moment de résistance plastique du profilé métallique seul.

### Remarques :

L'Eurocode 4 [14] ne permet pas d'utiliser la courbe  $ABC$  (ainsi que la droite simplifiée  $AC$ ) lorsque le degré de connexion ( $N/N_f$ ) est trop faible car la ruine se produit alors par rupture des connecteurs (vers les extrémités de la poutre mixte) avant que ne soit atteint le moment résistant réduit en section critique). C'est la raison pour laquelle l'Eurocode 4 [14] impose un degré de connexion minimal, en fonction de la portée de la poutre mixte ( $L$ ) et le type de la dalle utilisée, selon les relations suivantes :

### En présence d'une dalle pleine :

$$\begin{aligned} \left(\frac{N}{N_f}\right)_{\min} &= 0.4 && \text{si } L \leq 5m \\ \left(\frac{N}{N_f}\right)_{\min} &= 0.25 + 0.03L \leq 1 && \text{si } L > 5m \dots\dots\dots (1.32) \end{aligned}$$

### En présence d'une dalle mixte :

$$\begin{aligned} \left(\frac{N}{N_f}\right)_{\min} &= 0.4 && \text{si } L \leq 10m \\ \left(\frac{N}{N_f}\right)_{\min} &= 0.04L \leq 1 && \text{si } L > 10m \dots\dots\dots (1.33) \end{aligned}$$

Enfin, il faut signaler que l'Eurocode 4 [14] exige *une connexion complète* dans les régions de moment négatif des poutres mixtes continues afin de garantir la totale plastification des armatures et éviter une réduction du moment résistant  $M_{pl.Rd}^-$ .

## 1.11- Conclusion

- ❖ Les nombreuses études menées sur les connecteurs depuis plus de 70 ans ont surtout montré qu'il n'existe pas un connecteur idéal. Le choix de tel ou tel connecteur dépend autant de son coût et de sa facilité de fabrication que de ses performances mécaniques.
- ❖ Pour rendre le connecteur à proposer vraiment compétitif sur le plan professionnel, nous devons retenir les critères suivants qui concernent les principales propriétés mécaniques et critères à exiger dans le choix du connecteur à utiliser. Ces critères sont en relation directe avec le prix de fabrication et d'exécution :

### ❖ Résistance

Le connecteur proposé doit posséder une bonne résistance au cisaillement et au soulèvement pour le rendre plus attractif vis-à-vis des bureaux d'études et des constructeurs ;

### ❖ Ductilité

Il est préférable de proposer un connecteur qui soit ductile pour autoriser l'application d'une méthode de calcul plastique des sections et pour offrir un fonctionnement plus adéquat en cas de sollicitation sismique importante. Une capacité de glissement supérieure ou égale à 6 mm est requise avant la perte de la résistance du connecteur ;

### ❖ Économie et prix de fabrication

Le connecteur proposé doit être économique, de mise en œuvre simplifiée et facile à fixer par soudure ;

### ❖ **Brevet**

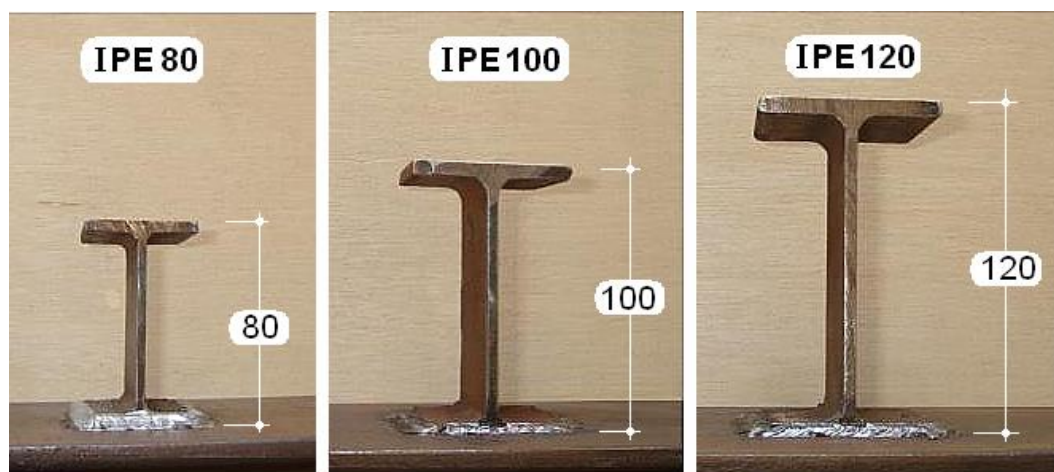
Il est aussi évident qu'il faut proposer un connecteur original et différent de ceux qui ont été présentés dans le paragraphe 1.4 afin d'éviter tout sort de problème administratif ou légal pour l'obtention d'un brevet du connecteur proposé.

**Chapitre 2 :**  
**Essais de cisaillement sur des connecteurs en « I »**

## 2.1- Introduction

L'étude bibliographique indique qu'il n'y a aucun travail de recherche n'a été porté sur la possibilité d'utilisation des profilés en « I » comme des connecteurs. Dans ce chapitre, nous décrivons la procédure expérimentale utilisée pour la caractérisation du comportement au cisaillement des connecteurs en « I » qui sont étudiés, pour la première fois, dans ce travail de recherche. Ces connecteurs sont fabriqués par découpage transversal des sections en IPE80, IPE100 et IPE120 suivant des longueurs appropriés (Photo 2.1).

Nous commençons, tout d'abord, par la description des spécimens d'essai de push-out; ensuite nous présentons les caractéristiques des matériaux utilisés, nous montrons également le dispositif d'essai et les instruments de mesure, puis nous discutons les résultats des essais qui concernent la résistance au cisaillement du connecteur proposé, sa ductilité et les modes de rupture observés. Nous mettons ainsi en évidence l'influence des principaux paramètres affectant le comportement au cisaillement du connecteur en « I » tels que les dimensions du connecteur, la résistance du béton et le taux de ferrailage.



*Photo 2.1 : Connecteurs en « I » de différentes dimensions*

## 2.2- Programme expérimental

Le programme expérimental consiste à effectuer des essais de cisaillement sur 24 spécimens groupés en quatre séries, chaque série se constitue de trois paires. Chaque paire contient deux spécimens identiques. Les spécimens d'essai sont conçus pour étudier l'influence des paramètres suivants sur la résistance au cisaillement du connecteur en « I » : la hauteur du connecteur, la longueur du connecteur, la résistance du béton à la compression et le nombre de barres d'armature transversales. Le tableau 2.1 présente, pour chaque spécimen,

les dimensions du connecteur en « I », la résistance du béton à la compression et le nombre de barres d'armature transversales. La photo 2.2 montre les profilés d'acier utilisés dans la composition des spécimens de cisaillement avec deux connecteurs identiques soudés sur les deux semelles.

**Tableau 2.1 : Spécimens testés**

Série	Spécimen	Connecteur en en « I »			Bloc en béton		Paramètre étudié
		Profilé	$H_I$ (mm)	$L_I$ (mm)	$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Armatures transversales	
A	A1-a	IEP80	80	60	20.11	4 Ø 8	Hauteur du connecteur en « I »
	A1-b						
	A2-a	IEP100	100				
	A2-b						
	A3-a	IEP120	120				
	A3-b						
B	B1-a	IEP80	80	40	26.52	4 Ø 8	Longueur du connecteur en « I »
	B1-b						
	B2-a	IEP80		60			
	B2-b						
	B3-a	IEP80		80			
	B3-b						
C	C1-a	IEP80	80	60	21.23	4 Ø 8	Résistance du béton à la compression
	C1-b						
	C2-a	IEP80			26.28		
	C2-b						
	C3-a	IEP80			31.47		
	C3-b						
D	D1-a	IEP80	80	60	20.11	4 Ø 8	Nombre de barres d'armature transversales
	D1-b						
	D2-a	IEP80				6 Ø 8	
	D2-b						
	D3-a	IEP80				8 Ø 8	
	D3-b						

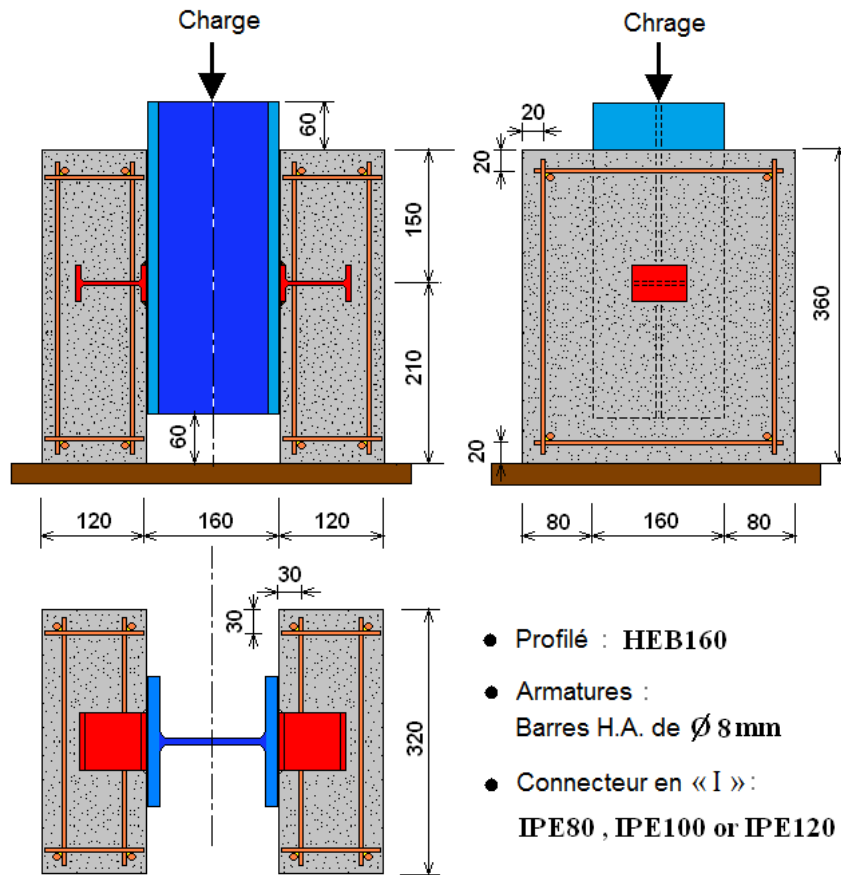


*Photo 2.2 : 24 profilés métalliques en HEB160 avec des connecteurs en « I »*

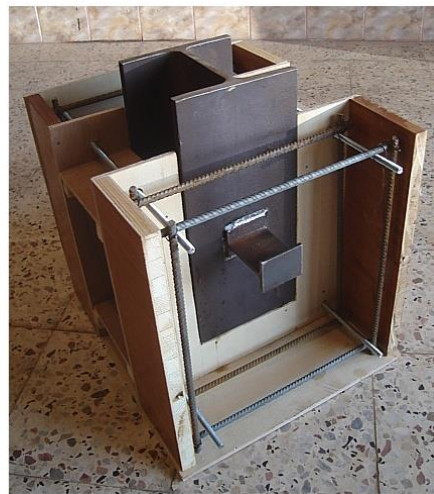
### **2.2.1- Description des spécimens d'essai**

Les spécimens d'essai de cisaillement (push-out specimens) sont fabriqués en accordance avec les règles de l'Eurocode-4 [14]. Chaque spécimen comporte deux blocs en béton tenus en position verticale, et connectés à un tronçon de profilé métallique en HEB160, à l'aide de deux connecteurs en « I » soudés sur les semelles du profilé métallique et ancrés dans le béton. Le spécimen est soumis à une charge verticale de compression qui produit des efforts de cisaillement à l'interface (acier-béton) entre le bloc de béton et le profilé métallique sur les deux côtés. Un décalage de 60 mm est réservé entre la base des blocs de béton et la section inférieure du profilé métallique pour permettre le glissement relatif entre les deux parties pendant le chargement du spécimen. Pour la plupart des spécimens, chaque bloc de béton est renforcé longitudinalement et transversalement par quatre barres d'armature de 8 mm de diamètre placées en deux nappes. Pour quelques spécimens de la série D, le nombre de barres transversales est varié à six et à huit barres dans chaque bloc de béton. L'adhérence à l'interface acier-béton a été éliminée par huilage des semelles du profilé métallique avant le coulage des blocs en béton. La figure 2.1 présente un aperçu des composants d'un spécimen de push-out avec des connecteurs en « I », tandis que la photo 2.3

montre l'opération d'huilage des semelles et la disposition des barres d'armature avant le coulage des blocs en béton.



*Figure 2.1 : Specimen d'essai de push-out avec des connecteurs en « I »*



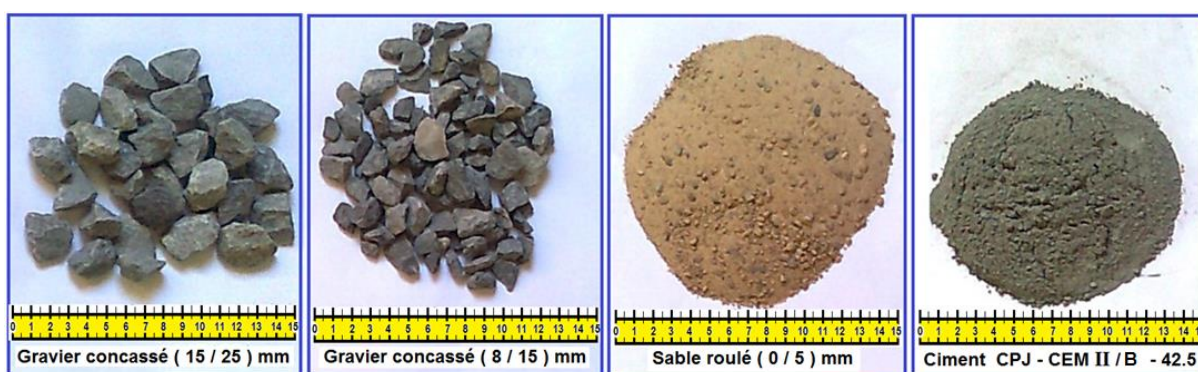
*Photo 2.3 : Huilage des semelles et disposition des barres d'armature*

## 2.2.2- Caractérisation des matériaux

La description détaillée des propriétés matérielles des composants des spécimens de push-out est présentée ci-après.

### 2.2.2.1- Béton

Le béton utilisé pour les spécimens de push-out est un mélange composé de granulats concassés (gravier 8/15 et 15/25), de sables des rivières (sable roulé de 0/5) et un ciment CPJ-CEM II/B-42.5. La composition a été préparée selon la méthode de Dreux-Gorisse de façon à obtenir des résistances à la compression proches de 20, de 25 et de 30 MPa le jour de l'exécution des essais de push-out (Voir ANNEXE A). La photo 2.4 montre les différents types d'agrégats employés pour la préparation de quatre gâchées de béton.



*Photo 2.4 : Différents types d'agrégats utilisés pour la préparation du béton*

Pour le coffrage des blocs de béton, des moules en bois contre-plaqué ont été fabriqués. Le béton a été versé dans ces moules. Après le versement, le béton a été correctement vibré en utilisant un vibreur. Le décoffrage a été effectué environ 48 h après le bétonnage et les spécimens ont été stockés à l'air ambiant du laboratoire jusqu'à 28 jours. A titre d'exemple, la photo 2.5 donne une vue générale des spécimens de la série A. Tous les spécimens ont durci à l'air libre.

Pour chaque gâchée réalisée, cinq éprouvettes cylindriques de dimensions 16x32 cm ont été prélevées au moment du bétonnage des spécimens de push-out. Ces cylindres de béton ont été examinés dans le même jour d'exécution des essais de push-out. La résistance à la compression a été déterminée à l'aide d'une presse hydraulique de capacité maximale de 3000kN (Photo 2.6).



*Photo 2.5 : Spécimens de push-out de la série A*



*Photo 2.6 : Essais de compression sur des éprouvettes en béton*

Le tableau 2.2 donne les résultats des essais de compression. La résistance à la traction et le module élastique du béton ont été calculés selon le procédé proposé par Eurocode-2 [13].

- La résistance à la traction est obtenue à l'aide de la relation suivante :

$$f_t = 0.3(f_{ck})^{2/3} \dots\dots\dots (2.1)$$

- Le module d'élasticité du béton est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{ck}+8}{10} \right)^{0.3} \dots\dots\dots (2.2)$$

( $E_{cm}$  en N/mm<sup>2</sup> ;  $f_{ck}$  en N/mm<sup>2</sup>)

**Table 2.2 : Caractéristiques mécaniques du béton**

Spécimens	Classe de résistance du béton	Résistance moyenne à la compression $f_{ck}$ (MPa)	Résistance à la traction $f_t$ (MPa)	Module d'Young $E_{cm}$ (MPa)
Série A série D	C20/25	20.11	2.22	28885
Série B	C25/30	26.52	2.67	30932
C1-a C1-b	C20/25	21.23	2.30	29264
C2-a C2-b	C25/30	26.28	2.65	30861
C3-a C3-b	C30/37	31.47	2.99	32345

### 2.2.2.2- Acier

Les caractéristiques mécaniques de l'acier des connecteurs et l'acier des barres d'armature ont été également déterminées à partir des essais de traction réalisés sur des éprouvettes normalisées (Photo 2.7). Trois éprouvettes identiques en acier ont été découpées de l'âme des profilés métalliques IPE80, IPE100 et IPE120. Les dimensions des éprouvettes plates sont préparées selon la norme américaine **ASTM** [3] de façon à respecter la relation entre la longueur de l'éprouvette et sa section transversale.

L'essai de traction consiste à exercer un effort de traction progressif sur une éprouvette en acier jusqu'à sa rupture à l'aide d'une machine de traction équipée d'un capteur de force de capacité égale à 120 kN. Le chargement a été appliqué lentement par incréments de charges jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La durée de l'essai étant environ 15 minutes. Pendant chaque incrément de charge, l'allongement de l'éprouvette a été mesuré à l'aide d'un capteur

de déplacement ayant une course de  $\pm 20$  millimètres. En plus, un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de l'effort de traction appliqué. On obtient un diagramme effort/allongement que l'on peut le convertir en (contrainte – déformation).



*Photo 2.7 : Essais de traction sur des éprouvettes en acier*

Comme pour l'acier des connecteurs, nous avons effectué des essais de traction sur trois éprouvettes identiques découpées des barres d'armature de diamètres Ø8 et de nuance S400.

Les résultats des essais de traction sont présentés dans le tableau 2.3. Ce tableau inclut la résistance élastique moyenne, la résistance ultime moyenne et l'allongement relatif moyen. Le profilé HEB160 a été choisi de nuance S355 (de résistance élastique conventionnelle à la traction égale à 355 MPa). Mais aucun essai n'a été réalisé sur ce profilé.

**Table 2.3 : Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Spécimens	Profilé	Grade d'acier	Résistance élastique moyenne $f_y$ (MPa)	Résistance ultime moyenne $f_u$ (MPa)	Allongement relatif moyen $\epsilon$ (%)
Acier des connecteurs en « I »	IPE80	S235	233	344	21
	IPE100	S235	241	356	27
	IPE120	S235	237	350	24
Acier des barres d'armature	Ø8	S400	411	605	13

### 2.2.3- Dispositif d'essai et instruments de mesure

Les spécimens de push-out sont examinés sous un chargement monotone en utilisant une presse hydraulique munie d'un capteur de force de capacité égale à 600 kN. Une plaque épaisse en acier de 30 mm d'épaisseur a été placée sous les spécimens pour uniformiser les surfaces d'appui des blocs de béton. À l'extrémité supérieure des spécimens, une autre plaque en acier de 12 mm d'épaisseur a été placée sur le profilé métallique HEB160 pour distribuer les charges appliquées.

Le chargement est appliqué lentement par incréments de charges de 5 kN jusqu'à l'apparition des fissures dans les blocs de béton et plus tard par incréments de 2.5 kN jusqu'à la charge maximale. Ensuite, le chargement est continué jusqu'à la rupture du spécimen. La durée de l'essai jusqu'à ce point étant environ 45 minutes. Pendant chaque incrément de charge, le glissement relatif entre le profilé et les blocs de béton, ainsi que leur séparation sont mesurés à l'aide de quatre capteurs de déplacement ayant une course de  $\pm 20$  millimètres

placées au niveau des connecteurs en « I ». La photo 2.8 montre un exemple de dispositif d'essai avec instruments de mesure.



*Photo 2.8 : Dispositif d'essai et instruments de mesure*

### **2.3- Résultats des essais de push-out**

Dans cette section, les principaux résultats des essais de cisaillement effectués sur des connecteurs en « I » sont rassemblés au tableau 2.4 avec la description des modes de rupture observés et l'illustration des courbes (charge-glissement) obtenues en mettant sur l'abscisse le glissement moyen à l'interface (acier-béton) en millimètre et sur l'ordonnée la charge de cisaillement par connecteur en kN.

Tableau 2.4: Résultats des essais

Spécimen N°	Connecteur en « I »			Bloc en béton		Résistance ultime du connecteur (kN)		Mode de rupture
	Profilé	$H_I$ (mm)	$L_I$ (mm)	$f_{ck}$ (MPa)	Armature transversale	Essai	Moyenne	
A1-a	IEP80	80	60	20.11	4 Ø 8mm	70.00	70.00	Fissuration + écrasement du béton
A1-b	IEP80	80	60	20.11	4 Ø 8mm	70.00		
A2-a	IEP100	100	60	20.11	4 Ø 8mm	80.00	78.75	Fissuration + écrasement du béton
A2-b	IEP100	100	60	20.11	4 Ø 8mm	77.50		
A3-a	IEP120	120	60	20.11	4 Ø 8mm	82.50	83.75	Fissuration + écrasement du béton
A3-b	IEP120	120	60	20.11	4 Ø 8mm	85.00		
B1-a	IEP80	80	40	26.52	4 Ø 8mm	52.50	51.25	Cisaillement du connecteur
B1-b	IEP80	80	40	26.52	4 Ø 8mm	50.00		
B2-a	IEP80	80	60	26.52	4 Ø 8mm	80.00	80.00	Fissuration + écrasement du béton
B2-b	IEP80	80	60	26.52	4 Ø 8mm	80.00		
B3-a	IEP80	80	80	26.52	4 Ø 8mm	107.50	108.75	Fissuration + écrasement du béton
B3-b	IEP80	80	80	26.52	4 Ø 8mm	110.00		
C1-a	IEP80	80	60	21.23	4 Ø 8mm	70.00	71.25	Fissuration + écrasement du béton
C1-b	IEP80	80	60	21.23	4 Ø 8mm	72.50		
C2-a	IEP80	80	60	26.28	4 Ø 8mm	80.00	80.00	Fissuration + écrasement du béton
C2-b	IEP80	80	60	26.28	4 Ø 8mm	80.00		
C3-a	IEP80	80	60	31.47	4 Ø 8mm	82.50	82.50	Cisaillement du connecteur
C3-b	IEP80	80	60	31.47	4 Ø 8mm	82.50		
D1-a	IEP80	80	60	20.11	4 Ø 8mm	67.50	68.75	Fissuration + écrasement du béton
D1-b	IEP80	80	60	20.11	4 Ø 8mm	70.00		
D2-a	IEP80	80	60	20.11	6 Ø 8mm	72.50	71.25	Fissuration + écrasement du béton
D2-b	IEP80	80	60	20.11	6 Ø 8mm	70.00		
D3-a	IEP80	80	60	20.11	8 Ø 8mm	75.00	73.75	Fissuration + écrasement du béton
D3-b	IEP80	80	60	20.11	8 Ø 8mm	72.50		

### 2.3.1- Modes de rupture

Les modes de rupture observés au cours des essais de push-out peuvent être classifiés en deux types, comme présenté dans le tableau 2.4. Le premier mode de rupture est le cisaillement du connecteur. La caractéristique de ce mode de rupture était la plastification et puis le cisaillement de l'âme près de la semelle soudée du connecteur. La photo 2.9 montre le cisaillement du connecteur en « I » avec une fissuration remarquable du béton. Le deuxième mode de rupture est la fissuration et l'écrasement du béton dans la partie frontale du connecteur, comme illustré dans la photo 2.10. Ce type de rupture est accompagné d'une déformation considérable du connecteur, comme montré à la photo 2.11.



*Photo 2.9 : Rupture par cisaillement de l'âme du connecteur*



*Photo 2.10 : Rupture par fissuration et écrasement du béton*



*Photo 2.11 : Déformation du connecteur en « I »*

- ❖ Comme il est indiqué au tableau 2.4, le cisaillement du connecteur est produit, particulièrement dans les spécimens de haute résistance du béton et/ou dans le cas des connecteurs de petite longueur. Cependant, dans les spécimens avec un béton de résistance modérée ou faible, la rupture des spécimens est provoquée par fissuration et écrasement du béton.

### 2.3.2- Courbes (charge – glissement)

Les courbes (charge-glissement) de deux spécimens représentant les deux modes de rupture précédents sont indiquées à la figure 2.2. Le glissement à l'interface (acier-béton) augmente avec l'accroissement du chargement jusqu'à la charge maximale, ensuite, la charge diminue systématiquement jusqu'à la rupture. Pour le spécimen **C3-b**, le cisaillement du connecteur en « I » a été identifié par un bruit et un abaissement brusque de la charge, et la séparation s'est produite d'un seul côté. Pour le spécimen **B3-a**, la fissuration et l'écrasement du béton sont apparus aux alentours du connecteur avec un grand glissement.

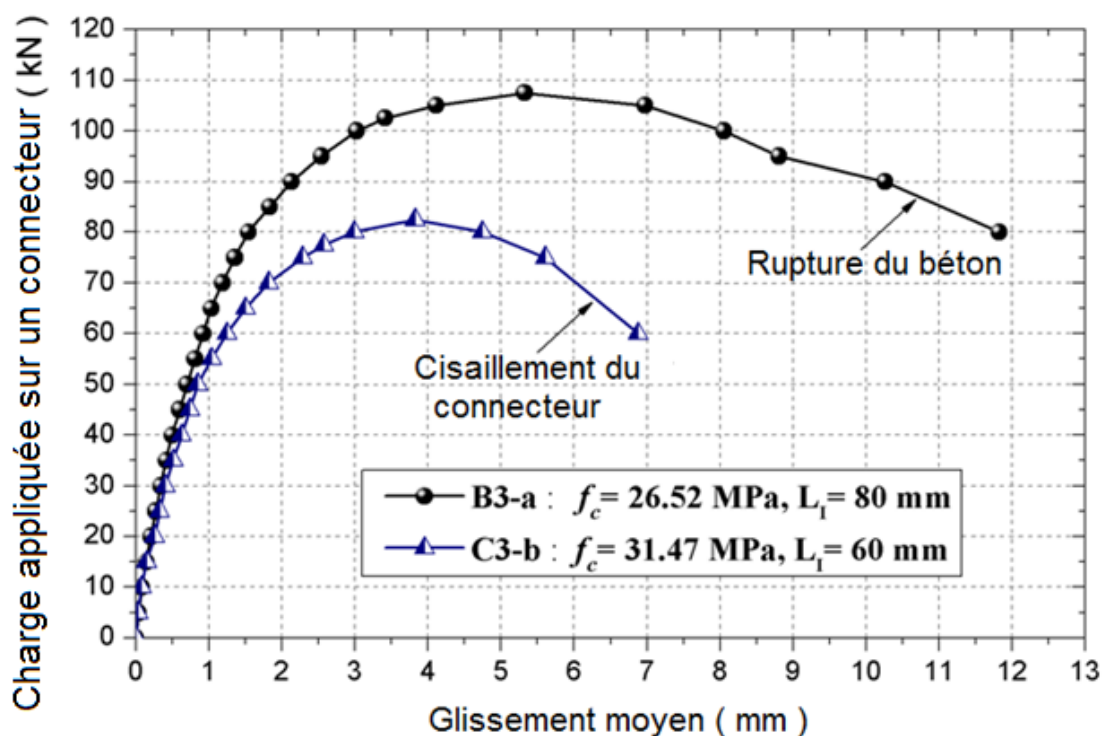


Figure 2.2 : Courbes (charge-glissement) pour les spécimens C3-b et B3-a

- ❖ Dans tous les spécimens testés, les valeurs de glissement à l'interface (acier-béton) ont été trouvées supérieures à 6 mm. Par conséquent, le connecteur en « I » peut être classifié selon l'Eurocode-4 [14] comme un connecteur ductile.
  
- ❖ Concernant la séparation des blocs de béton, les valeurs mesurées étaient très faibles et leur influence était négligeable sur le comportement au cisaillement des connecteurs en « I ».
  
- ❖ La comparaison avec les résultats des essais de push-out effectués sur des connecteurs en « U » par Pashan [28 ] et par Maleki et Bagheri [21] indique que les modes de rupture et le comportement (charge-glissement) des connecteurs en « I » sont semblables à ceux des connecteurs en « U ».

## 2.4- Etude paramétrique

### 2.4.1- Effet de la hauteur du connecteur

Les courbes (charge-glissement) pour les trois paires spécimens A1, A2 et A3 sont montrées dans la figure 2.3. Ces spécimens étaient semblables sauf que la hauteur du connecteur en « I » dans les spécimens A1, A2, et A3 varie de 80 mm, à 100 mm et à 120 mm respectivement. La longueur des connecteurs est de 60 mm. La résistance à la compression du béton utilisé dans tous les trois paires spécimens est de 20.11 MPa.

Comme il est indiqué dans les courbes (charge-glissement), la résistance ultime du connecteur en « I » augmente légèrement avec l'augmentation de sa hauteur. En moyenne, la résistance ultime a augmenté environ de 10% quand la hauteur du connecteur a été variée de 80 mm à 100 mm. Il y avait un autre accroissement de 6% quand la hauteur du connecteur a été variée de 100 mm à 120 mm. Tous les trois paires spécimens ont été détruits par fissuration et écrasement du béton. La variation de la hauteur du connecteur a donc une petite influence sur sa résistance au cisaillement. Cependant, les spécimens de push-out avec le plus haut connecteur ont montré un comportement légèrement plus ductile.

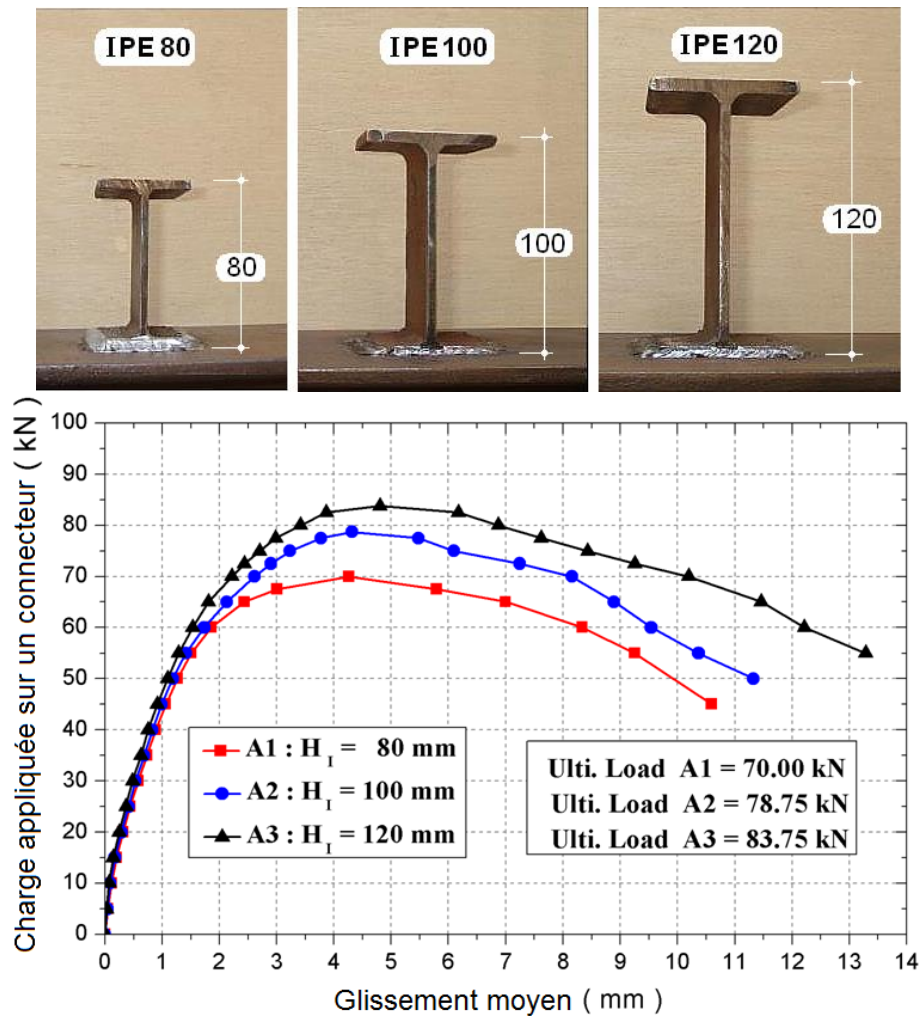
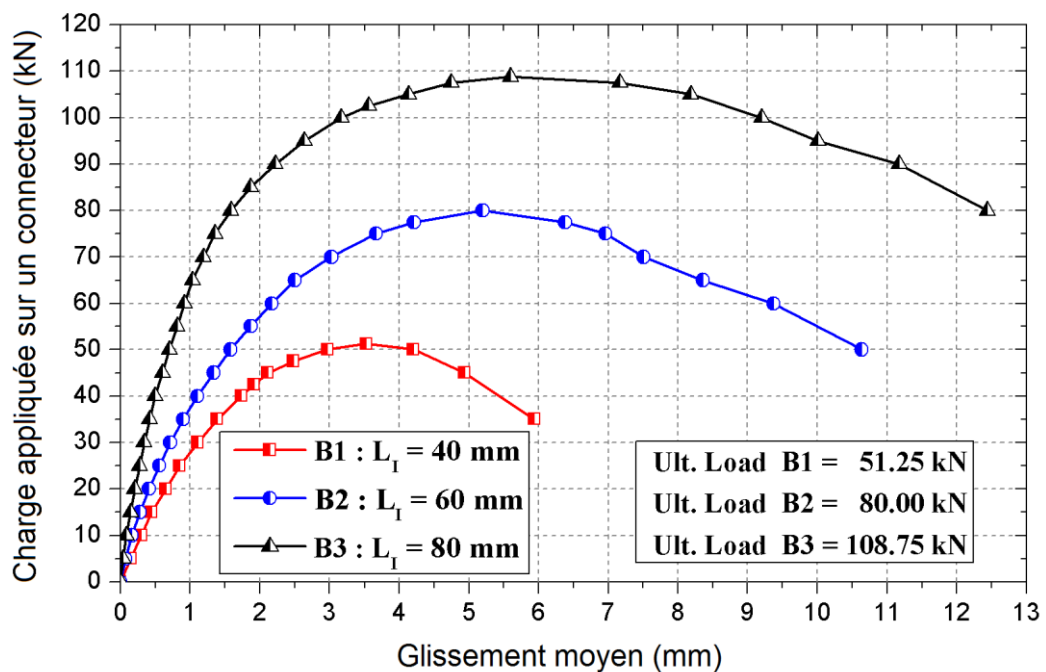
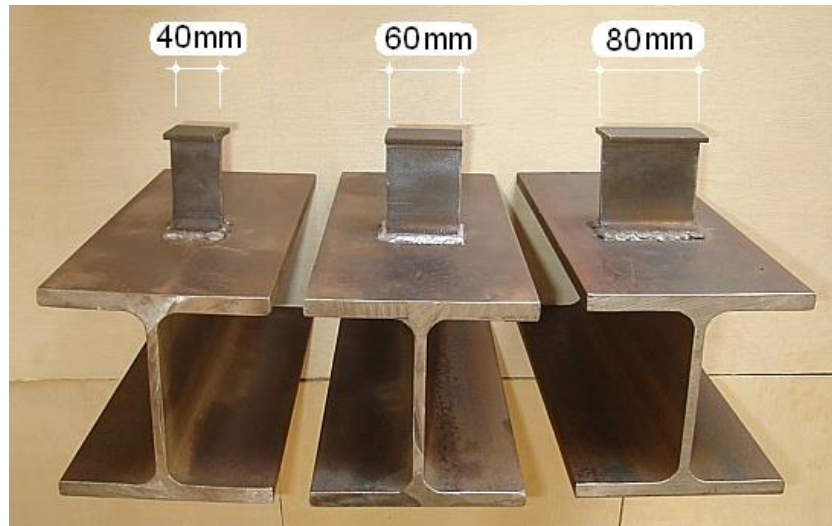


Figure 2.3: Effet de la hauteur du connecteur

#### 2.4.2- Effet de la longueur du connecteur

Les courbes (charge-glissement) pour les trois paires spécimens B1, B2 et B3 sont montrées dans la figure 2.4. Ces spécimens sont semblables sauf que la longueur du connecteur dans les spécimens B1, B2, et B3 varie de 40 mm à 60 mm et à 80 mm respectivement. La hauteur des connecteurs utilisés dans ces spécimens est de 80 mm. La résistance à la compression du béton est de 26.52MPa.

Comme il est indiqué dans les courbes (charge-glissement), la résistance ultime du connecteur en « I » est influencée significativement par l'augmentation de la longueur du connecteur. En moyenne, la résistance ultime a augmenté approximativement de 56% quand la longueur du connecteur a été variée de 40 mm à 60 mm. Il y avait un autre accroissement de 27% quand la longueur du connecteur a été variée de 60 mm à 80 mm.



*Figure 2.4: Effet de la longueur du connecteur*

### 2.4.3- Effet de la résistance du béton

La figure 2.5 présente les courbes (charge-glisement) pour les trois paires spécimens C1, C2 et C3 qui sont identiques sauf que les valeurs de la résistance du béton à la compression sont 21.23 MPa, 26.28 MPa et 31.47 MPa, respectivement.

Comme il est indiqué dans le tableau 2.4, il est apparu que la résistance du béton gouverne le mode de rupture. En effet, le cisaillement du connecteur a été observé dans le pair spécimen C3 avec un béton de haute résistance à la compression tandis que, dans les deux

pairs spécimens C1 et C2, avec un béton de résistance faible ou modéré, la rupture de la connexion était produit par fissuration et écrasement du béton.

La variation de la résistance du béton à la compression de 21.23 MPa à 26.28 MPa (23.79%) a provoqué une augmentation de la résistance ultime du connecteur en « I » de 12.25% approximativement. Cependant, quand la résistance du béton varie encore de 26.28MPa à 31.47 MPa (19.75%), la résistance ultime du connecteur en « I » a augmenté seulement de 3.13%. Ceci a été prévu puisque le mode de rupture de la connexion pour un béton de haute résistance était dû au cisaillement du connecteur. Dans ce cas, la résistance ultime du connecteur est indirectement influencée par la résistance du béton.

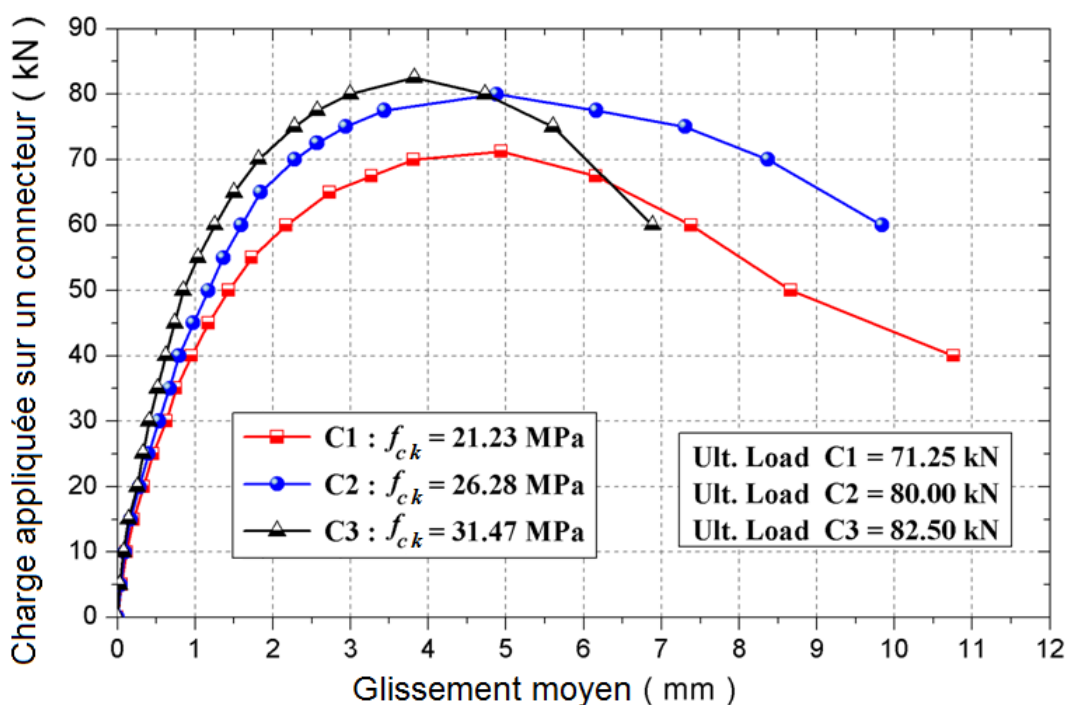


Figure 2.5 : Effet de la résistance du béton

#### 2.4.4- Effet du taux d'armature

Les courbes (charge-glissement) pour les trois pairs spécimens D1, D2 et D3 sont montrées dans la figure 2.6. Ces spécimens sont semblables sauf que le nombre de barres d'armature transversales dans les spécimens D1, D2, et D3 varie de 4Ø8 à 6Ø8 et à 8Ø8 respectivement. La résistance du béton à la compression est de 20.11 MPa dans tous les trois pairs spécimens. Comme il est indiqué dans les courbes (charge-glissement), la résistance ultime du connecteur en « I » est influencée légèrement par l'augmentation du nombre de

barres d'armature transversales. En moyenne, l'augmentation du nombre de barres d'armature transversales de 4Ø8 à 6Ø8 mène à un accroissement de la résistance ultime de 5%, alors qu'une autre augmentation du nombre de barres transversales de 6Ø8 à 8Ø8 améliore la résistance ultime approximativement de 2% seulement. Cependant, les spécimens avec 6Ø8 et 8Ø8 ont montré un comportement plus ductile, c'est à dire, une capacité de glissement plus grande que celle des spécimens avec 4Ø8.

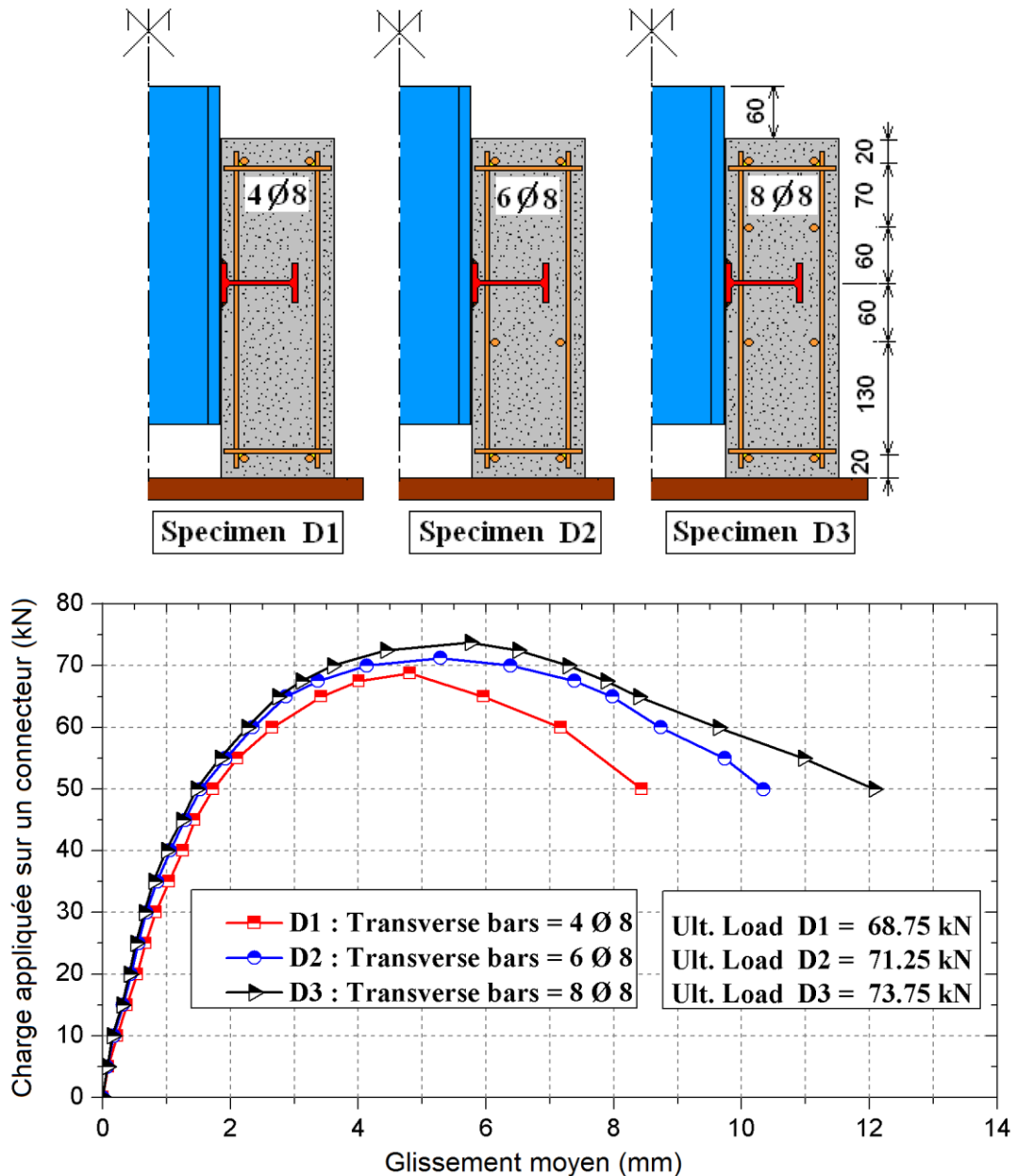


Figure 2.6 : Effet du nombre de barres d'armature transversales

## 2.5- Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats des essais réalisés sur 24 spécimens de push-out pour étudier la possibilité d'utiliser des morceaux de profilé en « I » comme des connecteurs. Les conclusions suivantes concernent les modes de rupture de la connexion, la ductilité et la résistance au cisaillement du connecteur en « I » proposé :

- ❖ Les modes de rupture observés au cours des essais de push-out peuvent être classifiés en deux types : le premier mode de rupture est le cisaillement du connecteur, tandis que le deuxième mode de rupture est la fissuration et l'écrasement du béton dans la partie frontale du connecteur. Le cisaillement du connecteur est produit, particulièrement dans les spécimens de haute résistance du béton et/ou dans le cas des connecteurs de petite longueur. Cependant, dans les spécimens avec un béton de résistance modérée ou faible, la rupture des spécimens est provoquée par fissuration et écrasement du béton aux alentours du connecteur ;
- ❖ Dans tous les spécimens testés, les valeurs de glissement à l'interface (acier-béton) ont été trouvées supérieures à 6 mm. Par conséquent, le connecteur en « I » peut être classifié selon l'Eurocode 4 comme un connecteur ductile ;
- ❖ Concernant la séparation des blocs de béton, les valeurs mesurées étaient très faibles et leur influence était négligeable sur le comportement au cisaillement des connecteurs en « I » ;
- ❖ La résistance ultime du connecteur en « I » augmente légèrement avec l'augmentation de sa hauteur ;
- ❖ La résistance ultime du connecteur en « I » augmente significativement avec l'augmentation de la longueur du connecteur ;
- ❖ Dans le cas de rupture par fissuration et écrasement du béton, l'augmentation de la résistance du béton mène à une augmentation remarquable de la résistance ultime du connecteur. Parcontre, dans le cas de rupture par cisaillement du connecteur, sa résistance ultime est indirectement influencée par la résistance du béton.

- ❖ Dans le cas de rupture par fissuration et écrasement du béton, l'augmentation du nombre de barres d'armature transversales augmente légèrement la résistance ultime du connecteur. Cependant, dans le cas de rupture par cisaillement du connecteur, l'influence des barres d'armature devient limitée ;
  
- ❖ La comparaison avec les résultats des essais de push-out effectués sur des connecteurs en « U » par Pashan [28] et par Maleki et Bagheri [21] indique que les modes de rupture et le comportement (charge-glissement) des connecteurs en « I » sont semblables à ceux des connecteurs en « U ».

Enfin, la description complète et détaillée des essais effectués par l'auteur dans le cadre de cette thèse est trouvée dans l'article publié par MAZOZ et al. [22].

### **Chapitre 3 :**

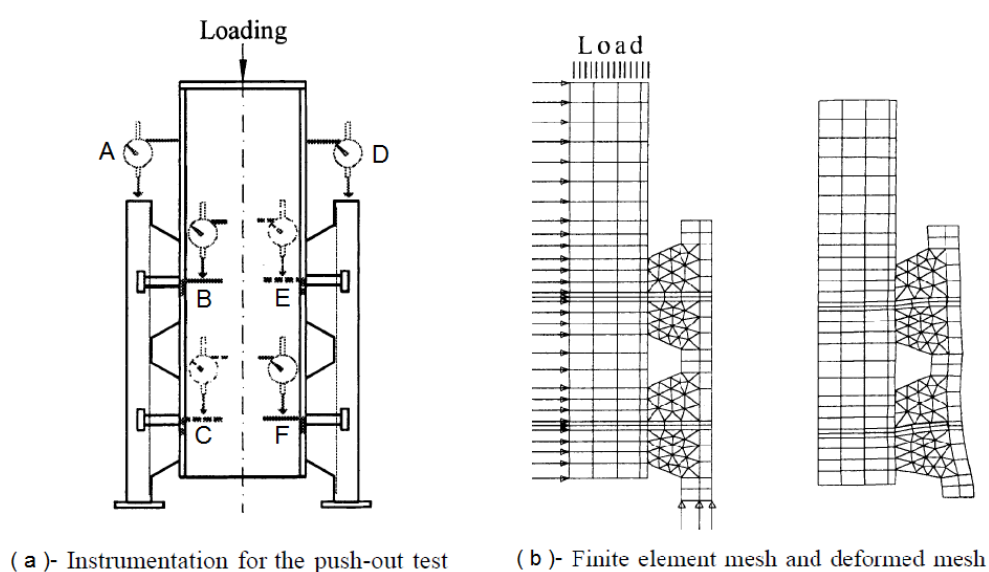
**Modélisation par éléments finis de l'essai de (push-out)  
sur des connecteurs en « I »**

### 3.1- Introduction

Dans le chapitre précédent, des essais expérimentaux ont été effectués sur des connecteurs en « I » pour déterminer leur résistance au cisaillement. Cependant, la procédure expérimentale est très couteuse, elle exige une mise en œuvre importante en laboratoire et elle rencontre des difficultés dans la mesure de certains phénomènes locaux. Alors, la simulation des essais push-out par la méthode des éléments finis est une alternative efficace à ces expériences.

Les modèles d'éléments finis tri-dimensionnels (3D) peuvent simuler des structures plus complexes et peuvent fournir tous les détails de comportement, par exemple la distribution des contraintes et des déformations dans tous les points de la structure, l'évolution des fissures dans le béton et la localisation des zones de plastification dans l'acier. Mais à cause de la complexité des modèles tri-dimensionnels (difficulté de maillage, occupation de grand espace de mémoire, problèmes de convergence numérique, temps de résolution important, difficulté d'interprétation des résultats), nous avons choisi pour notre étude la modélisation bi-dimensionnelle car elle est simple et plus pratique.

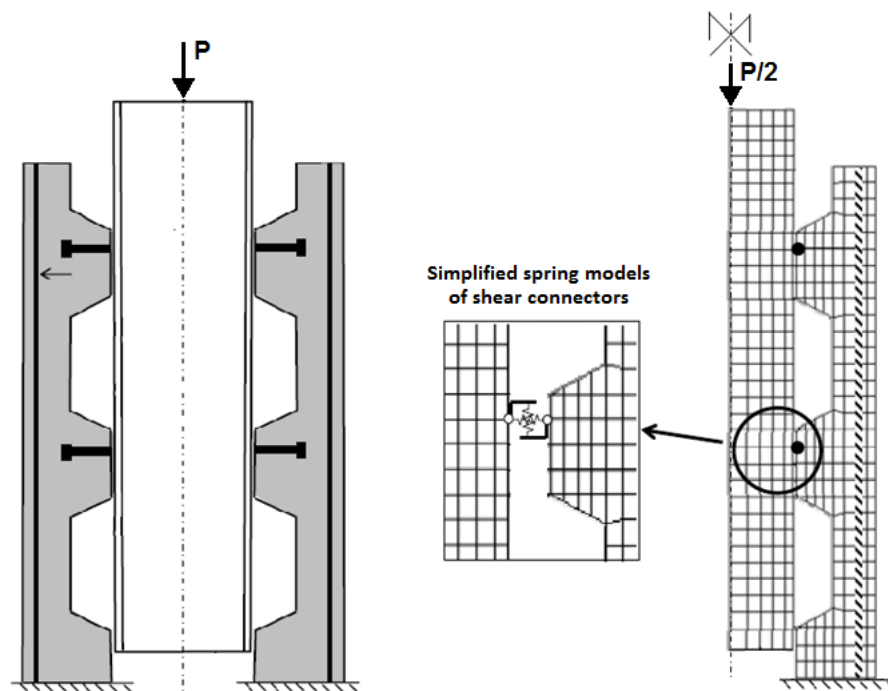
Les modèles bi-dimensionnels avec des éléments finis membranaires de contraintes planes ont été employés par plusieurs auteurs. Kim et al. [19] étaient l'un des premiers chercheurs qui ont utilisé des éléments plans pour analyser le comportement des connecteurs dans des essais de push-out.



**Figure 3.1: Modèle bi-dimensionnel de Kim [19]**

Comme il est montré dans la figure 3.1, le profilé métallique, la dalle de béton et les goujons ont été modélisés par les éléments quadrilatéraux et triangulaires tandis que la tôle nervurée a été modélisé par des éléments de barre.

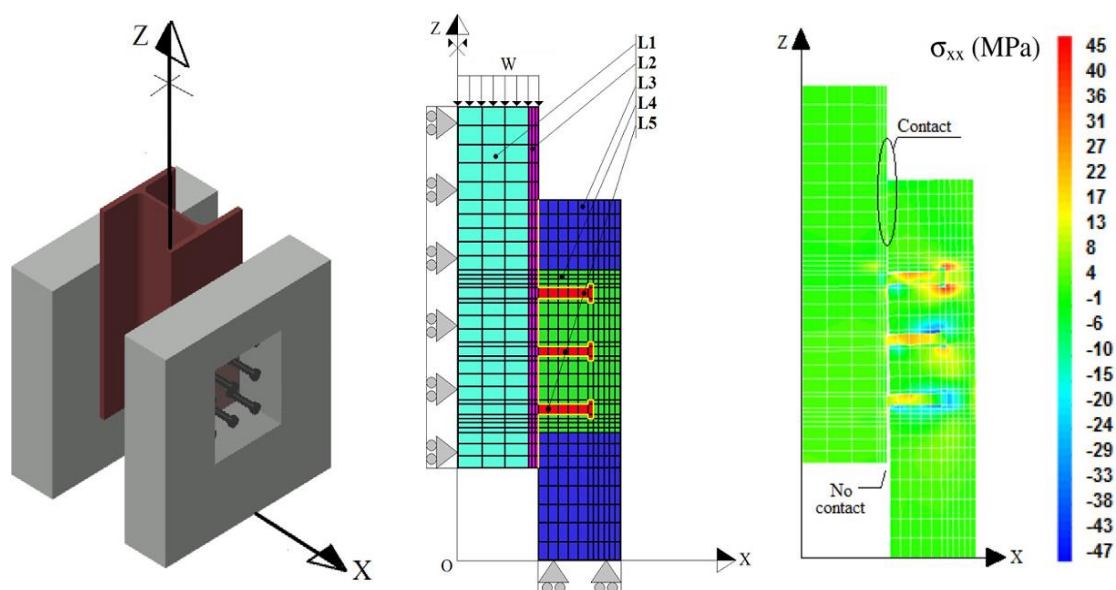
Wang [35] a proposé un modèle d'élément fini bi-dimensionnel pour étudier le comportement des connecteurs dans des spécimens de push-out en présence des dalles mixtes avec des tôles nervurées (Figure 3.2). Dans ce modèle, des éléments plans quadrilatéraux ont été employés pour modéliser le profilé métallique, la dalle de béton et la tôle nervurée. Les connecteurs ont été modélisés par des éléments ressorts longitudinaux et verticaux tenant en compte leurs rigidités au cisaillement et à l'arrachement.



*Figure 3.2: Modèle bi-dimensionnel de Wang [35]*

Il convient de noter que le temps de calcul sur un PC ordinaire pour le modèle bi-dimensionnel est en général de 5 à 10 minutes tandis que le temps de calcul est en général de 6 à 7 heures pour un modèle tri-dimensionnel. Ceci démontre l'efficacité des modèles bi-dimensionnels par rapport aux modèles tri-dimensionnels [35].

Récemment, Guezouli et Lachal [16] ont développé un nouveau modèle d'élément fini bi-dimensionnel pour étudier l'effet de contact et de frottement (acier-béton) sur le comportement des connecteurs dans les essais de push-out. Le profilé métallique, les goujons à tête et la dalle de béton ont été modélisés par des éléments plans quadrilatéraux. Les interfaces (acier-béton) entre la semelle du profilé et la dalle de béton, entre les goujons et le béton d'entourage et à la base de la dalle de béton ont été modélisés par des éléments finis de contact (Figure 3.3).



*Figure 3.3: Modèle bi-dimensionnel de Guezouli [16]*

*A partir de cette recherche bibliographique, on a remarqué que les modèles bi-dimensionnels précédents avec des éléments membranaires plans peuvent prévoir d'une manière satisfaisante le comportement des connecteurs dans des spécimens de push-out en termes de résistance et de ductilité sans aucune difficulté.*

L'objectif de ce chapitre est de développer un modèle d'éléments finis bi-dimensionnel (2D) en utilisant le code d'éléments finis ANSYS [31] pour simuler l'essai de push-out sur des connecteurs en « I ». La validation du modèle proposé se fait par comparaison des résultats numériques avec les résultats de quelques essais de push-out choisis du chapitre précédent. A travers la validation du modèle proposé, on présente la distribution des contraintes et des déformations pour montrer les phénomènes locaux qui se manifestent au niveau du connecteur. En suite, le modèle bi-dimensionnel est utilisé pour simuler un autre

connecteur en « U » afin de comparer son comportement avec celui du connecteur en « I ». A partir de cette comparaison, on propose des équations pour le calcul de la résistance au cisaillement des connecteurs en « I ».

### **3.2- Etapes de la modélisation par éléments finis**

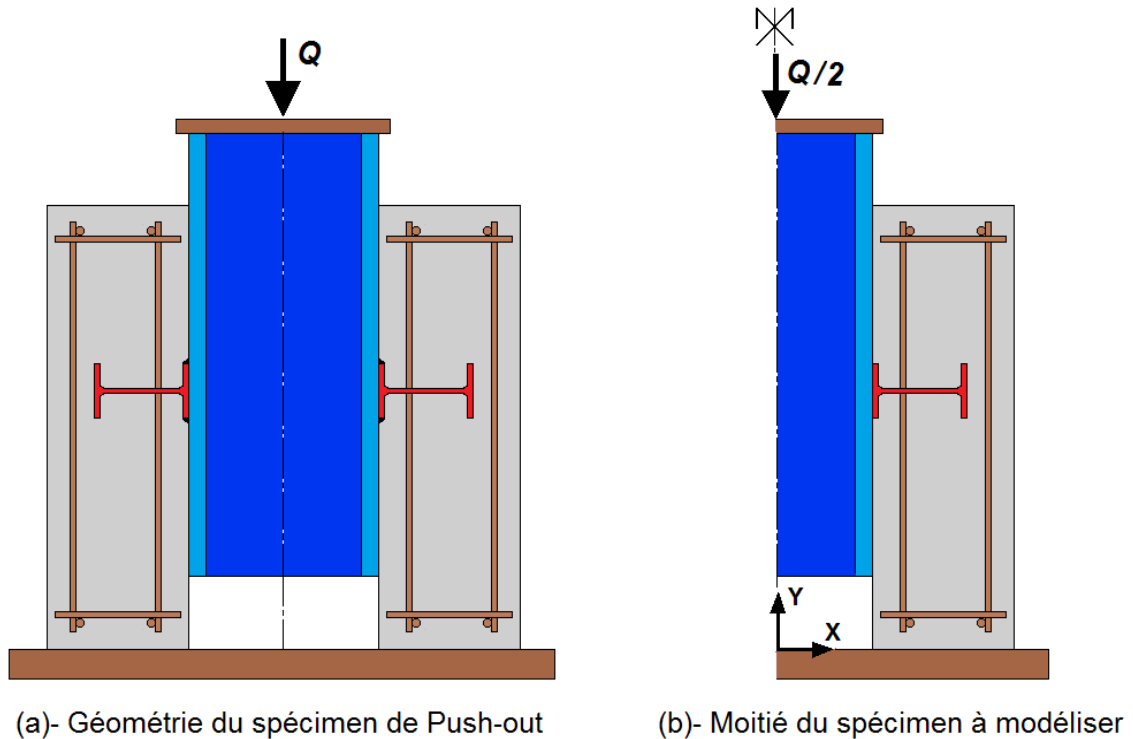
D'une manière générale, la modélisation par éléments finis d'une structure quelconque passe par les étapes suivantes sachant que chaque étape dépend de celle qui la précède.

- 1- Définition de la géométrie du modèle ;
- 2- Choix des types d'éléments finis à utiliser pour la modélisation ;
- 3- Définition des propriétés mécaniques des matériaux ;
- 4- Discrétisation (maillage) de la géométrie du modèle ;
- 5- Introduction des conditions aux limites et application des charges ;
- 6- Choix des paramètres pour l'analyse non linéaire (nombre d'incrémentations, nombre maximal d'itération, critères de convergences, etc.) ;
- 7- Exécution du calcul ;
- 8- Exploitation des résultats.

### **3.3- Présentation du modèle bi-dimensionnel**

#### **3.3.1- Géométrie du modèle**

La géométrie du spécimen de push-out est montrée sur la figure 3.4 (a). A cause de la symétrie de cette structure, seulement la moitié du spécimen est adoptée pour construire le modèle bi-dimensionnel (Figure 3.4(b)). Cette simplification mène à la réduction du temps de calcul.



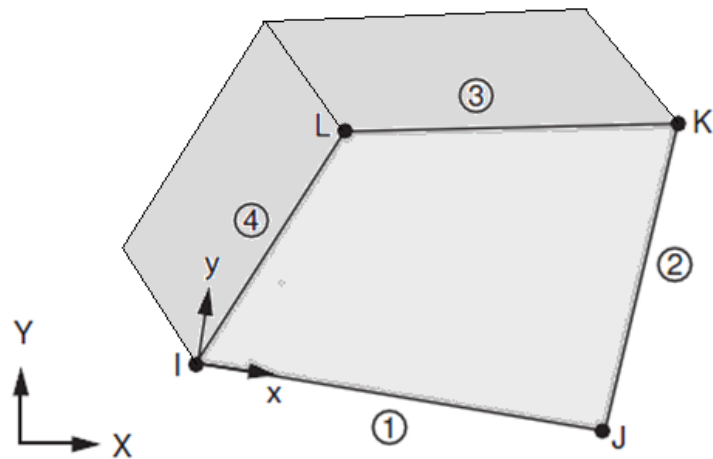
*Figure 3.4: Géométrie du modèle*

Les parties constituant le modèle sont le profilé métallique, le connecteur en « I », le bloc de béton et les barres d'armature. Afin d'obtenir une simulation correcte, toutes ces parties y compris les surfaces de contact doivent être modélisées en tenant en compte les non-linéarités matérielle et géométrique.

### 3.3.2- Types d'éléments finis utilisés

#### 3.3.2.1- Élément plan quadrilatéral - PLANE42

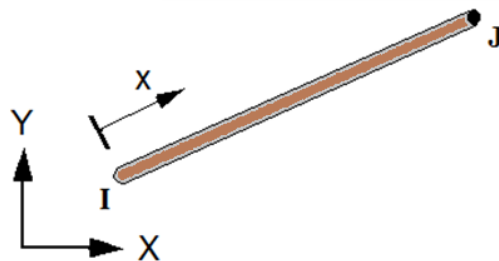
Dans cette modélisation, le bloc de béton, le profilé métallique et le connecteur en « I » sont modélisés par des éléments plans quadrilatéraux, appelés PLANE42 avec une épaisseur qui correspond à la largeur du bloc de béton, à la largeur de la semelle et à l'épaisseur de l'âme du profilé métallique, ainsi qu'à la longueur du connecteur suivant la direction  $Z$ , respectivement. Cet élément est défini par quatre nœuds ayant chacun deux degrés de liberté : translations suivant les directions  $X$  et  $Y$  avec la possibilité de déformation plastique. La géométrie et la localisation des nœuds de cet élément sont montrés sur la figure 3.5.



*Figure 3.5: Élément plan quadrilatéral - PLANE42*

### 3.3.2.2- Élément barre - LINK1

Les barres d'armature sont modélisées par des éléments barres appelés LINK1. Cet élément comporte deux nœuds ayant chacun deux degrés de liberté : translation suivant les directions X et Y avec la possibilité de déformation plastique en supposant une adhérence parfaite avec le béton. Par conséquent, les nœuds des éléments LINK1 sont attachés aux nœuds coïncidents des éléments PLANE42, c'est-à-dire, les deux matériaux partagent les mêmes nœuds. La géométrie de cet élément est montrée sur la figure 3.6.

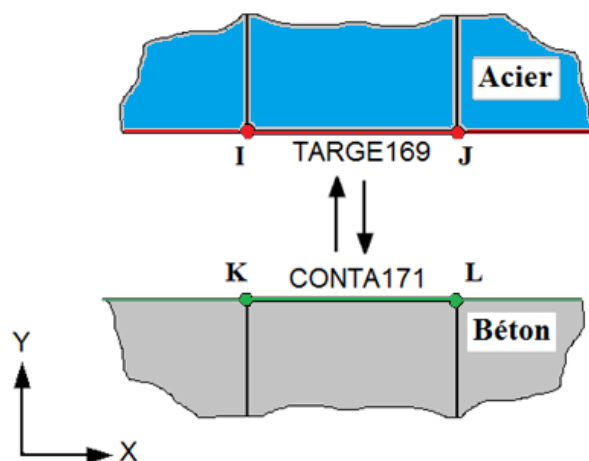


*Figure 3.6 : Élément barre - LINK1*

### 3.3.2.3- Éléments de contact - CONTA171 et TARGE169

L'élément de contact CONTA171 combiné à l'élément cible TARGE169 sont employés pour modéliser les interfaces de contact (acier-béton) entre le connecteur en « I » et le béton d'entourage d'une part et également entre la semelle du profilé métallique et le bloc de béton

d'autre part. Ces éléments sont employés dans l'analyse bi-dimensionnelle d'un contact de type (surface - à - surface). Chacun des deux éléments comporte deux nœuds ayant chacun deux degrés de liberté : translations suivant les directions X et Y. Ils sont capables de simuler l'existence d'une pression entre les éléments quand elles sont en contact et la séparation entre les mêmes éléments quand elles ne sont pas en contact. Les caractéristiques géométriques de ces éléments sont montrées sur la figure 3.7.



*Figure 3.7: Eléments de contact - CONTA171 et TARGE169*

L'élément CONTA171 est lié à l'élément TARGE169 par l'intermédiaire d'un ensemble de paramètres incluant le coefficient de frottement et le type des matériaux en contact. On distingue les contacts rigide-flexible et les contacts flexible-flexible. Le contact rigide-flexible est utilisé si l'un des matériaux est moins rigide que l'autre, sinon on applique le type flexible-flexible. Dans notre cas, on applique le type de contact rigide-flexible en attribuant l'élément TARGE169 à l'acier et l'élément CONTA171 au béton.

### 3.3.3- Modélisation des matériaux

#### 3.3.3.1- Modèle du béton

La particularité principale du béton est de présenter une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction. La figure 3.8 montre l'allure de la courbe expérimentale contrainte-déformation d'un béton normal ayant une résistance caractéristique à la compression sur cylindre  $f_{ck}$  et une résistance à la traction  $f_t$ .

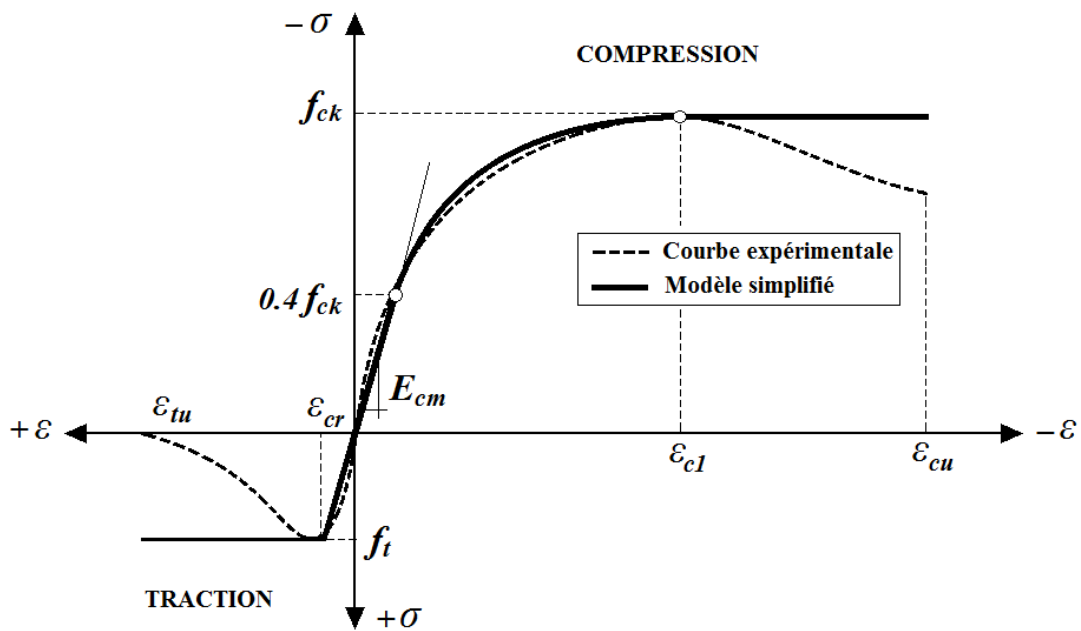


Figure 3.8 : Modèle du béton

Le modèle utilisé pour le béton est de forme non linéaire en compression et bilinéaire en traction.

**En compression**, trois parties de la courbe contrainte – déformation ont été identifiées. En partant de l'origine, la première partie est supposée linéaire jusqu'à la valeur de  $0.4f_{ck}$ , comme présenté dans l'Eurocode2 [13], la déformation  $\varepsilon_{c1}$  correspondant à la résistance maximale  $f_{ck}$  est prise égale 0.0022. Le module d'élasticité  $E_{cm}$  est calculé par l'équation empirique (3.1) donnée par l'Eurocode2 [13]. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.2.

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} \dots\dots\dots(3.1)$$

( $E_{cm}$  en N/mm<sup>2</sup> ;  $f_{ck}$  en N/mm<sup>2</sup>).

La deuxième partie est supposée non linéaire à partir de la valeur de  $0.4f_{ck}$  jusqu'à la valeur de  $f_{ck}$ . Cette partie de la courbe est déterminée par l'équation parabolique (3.2) donnée par l'Eurocode2 [13].

$$\sigma_c = \left( \frac{kn - n^2}{1 + (k-2)n} \right) f_{ck} \dots\dots\dots(3.2)$$

avec :

$$n = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad , \quad \varepsilon_{c1} = 0.0022 \quad , \quad k = 1.1E_{cm} \times \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{ck}}$$

La troisième partie de la courbe est la branche descendante du sommet  $f_{ck}$  à la valeur de  $r \times f_{ck}$ , où ( $r$ ) est un facteur de réduction variant de 0.5 à 1.0. Dans ce modèle, ( $r$ ) est pris égal à 1.0 pour éviter les problèmes de convergence numérique. La déformation ultime de rupture  $\varepsilon_{cu}$  est prise égale à 0.0035 selon l'Eurocode 2 [13].

**En traction**, la courbe contrainte-déformation est supposée linéaire élastique jusqu'à la résistance maximale du béton à la traction  $f_t$ . Après cette étape, on admet que le béton tendu résiste encore après sa fissuration en considérant qu'à partir de  $f_t$  la courbe devient horizontale afin d'éviter les problèmes de convergence numérique car la non-linéarité matérielle dans l'ANSYS n'accepte pas un gradient négatif dans la courbe contrainte-déformation ( $E \geq 0$ ). Selon l'Eurocode 2 [13], la résistance maximale du béton à la traction  $f_t$  est donnée par l'équation (3.3) et la déformation correspondante  $\varepsilon_{cr}$  peut être calculée par l'équation (3.4).

$$f_t = 0.3(f_{ck})^{2/3} \dots\dots\dots(3.3)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_t}{E_{cm}} \dots\dots\dots(3.4)$$

### 3.3.3.2- Modèle de l'acier

Le modèle utilisé pour l'acier du profilé, l'acier du connecteur et l'acier des barres d'armature est un modèle élasto-plastique bilinéaire, symétrique en traction et en compression par rapport à l'origine (Figure 3.9). L'utilisateur doit, donc, introduire comme données les valeurs suivantes :

- le module d'élasticité  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ ,
- la limite d'élasticité  $f_y$  et la résistance ultime en traction et en compression  $f_u$ ,

- la déformation élastique  $\varepsilon_y$  et la déformation ultime en traction et en compression  $\varepsilon_u$ ,
- L'écroutissage est pris en compte par un module d'élasticité  $E_h = \frac{|f_u - f_y|}{|\varepsilon_u - \varepsilon_y|}$

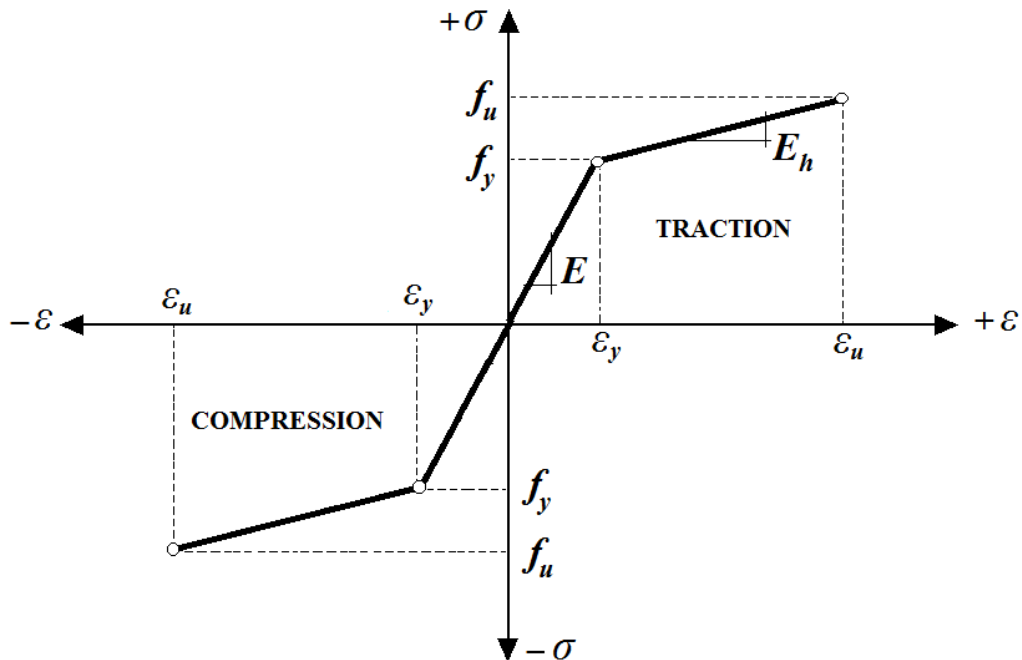


Figure 3.9 : Modèle de l'acier

### 3.3.3.2- Modèle du contact (acier-béton)

Comme déjà mentionné au paragraphe § 3.3.2.3, le contact entre le connecteur en « I » et le béton d'entourage et entre la semelle du profilé et le bloc de béton est établi au moyen des éléments de contact CONTA171 et TARGE169 avec la possibilité de supporter des contraintes normales de compression en permettant le glissement et la séparation entre ces éléments. Des valeurs des coefficients de frottement et de cohésion pour les paires de contact avaient été toujours établies selon la loi de Coulomb à l'aide des équations (3.5) et (3.6) suivantes :

$$\tau_{lim} = \mu P + c \dots\dots\dots (3.5)$$

$$|\tau| \leq \tau_{lim} \dots\dots\dots (3.6)$$

avec

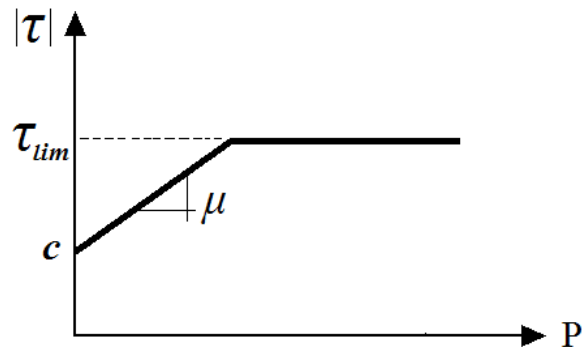
$\tau_{lim}$  : contrainte limite de cisaillement,

$|\tau|$  : contrainte équivalente de cisaillement,

$\mu$  : coefficient de frottement,

$P$  : pression normale,

$c$  : cohésion chimique à l'interface.



*Figure 3.10 : Modèle de contact*

Quand les contraintes de cisaillement atteignent la contrainte limite  $\tau_{lim}$ , les surfaces de contact commencent à glisser relativement entre elles.

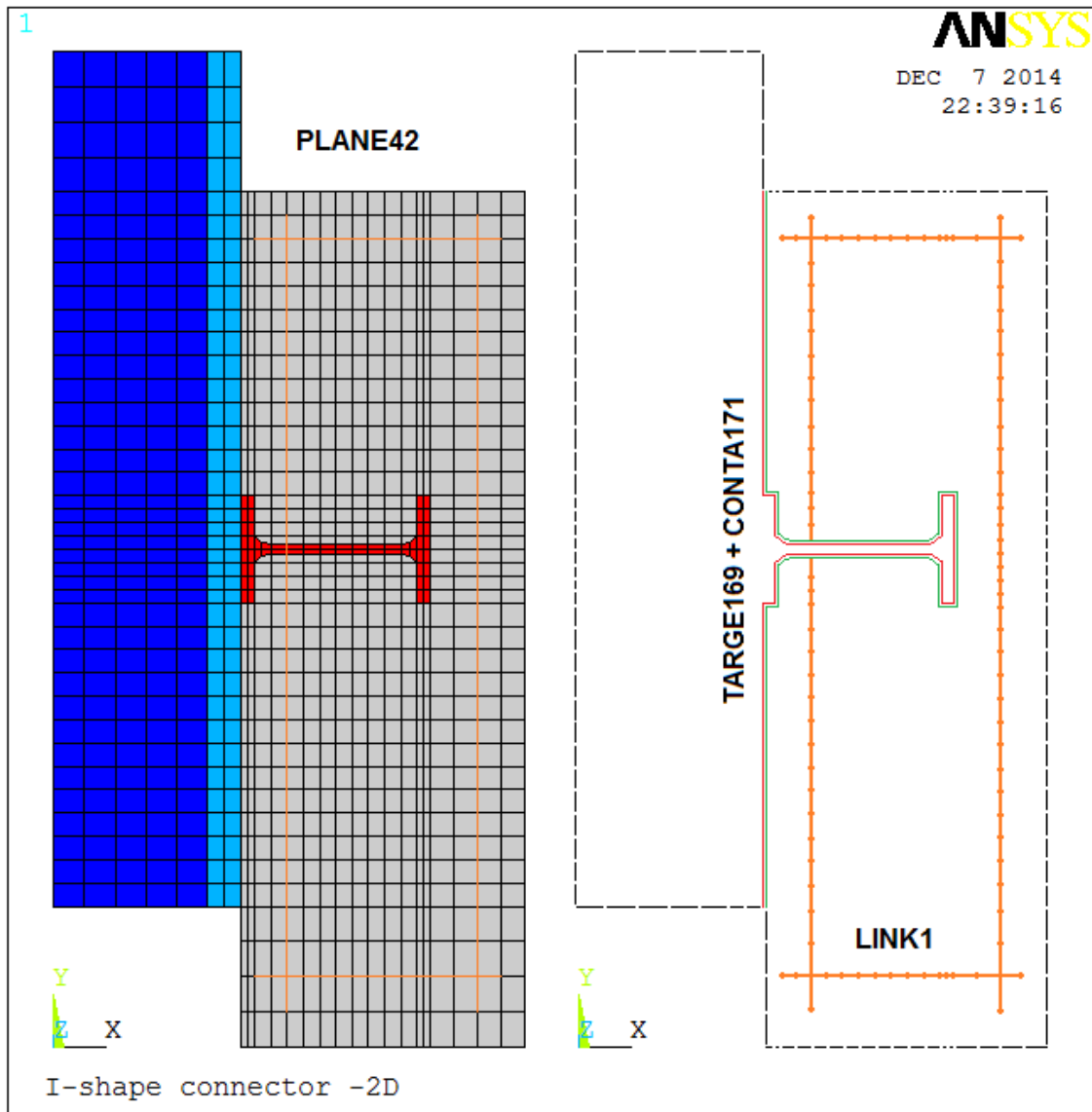
Le coefficient de frottement développé à l'interface (connecteur – béton) est pris égal à 0.6 tandis qu'à l'interface (semelle du profilé – béton) est pris égal à 0.01 car l'adhérence a été éliminée par huilage des semelles du profilé métallique avant le coulage des blocs en béton [23].

La cohésion chimique qui apparaît naturellement entre les matériaux acier et béton a été négligée dans ce modèle car cette propriété est difficile à évaluer.

### 3.3.4- Maillage

Après le choix des éléments finis convenables, on passe à la discrétisation de chaque partie constituant le modèle de façon à appliquer un maillage grossier pour réduire le temps d'analyse et un maillage fin dans la région du connecteur pour obtenir des résultats corrects dans le cas de concentration des contraintes. Les nœuds situés en coïncidence à la jonction des éléments PLANE42 du connecteur en acier et des éléments PLANE42 de la semelle du profilé

métallique sont fusionnés pour simuler la soudure entre les deux matériaux. Le fusionnement des nœuds consiste à remplacer les deux nœuds situés au même endroit par un seul nœud. La figure 3.11 montre le maillage employé pour représenter la moitié du spécimen d'essai push-out.

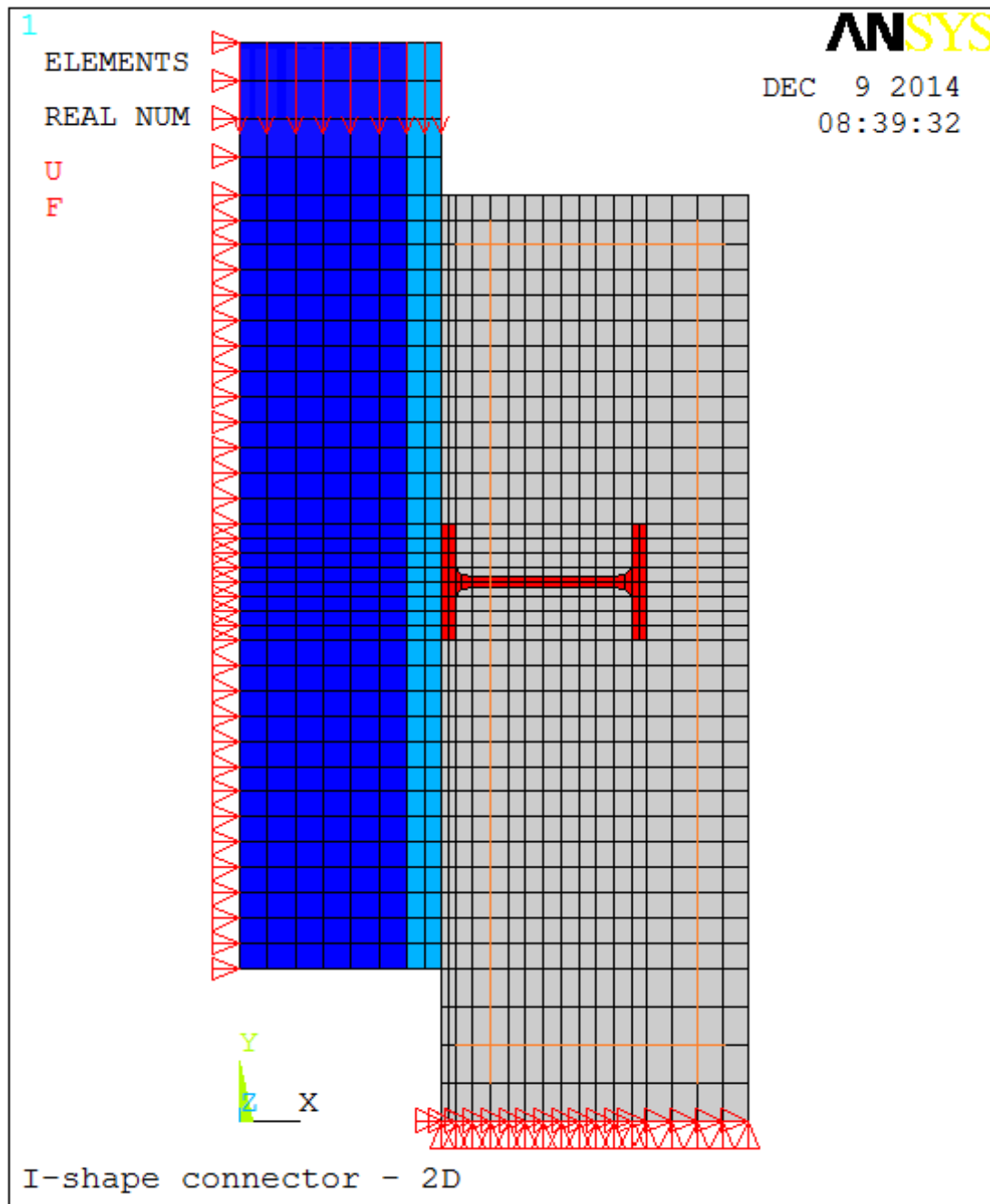


*Figure 3.11: Maillage du modèle*

### 3.3.5- Conditions aux limites

Deux types de conditions aux limites sont considérés : la symétrie et les conditions d'appuis. La figure 3.12 présente les conditions aux limites adoptées pour le modèle d'éléments finis bi-dimensionnel.

- Par symétrie, on ne représente que la moitié de la structure modélisée, ceci implique que les nœuds du profilé métallique par lesquels passe l'axe de symétrie sont bloqués horizontalement (dans la direction X).
- Les nœuds situés à la base du bloc de béton sont bloqués dans les deux directions X et Y pour traduire le fait que le bloc de béton repose sur une plateforme métallique épaisse.



*Fig.3.12 : Maillage du modèle et conditions aux limites*

### 3.3.6- Application des charges et contrôle numérique

Dans notre modèle bidimensionnel, la charge est appliquée sous forme de charges nodales, dont l'intensité est définie par la division de cette charge sur les nœuds situés sur la ligne supérieure du profilé métallique.

Comme décrit expérimentalement, le chargement du modèle est fait graduellement par incréments de charges de 5.0 kN, puis de 2.5 kN et par la suite, par incréments de 1.0kN jusqu'à la rupture du spécimen.

Deux modes de rupture ont été observés expérimentalement (chapitre 2- §2.3.1), une rupture par fissuration et écrasement du béton et une rupture par cisaillement du connecteur. Ces modes de rupture peuvent être identifiées numériquement par l'analyse de la distribution des contraintes dans tous les éléments finis constituant le modèle.

Le premier mode de rupture est détecté quand les contraintes atteignent leurs valeurs maximales dans les éléments finis du béton avant qu'elles soient atteintes dans les éléments finis constituant le connecteur. Réciproquement, le deuxième mode de rupture est détecté quand les contraintes atteignent leurs valeurs maximales dans les éléments finis de l'acier du connecteur avant qu'elles soient atteintes dans les éléments finis constituant le béton.

L'ANSYS [31] utilise la méthode de Newton-Raphson pour résoudre les problèmes non linéaires. Cette méthode est caractérisée par l'actualisation de la matrice de rigidité à chaque itération. Le logiciel est conçu pour exécuter plusieurs solutions (*substeps*). À chaque solution, le logiciel exécutera un certain nombre d'itérations pour obtenir une solution convergée.

En outre, à chaque *substep* on peut obtenir un glissement correspondant à la charge appliquée. Par conséquent, la courbe de comportement (charge-glissement) peut être tracée.

### 3.4- Validation du modèle proposé

Afin de vérifier le modèle bi-dimensionnel proposé, deux essais typiques de push-out (**C3-b** et **B3-a**) ont été choisis et simulés à l'aide du modèle d'éléments finis décrit ci-dessus. Les dimensions des spécimens et les résultats des essais ont été présentés et discutés en détail dans le chapitre précédent (chapitre 2- paragraphe 2.3).

Les figures 3.13 et 3.14 montrent une comparaison entre les courbes (charge-glissement) enregistrées expérimentalement et celles obtenues numériquement par la méthode des éléments finis. Les résultats numériques et expérimentaux sont bien concordants. Néanmoins, les courbes numériques montrent une divergence des courbes expérimentales après l'atteinte de la charge maximale.

Pour le spécimen **C3-b**, la résistance ultime du connecteur en « I » a été enregistrée expérimentalement à **82.5kN** comparée à **85kN** obtenue numériquement par la méthode des éléments finis. Pour le spécimen **B3-a**, l'essai de push-out a donné une résistance ultime de **107.5kN** comparée à **115kN** obtenue par la méthode des éléments finis.

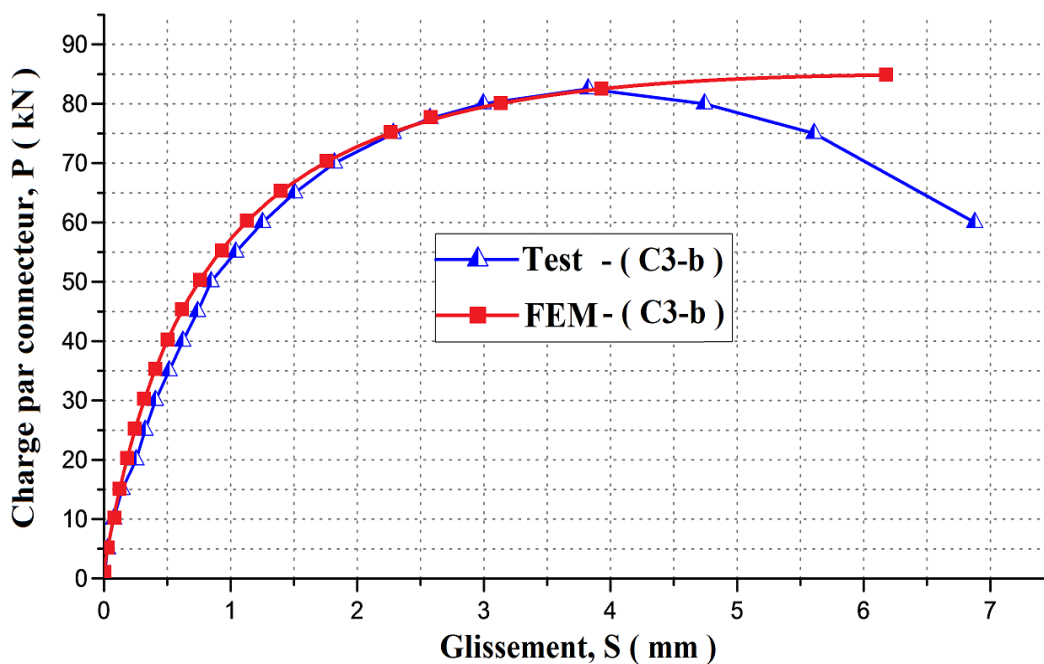


Figure 3.13: Courbes (charge-glissement) pour le spécimen C3-b

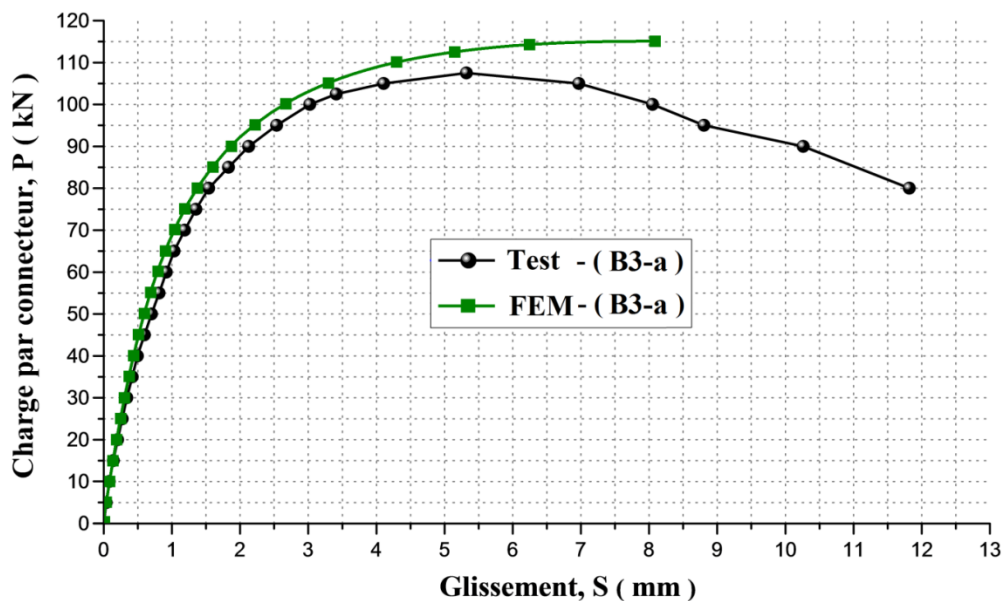


Figure 3.14 : Courbes (charge-glisement) pour le spécimen B3-a

Dans le premier spécimen C3-b, la rupture de la connexion se fait par plastification et cisaillement de l'âme près de la semelle soudée du connecteur. Ce mode de rupture a été confirmé numériquement par une haute concentration des contraintes maximales au niveau du congé du connecteur comme il est montré sur la figure 3.15.

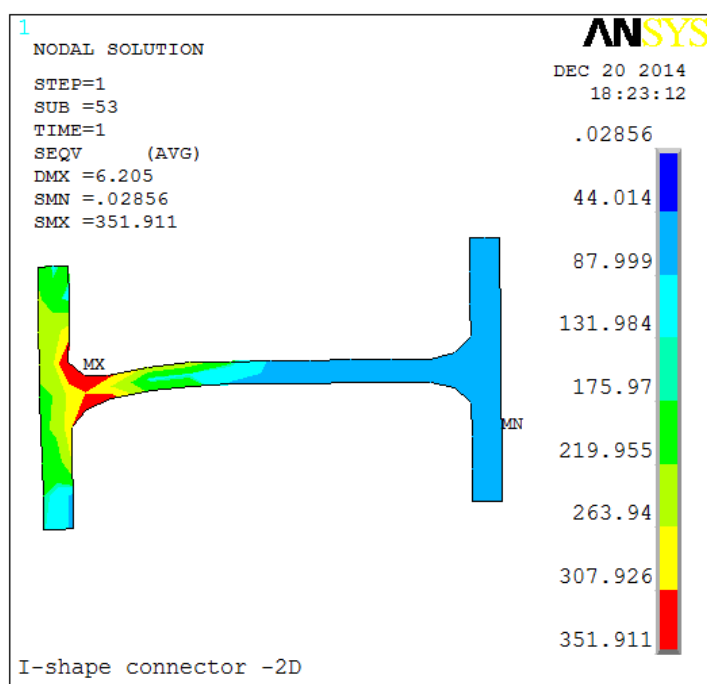
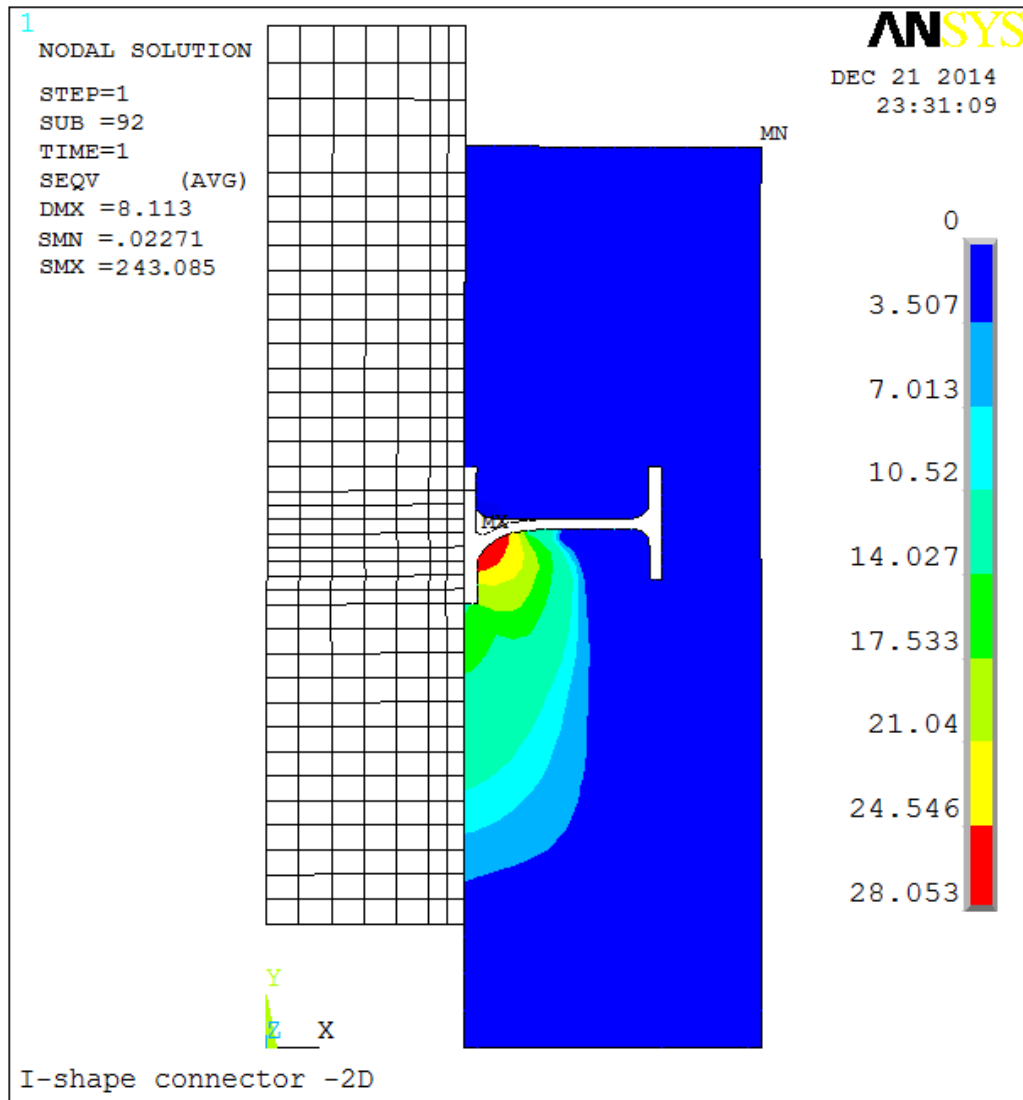


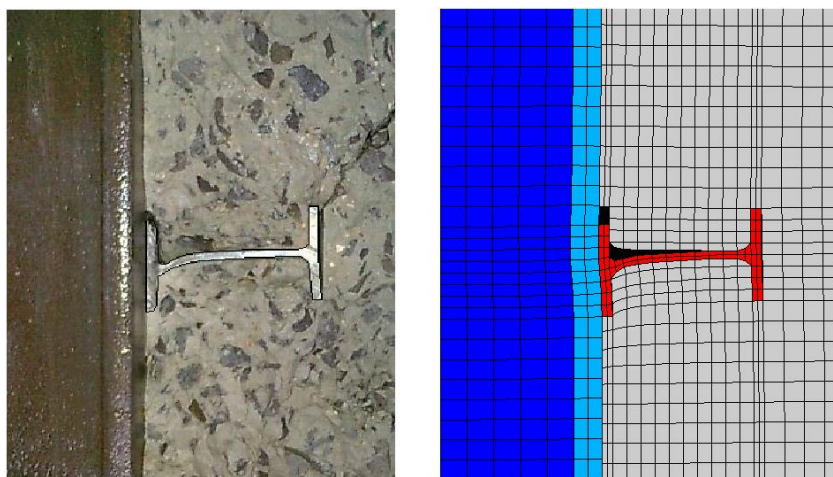
Figure 3.15 : Iso-contraintes et déformée du connecteur (spécimen C3-b)

Tandis que, dans le deuxième spécimen **B3-a**, la rupture de la connexion se manifeste par écrasement local du béton dans la partie frontale du connecteur. Ce mode de rupture est également confirmé lors de l'analyse numérique par éléments finis. D'après la figure 3.16, une concentration des contraintes maximales de compression est observée dans le béton au niveau de la partie frontale du connecteur formant des demi-cercles.



*Figure 3.16 : Iso-contraintes dans le béton (spécimen B3-a)*

La déformation du connecteur juste avant la rupture du spécimen **B3-a** est comparée au résultat de l'analyse par éléments finis. Comme il est montré sur la figure 3.17, un décollement du béton est observé expérimentalement au niveau du congé à l'arrière du connecteur, ce qui est également noté lors de l'analyse par éléments finis.



*Figure 3.17: Déformation du connecteur en « I »*

Le tableau 3.1 montre une comparaison de la résistance ultime du connecteur donnée expérimentalement avec celle obtenue numériquement. Une bonne concordance est remarquée entre les deux résultats pour la plupart des spécimens de push-out. On a observé une différence maximale de 8% entre les résultats expérimentaux et numériques.

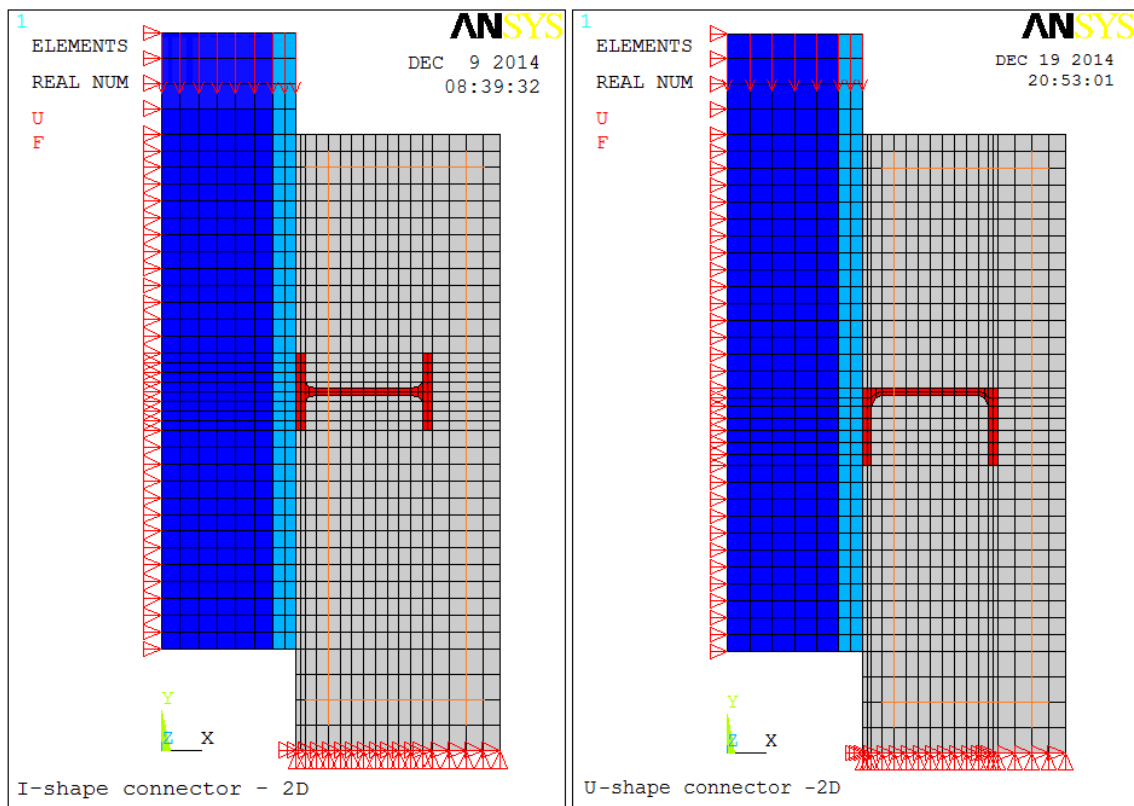
**Tableau 3.1 : Résistance ultime du connecteur – Comparaison (Test/MEF)**

Spécimen N°	Résistance ultime du connecteur en « I » (kN)				Spécimen N°	Résistance ultime du connecteur en « I » (kN)			
	Test	Moyenne	MEF	Test/MEF		Test	Moyenne	MEF	Test/MEF
A1-a	70.00	70.00	75.00	<b>0.93</b>	C1-a	70.00	71.25	73.50	<b>0.97</b>
A1-b	70.00				C1-b	72.50			
A2-a	80.00	78.75	82.50	<b>0.95</b>	C2-a	80.00	80.00	81.00	<b>0.99</b>
A2-b	77.50				C2-b	80.00			
A3-a	82.50	83.75	86.00	<b>0.97</b>	C3-a	82.50	82.50	85.00	<b>0.97</b>
A3-b	85.00				C3-b	82.50			
B1-a	52.50	51.25	52.50	<b>0.98</b>	D1-a	67.50	68.75	68.50	<b>1.00</b>
B1-b	50.00				D1-b	70.00			
B2-a	80.00	80.00	82.5	<b>0.97</b>	D2-a	72.50	72.50	68.50	<b>1.06</b>
B2-b	80.00				D2-b	72.50			
B3-a	107.50	108.75	115.00	<b>0.95</b>	D3-a	75.00	73.75	68.50	<b>1.08</b>
B3-b	110.00				D3-b	72.50			

### 3.5- Modélisation du connecteur en « U »

A l'aide du modèle bi-dimensionnel vérifié, on effectue, maintenant, une simulation des spécimens de push-out avec un connecteur en « U » appelé (Channel shear connector) afin de comparer son comportement avec celui du connecteur en « I ».

Les dimensions et les propriétés mécaniques des connecteurs en « I » et en « U » sont identiques. La figure 3.18 montre le maillage et les conditions aux limites des spécimens correspondants.



*Figure 3.18 : maillage et conditions aux limites pour « I » et « U »*

Les figures 3.19 et 3.20 montrent une comparaison entre les courbes (charge-glisement) obtenues numériquement pour les deux connecteurs. Il est clair qu'il existe une bonne concordance entre les deux courbes pour les deux spécimens C3-a et B3-b. Cependant, les courbes numériques attribuées au connecteur en « U » appartiennent plus rigides et légèrement supérieures à celles attribuées au connecteur en « I ».

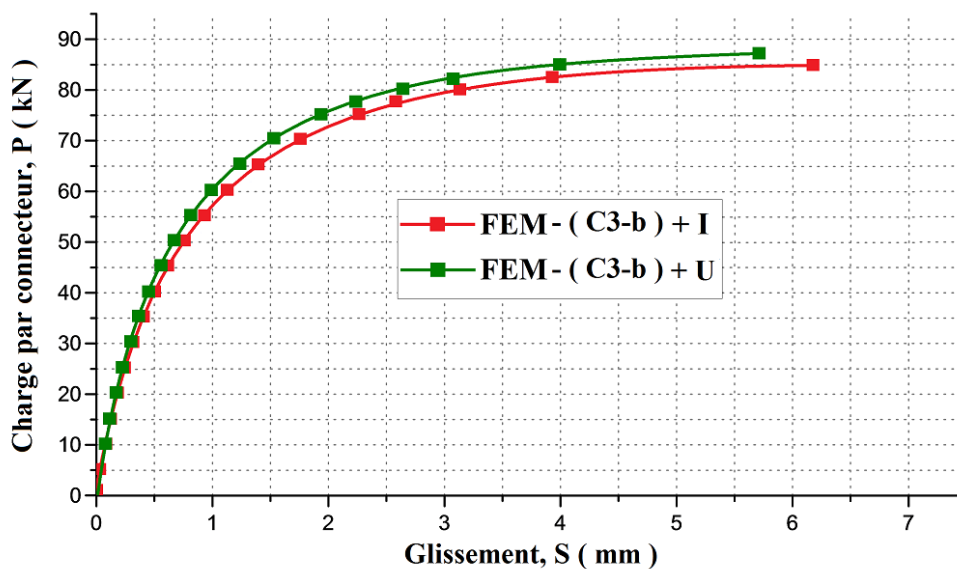


Figure 3.19 : Courbes (charge-glisement) (C3-b + I) et (C3-b + U)

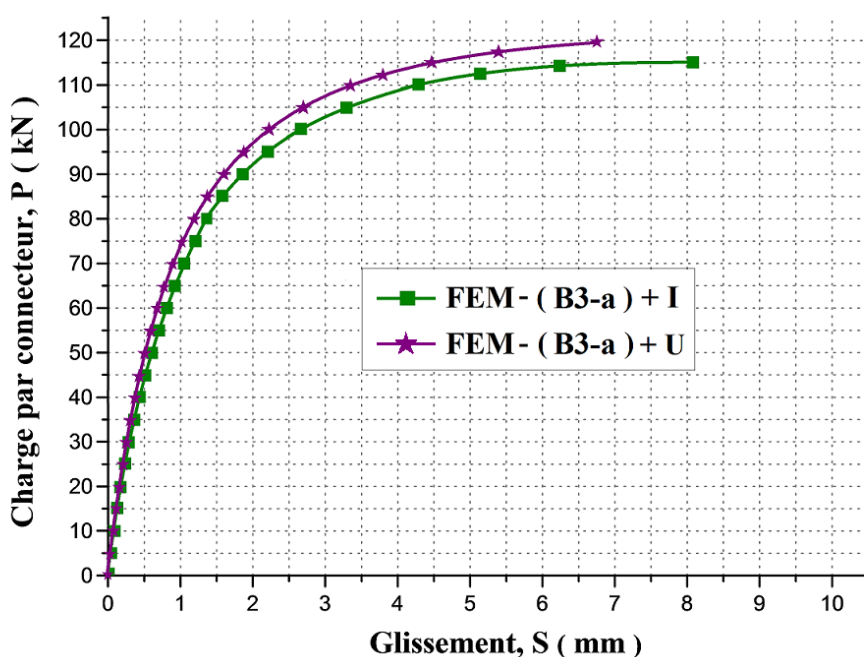
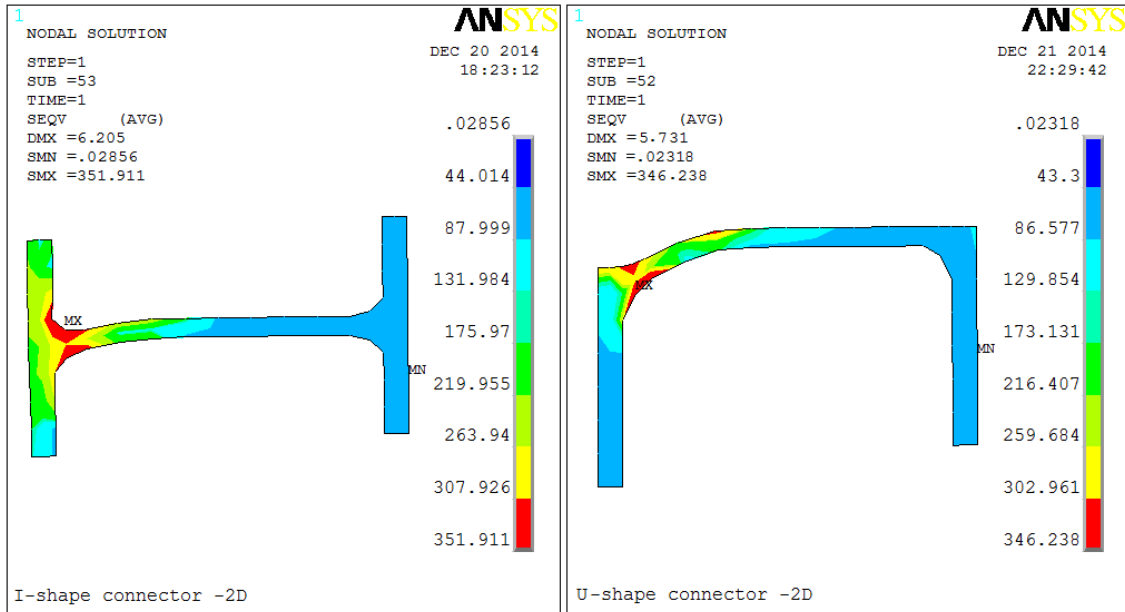


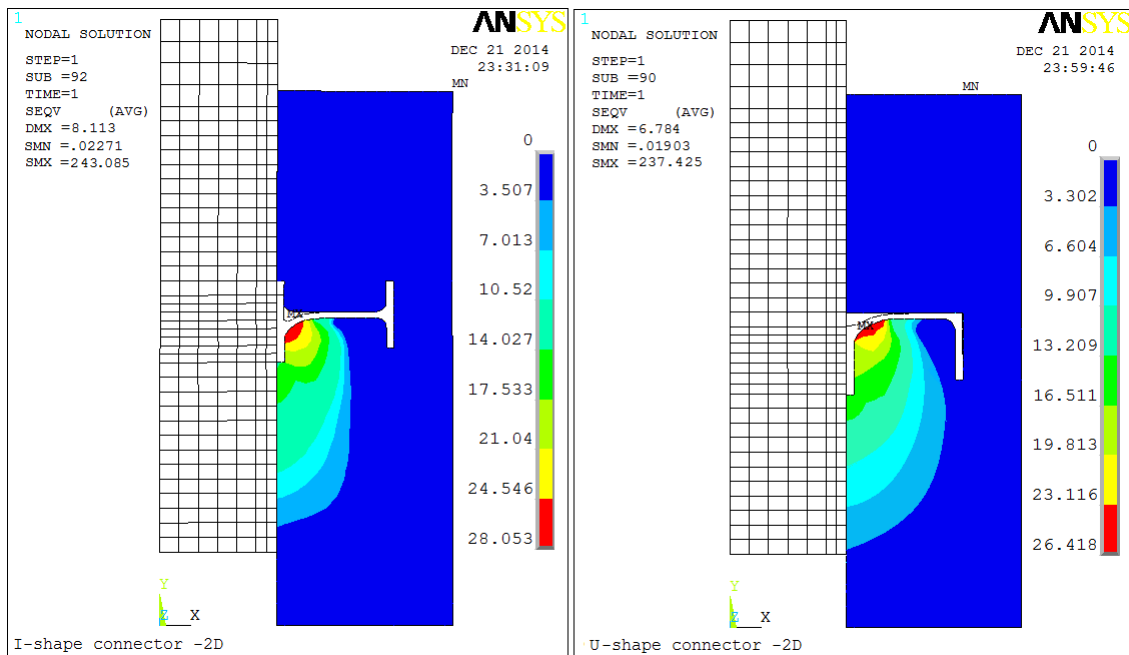
Figure 3.20 : Courbes (charge-glisement) (B3-a + I) et (B3-a + U)

Le mode de rupture par cisaillement de l'âme près de la semelle soudée est confirmé numériquement pour les deux types de connecteurs. La figure 3.21 montre une distribution semblable des contraintes maximales formant une zone plastique au niveau du congé pour les deux types de connecteurs.



**Figure 3.21 : Iso-contraintes et déformée des connecteurs « I » et « U »**

Le mode de rupture par écrasement local du béton est également confirmé numériquement pour les deux types de connecteurs. Comme indiqué à la figure 3.22, une concentration des contraintes maximales de compression est observée dans le béton au niveau de la partie frontale du connecteur formant des demi-cercles pour les deux types de connecteurs.



**Figure 3.22 : Iso-contraintes dans le béton pour « I » et « U »**

### 3.6- Formulation de la résistance au cisaillement du connecteur en « I »

Comme il a été cité dans la conclusion du chapitre 2, la comparaison avec des essais de push-out effectués sur des connecteurs en « U » par Pashan [28] et par Maleki et Bagheri [21] indique que les modes de rupture et le comportement (charge-glissement) des connecteurs en « I » sont semblables à ceux des connecteurs en « U ». En outre, la simulation par éléments finis des essais de push-out sur les deux types de connecteurs à l'aide du modèle développé dans ce chapitre confirme également la similitude de leur comportement. Par conséquent, la résistance au cisaillement du connecteur en « I » peut être calculée par les mêmes équations développées pour le connecteur en « U ».

En 1965, Slutter et Driscoll [30] ont proposé une équation empirique pour prévoir la résistance au cisaillement d'un connecteur en « U » ancré dans une dalle pleine en béton. Cette expression a été modifiée pour pouvoir l'employer avec un béton léger et plus tard a été adoptée par le règlement américain AISC (American Institute of Steel Construction specification) [2] sous la forme suivante :

$$P_u = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}E_c} \dots\dots\dots(3.7)$$

avec

$P_u$  : résistance ultime au cisaillement du connecteur en « U », en (N),

$t_f$  : épaisseur de la semelle du connecteur en « U », en (mm),

$t_w$  : épaisseur de l'âme du connecteur en « U » en (mm),

$L_c$  : longueur du connecteur en « U », en (mm),

$f_{ck}$  : résistance caractéristique du béton à la compression, en (MPa),

$E_c$  : module d'élasticité du béton, en (MPa).

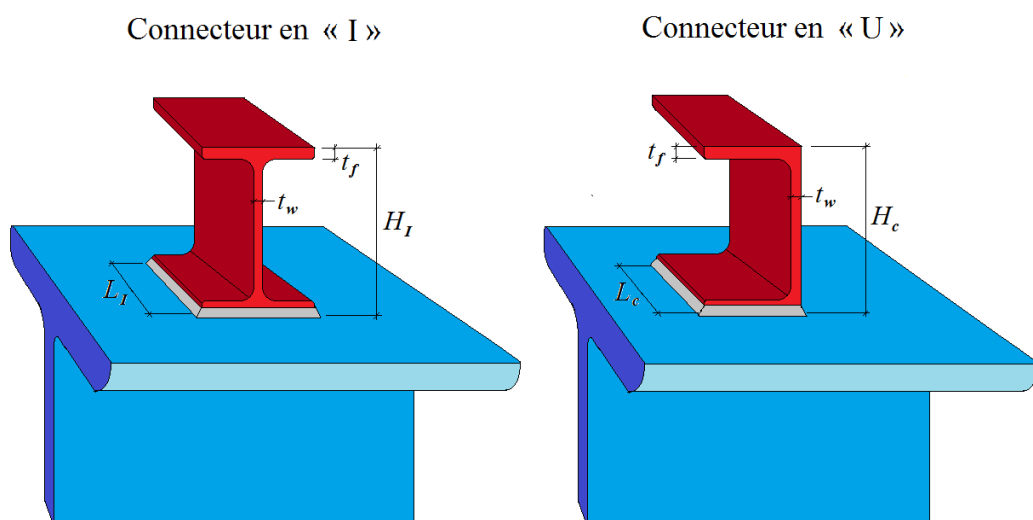
Le règlement canadien CSA [10] a suggéré également une équation semblable à l'équation précédente pour prévoir la résistance au cisaillement du connecteur en « U » :

$$P_u = 36.5(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots(3.8)$$

Pashan [28] a conclu que l'équation adoptée par le règlement canadien CSA est trop conservatrice. En incluant la hauteur du connecteur  $H_c$  comme paramètre, il a développé l'équation empirique suivante pour évaluer la résistance au cisaillement des connecteurs en « U » ayant une hauteur de 100 millimètres :

$$P_u = (336t_w^2 + 5.24L_cH_c)\sqrt{f_{ck}} \dots\dots\dots(3.9)$$

En considérant la similitude du comportement entre les deux types de connecteurs, le tableau 3.2 donne une comparaison entre les valeurs de la résistance ultime du connecteur en « I » obtenues à partir des essais de push-out présentés dans le chapitre 2 et ceux calculés par les équations citées ci-dessus.



**Figure 3.23 : Dimensions des connecteurs en « I » et en « U »**

**Tableau 3.2: Résistance au cisaillement des connecteurs en « I » - Comparaison**

Spécimen N°	Résistance ultime du connecteur en « I » ( kN )						$\frac{\text{Test}}{\text{MEF}}$	$\frac{\text{Test}}{\text{Eq.(3.7)}}$	$\frac{\text{Test}}{\text{Eq.(3.8)}}$	$\frac{\text{Test}}{\text{Eq.(3.9)}}$
	Test	Moyenne	MEF	Eq.(3.7)	Eq.(3.8)	Eq.(3.9)				
A1-a	70.00	70.00	75.00	97.40	69.73	134.55	0.93	0.72	<b>1.00</b>	0.52
A1-b	70.00									
A2-a	80.00	78.75	82.50	106.32	76.11	166.32	0.95	0.74	<b>1.03</b>	0.47
A2-b	77.50									
A3-a	82.50	83.75	86.00	116.61	83.48	198.36	0.97	0.72	<b>1.00</b>	0.42
A3-b	85.00									
B1-a	52.50	51.25	52.50	77.17	53.38	111.34	0.98	0.66	<b>0.96</b>	0.46
B1-b	50.00									
B2-a	80.00	80.00	82.5	115.75	80.07	154.51	0.97	0.69	<b>1.00</b>	0.52
B2-b	80.00									
B3-a	107.50	108.75	115.00	154.33	106.76	197.69	0.95	0.70	<b>1.02</b>	0.55
B3-b	110.00									
C1-a	70.00	71.25	73.50	100.73	71.64	138.25	0.97	0.71	<b>0.99</b>	0.52
C1-b	72.50									
C2-a	80.00	80.00	81.00	115.09	79.71	153.81	0.99	0.70	<b>1.00</b>	0.52
C2-b	80.00									
C3-a	82.50	82.50	85.00	128.94	87.23	168.32	0.97	0.64	<b>0.95</b>	0.49
C3-b	82.50									
D1-a	67.50	68.75	68.50	97.40	69.73	134.55	1.00	0.71	<b>0.99</b>	0.51
D1-b	70.00									
D2-a	72.50	72.50	68.50	97.40	69.73	134.55	1.06	0.74	<b>1.04</b>	0.54
D2-b	72.50									
D3-a	75.00	73.75	68.50	97.40	69.73	134.55	1.08	0.76	<b>1.06</b>	0.55
D3-b	72.50									

D'après ce tableau, on remarque que la résistance au cisaillement du connecteur en « I » calculée par l'équation (3.8) est plus proche des résultats expérimentaux comparativement aux valeurs obtenues par les équations (3.7) et (3.9). Cependant, cette équation peut surestimer la résistance au cisaillement quand le mode de rupture intervient par cisaillement du connecteur.

Par conséquent, une autre formule de résistance au cisaillement est nécessaire pour ce mode de rupture. Donc, la forme finale de l'équation adoptée est :

$$P_u = 36.5(t_f + 0.5t_w)L_I\sqrt{f_{ck}} \leq A_{sc}f_u \dots\dots(3.10)$$

avec

$P_u$  : résistance ultime au cisaillement du connecteur en « I », en (N),

$t_f$  : épaisseur de la semelle du connecteur en « I », en (mm),

$t_w$  : épaisseur de l'âme du connecteur en « I » en (mm),

$L_I$  : longueur du connecteur en « I », en (mm),

$f_{ck}$  : résistance caractéristique du béton à la compression, en (MPa),

$A_{sc}$  : aire de l'âme cisailée du connecteur en « I »,  $A_{sc} = t_w L_I$

$f_u$  : résistance ultime de l'acier du connecteur en « I ».

Le premier terme de l'équation (3.10) correspond à la rupture par écrasement du béton et le deuxième terme correspond à la rupture par cisaillement du connecteur.

### 3.7- Conclusion

Un modèle bi-dimensionnel en utilisant le code d'éléments finis ANSYS a été proposé pour simuler le comportement d'un connecteur en « I » dans des spécimens de push-out en prenant en considération la non-linéarité matérielle de l'acier et du béton, ainsi que la non-linéarité de contact à l'interface (acier-béton). La validation du modèle proposé a été faite par comparaison des résultats numériques avec les résultats de quelques essais de push-out choisis du chapitre 2 précédent. En suite, le modèle vérifié a été utilisé pour simuler un autre connecteur en « U » afin de comparer son comportement avec celui du connecteur en « I ». A partir de cette simulation, on a remarqué que les deux types de connecteurs possèdent un comportement semblable. En se basant sur la similitude du comportement des deux types de connecteurs, on a effectué une comparaison entre les valeurs de la résistance ultime du

connecteur en « I » obtenues par les essais de push-out présentés dans le chapitre 2 et ceux calculés par les équations développées au connecteur en « U ». A partir de cette comparaison, on a trouvé que la résistance au cisaillement du connecteur en « I » calculée par l'équation (3.8) du règlement canadien CSA [10] est plus proche des résultats expérimentaux comparativement aux valeurs obtenues par les équations (3.7) et (3.9).

## **Chapitre 4 :**

### **Modélisation par éléments finis des poutres mixtes avec des connecteurs en « I »**

## 4.1- Introduction

Après avoir étudié expérimentalement et numériquement aux chapitres précédents le comportement des connecteurs en « I » dans des spécimens de push-out, nous effectuons dans ce chapitre une modélisation par éléments finis des poutres mixtes avec des connecteurs en « I » en utilisant le code d'éléments finis ANSYS [31].

Les modèles mono-dimensionnels développés par Arizumi et Hamada [7], Aribert et Abdel-Aziz [5], Ayoub et Filippou [9] donnent des résultats satisfaisants pour le comportement global des poutres mixtes, mais, ils ne peuvent pas fournir des résultats concernant le comportement local, par exemple la distribution des contraintes et des déformations dans tous les points de la section mixte, l'évolution des fissures dans la dalle de béton, et la localisation des zones de plastification dans le profilé d'acier. Cependant, les modèles bi-dimensionnels (2D) et tri-dimensionnels (3D) peuvent simuler des structures plus complexes et peuvent fournir tous les détails de comportement. Mais à cause de la complexité des modèles tri-dimensionnels, nous avons choisi pour notre étude une modélisation bi-dimensionnelle comme pour le cas des spécimens de push-out (chapitre 3).

La validation du modèle bi-dimensionnel proposé se fait par comparaison des résultats numériques avec des résultats expérimentaux tirés de la littérature. Une étude paramétrique s'effectue ensuite pour mettre en évidence les effets du nombre et de l'espacement des connecteurs en « I » sur le comportement en flexion des poutres mixtes simplement appuyées. Cela permettra de juger l'efficacité du connecteur proposé à lier ce type de structures. Les résultats obtenus concernent l'évolution de la flèche à mi-travée, le glissement à l'interface acier-béton et la répartition des contraintes suivant la hauteur de la section transversale de la poutre mixte en fonction du chargement.

## 4. 2- Poutre mixte avec des connecteurs en « I »

La structure étudiée est une poutre mixte simplement appuyée, constituée d'une poutre métallique connectée à une dalle pleine en béton armé à l'aide de connecteurs en « I » fixés par soudure sur la semelle supérieure de la poutre métallique et ancrés dans la dalle en béton (Figure 4. 1).

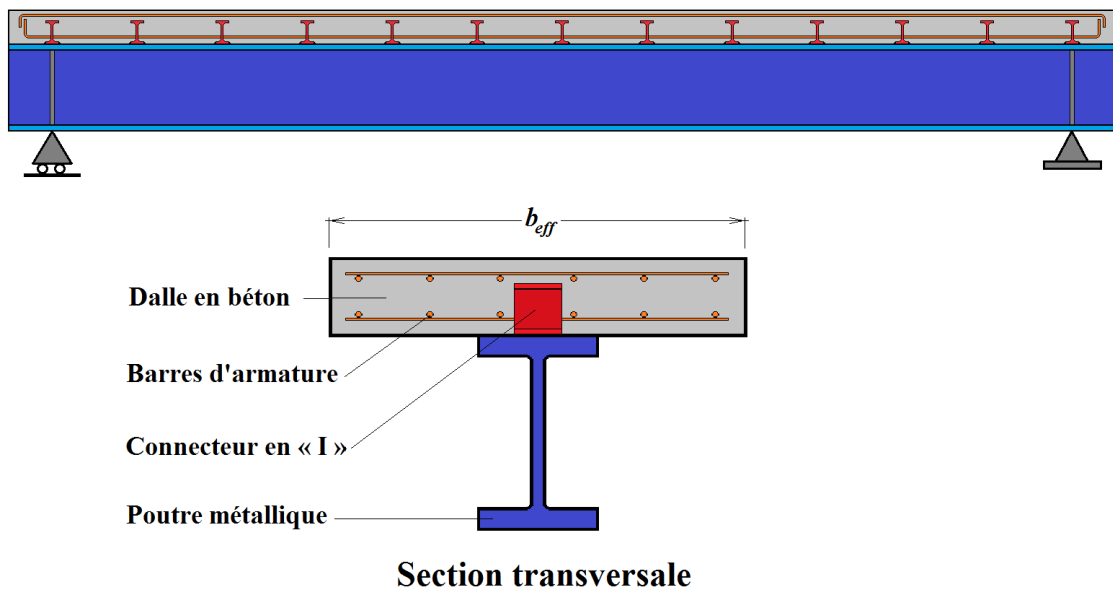


Figure 4.1 : Poutre mixte avec des connecteurs en « I »

### 4.3- Présentation du modèle bi-dimensionnel

Le système de poutre mixte présenté à la figure 4.1 est simulé par une modélisation bi-dimensionnelle en utilisant le code d'éléments finis ANSYS [31]. Les parties constituant ce système sont la dalle en béton, la poutre métallique, les barres d'armature et les connecteurs en « I ». Afin d'obtenir une simulation correcte, toutes ces parties y compris les surfaces de contact doivent être modélisées en tenant en compte les non-linéarités matérielle et géométrique.

#### 4.3.1- Types d'éléments finis utilisés

- La dalle en béton est modélisée par des éléments plans quadrilatéraux à quatre nœuds (**PLANE42**) avec une épaisseur qui correspond à la largeur effective  $b_{eff}$  de la dalle.
- Les barres d'armatures sont modélisées de manière discrète par des éléments barres à deux nœuds (**LINK1**) en supposant une adhérence parfaite avec le béton. Par conséquent, les nœuds des éléments **LINK1** sont attachés aux nœuds coïncidents des éléments **PLANE42**, c'est-à-dire, les deux matériaux partagent les mêmes nœuds.

- Pour la poutre métallique, on utilise des éléments plans quadrilatéraux à quatre nœuds (**PLANE42**) en prenant en compte la différence d'épaisseur entre âme et semelle, pour l'âme on prend l'épaisseur ( $t_w$ ), pour les semelles on prend la largeur ( $b_f$ ) comme épaisseur de l'élément fini plan.
- Les connecteurs sont modélisés par des éléments ressorts non-linéaires appelés (**COMBIN39**) qui sont attachés aux nœuds de la face supérieure de la poutre métallique et aux nœuds de la face inférieure de la dalle en béton en respectant leurs positions réelles.
- L'interface de contact (acier-béton) entre la face supérieure de la poutre métallique et la face inférieure de la dalle en béton est modélisé par des éléments de contact (**CONTA171** et **TARGE169**). Ces éléments sont capables de transmettre les charges de la dalle en béton à la poutre métallique et empêchent le chevauchement des nœuds à l'interface de liaison acier-béton tout en permettant leur glissement relatif. L'adhérence est toujours éliminée en affectant au coefficient de frottement une valeur très faible de 0.01.

**N.B.** : Les caractéristiques géométriques de ces éléments sont illustrées au paragraphe 3.3.2 du chapitre précédent.

#### 4.3.2- Maillage et conditions aux limites

Le maillage doit reproduire la géométrie de la poutre mixte en respectant la position réelle des connecteurs. Le degré de raffinement du maillage est choisi en prenant en considération le temps d'analyse et la fidélité des résultats. La figure 4.2 présente le maillage et les conditions aux limites adoptées pour le modèle bidimensionnel proposé. Par symétrie, on ne représente que la moitié de la structure modélisée en respectant les conditions aux limites suivantes :

- Les nœuds de la dalle en béton et les nœuds de la poutre métallique par lesquels passe l'axe de symétrie sont bloqués horizontalement (dans la direction X).
- Le nœud situé au niveau de l'appui simple est bloqué verticalement dans la direction Y.

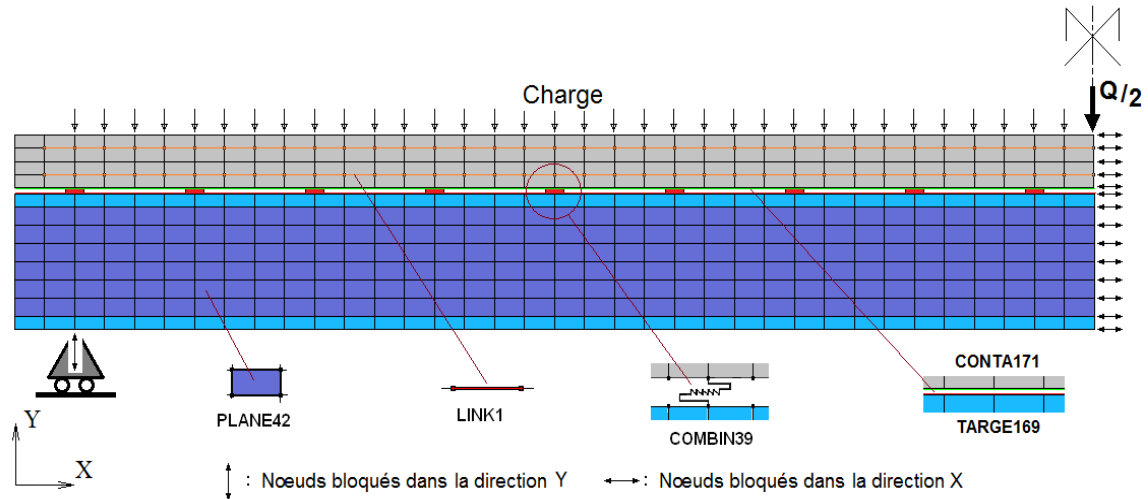


Figure 4.2 : Maillage et conditions aux limites

### 4.3.3 - Modélisation des matériaux

#### 4.3.3.1- Modèle du Béton

Comme pour les spécimens de push-out (paragraphe 3.3.1), le modèle utilisé pour le béton est de forme multilinéaire en compression et bilinéaire en traction en admettant que le béton tendu résiste encore après sa fissuration en considérant qu'à partir de la résistance maximale à la traction ( $f_t$ ) la courbe devient horizontale afin d'éviter les problèmes de convergence numérique car la non-linéarité matérielle dans l'ANSYS n'accepte pas un gradient négatif dans la courbe contrainte-déformation (Figure 4.3).

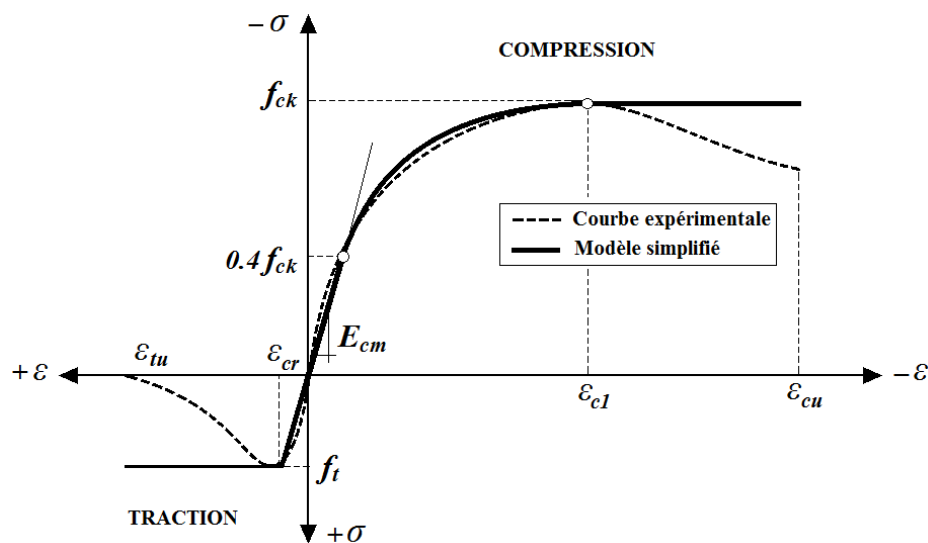


Figure 4.3 : Modèle du béton

#### 4.3.3.2- Modèle de l'acier

Le modèle utilisé pour l'acier de la poutre métallique et l'acier des barres d'armature est un modèle élasto-plastique bilinéaire, symétrique en traction et en compression par rapport à l'origine (Figure 4.4). L'utilisateur doit, donc, introduire comme données les valeurs suivantes :

- le module d'élasticité  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ ,
- la limite d'élasticité  $f_y$  et la résistance ultime en traction et en compression  $f_u$ ,
- la déformation élastique  $\varepsilon_y$  et la déformation ultime en traction et en compression  $\varepsilon_u$ .
- L'écrouissage est pris en compte par un module d'élasticité  $E_h = \frac{|f_u - f_y|}{|\varepsilon_u - \varepsilon_y|}$

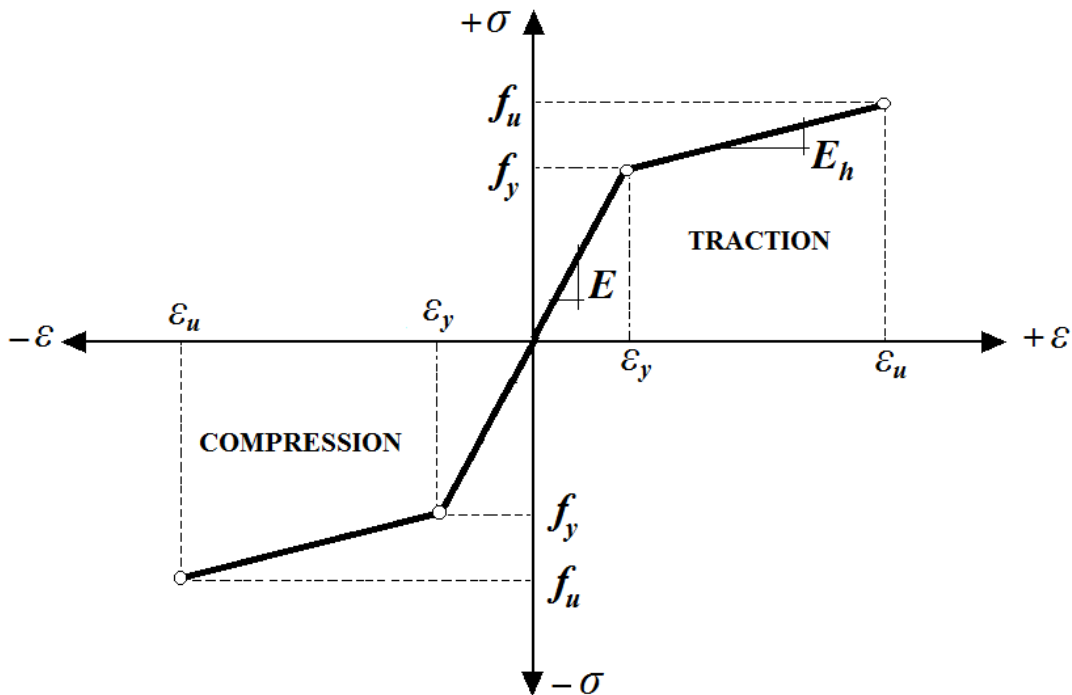


Figure 4.4 : Modèle de l'acier

### 4.3.3.3- Modélisation du comportement des connecteurs

L'élément fini **COMBIN39** est un élément ressort défini par deux nœuds et une courbe (force-déplacement). Il est utilisé comme élément uni-axial de traction-compression avec deux degrés de liberté à chaque nœud, translations dans les directions X et Y. La géométrie de cet élément et la localisation des nœuds sont montrés dans figure 4.5. Les points de coordonnées (F1, D1), (F2, D2) et (FN, DN) représentent la force appliquée et le déplacement correspondant. Dans notre modèle, ils représentent la charge appliquée sur un connecteur en « I » et le glissement correspondant dont leurs valeurs sont tirées des résultats des essais de push-out sur des connecteurs en « I » qui sont présentés dans le chapitre 2.

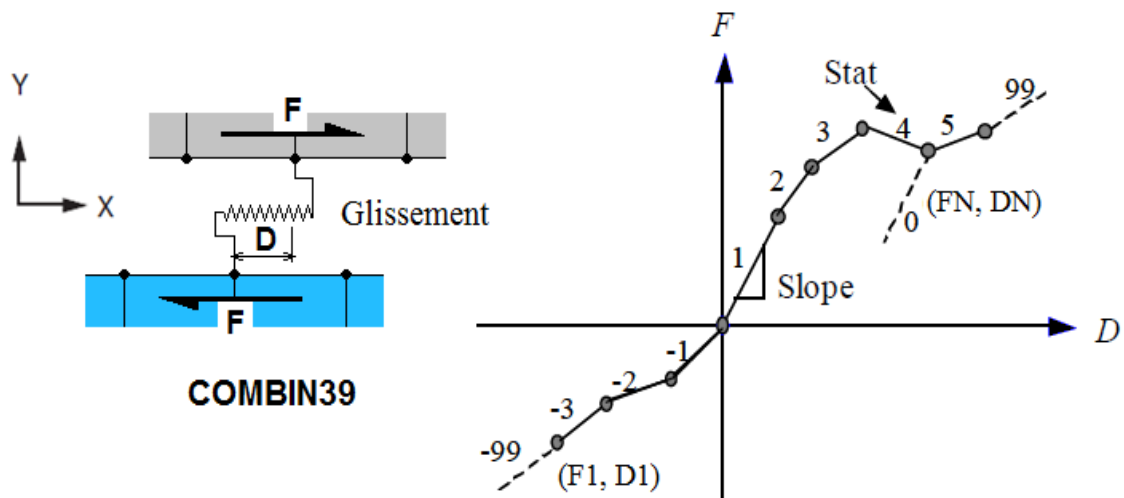


Figure 4.5 : Élément ressort non-linéaire (COMBIN39)

### 4.3.4- Application des charges et critères de rupture

Les charges sont appliquées aux nœuds de la face supérieure de la dalle en béton par manière incrémentale et croissante jusqu'à la rupture de la poutre mixte qui se produit par l'une des causes suivantes ou par la combinaison de celles-ci :

- Ecrasement du béton en compression à des déformations ultimes  $\varepsilon_{cu}$  ;
- Plastification de l'acier du profilé à des déformations ultimes  $\varepsilon_{au}$  ;
- Rupture des connecteurs par cisaillement lorsque le glissement maximal dépasse leur capacité de glissement  $S_u$ .

#### 4.4- validation du modèle proposé

Pour s'assurer de la bonne représentativité du modèle proposé, on présente ici les résultats d'analyse de deux exemples différents en les comparant à ceux obtenus expérimentalement. Le premier exemple est une poutre mixte simplement appuyée testée par Abdel Aziz [1] et le deuxième exemple concerne une poutre mixte continue testée par Ansourian [8].

##### 4.4.1- Poutre mixte simplement appuyée

La figure 4.6 présente la poutre mixte isostatique ( P14 ) qui a été testée par Abdel Aziz [1] à l'institut des sciences appliquées de Rennes. Sa section transversale est constituée :

- d'une poutre en acier de profilé IPE 400,
- d'une dalle en béton de dimensions  $800 \times 100 \text{ mm}^2$ , armée par deux nappes d'armature de  $5\emptyset 10$  (le taux d'armature est égale à 1%),
- les connecteurs utilisés sont des goujons à tête de 19 mm de diamètre et de 80 mm de hauteur, 9 paires de goujons régulièrement répartis sont utilisés pour assurer une connexion partielle avec un degré de connexion de 41%.

Les caractéristiques géométriques et les propriétés des matériaux constituant la poutre mixte (P14) sont rassemblées dans le tableau 4.1.

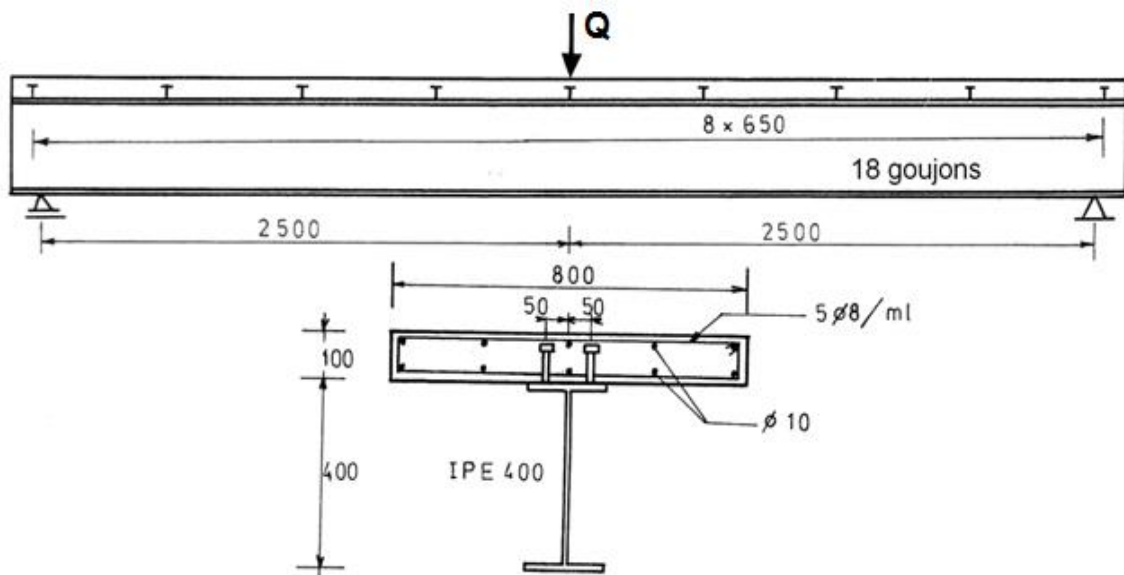
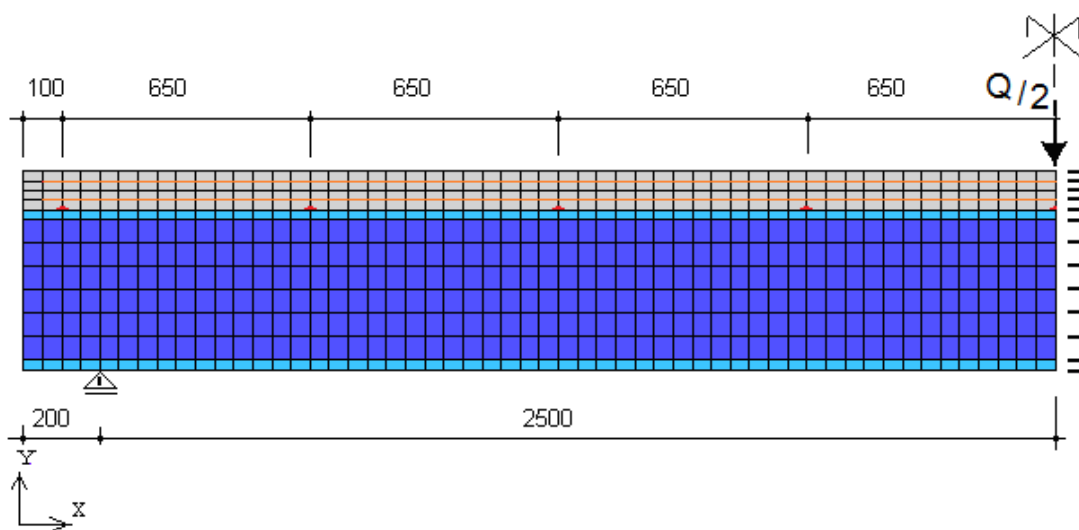


Figure 4.6 : Poutre mixte simplement appuyée ( P14 )

Tableau 4.1 : Caractéristiques de la poutre mixte (P14)

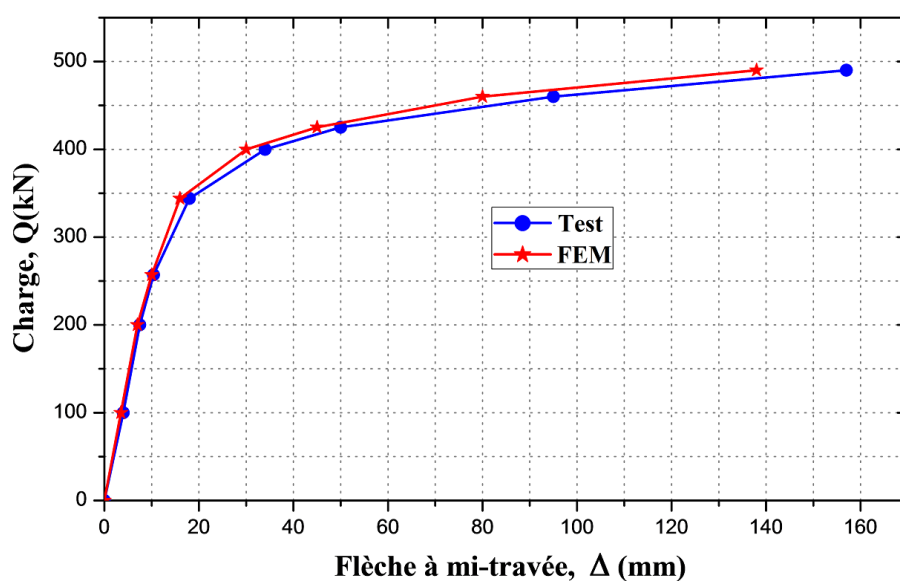
Caractéristiques géométriques	Propriétés des matériaux
<p><u>Dalle en béton :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Epaisseur = 100mm</li> <li>- Largeur = 800mm</li> </ul>	$f_{ck} = 34.7 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 3.02 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 33163 \text{ N/mm}^2$ $\nu_c = 0.2$ $\varepsilon_{c1} = 0.0026$ $\varepsilon_{cu} = 0.0040$ $\varepsilon_{cr} = f_t/E_c$ $\varepsilon_{tu} \approx 10\varepsilon_{cr}$
<p><u>Poutre métallique:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Type de profilé : IPE 400</li> <li>- Aire = 8446 mm<sup>2</sup></li> <li>- Hauteur = 400 mm</li> <li>- Largeur (semelle) = 180 mm</li> <li>- Epaisseur (semelle) = 13.5mm</li> <li>- Epaisseur (âme) = 8.6 mm</li> </ul>	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$ $\nu_a = 0.3$ $f_y$ - semelles : 245 N/mm <sup>2</sup> , âme : 260 N/mm <sup>2</sup> $f_u$ - semelles : 361 N/mm <sup>2</sup> , âme : 372 N/mm <sup>2</sup> $\varepsilon_u = 80\varepsilon_y$ - semelles : 0.0933, âme : 0.0991 $E_{ah}$ - semelles : 1258 N/mm <sup>2</sup> , âme : 1145 N/mm <sup>2</sup>
<p><u>Barres d'armature :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Nappe sup. : 5Ø10= 393mm<sup>2</sup></li> <li>- Nappe inf. : 5Ø10= 393mm<sup>2</sup></li> </ul>	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ $\nu_s = 0.3$ $f_{sy} = 370 \text{ N/mm}^2$ $f_{su} = 375 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_{su} = 25\varepsilon_{sy} = 0.044$ $E_{sh} = 118 \text{ N/mm}^2$
<p><u>Connecteurs :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Nombre de goujons = 18    - Diamètre x Hauteur = 19 mm × 80 mm</li> <li>- Distribution des goujons : uniforme en deux rangés</li> <li>- Espacement des connecteurs = 650 mm,    - Degré de connexion = 41 %</li> <li>- Courbe (charge-glissement) : Eq. (1.13), <math>\alpha = 0.8</math> , <math>\beta = 0.7\text{mm}^{-1}</math></li> </ul> <p>Résistance du connecteur, <math>P_u = 130\text{kN}</math>    - Glissement maximal : <math>S_u = 6\text{mm}</math></p>	

A cause de la symétrie, on ne présente que la moitié de la poutre mixte étudiée, la figure 4.7 présente le maillage et les conditions aux limites.



**Figure 4.7 : Maillage et conditions aux limites de la poutre P14**

Les figures 4.8 et 4.9 montrent la comparaison entre les résultats numériques et ceux obtenus expérimentalement. La figure 4.8 est relative à l'évolution de la flèche en fonction du chargement et la figure 4.9 concerne la distribution du glissement à l'interface acier-béton le long de la poutre mixte. A partir de cette comparaison, on a remarqué une bonne concordance entre les courbes numériques et expérimentales.



**Figure 4.8 : Courbes (charge-flèche) pour la poutre mixte (P14)**

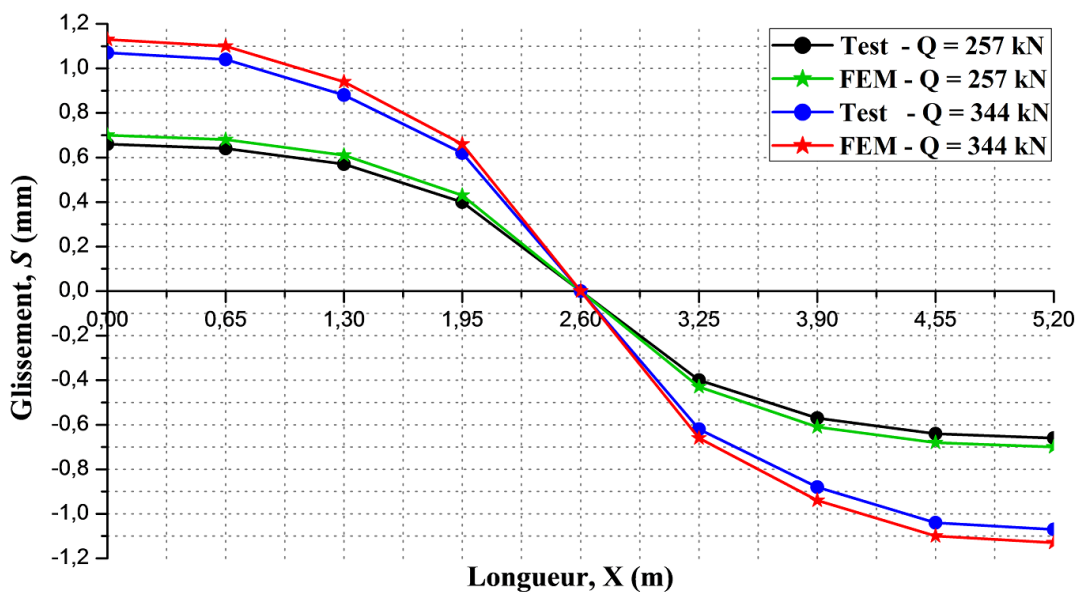


Figure 4.9 : Distribution du glissement le long de la poutre (P14)

La forme déformée indiquée à la figure 4.10 montre clairement l'apparition d'un glissement relatif à l'extrémité de la poutre mixte.

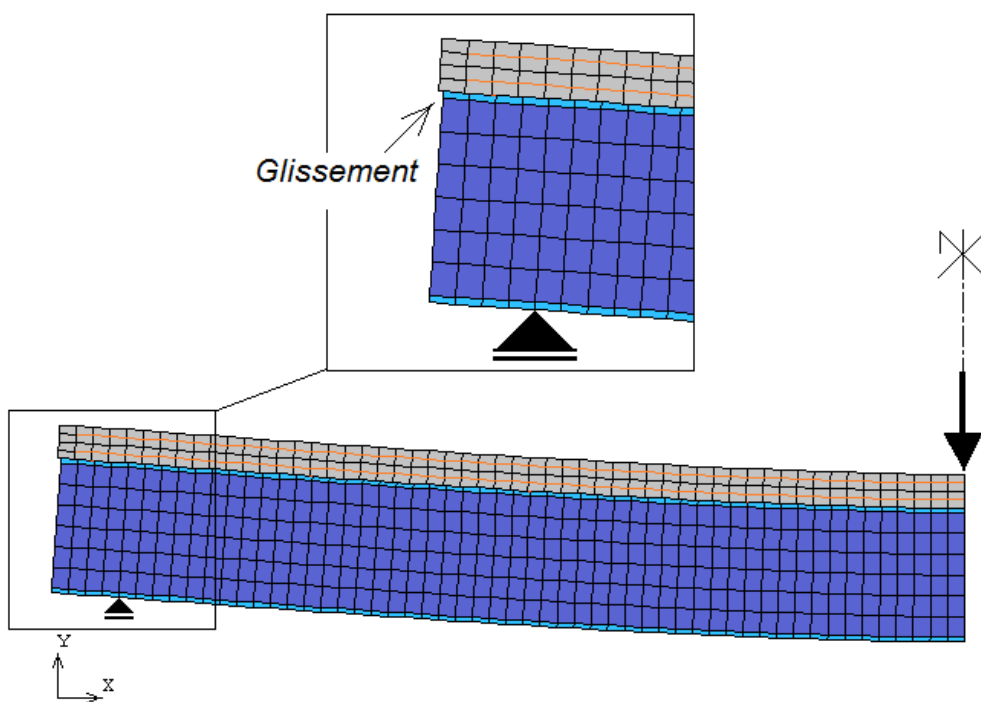
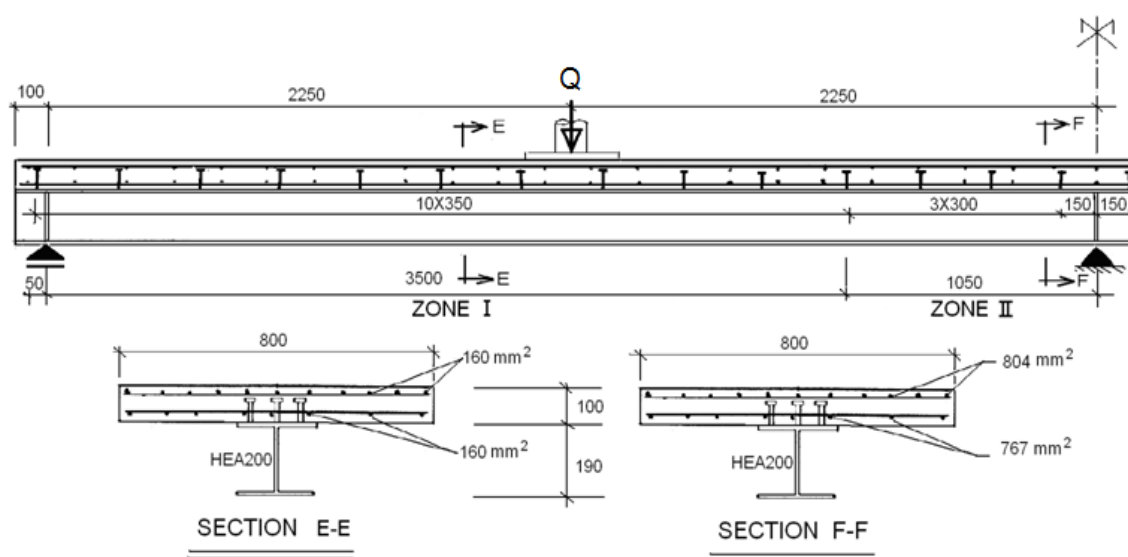


Figure 4.10 : Forme déformée de la poutre mixte (P14)

#### 4.4.2- Poutre mixte continue

La poutre mixte testée par Ansourian [8] comporte deux travées égales de 4.5 mètres, avec une charge concentrée  $Q$  au milieu de chaque travée et avec un nombre de 42 goujons par travée assurant une connexion complète, la poutre est donc théoriquement symétrique par rapport à l'axe vertical passant par l'appui intermédiaire (Figure 4.11).



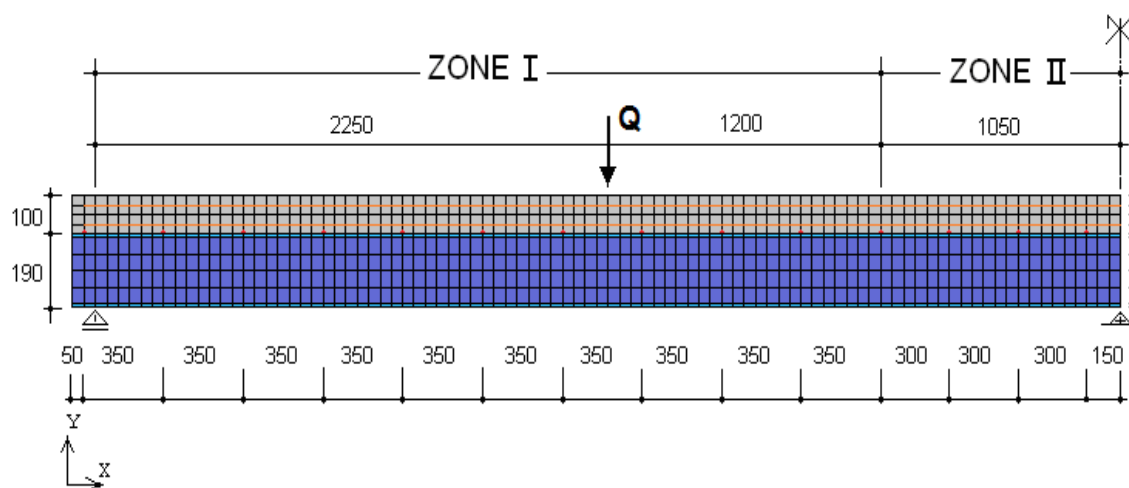
**Figure 4.11 : Poutre mixte continue ( CTB4 )**

Les caractéristiques géométriques et les propriétés des matériaux constituant la poutre mixte continue (CTB4) sont affichées dans le tableau 4.2.

La simulation par éléments finis de la poutre mixte continue **CTB4** est similaire à celle de la poutre mixte simplement appuyée **P14**. Cependant, dans la région de moment négatif (c'est-à-dire dans la ZONE II), le béton de la dalle est entièrement tendu à l'exception des aires situées en face des connecteurs, elles sont comprimées. Pour des raisons de symétrie, on ne présente que la moitié de la poutre mixte continue (voir figure 4.12).

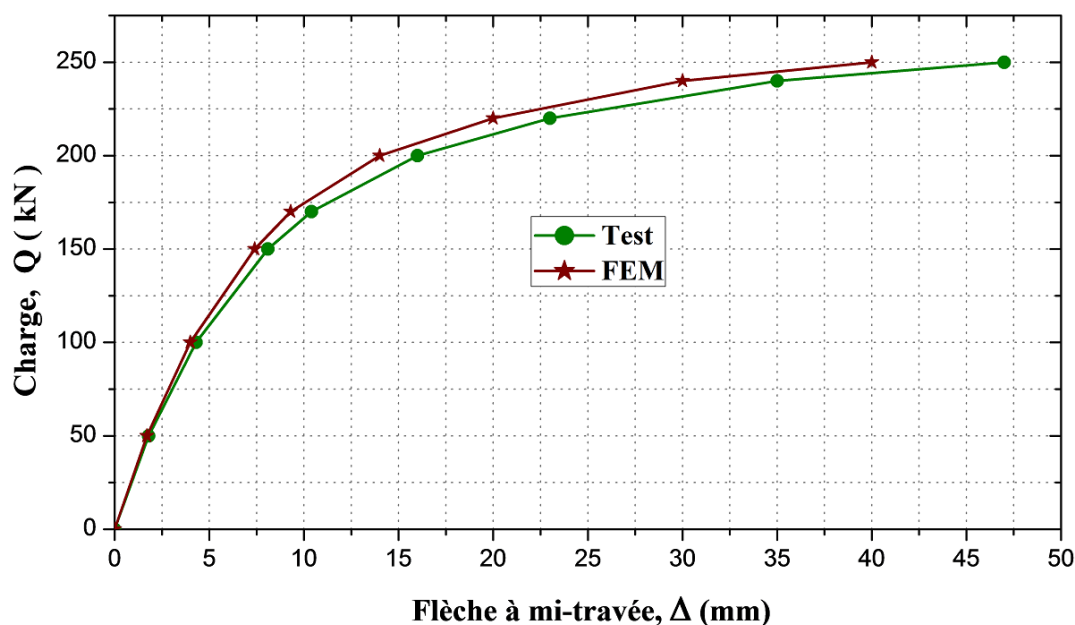
Tableau 4.2 : Caractéristiques de la poutre mixte continue (CTB4)

Caractéristiques géométriques	Propriétés des matériaux
<u>Dalle en béton :</u> - Epaisseur = 100mm - Largeur = 800mm	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 2.8 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 31331 \text{ N/mm}^2$ $\nu_c = 0.2$ $\varepsilon_{c1} = 0.0025$ $\varepsilon_{cu} = 0.0040$ $\varepsilon_{cr} = f_t/E_c$ $\varepsilon_{tu} \approx 10\varepsilon_{cr}$
<u>Poutre métallique:</u> - Type de profilé : HEA200 - Aire = 5383 mm <sup>2</sup> - Hauteur = 190 mm - Largeur (semelle) = 200 mm - Epaisseur (semelle) = 10 mm - Epaisseur (âme) = 6.5 mm	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$ $\nu_a = 0.3$ $f_y$ - semelles : 236 N/mm <sup>2</sup> , âme : 238 N/mm <sup>2</sup> $f_u$ - semelles : 393 N/mm <sup>2</sup> , âme : 401 N/mm <sup>2</sup> $\varepsilon_u$ - semelles : 0.05, âme : 0.05 $E_{ah}$ - semelles : 3212 N/mm <sup>2</sup> , âme : 3335 N/mm <sup>2</sup>
<u>Barres d'armature :</u> + <u>Zone I :</u> - Nappe sup. : 160 mm <sup>2</sup> - Nappe inf. : 160 mm <sup>2</sup> + <u>Zone II :</u> - Nappe sup. : 804 mm <sup>2</sup> - Nappe inf. : 767 mm <sup>2</sup>	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ $\nu_s = 0.3$ $f_{sy} = 430 \text{ N/mm}^2$ $f_{su} = 533 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_{su} = 0.0538$ $E_{sh} = 2000 \text{ N/mm}^2$
<u>Connecteurs :</u> - Nombre de goujons = 84    - Diamètre x Hauteur = 19 mm x 75 mm - Distribution des goujons : uniforme en trois rangés - Espacement des connecteurs : Zone I = 350 mm, Zone II = 300 mm - Degré de connexion : Zone I = 160 %, Zone II = 130 %, - Courbe (charge-glissement) : Eq. (1.13), $\alpha = 0.8$ , $\beta = 0.7 \text{ mm}^{-1}$ - Résistance du connecteur, $P_u = 110 \text{ kN}$ - Glissement maximal : $S_u = 6 \text{ mm}$	



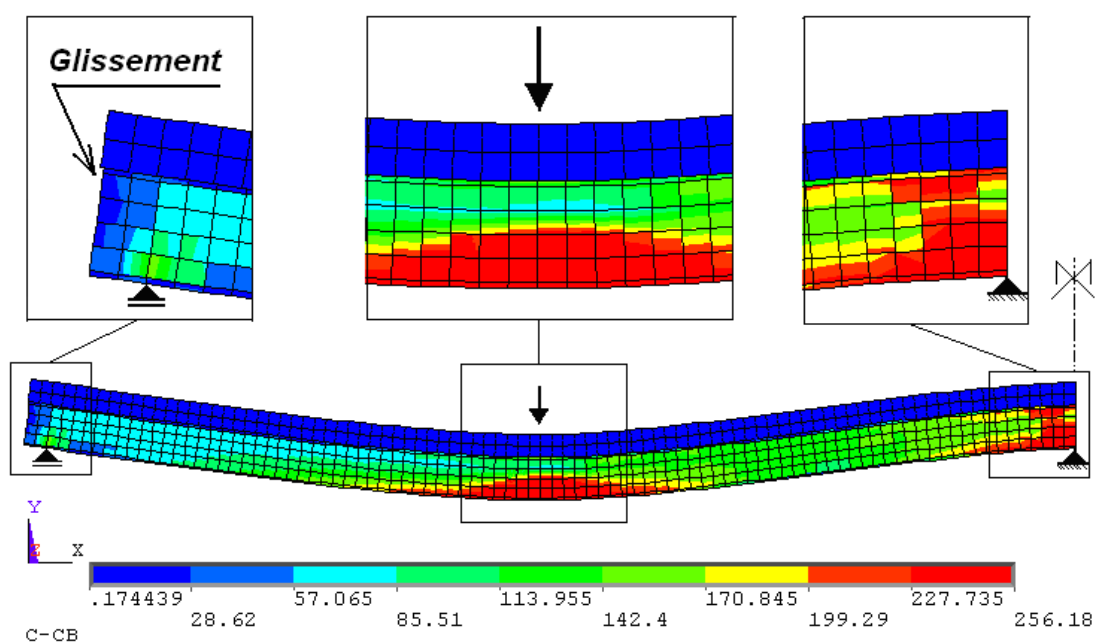
*Figure 4.12 : Maillage et conditions aux limites de la poutre (CTB4)*

La courbe (charge - flèche) de la poutre mixte continue **CTB4** obtenue par l'analyse numérique est comparée avec la courbe expérimentale dans la figure 4.13. Les résultats numériques sont relativement proches aux données expérimentales, néanmoins, la courbe numérique apparut légèrement supérieure à celle expérimentale à cause de la différence entre le comportement réel du béton et le modèle adopté pour lui.



*Figure 4.13 : Courbes (charge-flèche) pour la poutre (CTB4)*

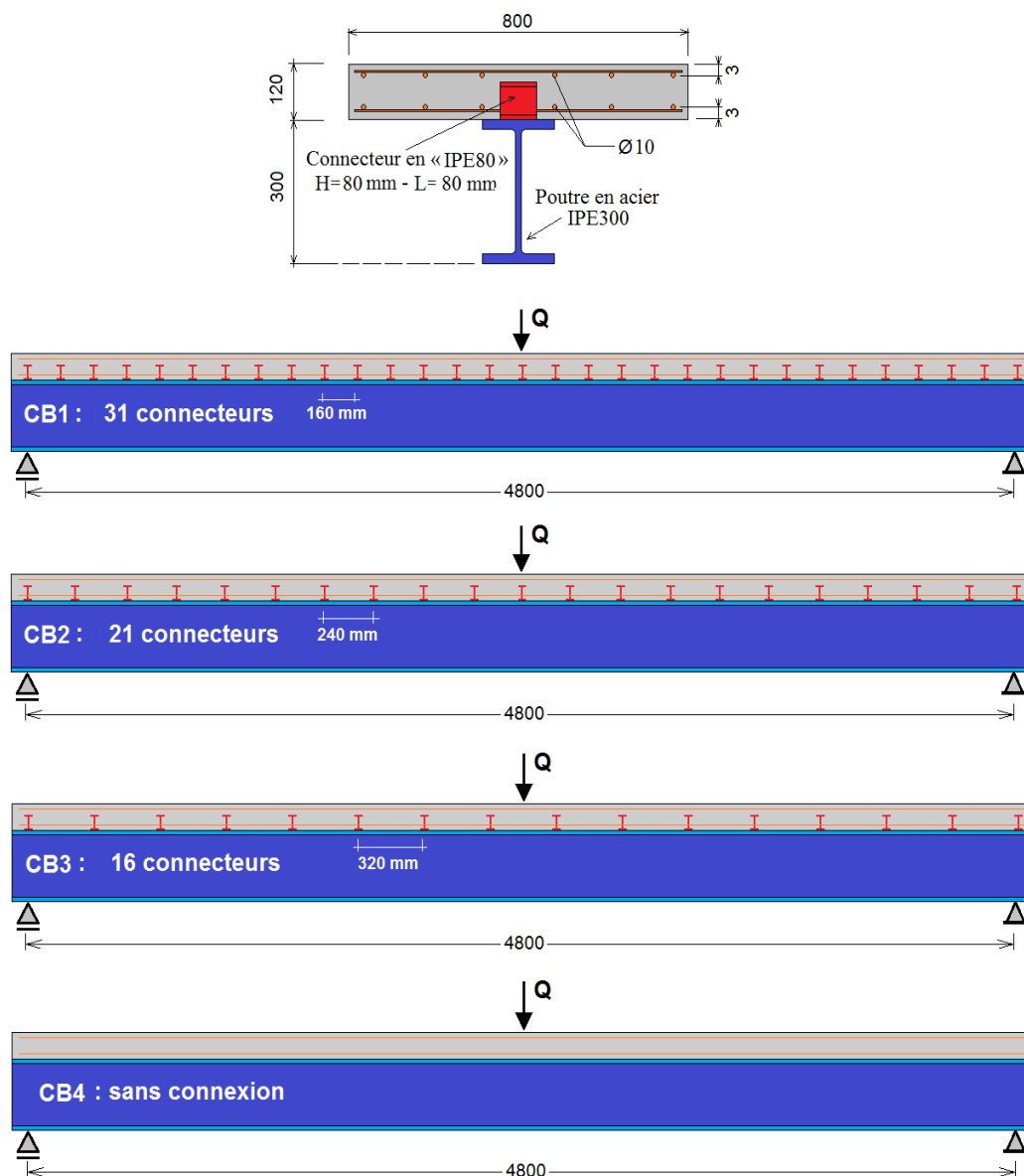
La figure 4.14 montre la forme déformée avec la distribution des contraintes juste avant la rupture de la poutre mixte continue CTB4. Un glissement est observé aux extrémités de la poutre mixte continue même avec une connexion complète. La distribution des contraintes confirme l'observation expérimentale que la rupture de la poutre mixte continue commence par une fissuration du béton tendu suivie d'une plastification de la semelle inférieure de la poutre métallique au niveau de l'appui intermédiaire et se termine par un écrasement du béton comprimé et plastification de la partie inférieure de la poutre métallique au milieu des travées.



*Figure 4.14 : Déformée et iso-contraintes de la poutre mixte CTB4*

#### 4.5- Effets du degré de connexion

Le modèle bi-dimensionnel, exposé et validé dans les paragraphes précédents, est appliqué ici à l'analyse du comportement en flexion de quatre (4) poutres mixtes avec des connecteurs en « I » ne différant que par le degré de connexion. Chaque poutre mixte, d'une portée de 4.8 mètres, est soumise à une charge concentrée (Q) à mi-travée (Figure 4.15). La section transversale est constituée d'un profilé métallique en IPE 300 et d'une dalle en béton de dimensions 800x120mm<sup>2</sup> avec deux nappes d'armature de 6Ø10 (le taux d'armature est de l'ordre de 1%).



*Figure 4.15 : Dimensions des poutres mixtes analysées*

La connexion entre l'acier et le béton est assurée par des connecteurs en « I » de 80 mm de longueur découpés d'un profilé IPE80, dont leur comportement en cisaillement a été bien étudié expérimentalement dans le chapitre 2 précédent.

En se basant sur la résistance ultime de chaque connecteur en « I » déterminée par des essais de push-out ( $P_u = 107.5\text{kN}$  –Spécimen B3-a), le dimensionnement de la connexion selon les règles de l'Eurcode 4 [14], conduirait à utiliser 31 connecteurs dans la poutre **CB1** pour assurer une connexion complète, 21 connecteurs dans la poutre **CB2** pour une connexion partielle de 67% et 16 connecteurs dans la poutre **CB3** pour une connexion partielle de 50%.

Par contre, dans la dernière poutre **CB4**, il n'existe pas des connecteurs et le degré de connexion est pris égal à zéro.

Les caractéristiques géométriques et les propriétés matérielles des poutres mixtes analysées sont données au tableau 4.3.

**Tableau 4.3 : Caractéristiques des modèles de poutres mixtes (CB)**

Caractéristiques identiques des modèles de poutres mixtes CBi	Modèle CBi	Connexion (acier-béton)		
		Nombre de connecteurs N	Espacement e (mm)	Degré de connexion $\eta$
<u>Travée</u> : $L_b = 4800\text{mm}$ <u>Dalle de béton</u> : $h_c = 120\text{ mm}$ $b_{eff} = 800\text{mm}$ $E_c = 30932\text{ N/mm}^2$ , $\nu_c = 0.2$ $f_{ck} = 26.52\text{ N/mm}^2$ $f_{ct} = 2.67\text{N/mm}^2$ <u>Poutre métallique</u> : IPE300 ( S 275) $E_a = 210000\text{ N/mm}^2$ , $\nu_a = 0.3$ , $f_y = 275\text{ N/mm}^2$ $f_u = 410\text{ N/mm}^2$ , $\varepsilon_u = 0.05$ <u>Barres d'armature</u> : $E_s = 200000\text{ N/mm}^2$ , $\nu_s = 0.3$ , $f_{sy} = 400\text{ N/mm}^2$ $f_u = 600\text{ N/mm}^2$ , $\varepsilon_{su} = 0.05$ <u>Connecteurs en « IPE80 »</u> : Spécimen B3-a : $P_u = 107.5\text{ kN}$ , $S_u > 6\text{ mm}$	CB1	31	160	100%
	CB2	21	240	67%
	CB3	16	320	50%
	CB4	0	-	0

Les résultats obtenus concernent l'évolution de la flèche à mi-travée, le glissement à l'interface acier-béton et la répartition des contraintes suivant la hauteur de la section transversale de la poutre mixte en fonction du chargement.

#### 4.5.1- Courbes (charge-flèche)

La figure 4.16 montre les courbes d'évolution de la flèche à mi-travée en fonction du chargement pour chacune des quatre poutres analysées, et ceci jusqu'au stade de la rupture, obtenue dans chaque cas par écrasement du béton de la dalle au niveau de la section médiane accompagné d'une plastification partielle du profilé métallique. Pour rappel, l'écrasement du béton correspond à l'atteinte du raccourcissement ultime  $\varepsilon_{cu}$ , fixée ici à 0.35% ; les autres critères de rupture adoptés pour le calcul étaient l'atteinte de la déformation ultime  $\varepsilon_{au}$  pour le profilé métallique et celle d'un glissement maximal dépassant la capacité de glissement  $S_u$  pour les connecteurs en « I ».

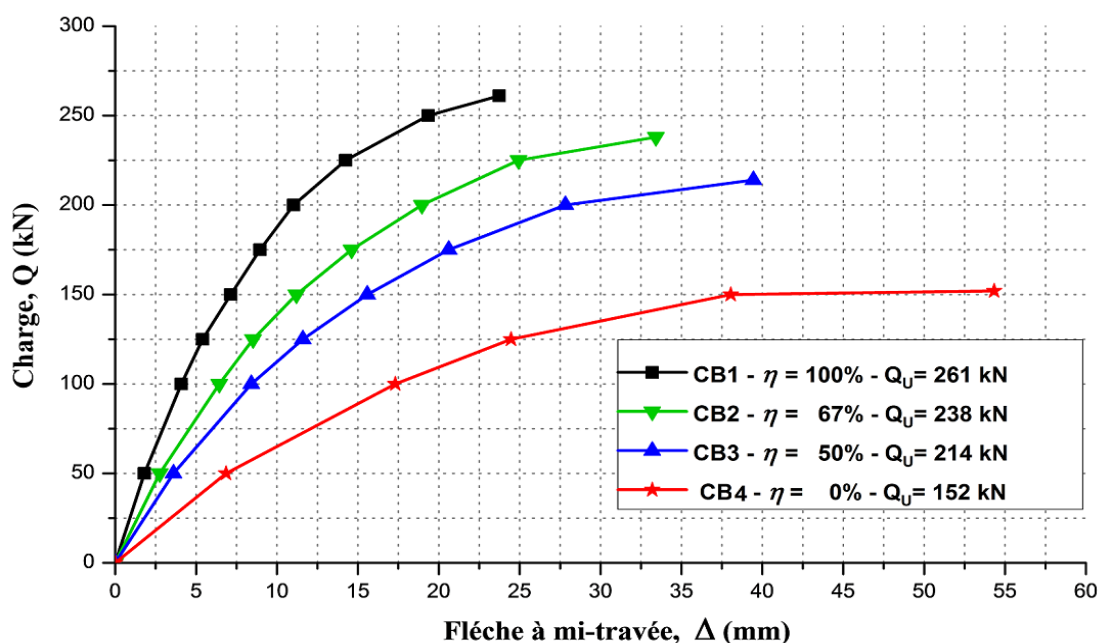


Figure 4.16 : Courbes (charge-flèche)

On constate que la réduction du degré de connexion entraîne une diminution de la capacité de chargement et une augmentation des flèches. La poutre mixte **CB1** à connexion complète est plus résistante mais présente, en revanche, une capacité de déformation réduite vis-à-vis de celles des autres poutres. Les courbes des poutres mixtes **CB2** et **CB3** à connexion partielle restent proches l'une de l'autre. Contrairement aux poutres mixtes précédentes, la poutre **CB4** sans connexion présente une faible capacité de chargement et une flèche excessive qui a dépassé la flèche admissible fixée à  $L/300$  pour une charge non pondérée de  $0.67Q_u$  à l'état limite de service.

#### 4.5.2- Glissement à l'interface (acier-béton)

Numériquement, le glissement relatif à l'interface acier-béton est calculé comme la différence des déplacements nodaux  $U_x$ , dans la direction X, de chaque paire de nœuds situés en coïncidence. La figure 4.17 montre la distribution du glissement à l'interface acier-béton le long de la poutre mixte pour les différents degrés de connexion au voisinage des charges de rupture. Cette figure indique que les valeurs de glissement sont maximales près de l'appui et faibles à mi-travée.

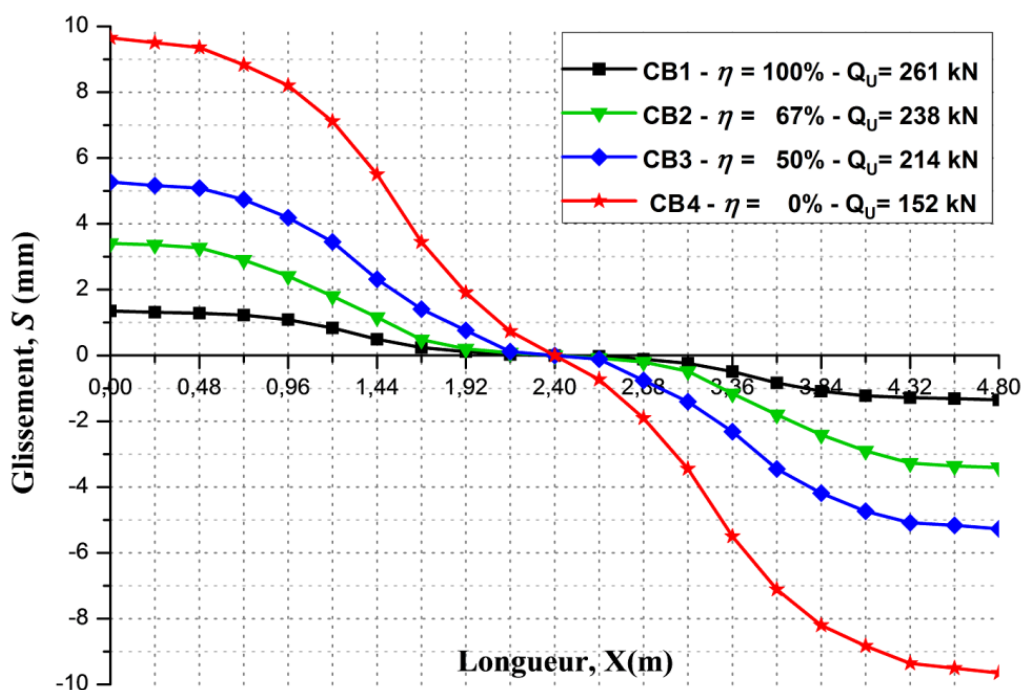
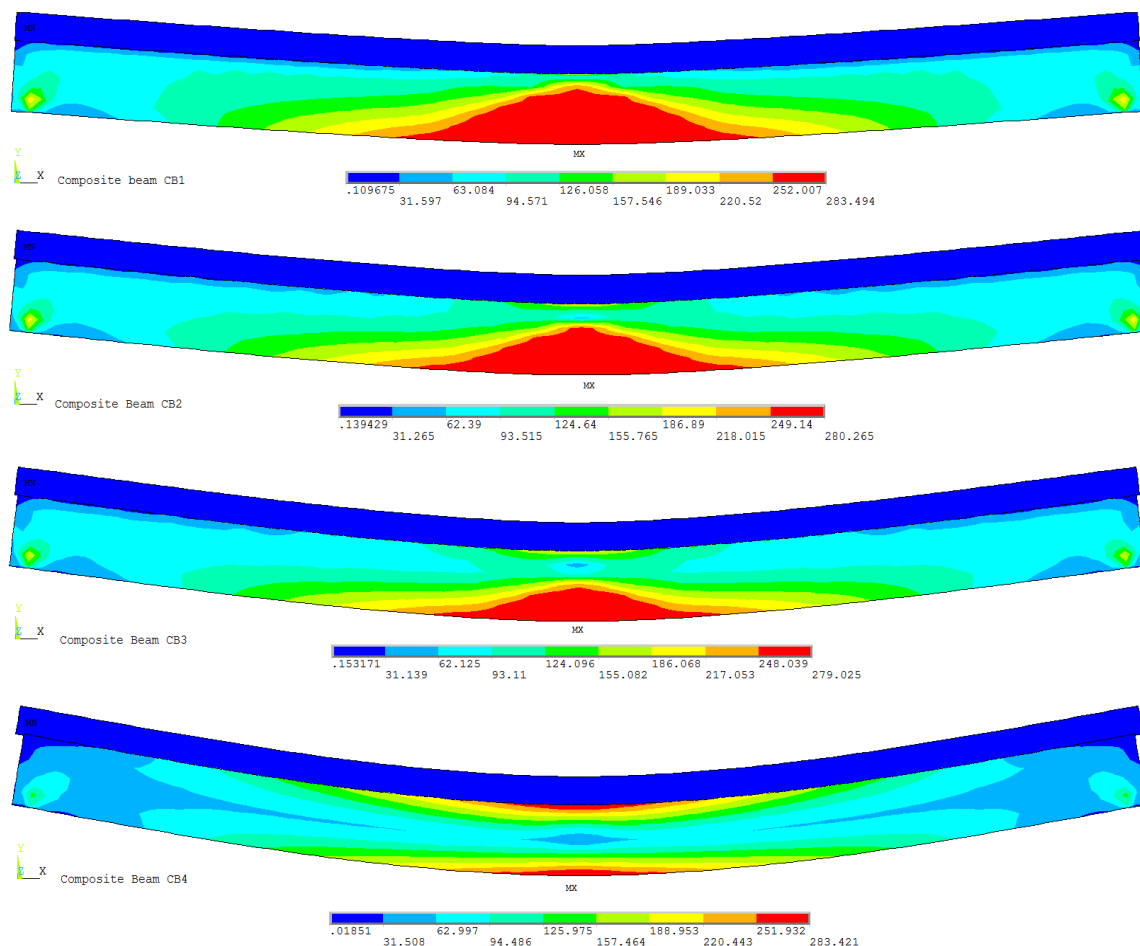


Figure 4.17 : Distribution du glissement à l'interface acier-béton

Par comparaison entre les résultats des trois premières poutres mixtes analysées, on a remarqué une augmentation des glissements chaque fois qu'il y a une réduction du degré de connexion, mais, ces glissements n'ont pas pu produire la rupture des connecteurs car les glissements maximaux correspondant aux charges ultimes restent toujours inférieurs à la capacité de glissement des connecteurs. Le glissement le plus élevé est obtenu à l'extrémité de la poutre mixte **CB3** avec un degré de connexion de 50%,  $S_{\max} = 5,271\text{mm}$ , cette valeur est inférieure à la capacité de glissement du connecteur en « I » déterminée par des essais de push-out (Chapitre 2, Spécimen **B3-a**). Tandis que pour la poutre mixte **CB4** sans connexion, le glissement est relativement important.

### 4.5.3- Distribution des contraintes dans la section transversale

A l'échelle globale, la figure 4.18 montre la forme déformée avec la distribution des contraintes normales de flexion dans chacune des poutres mixtes analysées.



*Figure 4.18 : Déformée et Distribution des contraintes normales*

D'après cette figure, une concentration des contraintes maximales est apparue à mi-travée des poutres mixtes. Ceci confirme l'observation expérimentale que la rupture des poutres mixtes simplement appuyées se produit par un écrasement du béton comprimée de la dalle et plastification de la partie inférieure de la poutre métallique à mi-travée.

A l'échelle locale, la figure 4.19 montre la distribution des contraintes normales  $\sigma_x$  suivant la hauteur de la section transversale située à mi-travée des poutres mixtes analysées. Pour les poutres mixtes CB1, CB2 et CB3, la distribution des contraintes normales dans la section critique démontrent que les capacités de l'acier et du béton ont été bien exploitées, c'est-à-

dire, toute la poutre métallique ou une partie importante de celle-ci est plastifiée et toute la dalle, ou une partie importante de celle-ci est comprimée, avant la rupture des connecteurs. Tandis que, pour la poutre mixte CB4 (sans connexion), on a remarqué une distribution triangulaire des contraintes normales affirmant un comportement élastique de la poutre métallique avec une fissuration du béton de la dalle pour une faible capacité de chargement.

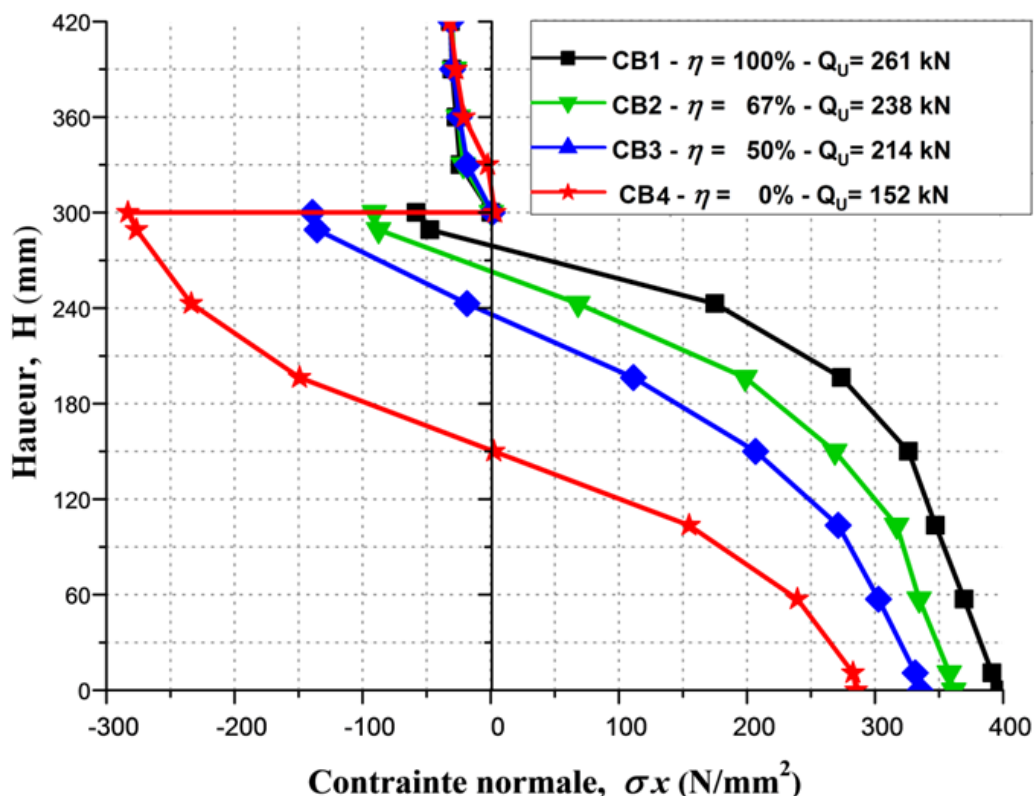


Figure 4.19 : Distribution des contraintes dans la section transversale

#### 4.6- Conclusion

Le comportement en flexion des poutres mixtes (acier-béton) connectées par des connecteurs en « I » a été étudié à l'aide du modèle bi-dimensionnel présenté au début de ce chapitre. Quatre poutres mixtes avec différents degrés de connexion ont été analysées.

Le modèle numérique nous a permis d'obtenir la capacité de chargement (charge ultime), l'évolution de la flèche à mi-travée, le glissement à l'interface acier-béton et la répartition des contraintes suivant la hauteur de la section transversale de la poutre mixte en fonction du chargement. Le tableau suivant récapitule les principaux résultats obtenus.

Tableau 4.4 : Résultats d'analyse par éléments finis

Modèle <b>CBi</b>	Degré de connexion <b><math>\eta</math></b>	Charge ultime <b><math>Q_u</math> ( kN )</b>	Flèche à mi-travée <b><math>\Delta</math> (mm)</b>	Glissement maximal <b><math>S_{max}</math> (mm)</b>	Contrainte maximale <b><math>\sigma_x</math> (N/mm<sup>2</sup>)</b>
CB1	100%	261	8.952	1.352	397.521
CB2	67%	238	12.483	3.408	361.507
CB3	50%	214	14.706	5.271	335.281
CB4	0	152	17.635	9.653	285.402

**N.B. :** La flèche à l'état limite de service correspond à une charge non pondérée de  $0.67Q_u$

Les résultats numériques montrent en général, que les connecteurs en « I » peuvent assurer la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes simplement appuyées. Cependant, la procédure expérimentale reste toujours nécessaire pour confirmer l'efficacité du connecteur proposé dans le cas des poutres mixtes continues, en particulier, dans les zones de moments négatifs (près des appuis intermédiaires) là où se manifestent quelques problèmes spécifiques qui sont difficiles à étudier théoriquement comme par exemple la fissuration du béton dans les zones tendues, le déversement et le voilement local.

## **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Le travail présenté dans cette thèse a été consacré au développement du système de connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes en proposant un nouveau type de connecteur de profilé en « I », dont l'objectif est l'analyse expérimentale et la simulation numérique des essais de (push-out) sur des connecteurs en « I » afin de trouver une équation empirique qui permet d'évaluer leur résistance ultime au cisaillement.

Pour mener à bien ce travail de recherche, nous avons fait tout d'abord une étude bibliographique sur la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes en s'intéressant, plus particulièrement, aux types de connecteurs actuellement utilisés dans les poutres mixtes et au dimensionnement de la connexion selon l'Eurocode 4 [14]. A partir de cette étude bibliographique, nous avons déterminé les critères du connecteur proposé. Ces critères sont en relation directe avec le prix de fabrication et d'exécution :

- ❖ Le connecteur proposé doit posséder une bonne résistance au cisaillement et au soulèvement pour le rendre plus attractif vis-à-vis des bureaux d'études et des constructeurs ;
- ❖ Il est préférable de proposer un connecteur qui soit ductile pour autoriser l'application d'une méthode de calcul plastique des sections et pour offrir un fonctionnement plus adéquat en cas de sollicitation sismique importante. Une capacité de glissement supérieure ou égale à 6 mm est requise avant la perte de la résistance du connecteur ;
- ❖ Le connecteur proposé doit être économique, de mise en œuvre simplifiée et facile à fixer par soudure.

La forme géométrique du connecteur proposé est appropriée pour résister au cisaillement et pour empêcher la séparation verticale à l'interface acier-béton. Ainsi, le connecteur en « I » présente le même comportement dans les deux directions à la différence des cornières soudées et des connecteurs en « U ». En outre, ce connecteur possède l'avantage de sa facilité de fabrication par découpage transversale des profilés en IPN et en IPE et sa facilité de fixation par soudure.

Pour valider le connecteur proposé il a fallu effectuer des essais expérimentaux et modélisations numériques. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de l'ensemble des résultats obtenus :

- ❖ Les modes de rupture observés au cours des essais de push-out peuvent être classifiés en deux types : le premier mode de rupture est le cisaillement du connecteur en « I », tandis que le deuxième mode de rupture est la fissuration et l'écrasement du béton dans la partie frontale du connecteur ;
- ❖ Dans tous les spécimens de push-out testés, les valeurs de glissement à l'interface (acier-béton) ont été trouvées supérieures à 6 mm. Par conséquent, le connecteur en « I » peut être classifié selon l'Eurocode-4 comme un connecteur ductile ;
- ❖ La comparaison avec les résultats des essais de push-out effectués sur des connecteurs en « U » par d'autres chercheurs indique que les modes de rupture et le comportement (charge-glissement) des connecteurs en « I » sont semblables à ceux des connecteurs en « U » ;
- ❖ La modélisation par éléments finis des spécimens de push-out avec des connecteurs en « I » et avec des connecteurs en « U » nous a permis de constater que les deux types de connecteurs possèdent un comportement (charge-glissement) semblable ;
- ❖ En se basant sur la similitude du comportement des deux types de connecteurs, on a effectué une comparaison entre les valeurs de la résistance ultime du connecteur en « I » obtenues par les essais de push-out présentés dans le chapitre 2 et ceux calculés par les équations développées au connecteur en « U ». A partir de cette comparaison, on a trouvé que l'équation (3.8) du règlement canadien CSA [10] peut évaluer avec suffisamment de précision la résistance au cisaillement du connecteur en « I ». Cependant, cette équation peut surestimer la résistance au cisaillement quand le mode de rupture intervient par cisaillement du connecteur. Par conséquent, une autre formule de résistance au cisaillement est nécessaire pour ce mode de rupture. Donc, la forme finale de l'équation adoptée est :

$$P_u = 36.5(t_f + 0.5t_w)L_I\sqrt{f_{ck}} \leq A_{sc}f_u \dots\dots\dots(3.10)$$

avec

$P_u$  : résistance ultime au cisaillement du connecteur en « I », en (N),

$t_f$  : épaisseur de la semelle du connecteur en « I », en (mm),

$t_w$  : épaisseur de l'âme du connecteur en « I » en (mm),

$L_I$  : longueur du connecteur en « I », en (mm),

$f_{ck}$  : résistance caractéristique du béton à la compression, en (MPa),

$A_{sc}$  : aire de l'âme cisailée du connecteur en « I »,  $A_{sc} = t_w L_I$

$f_u$  : résistance ultime de l'acier du connecteur en « I ».

Le premier terme de l'équation (3.10) correspond à la rupture par écrasement du béton et le deuxième terme correspond à la rupture par cisaillement du connecteur.

- ❖ Les résultats de la modélisation par éléments finis des poutres mixtes avec des connecteurs en « I » ont montré que ces connecteurs peuvent assurer la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes simplement appuyées. Cependant, la procédure expérimentale reste toujours nécessaire pour confirmer l'efficacité du connecteur proposé dans le cas des poutres mixtes continues, en particulier, dans les zones de moments négatifs (près des appuis intermédiaires) là où se manifestent quelques problèmes spécifiques qui sont difficiles à étudier théoriquement comme par exemple la fissuration du béton dans les zones tendues, le déversement et le voilement local.

### **Perspectives :**

Afin de compléter les résultats obtenus et de mieux cerner le comportement au cisaillement des connecteurs en « I », nous envisageons les perspectives suivantes pour la suite de notre étude :

- ❖ effectuer d'autres essais de push-out sur des connecteurs en « I » en présence des dalles mixtes associées avec des tôles nervurées pour confirmer l'application des connecteurs proposés dans les planchers mixtes de bâtiments à étages multiples ;
- ❖ effectuer des essais expérimentaux sur des poutres mixtes connectées par des connecteurs en « I » pour montrer l'efficacité du connecteur proposé en le comparant à la connexion par les connecteurs les plus utilisés au monde « les goujons soudés ».

Enfin, d'un point de vue plus personnel, le travail de recherche que nous avons effectué a été l'occasion pour nous d'approfondir nos connaissances dans le domaine de construction mixte, en particulier la connexion (acier-béton) dans les poutres mixtes.

## **Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

- [1]- Abdel-Aziz K. - « Modélisation et étude expérimentale des poutres mixtes acier-béton à connexion partielle ou espacée ». Thèse de doctorat N°. D. 86-3-INSA de Rennes, octobre 1986.
- [2]- AISC. - « Specification for structural steel buildings ». AISC-360-05, American Institute of Steel Construction, 2005, Chicago, IL.
- [3]- American Society for Testing and Materials/ASTM (E8 - 69) - « Standard Methods of Tension Testing of Metallic Materials ». Annual Book of Standards, 2008, Washington.
- [4]- Aribert J-M. et Abdel-Aziz K. - « Calcul des poutres mixtes jusqu'à l'état ultime avec un effet de soulèvement à l'interface acier-béton ». Revue Construction Métallique, 1985, N°4, pp.3-36.
- [5]- Aribert J-M. et Abdel-Aziz K. - « Modèle général pour le calcul des poutres mixtes hyperstatiques jusqu'à la ruine ». Revue Construction Métallique, 1986, N°4, pp.3-41.
- [6]- Aribert J-M. et Labib A. G. - « Modèle de calcul elasto-plastique de poutres mixtes à connexion partielle ». Revue Construction Métallique, 1982, N°4, pp.3-51.
- [7]- Arizumi Y. and Hamada S. « Elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction by finite element method ». Computers & Structures, 1981, Vol.4, N°5, pp.453-462.
- [8]- Ansourian P. - « Experiments on continuous composite beams ». Proc. Inst. Civ.Engrs., 1981, Vol.71(2), pp 25-51.
- [9]- Ayoub A. and Filippou F.C. - « Mixed formulation of nonlinear steel-concrete beam element ». Journal of Struct. Eng., 2000, Vol.126, N°3, pp.371-381.
- [10]- CAN/CSA-S16-01 - « Limit states design of steel structures ». Canadian Standard Association, 2001, Toronto, Ontario, Canada.
- [11]- Crisinel M. - « Push-Out tests of steel-concrete connections with Hilti connectors ». Rapport ICOM 122 – E.P.F.L, Lausanne, 1983.

- [12]- Crisinel M. - « Partial-Interaction analysis of composite beams with profiled sheeting and non-welded shear connectors ». *Journal of Constructional Steel Research*. 1990, Vol.15, pp.65-98.
- [13]- Eurocode 2 - « Calcul des Structures en béton. Partie 1-1 : Règles Générales et Règles pour les bâtiments ». Comité Européen de Normalisation, CEN, 2005.
- [14]- Eurocode 4 - « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments ». Comité Européen de Normalisation, CEN, 2006.
- [15]- Gueury M. et Rabih M. - « Comportement et modélisation d'un connecteur en cornière d'une construction mixte acier-béton ». *Annales de l'ITBTP*, n° 533, mai 1995.
- [16]- Guezouli S., Lachal A. - « Numerical analysis of frictional contact effects in push-out tests ». *Engineering Structures*, 2012, Vol. 40, pp.39 - 50.
- [17]- Hirt M. A. et Bez R. - « Construction Métallique – Vol. 10 : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement ». EPFL, Lausanne, 1994.
- [18]- Jayas B. S. and Hosain M. U. – « Behaviour of headed shear studs in composite beams: push out tests». *Canadian J. Civil Eng.*, 1988, Vol. 13(1), pp. 106-115.
- [19]- Kim B., Wright H. D., Cairns R. - « The behaviour of through-deck welded shear connectors : An experimental and numerical study ». *Journal of Constructional Steel Research*, 2001, Vol.57, pp.1359-1380.
- [20]- Leonhardt F., Andrä W., Andrä H. P., and Harre W. « Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbundtragwerke mit höher dauerfestigkeit : New improved shear connector with high fatigue strength for composite structures ». *Beton und Stahlbetonbau*, 1987, Vol.62(12), pp. 325-331.
- [21]- Maleki S. and Bagheri, S. - « Behaviour of channel shear connectors. Part I: Experimental study». *J. Construct. Steel Res.*, 2008, Vol. 64(12), pp. 1333-1340.
- [22]- Mazoz A., Benanane A. and Titoum M. - « Push-out Tests on a New Shear Connector of I-shape ». *International Journal of Steel Structures*, 2013, Vol. 13, N°3, pp. 519-528.
- [23]- Molina J.C., Junior C.C. - « Nnumeric evaluation - Stiffness of connectors "X" in composite specimens of wood and concrete starting from cyclical load ». *Science & Engineering Journal*, 2007, Vol.32 (3), pp. 61-70.

- [24]- Newmark K. - « Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction ». Proceeding, Society for Experimental Stress Analysis, 1951, Vol.9, N° 1, pp. 75-92.
- [25]- Oehlers D. J. - « Splitting Induced by Shear Connectors in Composite Beams ». J. Struct. Eng., ASCE, 1989, Vol.115, N°2, pp.341-362.
- [26]- Oguejiofor E.C. and Hosain M.U. - « Numerical analysis of Push-Out specimens with Perfobond rib connectors ». Computers & Structures, 1996, Vol.62, N°4, pp. 617–24.
- [27]- Ollgaard J.G., Slutter R.G. and Fisher J.W. - « Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete ». AISC Engineering Journal, 1971, Vol.(8), pp.55-64.
- [28]- Pashan A. - « Behaviour of channel shear connectors : push-out tests ». MSc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Canada, 2006.
- [29]- Raingeval M. - « Utilisation des connecteurs HILTI HVB 80 et 105 dans les poutres mixtes ». Revue Construction Métallique, 1987, N°1, pp.61-88.
- [30]- Slutter R. G. and Driscoll G. C. - « Flexural strength of steel-concrete composite beams ». Journal of Structural Division, ASCE, 1965, Vol. 91(ST2), pp. 71-99.
- [31]- Swanson Analysis Systems - « ANSYS - Version 12: Online manual and Theory Reference ».
- [32]- Trinh J.-L. - « Connexion (acier-béton) - Influence de force transversale ». Annales de l'ITBTP, N° 511, février 1993.
- [33]- Trouillet P. – « Fatigue des connecteurs en cornière pour ossature mixte ». Rapport interne, Laboratoire régional de recherche en transport, Nancy, France, 1990.
- [34]- Viest I. M., Siess, C. P. Appleton J. H., and Newmark N. M. - « Full scale tests on channel shear connectors in composite T-Beams ». University of Illinois Bulletin, 1952, pp. 405.
- [35]- Wang A. J. - «Advanced finite element investigation into structural behaviour of composite beams». Ph.D. thesis, 2007, The Hong Kong Polytechnic University.

## ANNEXE A

### Compositions des différents bétons selon la méthode de Dreux-Gorisse

Classe de béton	Compositions (kg/m <sup>3</sup> )				
	Sable	Gravier 8/15	Gravier 15/25	Ciment	Eau
C20/25	761.5 2	473	575.7	320	202.5
C25/30	715.8	443.85	605.3	375	202.7
C30/37	665.9	451.7	609.9	420	198.1

La masse volumique théorique des bétons entre 2300 et 2400 Kg /m<sup>3</sup>

## ANNEXE B

### Résultats des essais de push-out

**Tableau B.1 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série A)**

Spécimens A1-a, A1-b		Spécimens A2-a, A2-b		Spécimens A3-a, A3-b	
Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)
0	0	0	0	0	0
5	0,053	5	0,042	5	0,031
10	0,121	10	0,095	10	0,073
15	0,205	15	0,173	15	0,146
20	0,313	20	0,289	20	0,251
25	0,44	25	0,413	25	0,368
30	0,585	30	0,533	30	0,483
35	0,737	35	0,686	35	0,629
40	0,892	40	0,827	40	0,752
45	1,063	45	0,991	45	0,916
50	1,268	50	1,185	50	1,093
55	1,508	55	1,412	55	1,281
60	1,852	60	1,734	60	1,533
65	2,436	65	2,13	65	1,811
67,5	3,004	70	2,613	70	2,215
70	4,258	72,5	2,897	72,5	2,439
67,5	5,793	75	3,235	75	2,702
65	6,997	77,5	3,771	77,5	2,981
60	8,335	78,75	4,314	80	3,415
55	9,26	77,5	5,474	82,5	3,87
45	10,594	75	6,097	83,75	4,803
-	-	72,5	7,242	82,5	6,176
-	-	70	8,156	80	6,87
-	-	65	8,892	77,5	7,619
-	-	60	9,539	75	8,431
-	-	55	10,367	72,5	9,254
-	-	50	11,323	70	10,197
-	-	-	-	65	11,463
-	-	-	-	60	12,214
-	-	-	-	55	13,285

**Tableau B.2 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série B)**

Spécimens B1-a, B1-b		Spécimens B2-a, B2-b		Spécimens B3-a, B3-b	
Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)
0	0	0	0	0	0
5	0,149	5	0,073	5	0,038
10	0,302	10	0,162	10	0,083
15	0,447	15	0,275	15	0,144
20	0,653	20	0,409	20	0,205
25	0,852	25	0,556	25	0,274
30	1,109	30	0,714	30	0,34
35	1,388	35	0,901	35	0,418
40	1,731	40	1,104	40	0,496
42,5	1,917	45	1,337	45	0,601
45	2,112	50	1,582	50	0,703
47,5	2,483	55	1,87	55	0,812
50	2,967	60	2,168	60	0,918
51,25	3,526	65	2,503	65	1,033
50	4,203	70	3,028	70	1,189
45	4,938	75	3,668	75	1,354
35	5,937	77,5	4,211	80	1,583
-	-	80	5,194	85	1,865
-	-	77,5	6,382	90	2,223
-	-	75	6,957	95	2,638
-	-	70	7,503	100	3,165
-	-	65	8,356	102,5	3,564
-	-	60	9,368	105	4,135
-	-	50	10,635	107,5	4,742
-	-	-	-	108,75	5,595
-	-	-	-	107,5	7,168
-	-	-	-	105	8,184
-	-	-	-	100	9,202
-	-	-	-	95	10,006
-	-	-	-	90	11,174
-	-	-	-	80	12,438

**Tableau B.3 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série C)**

<b>Spécimens C1-a, C1-b</b>		<b>Spécimens C2-a, C2-b</b>		<b>Spécimens C3-a, C3-b</b>	
Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)
0	0	0	0	0	0
5	0,052	5	0,04	5	0,027
10	0,115	10	0,095	10	0,075
15	0,211	15	0,172	15	0,142
20	0,338	20	0,282	20	0,253
25	0,456	25	0,397	25	0,326
30	0,631	30	0,531	30	0,405
35	0,753	35	0,671	35	0,513
40	0,951	40	0,791	40	0,621
45	1,174	45	0,976	45	0,737
50	1,429	50	1,169	50	0,843
55	1,731	55	1,364	55	1,038
60	2,172	60	1,589	60	1,251
65	2,735	65	1,842	65	1,503
67,5	3,271	70	2,281	70	1,816
70	3,813	72,5	2,567	75	2,278
71,25	4,937	75	2,935	77,5	2,569
67,5	6,158	77,5	3,437	80	2,994
60	7,382	80	4,879	82,5	3,821
50	8,664	77,5	6,163	80	4,731
40	10,762	75	7,304	75	5,603
-	-	70	8,374	60	6,885
-	-	60	9,836	-	-

Tableau B.4 : Glissements en fonction des charges de cisaillement (Série D)

Spécimens D1-a, D1-b		Spécimens D2-a, D2-b		Spécimens D3-a, D3-b	
Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)	Charge moyenne (kN)	Glissement moyen (mm)
0	0	0	0	0	0
5	0,088	5	0,074	5	0,073
10	0,223	10	0,171	10	0,15
15	0,372	15	0,315	15	0,294
20	0,535	20	0,443	20	0,417
25	0,671	25	0,558	25	0,513
30	0,834	30	0,682	30	0,648
35	1,036	35	0,851	35	0,794
40	1,253	40	1,054	40	0,992
45	1,443	45	1,283	45	1,232
50	1,727	50	1,53	50	1,461
55	2,105	55	1,923	55	1,837
60	2,659	60	2,352	60	2,256
65	3,416	65	2,867	65	2,733
67,5	4,009	67,5	3,37	67,5	3,105
68,75	4,813	70	4,136	70	3,597
65	5,963	71,25	5,291	72,5	4,431
60	7,173	70	6,384	73,75	5,745
50	8,439	67,5	7,383	72,5	6,502
-	-	65	7,978	70	7,283
-	-	60	8,732	67,5	7,878
-	-	55	9,734	65	8,391
-	-	50	10,345	60	9,634
-	-	-	-	55	10,968
-	-	-	-	50	12,078

## ANNEXE C

### Photos supplémentaires



*Photo C1 : Fixation des connecteurs par soudure*



*Photo C2 : Elimination de l'adhérence (acier-béton) par huilage des semelles*



*Photo C3 : Barres d'armature*



*Photo C4 : Coffrage et bétonnage des spécimens de push-out*



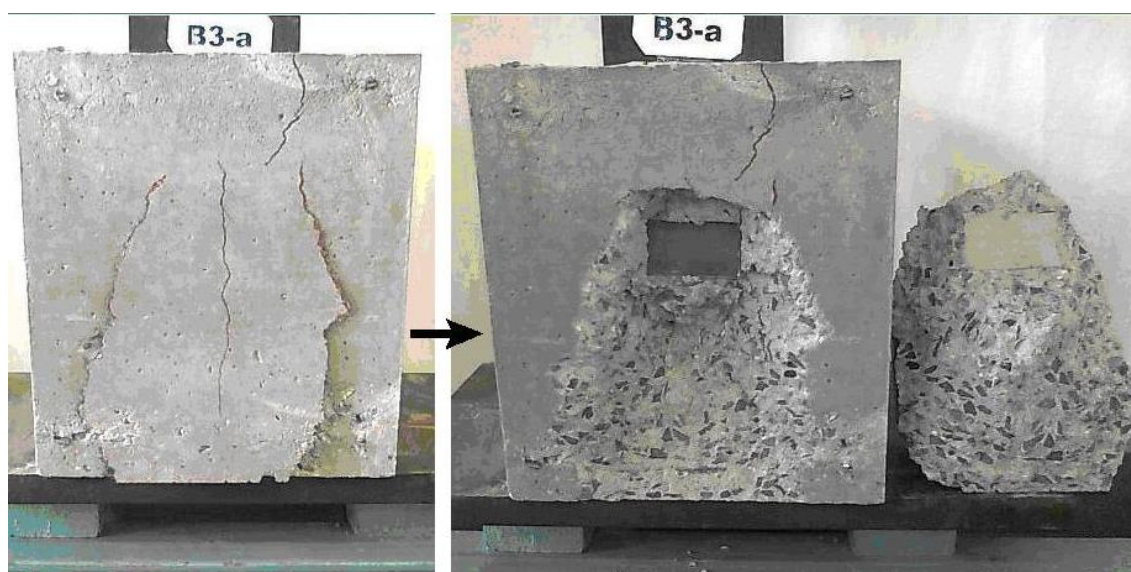
*Photo C5 : Spécimens de push-out de la série A*



*Photo C6 : Spécimens de push-out de la série B*



*Photo C7 : Capteurs de déplacements*



*Photo C8 : Mode de rupture du spécimen B3-a*



*Photo C9 : Spécimens de push-out après rupture*