الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان –
Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE

THESE

Présentée pour l'obtention du **grade** de **DOCTORAT 3ème Cycle**

En : Génie civil

Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

Par : BACHIR Sara

Sujet

Comportement d'assemblages boulonnés pour des sollicitations autour des axes faibles

Soutenue publiquement, le 15 / 06 /2026, devant le jury composé de :

M BOUMECHRA Nadir	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
M MISSOUM Mohammed Abdelghani	MCA	Univ. Tlemcen	Directeur de thèse
Mme BENADLA Zahira	Professeur	Univ. Tlemcen	Co- Directeur de thèse
Mme BENKELFAT Naouel	MCA	Univ. Tlemcen	Examinateur 1
M ABIDELAH Anis	Professeur	Univ. USTO-MB	Examinateur 2
M BECHEUR Abdelhamid	Professeur	Univ. Béjaïa	Examinateur 3
M BOUCHAÏR Abdelhamid	Professeur	Univ. Clermont Auvergne	Invité

NB : les membres du jury doivent être classés conformément au P.V d'autorisation de soutenance

À mon père et à ma mère

Remerciement

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur Missoum Mohammed Abdelghani, Directeur de cette thèse, de m'avoir orientée tout au long de ce travail, pour ses conseils, sa disponibilité et la confiance qu'il m'a accordée. Son accompagnement et ses orientations ont été d'une grande importance dans l'avancement et l'aboutissement de cette recherche.

J'adresse mes sincères remerciements à Madame Zahira Benadla, co-directrice de thèse, pour ses remarques constructives, la qualité de ses recommandations. Je tiens également à remercier Monsieur Bouchair Abdelhamid pour l'accueil qu'il m'a réservé à l'Université de Clermont-Ferrand dans le cadre de la bourse PROFAS B+. Ses échanges scientifiques, ses conseils et la qualité de ses orientations ont marqué mon parcours et sont restés, tout au long de ces années, une référence précieuse dans ma manière d'aborder la recherche.

Je remercie vivement Monsieur le Professeur Nadir Boumechra pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de cette thèse. Sa présence à la tête de ce jury confère une valeur particulière à ce travail.

Je remercie également Madame Benkalfat Naouel ainsi que Messieurs Abidelah Anis et Becheur Abdelhamid d'avoir accepté d'examiner cette thèse. Je leur suis reconnaissante pour le temps qu'ils consacreront à sa lecture et pour l'intérêt qu'ils portent à ce travail.

Une pensée toute particulière va à ma sœur Ghada, pour sa présence, et tous les sacrifices qu'elle a faits pour moi. Elle m'a accompagnée dans mes nuits blanches, dans mes moments de solitude face au travail, et a su, par de simples instants partagés, rendre cette période plus légère. Ses paroles, sa compagnie et même les petits projets qu'elle me faisait imaginer pour après la soutenance m'ont donné la force de continuer.

Je souhaite adresser ma profonde reconnaissance à ma sœur Nadjet, pour tout ce qu'elle a fait pour moi. Par sa force, sa générosité et sa manière d'être, elle a toujours été pour moi un modèle, une personne que j'admire profondément et que je considère comme une véritable idole. Je tiens également à remercier profondément mon frère Miloud, pour son affection et ses délicates attentions. Ses petits gestes, notamment les chocolats qu'il m'apportait dans les moments de la charge de travail, ont compté bien plus qu'il ne l'imagine. Leur présence, chacun à sa manière, m'a apporté du courage, du réconfort et la force d'avancer jusqu'au bout.

Les remerciements les plus sincères et les plus profonds vont à mes parents. leur soutien moral, leur patience et leurs prières ont accompagné chacune des étapes de ce travail. Dans les périodes les plus difficiles, le fait de les voir toujours fiers de moi m'a donné le courage de ne pas abandonner et d'aller jusqu'au terme de cette thèse. Ce travail leur doit beaucoup.

Résumé

Les assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée occupent une place importante dans le comportement global des ossatures métalliques, car leur rigidité, leur résistance et leur capacité de déformation influencent directement la réponse de la structure. Si leur évaluation est aujourd'hui relativement bien établie pour les sollicitations selon l'axe fort, leur comportement selon l'axe faible du poteau reste encore insuffisamment décrit, notamment en raison de la flexion hors plan de l'âme du poteau et des interactions tridimensionnelles susceptibles d'apparaître dans le nœud.

La présente thèse s'inscrit dans cette problématique. Elle a pour objectif d'analyser le comportement des assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée, depuis les mécanismes locaux de la zone tendue jusqu'à la réponse globale de l'assemblage, en s'intéressant particulièrement aux sollicitations selon l'axe faible et aux configurations tridimensionnelles. Elle vise à identifier les composantes gouvernantes de l'assemblage, à évaluer l'influence de certains paramètres géométriques et mécaniques, et à examiner les limites des formulations de l'EUROCODE 3 lorsqu'elles sont appliquées à des configurations qui s'écartent du cas plan classique.

La démarche adoptée repose sur une progression allant de l'étude des composantes élémentaires vers l'assemblage complet. Après un rappel des bases théoriques relatives aux assemblages semi-rigides et à leur modélisation, le travail s'appuie sur une analyse numérique détaillée, confrontée à des résultats expérimentaux de référence. Cette démarche permet d'étudier successivement le comportement de l'assemblage selon l'axe fort, selon l'axe faible, puis dans des configurations tridimensionnelles, afin de mettre en évidence les mécanismes de déformation et de ruine propres à chaque cas.

Les résultats montrent que, pour les assemblages selon l'axe faible, le comportement est largement gouverné par la flexion hors plan de l'âme du poteau, dont l'élancement influence directement la rigidité, la résistance et la nature du mécanisme de ruine. Ils montrent également que l'interaction entre assemblages selon l'axe fort et selon l'axe faible modifie sensiblement la rigidité rotationnelle du nœud, ce qui confirme que les configurations tridimensionnelles ne peuvent pas être décrites par une simple superposition de comportements plans i ndépendants.

Ainsi, cette thèse contribue à une meilleure compréhension du comportement des assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée dans des configurations encore peu couvertes par les formulations usuelles, et met en évidence la nécessité d'enrichir les approches de calcul afin de mieux prendre en compte la flexion hors plan de l'âme du poteau et les effets d'interaction tridimensionnelle.

Mots clés : assemblages poutre–poteau ; assemblages par platine d'about débordante boulonnée ; sollicitation selon l'axe faible ; sollicitation selon l'axe fort ; flexion hors plan de l'âme du poteau ; méthode des composants ; interaction tridimensionnelle ; modélisation par éléments finis.

Abstract

Bolted end-plate beam-to-column joints play a key role in the global response of steel frames, since their stiffness, strength and deformation capacity directly affect structural behaviour. Although their assessment is now reasonably well established for major-axis loading, their response under minor-axis loading of the column is still insufficiently described, mainly because of the out-of-plane bending of the column web and the three-dimensional interaction effects that may develop within the joint region.

This thesis addresses this issue. Its main objective is to investigate the behaviour of bolted extended end-plate beam-to-column joints, from the local mechanisms developing in the tension zone to the overall joint response, with particular emphasis on minor-axis loading and three-dimensional configurations. The study aims to identify the governing joint components, to assess the influence of selected geometric and mechanical parameters, and to examine the limitations of EUROCODE 3 formulations when applied to configurations that depart from the classical planar case.

The adopted methodology follows a progressive approach, from the study of elementary components to the analysis of the full joint. After recalling the theoretical background related to semi-rigid joints and their modelling, the work relies on a detailed numerical investigation, compared with reference experimental results. This approach makes it possible to study successively the behaviour of the joint under major-axis loading, under minor-axis loading, and finally in three-dimensional configurations, in order to highlight the deformation and failure mechanisms associated with each case.

The results show that, for minor-axis joints, the behaviour is largely governed by the out-of-plane bending of the column web, whose slenderness directly influences stiffness, strength and the governing failure mechanism. They also show that the interaction between major-axis and minor-axis joints significantly affects the rotational stiffness of the joint, which confirms that three-dimensional configurations cannot be described as a simple superposition of independent planar responses.

Overall, this thesis contributes to a better understanding of the behaviour of bolted end-plate beam-to-column joints in configurations that are still only partially covered by current design formulations, and highlights the need to enrich existing calculation approaches in order to account more explicitly for out-of-plane bending of the column web and three-dimensional interaction effects.

Keywords : beam-to-column joints ; bolted extended end-plate joints ; minor-axis loading ; major-axis loading ; column web out-of-plane bending ; component method ; three-dimensional interaction ; finite element modelling.

ملخص

تلعب الوصلات المثبتة بمسامير بين العوارض والأعمدة، والتي تتضمن لوحات طرفية، دورًا رئيسيًا في الاستجابة الكلية للهياكل الفولاذية، حيث إن صلابتها وقوتها وقدرتها على التحمل تؤثر بشكل مباشر على السلوك الهيكلي. وعلى الرغم من أن تقييمها أصبح الآن راسخًا إلى حد معقول فيما يتعلق بالحمل على المحور الرئيسي، إلا أن استجابتها تحت تأثير الحمل على المحور الثانوي للعمود لا تزال غير موصوفة بشكل كافٍ، ويرجع ذلك أساسًا إلى الانحناء خارج المستوى لوسط العمود وتأثيرات التفاعل ثلاثية الأبعاد التي قد تنشأ داخل منطقة الوصلة.

تتناول هذه الأطروحة هذه المسألة. ويتمثل هدفها الرئيسي في دراسة سلوك الوصلات المثبتة بمسامير بين العوارض والأعمدة ذات الألواح الطرفية الممتدة، بدءًا من الآليات المحلية التي تتطور في منطقة الشد وصولاً إلى الاستجابة الإجمالية للوصلة، مع التركيز بشكل خاص على التحميل على المحور الثانوي والتكوينات ثلاثية الأبعاد. تهدف الدراسة إلى تحديد مكونات الوصلة الحاكمة، وتقييم تأثير المعلمات الهندسية والميكانيكية المختارة، وفحص حدود صيغ EUROCODE 3 عند تطبيقها على التكوينات التي تختلف عن الحالة المستوية الكلاسيكية

تتبع المنهجية المعتمدة نهجاً تدريجياً، بدءاً من دراسة المكونات الأولية وصولاً إلى تحليل الوصلة الكاملة. بعد استعراض الخلفية النظرية المتعلقة بالمفاصل شبه الصلبة ونمذجتها، تعتمد الدراسة على تحقيق رقمي مفصل، مقارنةً بالنتائج التجريبية المرجعية. يتيح هذا النهج دراسة سلوك الوصلة تباعًا تحت التحميل على المحور الرئيسي، ثم تحت التحميل على المحور الثانوي، وأخيرًا في التكوينات ثلاثية الأبعاد، من أجل إبراز آليات التشوه والفشل المرتبطة بكل حالة.

تُظهر النتائج أن سلوك الوصلات ذات المحور الثانوي يتحدد إلى حد كبير بالانحناء خارج المستوى لجزء الوسطي للعمود، حيث يؤثر نحافة هذا الجزء بشكل مباشر على الصلابة والقوة وآلية الفشل السائدة. كما تُظهر النتائج أن التفاعل بين الوصلات ذات المحور الرئيسي والمحور الثانوي يؤثر بشكل كبير على الصلابة الدورانية للوصلة، مما يؤكد أن التكوينات ثلاثية الأبعاد لا يمكن وصفها على أنها مجرد تراكب لاستجابات مستوية مستقلة.

بشكل عام، تسهم هذه الأطروحة في فهم أفضل لسلوك الوصلات المثبتة بمسامير بين العوارض والأعمدة ذات الألواح الطرفية، في التكوينات التي لا تزال معالجتها في صيغ التصميم الحالية غير كاملة، وتسلط الضوء على الحاجة إلى إثراء مناهج الحساب الحالية من أجل مراعاة الانحناء خارج المستوى لجسم العمود وتأثيرات التفاعل ثلاثي الأبعاد بشكل أكثر وضوحًا.

الكلمات المفتاحية: وصلات العارضة بالعمود؛ وصلات الألواح الطرفية الممددة المثبتة بمسامير؛ التحميل على المحور الثانوي؛ التحميل على المحور الرئيسي؛ الانحناء خارج المستوى لجسم العمود؛ طريقة المكونات؛ التفاعل ثلاثي الأبعاد؛ النمذجة بالعناصر المحدودة.

SOMMAIRE

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralités sur les assemblages

I.1 INTRODUCTION 5

I.2 DEFINITIONS 5

I.3 SOURCES DE DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES 6

I.3.1 Assemblage poutre- poteau 6

I.3.1.1 Assemblage d'axe fort 6

I.3.1.2 Assemblage d'axe faible 7

I.3.1.3 Assemblages avec poutres connectées selon les axes fort et faible du poteau 9

I.3.1.4 Continuités de poutres et de poteaux 9

I.3.2 Assemblages poutre–poutre 10

I.3.3 Pieds de poteaux 11

I.4 MODELISATION D'UN ASSEMBLAGE 11

I.4.1 Concentration de la déformabilité d'un assemblage 11

I.4.1.1 Configuration d'assemblage poutre-poteau selon l'axe fort 12

I.4.1.2 Configurations d'assemblages poutre–poteau selon axe faible et poutre–poutre 13

I.4.2 Idéalisation de la courbe moment-rotation 13

I.5 CARACTERISATION D'UN ASSEMBLAGE 14

I.6 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES 16

I.6.1 Système de classification des assemblages selon l'Eurocode 3 16

I.6.1.1 Classification par rigidité 16

I.6.1.2 Classification par résistance 17

I.6.1.3 Classification par ductilité 18

I.7 CONCLUSION 19

Chapitre II : Caractérisation des assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée selon l'Eurocode 3

II.1 INTRODUCTION 22

II.2 MÉTHODE DES COMPOSANTS 22

II.2.1 Caractérisation des composants de base des assemblages boulonnés en termes de résistance plastique et de rigidité initiale 23

II.2.1.1 Rigidité en rotation 24

II.2.1.1.1 Zone tendue 26

II.2.1.1.2 Zone comprimée 27

II.2.1.1.3 Zone cisaillée 28

II.2.1.1.4 Rigidité de l'assemblage 28

II.2.1.2 Résistance plastique 29

II.2.1.2.1 Résistance de la zone cisaillée 29

II.2.1.3 Résistance de la zone comprimée 32

II.2.1.3.1 Résistance de la zone tendue 35

II.2.1.3.2 Longueur du tronçon en T équivalent 36

II.2.1.3.3 Résistance du tronçon en T équivalent sous les différents modes de ruine 36

II.2.1.3.4 Assemblage des résistances des rangées et groupes 40

II.2.1.3.5 Résistance de l'assemblage 41

II.2.2 Comportement du tronçon en T 44

II.2.2.1 Effet de levier et répartition des efforts dans le tronçon en T 44
II.2.2.2 Mécanismes de lignes de plasticité 46
II.2.2.3 Rigidité initiale du tronçon en T 47
II.2.3 Capacité de rotation 50

II.3 CONCLUSION 50

Chapitre III : Analyse Numérique Du Comportement Du Tronçon En T

III.1 INTRODUCTION 53

III.2 TRAVAUX ANTERIEURS SUR LES TRONÇONS EN T 53
III.2.1 Études expérimentales 53
III.2.2 Études numériques 55

III.3 MODELISATION NUMERIQUE DU TRONÇON EN T 58
III.3.1 Description des essais expérimentaux 58
III.3.2 Calibration du modèle par éléments finis 58
III.3.2.1 Géométrie des modèles 59
III.3.2.2 Longueur équivalente du boulon 61
III.3.2.3 Conditions aux limites et chargement 62
III.3.2.4 Application de la précontrainte 63
III.3.2.5 Propriétés mécaniques des composants 63
III.3.2.6 Choix du type d'éléments 64
III.3.2.7 Critère de ruine 68

III.4 RESULTATS DU MODELE NUMERIQUE 70
III.4.1 Étude de convergence de maillage 70
III.4.2 Influence de la procédure de l'introduction de la précontrainte des boulons sur la réponse globale 73
III.4.3 Influence du choix de la loi constitutive sur le comportement global 74
III.4.4 Influence du nombre des interfaces de contact 75
III.4.5 Influence de la modélisation du boulon 76
III.4.6 Déformation réelle et déformation totale 78
III.4.7 Résultats en contraintes de von Mises pour le tronçon T1 79
III.4.8 Effet de la précontrainte 81

III.5 CONCLUSION 83

Chapitre IV : Modélisation des assemblages poutre -poteau par platine d'about boulonnée selon l'axe fort

IV.1 INTRODUCTION 85

IV.2 ETUDES EXPERIMENTALES 85
IV.2.1 Introduction de la base de données 85
IV.2.2 Élaboration et description de la base de données 86
IV.2.3 Modes de déformation et d'endommagement observés 86
IV.2.4 Etat de l'art 88
IV.2.4.1 Variation des paramètres géométriques 88
IV.2.4.2 Analyse des résultats 92

IV.3 ÉTUDES NUMÉRIQUES 93

IV.4 GENERATION DES MODELES NUMERIQEUS 96
IV.4.1 Description géométrique et matérielle des essais expérimentaux 96
IV.4.2 Génération du modèle par éléments finis 98
IV.4.2.1 Caractéristiques géométriques 98

IV.4.2.2 Caractéristiques matérielles 99
IV.4.2.2.1 Section et platines 99
IV.4.2.2.2 Boulons 101
IV.4.2.3 Maillage 102
IV.4.2.4 Contact 103
IV.4.2.5 Simplifications du modèle EF 104
IV.4.2.6 Conditions aux limites 104
IV.4.2.7 Procédure de chargement 105
IV.4.3 Courbe Moment-Rotation 106
IV.4.3.1 Moment résistant de l'assemblage 106
IV.4.3.2 Rotation de l'assemblage 106
IV.4.4 CALIBRATION DES MODELES NUMERIQUES 107

IV.5 VALIDATION DES MODELES NUMERIQUES 109
IV.5.1 Test_A 109
IV.5.2 Essai T101.010 111
IV.5.3 Confrontation des résultats aux calculs de l'Eurocode 3 113
IV.5.3.1 Propriétés mécaniques des assemblages 113
IV.5.3.2 Composante panneau d'âme en cisaillement 115
IV.5.4 Influence de la doublure d'âme 118
IV.5.4.1 Influence de l'épaisseur de la doublure d'âme 118
IV.5.4.2 Influence de la nuance d'acier de la doublure d'âme 120

IV.6 CONCLUSION 121

Chapitre V : Comportement des assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée selon l'axe faible

V.1 INTRODUCTION 124

V.2 ETUDES ANALYTIQUES 124

V.3 ETUDES EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES 127

V.4 APPROCHE ANALYTIQUE DES ASSEMBLAGES SELON L'AXE FAIBLE PAR PLATINE D'ABOUT 137
V.4.1 Comportement de la composante âme du poteau en flexion 137
V.4.2 Formulations analytiques 138
V.4.2.1 Résistance plastique : Méthode de Gomes et al. 138
V.4.2.2 Rigidité initiale : Méthode de Neves et al. 142
V.4.2.3 Évaluation de la rigidité d'un assemblage selon l'axe faible 144
V.4.3 Description des configurations étudiées 145
V.4.4 Application de la méthode analytique sur les assemblages 147
V.4.4.1 Résistance plastique 147
V.4.4.2 Rigidité initiale 148
V.4.4.2.1 Évaluation de la nouvelle composante k21 148
V.4.4.2.2 Application de la méthode des composantes 149

V.5 APPROCHE NUMERIQUE DES ASSEMBLAGES SELON L'AXE FAIBLE PAR PLATINNE D'ABOUT 149
V.5.1 Résultats de la modélisation numérique 150
V.5.1.1 Validation Test_B 150
V.5.1.2 Comparaison du comportement des modèles EF 151
V.5.1.3 Évaluation comparative des résultats numériques et analytiques 153
V.5.1.4 Analyse locale du comportement du panneau d'âme du poteau 155

V.6 CONCLUSION 158

Chapitre VI : Modélisation des assemblages poutre -poteau avec platine d'about boulonnée sous des sollicitations autour de l'axe faible et fort

VI.1 INTRODUCTION 161

VI.2 ETAT DE L'ART 161

VI.3 CONCLUSION DE L'ETAT DE L'ART : 168

VI.4 ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES D'AXE FORT DANS UNE CONFIGURATION D'ANGLE 168

VI.4.1 Introduction 168
VI.4.2 Descriptions des modèles EF 169
VI.4.3 Procédure de chargement 170
VI.4.4 Résultats de modélisation 170
VI.4.4.1 Comportement de l'assemblage d'axe fort 170
VI.4.4.2 Comportement du panneau d'âme en cisaillement 172
VI.4.4.3 Déformation hors plan du panneau d'âme 173
VI.4.4.4 Allongement des boulons 175

VI.5 ANALYSE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES DANS UNE CONFIGURATION SPATIALE 177

VI.5.1 Procédure de chargement 177
VI.5.2 Prévisions selon l'Eurocode 3 177
VI.5.2.1 Interprétation du comportement numérique 178
VI.5.2.2 Interprétation des résultats à partir de l'Eurocode 3 181
VI.5.2.3 Analyse numérique des modes de ruine 182

VI.6 CONCLUSION 183

Conclusion générale et perspectives 186

Références bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I- 1: Sources de la déformabilité d'un assemblage 7
Figure I- 2 : Sollicitation des zones du panneau d'âme et d'attaches 8
Figure I- 3 : Déformabilité d'un assemblage selon l'axe faible 8
Figure I- 4 : Chargement d'un assemblage bilatéral selon l'axe faible 9
Figure I- 5 : Représentation d'un assemblage 3D 9
Figure I- 6 : Déformation de continuité de poutre 10
Figure I- 7 : Déformation de continuité de poteau 10
Figure I- 8 : Déformation d'un assemblage poutre-poutre 10
Figure I- 9 : L'assemblage d'un pied de poteau 11
Figure I- 10 : Caractéristiques de rigidité du ressort en flexion 12
Figure I- 11 : Définition du paramètre du transformation β 12
Figure I- 12 : Définition du paramètre du transformation β 13
Figure I- 13 : Idéalisation des courbes moment-rotation d'un assemblage 14
Figure I- 14 : Exemples d'assemblages couverts par l'Eurocode 15
Figure I- 15 : Assemblages poutre–poteau typiques et classification schématique de rigidité 16
Figure I- 16 : Classification des assemblages selon la rigidité 17
Figure I- 17 : Classification des assemblages selon la résistance 17
Figure I- 18 : Critères des assemblages à pleine résistance 18
Figure I- 19 : Forme de la courbe caractéristique moment–rotation (M–θ) de l'assemblage . 19

Figure II- 1: Méthode des composants : Composants actifs et modèle mécanique retenu par l'Eurocode 3 pour la caractérisation de la rigidité rotationnelle de l'assemblage 23
Figure II- 2: Modélisation d'un composant soumis à la compression 24
Figure II- 3: Modèle à ressorts d'Innsbruck (configuration unilatérale) (Coelho, 2004) 25
Figure II- 4: Modèle à ressorts de l'Eurocode 3 et simplifications 26
Figure II- 5: Rigidité de l'âme du poteau comprimée 28
Figure II- 6: Procédure de calcul du moment résistant d'un assemblage poutre–poteau selon la méthode des composants 29
Figure II- 7: Contribution du moment plastique des raidisseurs 31
Figure II- 8: Résistance de la semelle de poutre comprimée 32
Figure II- 9: Largeur efficace de l'âme comprimée du poteau$beff, c, wc$ 33
Figure II- 10: Voilement de l'âme de poteau sous l'action de la charge 33
Figure II- 11: Évolution du coefficient d'interaction ω en fonction du paramètre β pour le panneau d'âme du poteau 35
Figure II- 12: Tronçon en T équivalent (une rangée de boulons) 36
Figure II- 13: la longueur efficace L_effet de la résistance du tronçon en T associé à une rangée de boulons 36
Figure II- 14: Définition des paramètres géométriques m et n pour la semelle de poteau et la platine d'about (cas particulier d'un poteau laminé) 37
Figure II- 15: Modes de ruines de la semelle du tronçon en T 37
Figure II- 16: Modes de ruines complémentaires 38
Figure II- 17: Caractéristiques géométriques du boulon (rondelle incluse) 39

Figure II- 18: Contributions des résistances en traction et en compression à la résistance 41
Figure II- 19: Plastification progressive des rangées de boulons en zone tendue 42
Figure II- 20: Répartition triangulaire des efforts des rangées de boulons 42
Figure II- 21: limitation de la résultante des efforts de traction 43
Figure II- 22: Bras de leviers des rangées de boulons 44
Figure II- 23: Développement des forces de levier dans un tronçon en T 44
Figure II- 24: Répartition des efforts dans un tronçon en T selon le mode de ruine 45
Figure II- 25: Influence du paramètre β_Rdsur le mécanisme de ruine plastique du tronçon en T 46
Figure II- 26: Mécanisme de lignes de plasticité pour un tronçon en T d'une seule rangée de boulon isolée 47
Figure II- 27: Modèle mécanique du tronçon en T (Approche 1) 48
Figure II- 28: Modèle mécanique du tronçon en T (Approche Eurocode 3) 49

Figure III- 1: Modèle analytique d'Agerskov (Agerskov, 1976) 54
Figure III- 2: Modèle éléments finis du tronçon en T 57
Figure III- 3: Lois de comportement des matériaux des éprouvettes T1 (à gauche) et T2 (à droite) 59
Figure III- 4: Caractéristiques géométriques des éprouvettes T1 (à gauche) et T2 (à droite). 59
Figure III- 5: Modèle géométrique par éléments finis en considérant la symétrie par rapport aux plans xy, xz et yz: Modèle T1 60
Figure III- 6: Définition des paramètres géométriques du boulon 61
Figure III- 7: Géométrie des boulons et écrous (EN ISO 4014 :2022, 2022) 62
Figure III- 8: Géométrie des boulons M12 des éprouvettes (a) T1 ; (b) T2 — principales caractéristiques dimensionnelles (en mm). 62
Figure III- 9: Loi contrainte–déformation vraie pour l'éprouvette T1 64
Figure III- 10: Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre 65
Figure III- 11: Poutre 3D ABAQUS sollicitée en flexion 65
Figure III- 12: Courbe force flèche (Influence du nombre d'éléments dans la hauteur) 67
Figure III- 13: Variation du rapport *P num/P anaen* fonction du nombre d'éléments dans la hauteur 68
Figure III- 14: Courbe force flèche Courbe force flèche (Influence du nombre d'éléments dans la longueur) 68
Figure III- 15: Courbe force flèche Courbe force flèche (Influence d'un maillage dense sur le type d'élément) 69
Figure III- 16: Schéma de la répartition des déformations dans une section transversale de boulon 69
Figure III- 17: Discrétisation de la semelle : modèles analysés FxTy 70
Figure III- 18: Comparaison force–déplacement : force imposée vs déplacement imposé 71
Figure III- 19: Comparaison du comportement en déformation des modèles F0Ty 71
Figure III- 20: Comparaison du comportement en déformation des modèles FxT3 72
Figure III- 21: Comparaison du comportement en déformation des modèles F1T2, F1T3, F1T4 et F2T3 72
Figure III- 22: Maillage modèles éléments finis. a) tronçon T1; b) tronçon T2 73

Figure III- 23: Effet de la méthode d'introduction de la précontrainte sur la réponse numérique 73
Figure III- 24: Influence de la loi contrainte–déformation (nominale vs réelle) sur la courbe F - Δ. a) tronçon T1 ; b) tronçon T2 74
Figure III- 25: Géométrie du boulon et rondelle fusionnés 75
Figure III- 26: Tronçon T1 : influence de la modélisation de la rondelle (contact explicite vs rondelle–tête fusionnées) sur la courbe (F-Δ) 75
Figure III- 27: Tronçon T2 : influence de la présence des rondelles (contact explicite vs sans rondelle) sur la courbe (F-Δ) 76
Figure III- 28: Modèle EF 'T1' avec deux tronçons en T 76
Figure III- 29: Modèle EF 'T2' avec deux tronçons en T 77
Figure III- 30: T1 Comparaison modèle à un tronçon vs modèle à deux tronçons (effet de la modélisation du boulon) 77
Figure III- 31: T2 Comparaison modèle à un tronçon vs modèle à deux tronçons (effet de la modélisation du boulon) 77
Figure III- 32: Évolution de force dans le boulon et force de levier_effet de la modélisation du boulon pour le tronçon T1 78
Figure III- 33: Évolution de force dans le boulon et force de levier de la modélisation du boulon pour le tronçon T2 78
Figure III- 34: L'atteinte de la déformation ultime du boulon 79
Figure III- 35: Courbes globales (F-Δ) sans et avec la prise en compte de la déformation de l'âme. (a) Tronçon T1; (b) Tronçon T2 80
Figure III- 36: Pas de chargement 80
Figure III- 37: Contraintes équivalentes de von Mises dans la semelle du tronçon en T 81
Figure III- 38: Comparaison des courbe force–déplacement pour T1 et T2 sans précontrainte 82
Figure III- 39: Évolution de force dans le boulon et force de levier en fonction de la force appliquée par rangée de boulons T1 82
Figure III- 40: Force dans le boulon en fonction de l'allongement 82

Figure IV- 1: Répartition des paramètres principaux des essais pour les assemblages à platine d'about non débordante et débordante 87
Figure IV- 2: Distribution des principaux attributs de la base de données expérimentale 87
Figure IV- 3: Géométrie caractéristique des assemblages à platine d'about non débordante . 88
Figure IV- 4: Typologies des assemblages (Janss et al., 1988) 91
Figure IV- 5: Coubre M-θ : a) zone d'attache ; b) assemblage ; c) panneau d'âme (Janss et al., 1988) 91
Figure IV- 6: Comparaison du modèle âme 2D et expérimental (Bahaari and Sherbourne, 1994) 93
Figure IV- 7: Comparaison du 3D et expérimental (Sherbourne and Bahaari, 1996) 94
Figure IV- 8: Courbe M-θ : Comparaison essais et expérimental (Bursi and Jaspart, 1998) .. 95
Figure IV- 9: Schémas des configurations_ (a) T101,010 ; b) Test_A 97
Figure IV- 10: Définition des paramètres géométriques de l'assemblage 98

Figure IV- 11: Modèle quadrilinéaire contrainte–déformation du matériau (CEN EN 1993-1-14, 2025)..... 100
Figure IV- 12: Courbes contraintes-déformation de l'acier : (a) Test_A ; b) Essai T101.010 101
Figure IV- 13: Courbes contraintes-déformation de l'acier des boulons 101
Figure IV- 14: Élément hexaédrique avec un seul point d'intégration..... 102
Figure IV- 15: Détail du maillage au voisinage de l'assemblage..... 103
Figure IV- 16: Configuration de chargement et conditions aux limites (Test_A)..... 105
Figure IV- 17: Définitions des rotules dans le modèle EF (a)Test_A ; b)T101.010 105
Figure IV- 18: Points de référence pour l'évaluation de la rotation de l'assemblage et du cisaillement du poteau..... 107
Figure IV- 19: Variation de R^2 en fonction de μ pour différentes densités de maillage 108
Figure IV- 20: Effet de la densité du maillage sur la zone de transition de la courbe M-θ... 109
Figure IV- 21: Variation de R2 et du temps de calcul en fonction de la densité du maillage 109
Figure IV- 22: Courbe M-θ assemblage – Test_A : expérimental vs modèle EF calibré..... 110
Figure IV- 23: Courbe M-θ zone d'attache – Test_A : expérimental vs modèle EF calibré . 110
Figure IV- 24: Déformée Test_A : (a) Expérimental ; (b) Champ de déformation plastique équivalente pour Mj,u = 330 kN•m (facteur ×2)..... 111
Figure IV- 25: Maillage final adopte pour les deux configurations 111
Figure IV- 26: Courbe M-θ assemblage – Essai T101.010 : expérimental vs modèle EF 112
Figure IV- 27: Courbe M-θ assemblage – Essai T101.010 : expérimental vs modèle EF 112
Figure IV- 28: Champ de déformation plastique équivalente pour Mj,u = 124 kN•m..... 113
Figure IV- 29: Représentation schématique de la courbe moment–rotation et des paramètres de résistance et de rigidité 114
Figure IV- 30: Comparaison des courbes M-θ expérimentale, EF et EC3 pour les assemblages 115
Figure IV- 31: Comparaison des courbes M-θ expérimentale, EF et EC3 pour le panneau d'âme (a : Test_A ; b) T101.010..... 117
Figure IV- 32: Estimation de la contribution de V_wpl :a) choix de la section représentative, b) intégration numérique 117
Figure IV- 33: Effet de l'épaisseur de la doublure d'âme sur la courbe M-θ de la composante âme du poteau en cisaillement 119
Figure IV- 34: Effet de la nuance d'acier de la doublure d'âme sur la courbe M-θ de la composante âme du poteau en cisaillement 120
Figure IV- 35: Répartition des contraintes de Von Mises en présence de doublure d'âme... 121

Figure V- 1: Assemblages poutre–profilé en I sur axe faible 125
Figure V- 2: Modèle de bande équivalente..... 126
Figure V- 3: La flèche de l'âme pour les essais NG1 à NG5 (Packer et al., 1989)..... 128
Figure V- 4: La flèche de l'âme pour les essais AC1, AC2, et AC3 (Packer et al., 1989) 128
Figure V- 5: l'évolution de la contrainte verticale normalisé dans l'âme du poteau..... 130
Figure V- 6: Déplacement âme du poteau et courbes force- déformation..... 130
Figure V- 7: Influence de l'épaisseur de l'âme du poteau sur la réponse de l'assemblage 131

Figure V- 8: Influence des dispositions des raidisseurs de l'âme du poteau sur la réponse de l'assemblage 132
Figure V- 9: Schémas des différentes configurations 133
Figure V- 10: Relation charge-déplacement selon le type de configuration 134
Figure V- 11: Courbes expérimentales des assemblages sous chargement monotone 135
Figure V- 12: Courbes moment- rotation 136
Figure V- 13: Courbe type force–déplacement sous chargement hors plan du panneau d'âme 137
Figure V- 14: Résistance plastique (Gomes et al., 1996) 139
Figure V- 15: Caractéristiques géométriques de l'assemblage d'axe faible (Gomes et al., 1996) 140
Figure V- 16: Mécanismes de rupture de l'âme du poteau (Gomes et al., 1996) 140
Figure V- 17: Application du modèle de Neves à des cas pratiques 142
Figure V- 18: Zones de traction et de compression dans le modèle de Neves 144
Figure V- 19: Composantes de base des assemblages poutre-poteau selon l'axe faible (Neves et al., 2005) 145
Figure V- 20: Géométrie des assemblages_
a) Disposition des platines et boulons ; b) Dispositions des poutres 146
Figure V- 21: Courbe contrainte déformation des configurations 147
Figure V- 22: Modèle EF_ (a Test_B ; b) T101.010 149
Figure V- 23: Courbes M-θ pour le Test_B 150
Figure V- 24: Déformées numérique et expérimentale Test_A 151
Figure V- 25: Élargissement numérique des trous de boulons tendus 151
Figure V- 26: Courbes M-θ d'assemblage et de panneau d'âme en déformation hors plan .. 152
Figure V- 27: Détermination de la force résistante plastique et de la rigidité à partir de la courbe force–déplacement_ a) T101010 ; b) Test_B 153
Figure V- 28: Comparaison analytique–numérique des courbes force–déplacement de l'âme du poteau en flexion a) T101010 ; b) Test_B 155
Figure V- 29: Mise en évidence des mécanismes de ruine global et local 156
Figure V- 30: Distribution des contraintes et identification des zones de traction et de compression_ a) T101.010; b) Test_B 156
Figure V- 31: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (Test_B) 157
Figure V- 32: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (T101.010) 157
Figure V- 33: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (Test_B) 158
Figure V- 34: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (T101.010) 158

Figure VI- 1: Modèle propose de plaque additionnelle soudée (Cabrero and Bayo, 2007a) 163
Figure VI- 2: Mode de rupture Spécimen SJ-1 (Dabaon et al., 2009) 164
Figure VI- 3: Assemblages poutre–poteau tridimensionnels à platine d'about débordante boulonnée : a) intérieur ; b) extérieur ; c) d'angle 165

Figure VI- 4: Détails des éprouvettes : a) MZ-1 ; b) MZ-2 (Chen et al., 2019)..... 166
Figure VI- 5: Modèles EF par conditions de symétrie des assemblages spatiaux 167
Figure VI- 6: Courbes moment rotation des assemblages : a) Axe fort ; b) Axe faible 168
Figure VI- 7: Modèles EF_ a)Test_C_F et Test_C_f-F ; b) T101.010_F et T101.010_f-F... 169
Figure VI- 8: Courbe moment rotation assemblages d'axe fort pour la famille du Test_A.. 171
Figure VI- 9: Courbe moment rotation assemblages d'axe fort pour la famille du T101.010 171
Figure VI- 10: Courbe M-θ du panneau d'âme en cisaillement pour la famille du Test_A.. 172
Figure VI- 11: Courbe M-θ du panneau d'âme en cisaillement pour la famille du T101.010 173
Figure VI- 12: Déplacement hors plan de l'âme du poteau pour Test_C_f-F 174
Figure VI- 13: Déplacement hors plan de l'âme du poteau pour T101.010_f-F..... 174
Figure VI- 14: Voilement local de la partie comprimée de l'âme panneau d'âme..... 175
Figure VI- 15: Évolution de l'allongement des boulons en fonction de la force appliquée.. 176
Figure VI- 16: Déformée numérique des boulons..... 176
Figure VI- 17: Positions de chargement de la configuration spatiale 178
Figure VI- 18: Comparaison courbes M-θ pour : C_F, C_F01, EC3 179
Figure VI- 19: Comparaison courbes M-θ pour : C_f-F, C_f-F01, EC3 179
Figure VI- 20: Comparaison courbes M-θ pour : C_ F02, C_f-F02, EC3 180
Figure VI- 21:Distribution des contraintes et déformations locales des composants – configuration C_f-F01..... 182
Figure VI- 22: Mode de ruine de la platine d'about – configuration C_f-F01..... 182
Figure VI- 23: Cisaillement du panneau d'âme – configuration C_f-F02 183

Figure A- 1: Modélisation d'un assemblage poutre poteau raidi par platine d'about débordante par des tronçons en T.....
Figure A- 2: Valeurs de pour une platine d'about et une semelle de poteau raidie.....

Liste des Tableaux

Tableau II- 1: Enchainement de calcul de la rigidité d'un assemblage par platine d'about.... 25
Tableau II- 2: Synthèse des étapes de calcul de la résistance d'un assemblage poutre–poteau selon l'Eurocode 3 30
Tableau II- 3: Paramètre de transformation β: valeurs indicatives selon la configuration de l'assembla 31
Tableau II- 4: Évaluation de t_(w,eff) en fonction du type de soudures longitudinales des doublures d'âme 40
Tableau II- 5: Démarche de détermination des paramètres de résistance des rangées et groupes de boulons en zone tendue 40
Tableau II- 6: Évaluation des résistances de rangées et de groupes de rangées 40

Tableau III- 1: Propriétés géométriques nominales des différents spécimens (dimensions en[mm]) 60
Tableau III- 2: Dimensions boulon M12 62

Tableau IV- 1: Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'essai T101.010 (MPa) (Weynand, 1992) 97
Tableau IV- 2: Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'essai A, (MPa) (Costa et al., 2019) 98
Tableau IV- 3: Caractéristiques mécaniques de l'acier des boulons (MPa) 98
Tableau IV- 4: Dimensions géométriques des modèles 99
Tableau IV- 5: Détail de la taille, nombre d'éléments et nœuds du modèles EF 103
Tableau IV- 6: Comparaison des valeurs expérimentales de S_(j,ini)et M_(j,Rd)avec celles de l'EC3 et du modèle EF des assemblages 114
Tableau IV- 7: Comparaison des valeurs expérimentales de S_(j,ini)et M_(j,Rd)avec celles de l'EC3 et du modèle EF des panneaux d'âme 116
Tableau IV- 8: Comparaison des valeurs de la contribution au cisaillement du panneau d'âme V_wpl : EF vs EC3 118
Tableau IV- 9: Comparaison des caractéristiques mécaniques de la composante âme du poteau en cisaillement selon l'épaisseur de la doublure d'âme 119
Tableau IV- 10: Influence de l'épaisseur de la doublure d'âme sur la rigidité pot-elastique 120

Tableau V- 1: Éprouvettes d'essai avec paramètres variables 136
Tableau V- 2: Caractéristiques géométriques des configurations 145
Tableau V- 3: Résistance plastique des composantes de l'assemblage Test_B 148
Tableau V- 4: Valeurs de résistances de la composante âme du poteau en flexion 148
Tableau V- 5: Effet du cisaillement du panneau d'âme sur la rigidité $k21$ 148
Tableau V- 6: Coefficients de rigidité des composantes de base de l'assemblage Test_B 149
Tableau V- 7: Comparaison des résultats numériques et analytiques (k21, FRd et ΔRd) 154
Tableau V- 8: Comparaison des résultats numériques et analytiques (Mj.ini ; Sj.ini) 154

Tableau VI- 1: Protocole de chargement 170

Tableau VI- 2: Résultats des caractéristiques mécaniques des assemblages d'axe fort 171
Tableau VI- 3: Résultats des caractéristiques mécaniques du panneau d'âme en cisaillement 173
Tableau VI- 4: M_(j,Rd), S_(j,ini)et S_plpour les configurations de référence et spatiales . 180
Tableau VI- 5: M_(j,Rd), S_(j,ini) et S_plpour les configurations avec chargement bilatéral 181
Tableau VI- 6: Écarts relatifs entre les prédictions de l'Eurocode 3 et les résultats numériques 181

Tableau A- 1: Longueurs efficaces des tronçons en T équivalents pour une rangée de boulons isolée.....
Tableau A- 2: Longueurs efficaces pour des rangées de boulons agissant en groupes .....
Tableau A- 3: Exemples typiques de longueurs efficaces pour des rangées de boulons agissant en groupe .....

Tableau B- 1: Récapitulatif des programmes d'essais collectés.....

Introduction Générale

Introduction générale

Les assemblages peuvent être classés au regard de leurs propriétés structurales. L'Eurocode 3 distingue, d'une part, des classes de résistance (pleine résistance, résistance partielle, articulation nominale) et, d'autre part, des classes de rigidité (rigide, semi-rigide, articulation nominale). Un assemblage de pleine résistance présente une résistance en moment au moins égale à celle des éléments connectés, tandis qu'un assemblage de résistance partielle est dimensionné pour une résistance inférieure à celle des éléments. La conception traditionnelle des ossatures métalliques repose sur l'hypothèse que les assemblages sont soit parfaitement rigides, soit articulés. Un assemblage rigide est supposé empêcher toute rotation relative et transmettre principalement les moments fléchissants, tandis qu'un assemblage articulé ne transmet pas de moment et autorise une rotation libre. En réalité, aucun assemblage ne présente ces comportements idéalisés : tous transmettent une part de moment tout en développant une certaine flexibilité rotationnelle. Cette semi-rigidité influence la répartition des efforts internes, les déplacements globaux et le mode de ruine de la structure. Les assemblages très rigides attirent des moments élevés et permettent de réduire les sections des éléments, ce qui peut sembler optimal du point de vue structural. Toutefois, l'obtention d'une rigidité élevée nécessite souvent des dispositifs de raidissement coûteux. En conséquence, l'Eurocode 3 a retenu le concept de d'assemblage semi-rigides et/ou de résistance partielle conduit souvent à des solutions plus économiques, sous réserve d'une capacité de rotation suffisante pour garantir le mode de ruine global recherché.

Les assemblages par platine d'about boulonnée, largement utilisés comme assemblages résistants au moment, relèvent fréquemment des catégories semi-rigides et résistance partielle. Leur diffusion s'explique notamment par des avantages de fabrication et de montage, avec une réalisation typique par soudage en atelier et boulonnage sur chantier, en particulier pour des bâtiments de faible hauteur. Les règles d'évaluation de la résistance et de la rigidité de cette typologie sont intégrées dans les codes modernes, dont l'Eurocode 3 ; en revanche, une caractérisation quantitative de la ductilité reste généralement absente des prescriptions normatives.

La méthode des composantes, telle que formulée dans l'Eurocode 3, fournit un cadre de calcul établi pour l'évaluation de la rigidité et de la résistance des assemblages poutre–poteau sollicités principalement suivant l'axe fort, en s'appuyant sur des composantes définies pour des sollicitations principalement dans le plan de l'âme du poteau. Cette approche ne permet pas de représenter de manière adéquate le comportement des assemblages sollicités autour de l'axe faible du poteau, ni celui des configurations tridimensionnelles. Lorsque la poutre est connectée à l'âme du poteau et que celui-ci est fléchi suivant son axe faible, la réponse structurale implique une déformation hors plan de l'âme, phénomène qui n'est pas pris en compte par les formulations existantes. Les composantes définies dans l'EC3 n'intègrent ni les effets hors plan ni l'interaction entre les comportements selon l'axe fort et l'axe faible. Cette insuffisance peut affecter la fiabilité des estimations de rigidité et de résistance, ce qui justifie le recours à des

approches numériques avancées capables de reproduire explicitement le comportement tridimensionnel et les mécanismes d'interaction associés.

Dans ce cadre, la présente étude s'appuie sur une série de modèles numériques tridimensionnels visant à simuler la réponse mécanique d'assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée soumis à un chargement biaxial. Les objectifs principaux sont les suivants : (i) caractériser le comportement global de l'assemblage sollicité suivant l'axe fort sous un chargement 3D combinant simultanément des sollicitations selon les deux axes ; (ii) quantifier l'influence d'une sollicitation appliquée suivant l'axe faible sur la résistance et la rigidité associées à l'axe fort, ainsi que sur le cisaillement du panneau d'âme du poteau ; (iii) analyser l'effet de la configuration géométrique de l'assemblage (partielle ou complète) sur la réponse mécanique suivant l'axe fort ; (iv) confronter les résultats numériques aux prédictions obtenues par la méthode des composantes de l'Eurocode 3.

Les modèles éléments finis ont été développés sous Abaqus sous forme de modèles 3D complets, sans recours à une modélisation en demi-structure avec conditions de symétrie, afin de représenter au plus près le comportement réel des assemblages poutre–poteau boulonnés soumis à des sollicitations tridimensionnelles. Les non-linéarités géométriques et matérielles sont prises en compte. Par ailleurs, l'ensemble des composants intervenant dans l'assemblage est modélisé explicitement, de manière à améliorer la fidélité de la simulation et la qualité des résultats obtenus.

Dans un premier temps, l'étude a été consacrée à l'analyse des mécanismes locaux qui gouvernent la réponse des assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée, en s'intéressant en particulier à la zone tendue. Dans un second temps, cette analyse a été étendue au comportement d'assemblages complets sollicités successivement suivant l'axe fort, suivant l'axe faible, puis dans des configurations tridimensionnelles de complexité croissante, allant d'une configuration d'angle à une configuration spatiale complète. Cette progression a permis d'examiner successivement le rôle des différentes composantes actives, l'influence de la déformation hors plan de l'âme du poteau, puis l'interaction entre sollicitations selon l'axe fort et selon l'axe faible dans la réponse globale des assemblages.

Le premier chapitre présente les principales typologies d'assemblages boulonnés couramment rencontrées, ainsi que les sources de déformation associées. L'analyse y est conduite au regard des caractéristiques géométriques et mécaniques des assemblages, ainsi que des modalités de transmission des efforts entre les différents composants. Cette base permet d'introduire les mécanismes fondamentaux qui gouvernent la rigidité, la résistance et la ductilité des assemblages.

Le deuxième chapitre est structuré en deux parties principales. La première partie présente la méthode de dimensionnement réglementaire retenue par l'Eurocode 3 pour l'évaluation des caractéristiques essentielles des assemblages boulonnés par platine d'about, elle traite du comportement de ces assemblages, de leur classification et de leur idéalisation dans le cadre de la méthode des composantes. La seconde partie est consacrée au tronçon en T équivalent, utilisé pour représenter la zone tendue. Son comportement y est analysé en mettant en évidence

l'influence des forces de levier sur la rigidité et la résistance. L'analyse est également étendue au cas du tronçon en T associé à la zone tendue d'un assemblage sollicité suivant l'axe faible, dans lequel la semelle du tronçon est constituée par l'âme du poteau et la platine d'about.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude numérique du tronçon en T équivalent, composante représentative de la zone tendue des attaches boulonnées. Cette étape a pour objectif d'établir et de valider les choix de modélisation éléments finis à partir des phénomènes locaux déterminants pour la réponse mécanique en traction, notamment la flexion des semelles, l'évolution des zones de contact, l'effet de la précontrainte et les interactions boulon–semelle. Ce chapitre constitue ainsi un support méthodologique permettant de vérifier la capacité du modèle numérique à reproduire correctement les mécanismes locaux avant son extension à des assemblages complets.

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation des assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée sollicités suivant l'axe fort. Après un état de l'art fondé sur les campagnes expérimentales et les travaux numériques relatifs à ces assemblages, un modèle 3D complet est développé et validé par confrontation à des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature. Ce chapitre fournit ainsi une configuration de référence, tant du point de vue de la modélisation que des caractéristiques mécaniques, pour l'étude des assemblages sollicités suivant l'axe faible puis pour celle des configurations tridimensionnelles.

Le cinquième chapitre traite du comportement des assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée sollicités suivant l'axe faible. Il s'intéresse à la détermination de leurs paramètres mécaniques en mettant l'accent sur la flexion transversale hors plan de l'âme du poteau, mécanisme spécifique à cette configuration et non couvert par la méthode des composants de l'Eurocode 3. Le chapitre débute par un état de l'art des études analytiques, expérimentales et numériques consacrées aux assemblages d'axe faible, puis applique à deux configurations représentatives les formulations développées dans la littérature pour la rigidité et la résistance de la composante âme du poteau en flexion. L'évaluation mécanique de l'assemblage y est conduite à partir du modèle des composantes adapté au cas de l'axe faible.

Le sixième chapitre est consacré à l'extension de l'étude aux assemblages tridimensionnels. Dans une première partie, le comportement des assemblages d'axe fort est examiné dans une configuration d'angle, afin d'évaluer l'influence de la présence puis de la sollicitation d'une poutre connectée suivant l'axe faible. Dans une seconde partie, l'analyse est prolongée à une configuration spatiale comportant quatre directions de connexion, afin de comparer le comportement d'une configuration spatiale à celui d'une configuration partielle et de mettre en évidence l'effet du couplage tridimensionnel sur la résistance, la rigidité et la distribution des efforts.

Chapitre I : Généralités sur les assemblages

I.1 INTRODUCTION

En construction métallique, les assemblages assurent la connexion et la continuité mécanique entre les éléments constitutifs de l'ossature, conditionnant ainsi la formation et le fonctionnement global de la structure. En raison de leur rôle déterminant sur l'intégrité structurale et de leur impact direct sur les coûts de fabrication et de montage, leur conception et leur dimensionnement exigent un niveau d'attention comparable à celui porté aux éléments porteurs eux-mêmes. Dans la pratique courante, la réalisation des assemblages repose essentiellement sur deux procédés : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés, qui constituent aujourd'hui les procédés de référence. Le rivetage, largement employé dans les ouvrages anciens, n'est plus utilisé que dans des cas particuliers, notamment lors d'opérations de réhabilitation ou pour des applications spécifiques réalisées en atelier, lorsque des moyens de mise en œuvre dédiés sont encore disponibles. Au-delà de l'aspect constructif, un assemblage doit garantir un transfert fiable des actions entre pièces connectées, quelles que soient leur intensité et leur nature. Les sollicitations rencontrées sont le plus souvent liées aux actions gravitaires, climatiques et d'exploitation, généralement statiques ou quasi-statiques, mais peuvent également relever de chargements dynamiques, tels que chocs, effets sismiques ou vibrations. L'atteinte d'un état limite dans un assemblage peut résulter soit d'une sollicitation excédant la capacité de transmission, notamment en cas de sous-estimation des efforts ou de chemin d'efforts mal identifié, soit d'une dégradation progressive sous chargements répétés.

Le présent chapitre préliminaire est consacré aux assemblages boulonnés d'usage courant en construction métallique. Comme indiqué dans l'introduction générale, les assemblages couramment assimilés à des liaisons parfaitement rigides ou articulées présentent en réalité une flexibilité propre, issue de la déformabilité de leurs différents composants. La section I.3 présente les principales sources de cette déformabilité. La section I.4 expose les principes de modélisation des assemblages pour l'analyse globale des structures, en tenant compte de leur niveau de rigidité rotationnelle, et aborde les méthodes d'idéalisation des courbes non linéaires moment–rotation, en vue de leur intégration dans les modèles de calcul. La section I.6 traite ensuite de la classification des assemblages, en présentant les critères relatifs à la rigidité, à la résistance et à la capacité de rotation. Enfin, la section **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** e st consacrée au renforcement des assemblages.

I.2 DEFINITIONS

Les approches de dimensionnement des assemblages s'inscrivent dans la continuité des développements récents relatifs aux assemblages semi-rigides et aux ossatures intégrant ce type de liaisons. L'introduction explicite des propriétés de l'assemblage dans l'analyse et le dimensionnement des ossatures conduit à examiner plusieurs aspects au niveau local des assemblages :

1. **La caractérisation** du comportement d'assemblage en rigidité, résistance, et en capacité de rotation ;
2. **La classification** permettant de distinguer assemblages rigides et articulés des assemblages semi-rigides, ainsi que les assemblages de pleine résistance de ceux de résistance partielle ;
3. **La modélisation** définissant la manière dont la réponse rotationnelle est prise en compte dans l'analyse globale ;
4. **L'idéalisation** visant à représenter sous forme simplifiée la courbe moment–rotation réelle, notamment par linéarisation dans le cadre d'une analyse élastique.

I.3 SOURCES DE DEFORMABILITE DES ASSEMBLAGES

Le comportement rotationnel des assemblages influence à la fois le comportement du nœud et la réponse d'ensemble de l'ossature. Il est donc nécessaire d'identifier les mécanismes responsables de leur déformabilité, qu'il s'agisse des assemblages poutre–poteau, des continuités de poutres ou de poteaux, ainsi que des pieds de poteaux.

La rigidité rotationnelle, la résistance et la capacité de rotation d'un assemblage peuvent être modifiées par la présence d'efforts tranchants et/ou d'efforts normaux transmis au droit de la zone d'attache. Ces efforts contribuent aux déformations en cisaillement et en traction/compression au sein des composants de l'assemblage. Toutefois, leur influence sur la réponse globale des ossatures reste généralement limitée. Par conséquent, leurs contributions sont négligées dans l'évaluation de la déformabilité rotationnelle.

I.3.1 Assemblage poutre- poteau

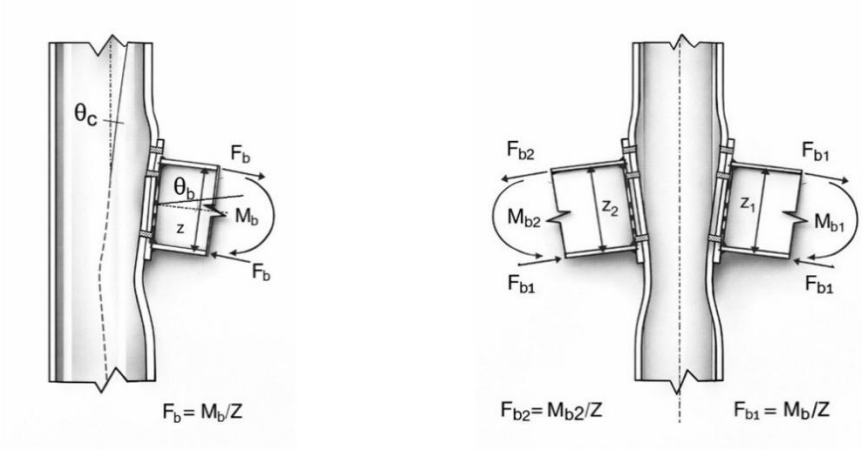
I.3.1.1 Assemblage d'axe fort

Dans un assemblage poutre–poteau sollicité suivant l'axe fort, la déformabilité rotationnelle résulte principalement de deux contributions, illustrées ici pour une configuration unilatérale (Figure. I-1.a et Figure I-2.a). La première contribution provient de la déformation de la zone d'attache : elle regroupe la déformation des éléments de liaison (semelle du poteau, boulons, platine d'about, cornières, etc.) ainsi que la déformation d'introduction des efforts dans l'âme du poteau, liée au raccourcissement et à l'allongement transversaux de l'âme sous l'action des forces de compression et de traction F_b. Le couple de forces F_b est statiquement équivalent au moment M_b appliqué à l'extrémité de la poutre et engendre une rotation relative entre les axes de la poutre et du poteau, notée φ_c, avec $\varphi_c = \theta_b - \theta_c$ (Figure. I-1.a) ; cette contribution est décrite par une relation de type $M_b - \varphi_c$.

La déformation au cisaillement du panneau d'âme du poteau sous l'effort tranchant V_{wp} elle génère une rotation relative γ et se traduit par une relation de type $V_{wp} - \gamma$. La déformabilité de l'attache peut également être influencée par la présence d'un effort normal et/ou d'un effort tranchant dans la poutre connectée.

Les mêmes définitions s'appliquent à une configuration bilatérale (Figure. I-1. b et I-2. b). Dans ce cas, deux attaches doivent être considérées, de part et d'autre du poteau, en interaction avec un panneau d'âme commun soumis au cisaillement, l'assemblage bilatéral est alors caractérisé

par trois contributions : $M_{b1} - \varphi_{c1}$ pour l'attache gauche, $M_{b2} - \varphi_{c2}$ pour l'attache droite, et $V_{wp} - \gamma$ pour le panneau d'âme en cisaillement.



a) Configuration unilatérale b) Configuration bilatérale

Figure I- 1: Sources de la déformabilité d'un assemblage

La déformabilité de la zone d'attache (éléments de liaison + introduction des efforts) est associée au couple traction–compression transmis par les semelles de la poutre, statiquement équivalent au moment d'extrémité M_b. La déformabilité au cisaillement du panneau d'âme du poteau résulte quant à elle de l'action combinée de ces forces opposées et des efforts tranchants présents dans le poteau au niveau des semelles de la poutre. L'application des équations d'équilibre au panneau d'âme conduit à l'équation (I-1) de l'effort tranchant V_{wp}, (Figure I-4).

$$V_n = \frac{M_{b1} - M_{b2}}{z} - \frac{V_{c1} - V_{c2}}{2} \tag{I.1}$$

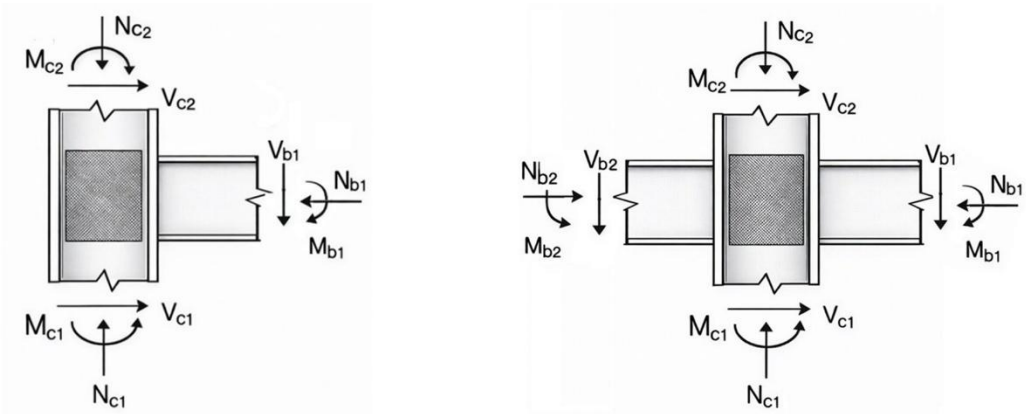
Une relation simplifiée est parfois utilisée sous la forme :

$$V_n = \frac{M_{b1} - M_{b2}}{z} \tag{I.2}$$

L'équation (I-2) constitue une approximation majorante et moins précise de (I.1). Dans ces expressions, z représente le bras de levier entre les résultantes de traction et de compression dans l'attache ; sa détermination est précisée au Chapitre II.

I.3.1.2 Assemblage d'axe faible

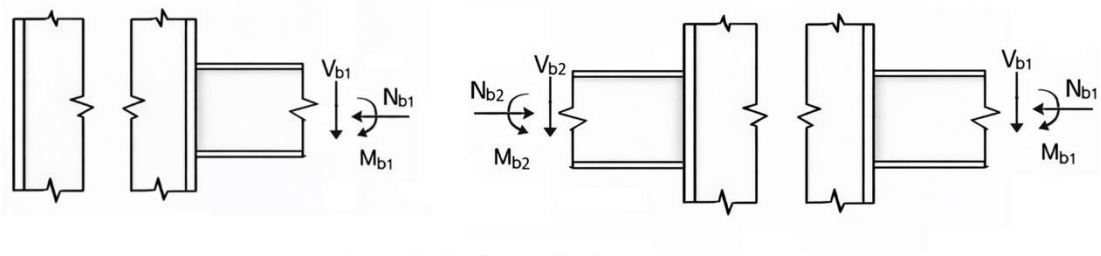
Une distinction analogue entre panneau d'âme et attache est également retenue pour un assemblage d'axe faible (Figure I-3). Dans ce cas, l'âme du poteau développe une déformabilité hors plan, tandis que l'attache se déforme en flexion, comme dans un assemblage d'axe fort. En revanche, aucune déformabilité liée à l'introduction des efforts dans l'âme n'est prise en compte.



Configurations d'assemblage



Panneau d'âme en cisaillement



Zone d'attache en flexion

Figure I- 2 : Sollicitation des zones du panneau d'âme et d'attaches

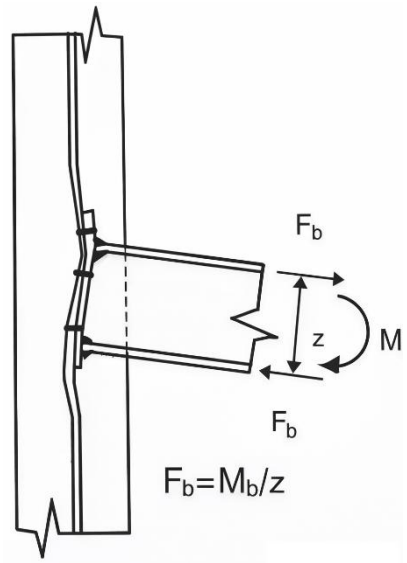


Figure I- 3 : Déformabilité d'un assemblage selon l'axe faible

Dans une configuration bilatérale, la déformation hors plan de l'âme du poteau dépend des moments fléchissants développés dans l'attache gauche et dans l'attache droite selon l'équation (I-3), (voir Figure I-4) :

$$\Delta M_b = M_{b1} - M_{b2} \tag{I.3}$$

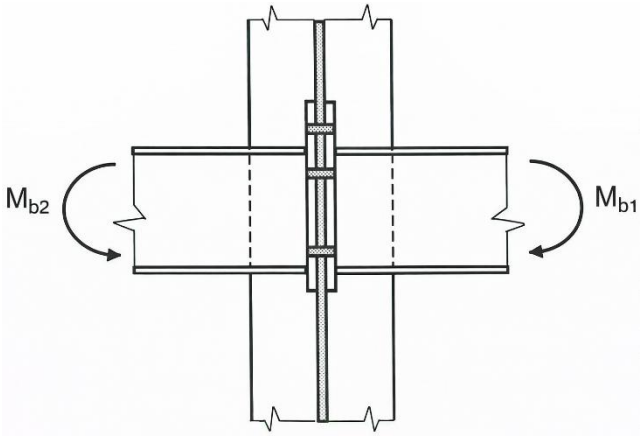


Figure I- 4 : Chargement d'un assemblage bilatéral selon l'axe faible

I.3.1.3 Assemblages avec poutres connectées selon les axes fort et faible du poteau

Un assemblage tridimensionnel 3D (Figure I-5) se caractérise par la présence de poutres connectées à la fois aux semelles et à l'âme du poteau. Dans ce type d'assemblage, l'âme du poteau développe simultanément une déformation en cisaillement (§I.3.1.1) et une déformation hors plan (§I.3.1.2). Le chargement du panneau d'âme résulte ainsi de la superposition du chargement en cisaillement, exprimé par les équations (I-1) ou (I-2), et du chargement hors plan, défini par la relation (I-3). La configuration d'assemblage présentée à la (Figure I-5) ne comporte que deux poutres ; des configurations intégrant trois ou quatre poutres peuvent également être rencontrées.

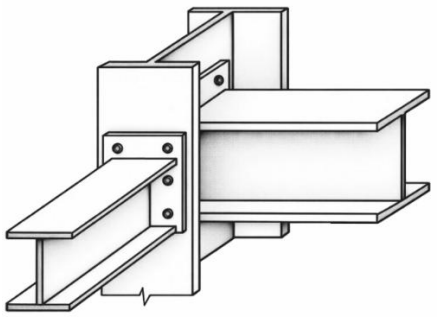


Figure I- 5 : Représentation d'un assemblage 3D

I.3.1.4 Continuités de poutres et de poteaux

Dans un assemblage de continuité de poutre (Figure I-6) ou de poteau (Figure I-7), les sources de déformabilité sont plus limitées que dans un assemblage poutre–poteau. La réponse étant essentiellement gouvernée par les attaches. Le comportement rotationnel peut ainsi être décrit par une unique relation M_b–φ. Cette courbe représente la déformabilité de l'assemblage dans son ensemble, c'est-à-dire la contribution combinée des deux attaches : attache gauche et

attache droite dans une continuité de poutre, attache supérieure et attache inférieure dans une continuité de poteau.

Dans le cas d'un assemblage de continuité de poteau soumis à un effort de compression prépondérant, l'effort normal peut modifier de manière notable la rigidité rotationnelle, la résistance et la capacité de rotation. En revanche, l'influence de la déformabilité axiale des continuités sur la réponse globale des ossatures restant généralement faible, elle est négligée.

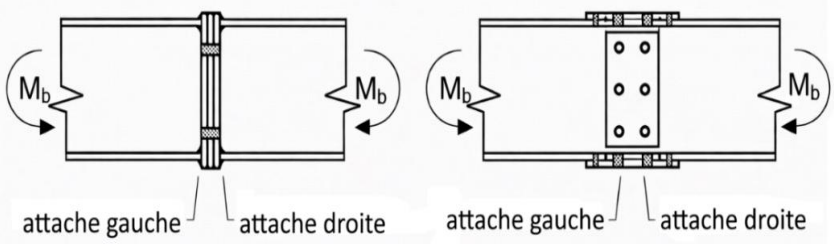


Figure I- 6 : Déformation de continuité de poutre

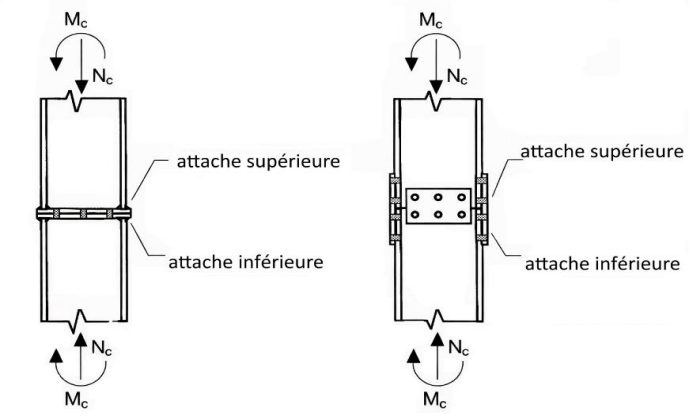


Figure I- 7 : Déformation de continuité de poteau

I.3.2 Assemblages poutre–poutre

La déformabilité d'un assemblage poutre–poutre (Figure I-8) présente des caractéristiques proches de celles d'un assemblage poutre–poteau d'axe faible. Les sollicitations appliquées et les sources de déformabilité relèvent des mêmes mécanismes que ceux décrits au §I.3.1.2 et peuvent, à ce titre, être identifiés de manière analogue.

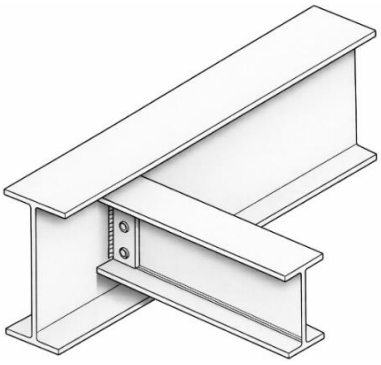


Figure I- 8 : Déformation d'un assemblage poutre-poutre

I.3.3 Pieds de poteaux

Dans un pied de poteau, deux contributions distinctes à la déformabilité doivent être considérées (Figure I-9) : d'une part, la déformabilité de l'interface poteau–fondation en béton, et d'autre part, la déformabilité liée à l'interaction fondation–sol.
La liaison poteau–béton est décrite par une relation M_c–φ, dont la forme dépend du niveau relatif du moment fléchissant et de l'effort normal appliqués à la base du poteau. L'interaction fondation–sol est quant à elle caractérisée par deux réponses élémentaires : une relation N_c–u associée au tassement du sol sous l'effort normal de compression, pouvant influencer de manière sensible le comportement de l'ossature, et une relation M_c–φ traduisant la rotation du massif de fondation dans le sol.
La contribution de l'effort tranchant à la déformabilité du pied de poteau est généralement négligée. Les relations M_c–φ associées à la liaison poteau–béton et à l'interaction fondation–sol sont combinées afin d'obtenir la rigidité rotationnelle équivalente à la base du poteau et de l'intégrer dans l'analyse globale de l'ossature. Des mécanismes analogues existent lorsque le pied de poteau est soumis à une flexion biaxiale et à un effort normal, dans ce cas, les caractéristiques M_c–φ sont établies séparément suivant l'axe fort et suivant l'axe faible.

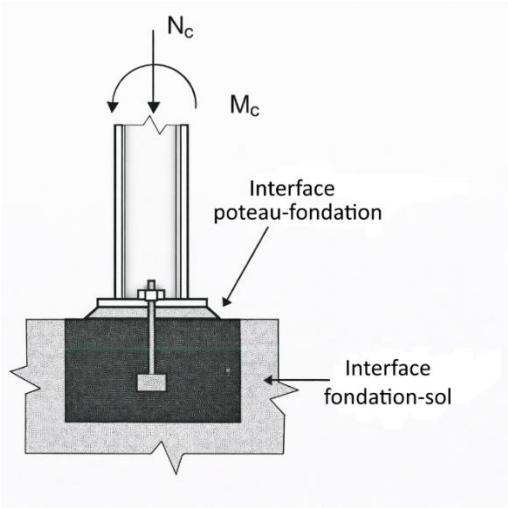


Figure I- 9 : L'assemblage d'un pied de poteau

I.4 MODELISATION D'UN ASSEMBLAGE

I.4.1 Concentration de la déformabilité d'un assemblage

La prise en compte séparée, dans un modèle d'assemblage, du comportement en flexion de l'attache et de la déformabilité du panneau d'âme du poteau en cisaillement pour un assemblage d'axe fort, ou hors plan pour un assemblage d'axe faible et pour certaines configurations poutre–poutre, n'est généralement pas compatible avec les schématisations usuelles de calcul. En conséquence, la déformabilité rotationnelle globale de l'assemblage est représentée par une seule composante équivalente, modélisée sous la forme d'un ressort en flexion placé au nœud, à l'intersection des axes des éléments connectés, de manière à concentrer dans un modèle unique les contributions des différents mécanismes de déformation.

I.4.1.1 Configuration d'assemblage poutre-poteau selon l'axe fort

Dans une configuration unilatérale, la modélisation ne concerne qu'un seul assemblage. La courbe caractéristique cisaillement–rotation du panneau d'âme (Figure I-10.b) est d'abord ramenée à une relation de type M_b–γ au moyen du paramètre de transformation β. Ce paramètre, défini à la (Figure 1-11) établit le lien entre l'effort tranchant du panneau d'âme et le couple traction–compression transmis par l'attache lors de l'introduction des efforts. La loi M–φ du ressort équivalent représentant l'assemblage (Figure I-10.c) est ensuite obtenue par addition des contributions de rotation provenant de l'attache (φ_c) et du panneau d'âme (γ).
Dans une configuration bilatérale, deux assemblages sont considérés : assemblage gauche et assemblage droit. La détermination des courbes de déformabilité associées suit la même démarche que pour une configuration unilatérale, en introduisant deux paramètres de transformation β_1 et β_2 (Figure I-10.b).

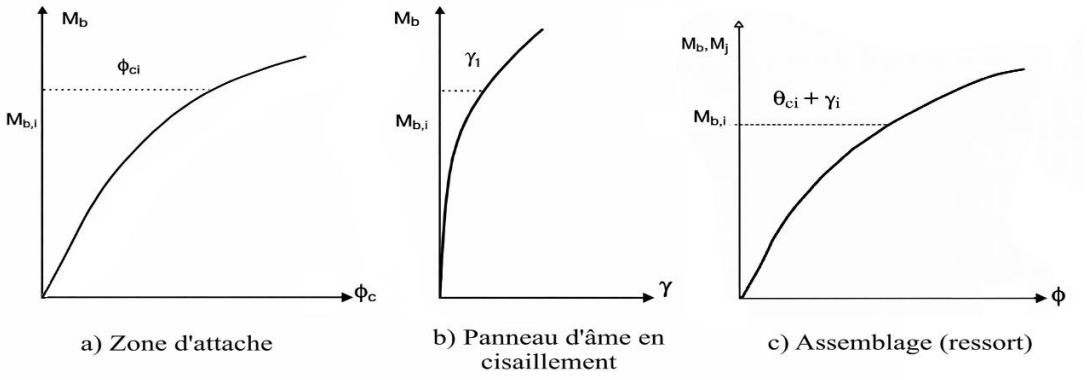


Figure I- 10 : Caractéristiques de rigidité du ressort en flexion

Les valeurs recommandées, à caractère approché, sont fournies dans l'Eurocode 3. Pour les configurations bilatérales, β_1 est pris égal à β_2. Le paramètre β varie de $\beta = 0$ pour le cas de moments équilibrés dans les poutres, à $\beta = 2$ pour le cas de moments égaux mais non équilibrés.

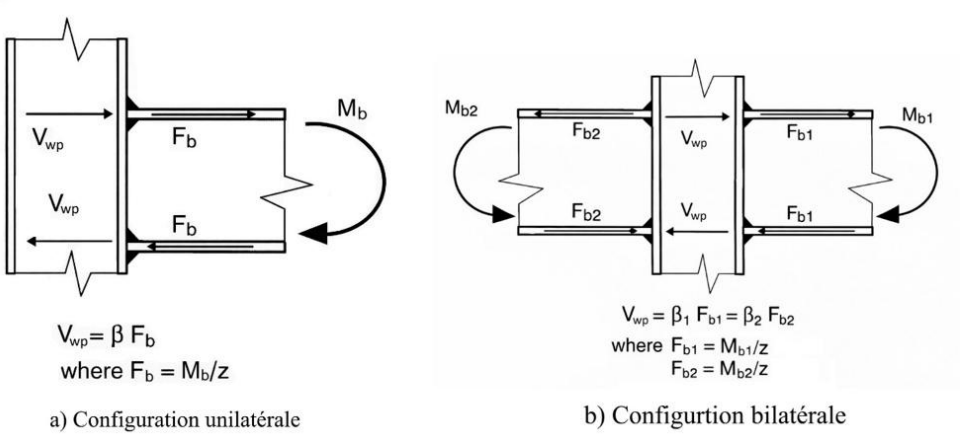
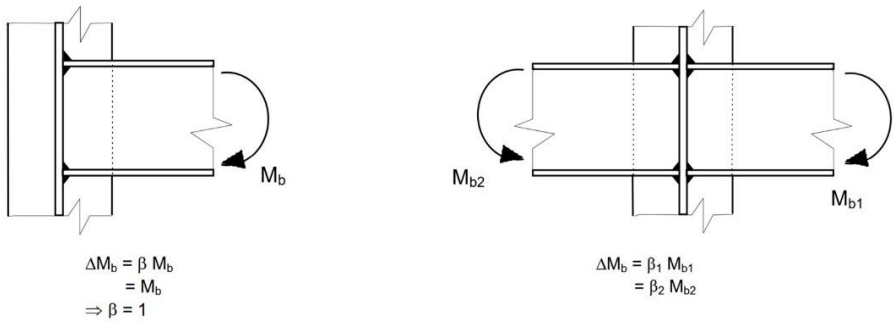


Figure I- 11 : Définition du paramètre du transformation β

I.4.1.2 Configurations d'assemblages poutre–poteau selon axe faible et poutre–poutre

Une démarche analogue à celle présentée au § I.4.1.1 peut être appliquée aux assemblages poutre–poteau d'axe faible ainsi qu'aux configurations poutre–poutre. Dans ces cas, le principe de transformation reste identique, mais la définition du paramètre de transformation diffère (Figure I-12).



a) Configuration unilatérale b) Configuration bilatérale

Figure I- 12 : Définition du paramètre du transformation β

I.4.2 Idéalisation de la courbe moment-rotation

Le comportement moment–rotation réel d'un assemblage, généralement non linéaire, est peu exploitable tel quel en calcul courant. Pour permettre une utilisation simple pour le calcul des structures, les courbes moments -rotation représentées dans l'Eurocode 3 par une loi idéalisée, sans perte notable de précision.

L'idéalisation la plus simple consiste en une loi élastique–parfaitement plastique, définie par une rigidité rotationnelle constante et un palier à $M_{j,Rd}$, qui représente la résistance de calcul en moment (l'écrouissage et les effets de membrane étant négligés). Le choix de l'idéalisation est ensuite lié au type d'analyse globale de la structure :

- (i) Analyse élastique : une rigidité rotationnelle constante est retenue, deux schémas sont proposés dans l'Eurocode 3 : soit une vérification élastique avec $S_{j,ini}$ en considérant les valeurs du moment inférieures á $2 / 3M_{j,Rd}$, soit une vérification plastique avec une rigidité sécante $S_{j,ini}/\eta$ données, où η désigne le coefficient de modification de la rigidité, et est donné égale á 2 pour les assemblages poutre- poteau par platine d'about boulonnée. Et ceci pour des valeurs de $2/3M_{j,Rd} \leq M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$ (Figure I-13.a).

- (ii) Analyse rigide–plastique : la résistance $M_{j,Rd}$ constitue le paramètre principal, une capacité de rotation suffisante est requise aux emplacements où des rotules plastiques sont susceptibles de se former (Figure I-1#.c).

- (iii) Analyse élasto–plastique : la rigidité et la résistance sont considérées conjointement, l'idéalisation peut être bilinéaire, trilinéaire ou pleinement non linéaire, la vérification de la capacité de rotation demeurant nécessaire lorsque la formation de rotules plastiques dans l'assemblage est attendue. Dans le cas d'une loi trilinéaire (Figure I-13.d), la rigidité rotationnelle de l'assemblage $S_{j,ini}/2$ est supposée constante jusqu'à l'atteinte de la

résistance en moment, soit $M_{j,Ed} = M_{j,Rd}$. Dans une représentation trilinéaire ou non linéaire, la courbe moment–rotation est décomposée en trois domaines : (1) un domaine élastique, caractérisé par la rigidité initiale $S_{j,ini}$, retenu tant que $M_{j,Ed} \leq 2/3\, M_{j,Rd}$; (2) un domaine intermédiaire décrivant l'évolution non linéaire jusqu'à $M_{j,Rd}$, représenté par une rigidité sécante S_j définie par l'équation (I-4) ; (3) un palier plastique au-delà de $M_{j,Rd}$, la résistance étant plafonnée à cette valeur dans le cadre de l'idéalisation élastique–parfaitement plastique (Figure I-13. c).

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(1.5\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}}\right)^{\psi}} \quad O\grave{u},\ \psi = 2.7 \tag{I.4}$$

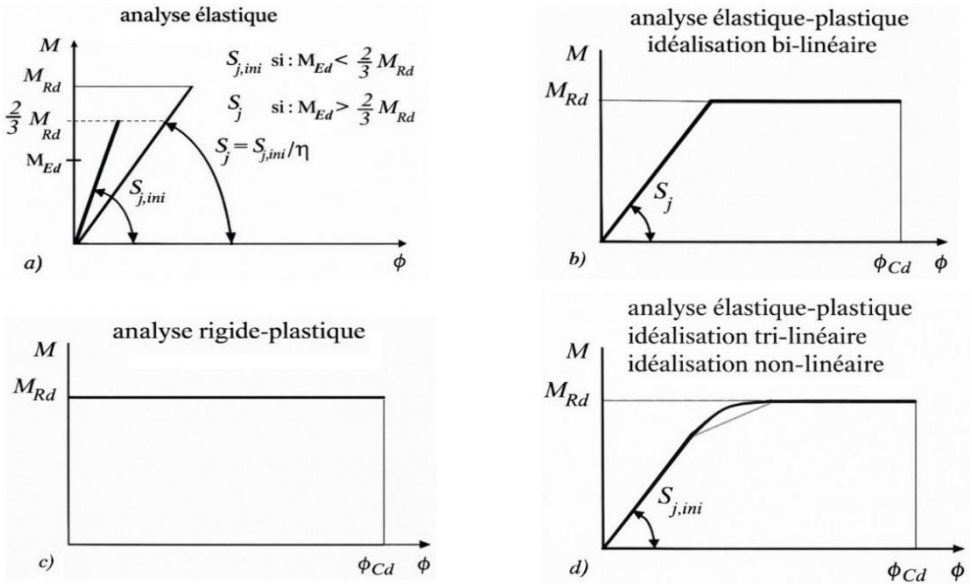


Figure I- 13 : Idéalisation des courbes moment-rotation d'un assemblage

I.5 CARACTERISATION D'UN ASSEMBLAGE

La caractérisation de la réponse rotationnelle des assemblages constitue une étape déterminante dans le dimensionnement des ossatures. Trois approches sont classiquement utilisées : expérimentale ; numérique ; et analytique.

En pratique, l'approche analytique est la plus directement exploitable pour le dimensionnement, car elle permet de prévoir la réponse de l'assemblage à partir des caractéristiques géométriques et mécaniques de ses composants.

Dans ce cadre, une procédure générale de calcul, désignée sous le terme méthode des composants, est introduite au Chapitre II. Cette démarche modélise l'assemblage comme l'association de composants de base et déduit les propriétés globales à partir des propriétés individuelles. La combinaison de ces composants permet de couvrir un ensemble étendu de configurations, en particulier pour les assemblages poutre–poteau d'axe fort et les continuités de poutre sollicitées en flexion, avec des exemples présentés à la Figure I-14. D'autres domaines

d'application peuvent également être envisagés, tels que les assemblages soumis à flexion (et cisaillement) avec un effort normal, les pieds de poteaux sous sollicitations combinées, ainsi que les assemblages d'axe faible. Ces derniers restent toutefois insuffisamment couverts par l'Eurocode 3, l'un des objectifs de la présente thèse est précisément se focaliser sur les assemblages d'axe faible.

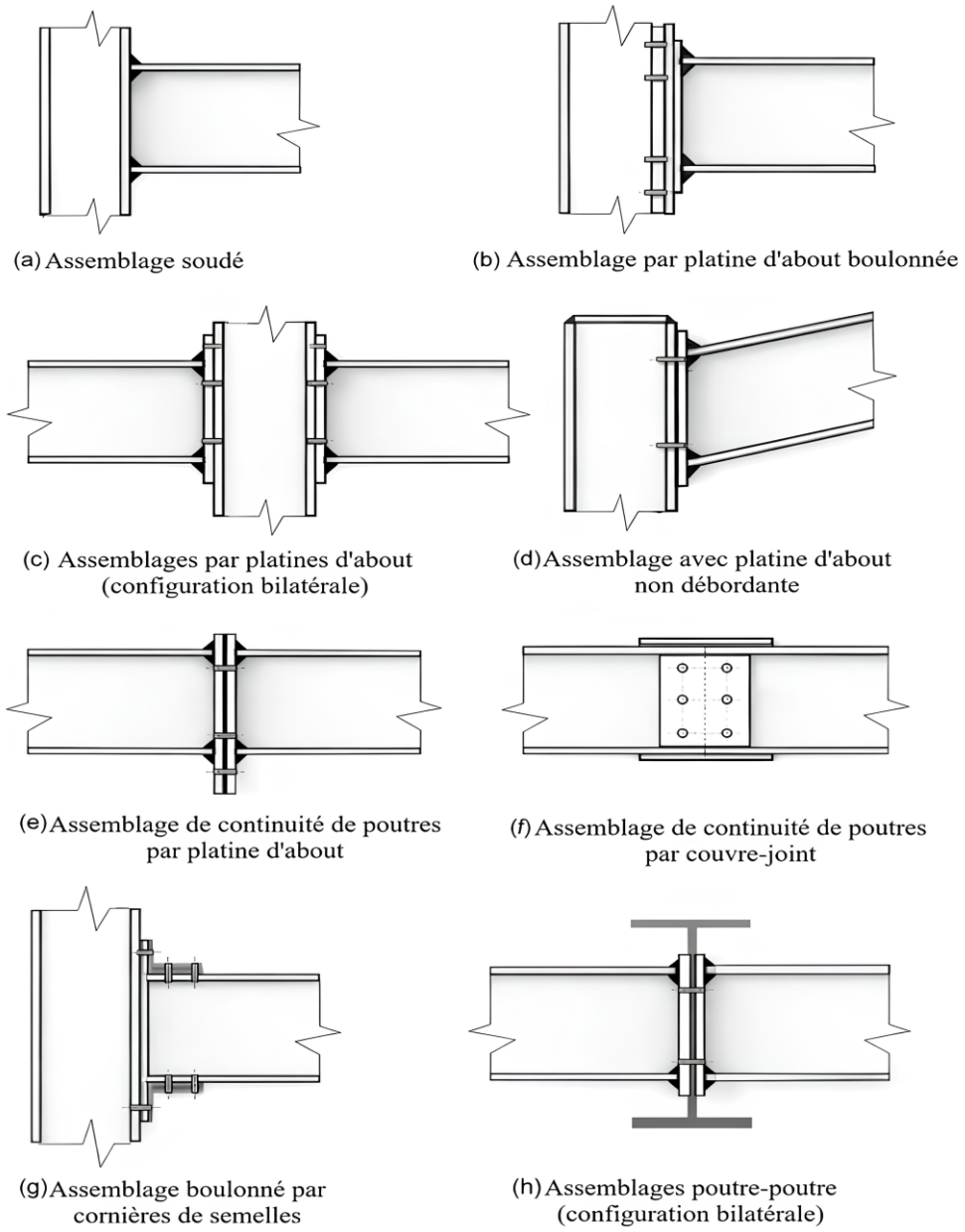


Figure I- 14 : Exemples d'assemblages couverts par l'Eurocode

I.6 CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES

I.6.1 Système de classification des assemblages selon l'Eurocode 3

I.6.1.1 Classification par rigidité

La Figure I-15, (Cosenza et al., 1989), illustre de manière qualitative les domaines dans lesquels une attache peut être assimilée à une articulation, à une liaison semi-rigide ou à une liaison rigide. Cette représentation suggère que les attaches soudées, les assemblages par platine d'about débordante et les continuités de semelles supérieure et inférieure peuvent, dans certains cas, être considérés comme des liaisons rigides.

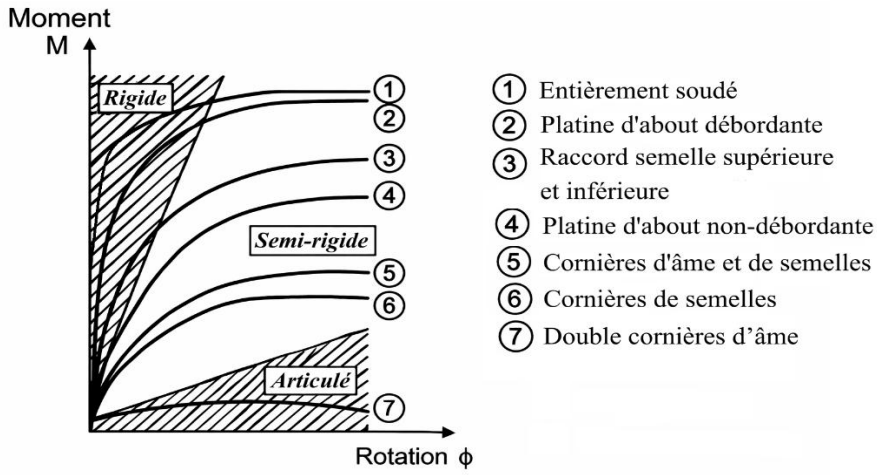


Figure I- 15 : Assemblages poutre–poteau typiques et classification schématique de rigidité

Cette classification s'applique aux configurations d'assemblages poutre–poteau. Elle repose sur la comparaison de la rigidité rotationnelle initiale $S_{j,ini}$ aux limites de classification définies à partir du rapport EI_b/L_b(Figure I-16), où E désigne le module d'élasticité du matériau de la poutre, I_b son moment d'inertie, et L_b sa portée.

- Assemblage articulé : transmet les efforts internes sans développer de moments significatifs, la condition $S_{j,ini} \leq 0{,}5\, EI_b/L_b$ est vérifiée, et la capacité de rotation doit être suffisante pour accepter les rotations sous charges de calcul.
- Assemblage rigide : l'influence de la déformabilité de l'assemblage sur la répartition des efforts internes et sur la déformée globale est négligeable, la condition $S_{j,ini} \geq k_b\, EI_b/L_b$est vérifiée, avec $k_b = 8$ pour des ossatures contreventées réduisant le déplacement horizontal d'au moins 80 %, et $k_b = 25$ pour les autres ossatures.
- Assemblage semi-rigide : l'assemblage est classé semi-rigide lorsqu'il ne satisfait ni le critère rigide ni le critère articulé »

La limite des ossatures non contreventées n'est applicable que si, à chaque niveau, $k_b, k_c \geq 1$, avec $k_b = I_b \,/\, L_b$pour les poutres du niveau et $k_c = I_c \,/\, L_c$ pour les poteaux du niveau.

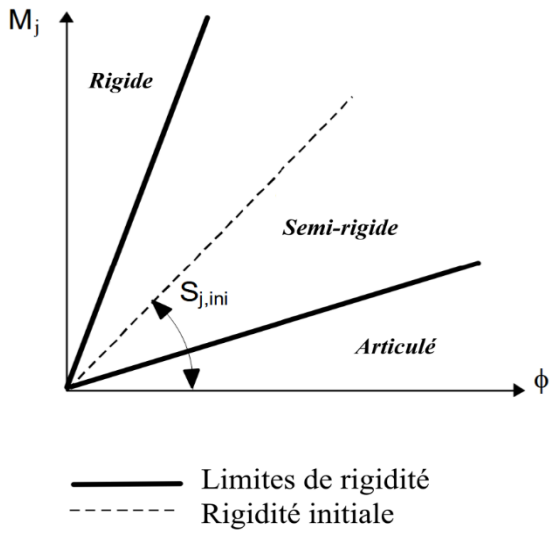


Figure I- 16 : Classification des assemblages selon la rigidité

I.6.1.2 Classification par résistance

La classification en résistance repose uniquement sur la comparaison de la résistance de calcul en moment $M_{j,Rd}$ aux limites 'pleine résistance' et 'nominalement articulé' (Figure 1-17), seules les propriétés de calcul sont prises en compte, une classification fondée sur des courbes moment–rotation issues d'essais n'est pas retenue (Jaspart, 1991).

– Pleine résistance : La résistance de calcul doit être au moins égale à celle des barres connectées. (Figure I-18).

– Articulé nominal : L'assemblage doit transmettre les efforts internes sans générer de moments significatifs susceptibles de défavoriser les barres de la structure : $M_{j,Rd} \leq 0{,}25\, M_{\text{b, pl,Rd}}$.

– Résistance partielle : Un assemblage qui ne satisfait ni le critère de pleine résistance ni le critère nominalement articulé : $0{,}25\, M_{\text{b, pl,Rd}} < M_{j,Rd} < M_{\text{b, pl, Rd}}$.

Où $M_{b,pl,Rd}$ désigne le moment résistant plastique de la poutre, et $M_{c,pl,Rd}$ le moment résistant plastique du poteau (éventuellement réduit par la présence d'un effort normal et/ou d'un effort tranchant dans le poteau).

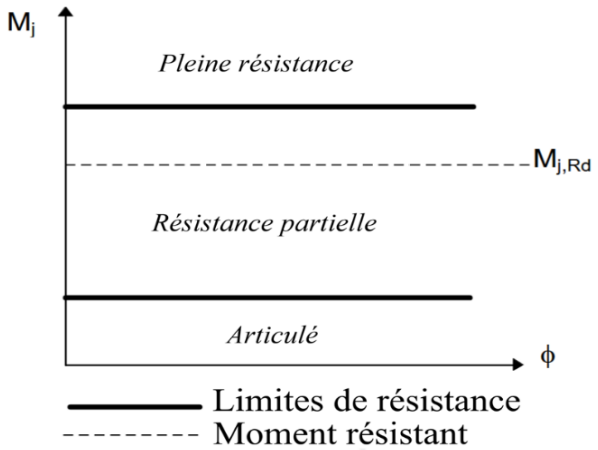


Figure I- 17 : Classification des assemblages selon la résistance

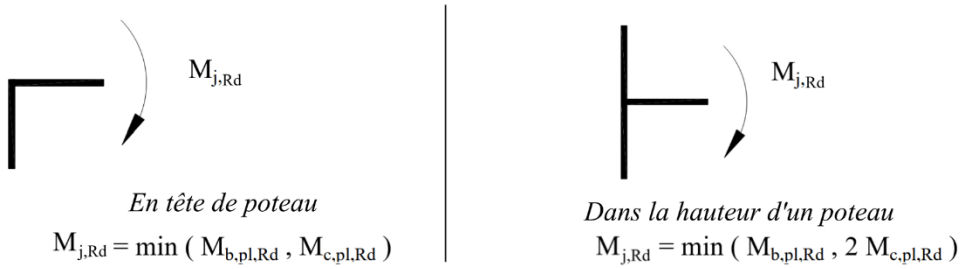


Figure I- 18 : Critères des assemblages à pleine résistance

I.6.1.3 Classification par ductilité

Pour la majorité des assemblages structuraux, la courbe moment–rotation M–φ présente une forme bilinéaire (Figure I-19.a). La pente initiale $S_{j,ini}$ traduit la réponse élastique de l'assemblage. Elle est suivie d'une phase de plastification progressive, liée à l'entrée en plasticité d'un ou de plusieurs composants, jusqu'à l'atteinte de la résistance de calcul en moment $M_{j,Rd}$. Au-delà, un comportement post-limite, caractérisé par une raideur $S_{j,post-lim}$, peut apparaître et correspond au développement de l'écrouissage et, le cas échéant, d'effets de membrane. Ces derniers sont particulièrement marqués lorsque des éléments de plaque relativement minces sont soumis à des tractions transversales, notamment dans les assemblages d'axe faible (Jaspart, 1997).

De nombreux essais (Figure I-19.a) n'ont pas permis d'atteindre une rupture au moment maximal $M_{j,u}$, en raison de déformations locales importantes dans l'assemblage conduisant à des rotations relatives très élevées. Dans d'autres cas (Figure I-19.b), la ruine est survenue soit par plastification excessive avec rupture du matériau, soit plus fréquemment par instabilité d'un composant (par exemple voilement du panneau d'âme en compression, flambement de la semelle et de l'âme de poutre en compression), ou encore par rupture fragile des soudures ou des boulons. Pour certains assemblages, la ruine prématurée d'un composant limite le développement de la résistance en moment et de la rotation, le domaine post-limite reste alors réduit et le caractère bilinéaire de la courbe M–φ devient moins marqué (Figure I-19.c).

Dès lors, la ductilité est introduite comme un indicateur de la capacité de rotation plastique mobilisable par l'assemblage à un niveau de résistance donné tout en conservant un certain pourcentage de sa résistance ultime(Swanson, 1999). Elle traduit l'étendue du palier plastique sur la courbe moment–rotation (M–Φ). Cette propriété peut être quantifiée au moyen d'un indice ϑj, reliant la capacité de rotation de l'assemblage, Φ_{Cd}, à la valeur de rotation correspondant à sa résistance plastique (Jaspart, 1997 ; Simões da Silva et al., 2002).

Il convient de citer que l'Eurocode 3, ne fournit pas une description précise de la réponse post-limite des composantes élémentaires d'un assemblage, ni, en particulier, de leur capacité de déformation.

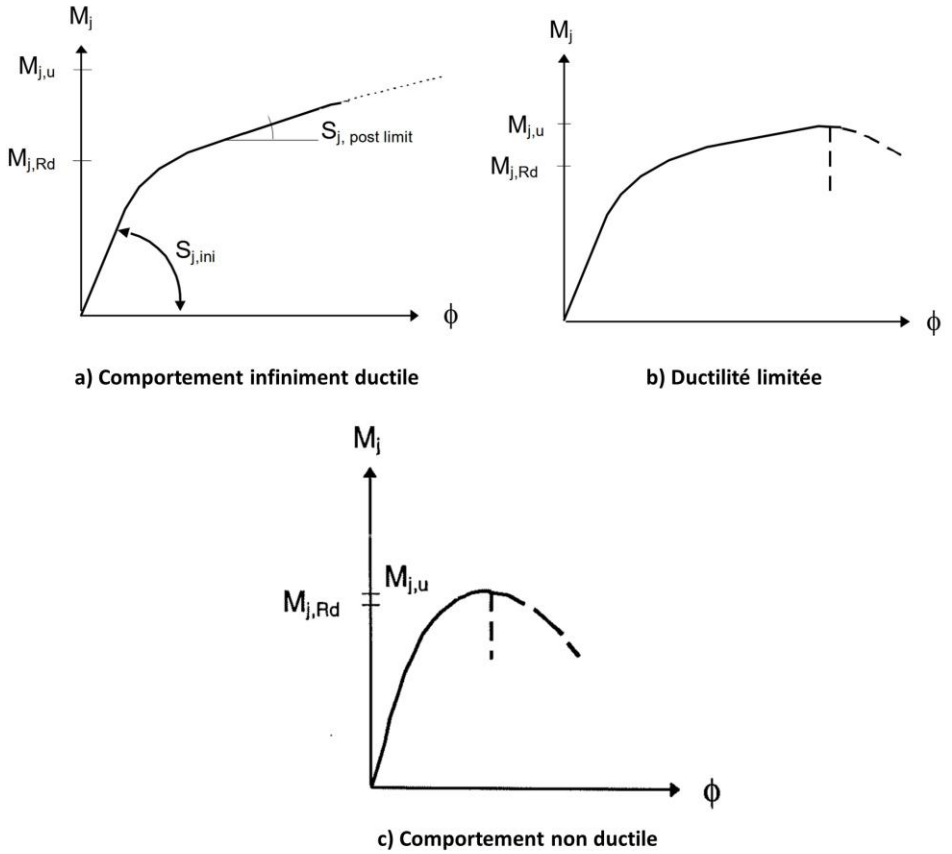


Figure I- 19 : Forme de la courbe caractéristique moment–rotation (M–θ) de l'assemblage

I.7 CONCLUSION

Ce chapitre a d'abord présenté les sources de déformabilité associées aux principales configurations d'assemblages rencontrées en construction métallique. Pour les assemblages poutre–poteau, les continuités de poutre, les continuités de poteau et les pieds de poteau, les mécanismes de transfert des efforts ont été rappelés et les contributions dominantes à la rotation relative ont été identifiées, afin de relier la réponse globale de l'assemblage aux phénomènes locaux qui la gouvernent.

Dans un second temps, la modélisation des assemblages dans l'analyse globale des ossatures a été discutée. Les objectifs recherchés en calcul d'ossature ont été mis en relation avec le niveau de représentation de l'assemblage, en distinguant les approches où l'assemblage est assimilé à une liaison idéale et celles où sa déformabilité est explicitement introduite, de manière à préserver la cohérence entre hypothèses d'analyse et comportement attendu. Les différents schémas de modélisation ont ainsi été rappelés, notamment en termes de continuité rotationnelle et de simplifications associées.

L'idéalisation des courbes moment–rotation a ensuite été examinée comme étape nécessaire au passage d'une réponse non linéaire réelle vers une loi exploitable en analyse globale. Les principaux choix d'idéalisation ont été rappelés, depuis une représentation linéaire-élastique jusqu'à des lois bilinéaires, trilinéaires ou non linéaires, en soulignant que la forme retenue dépend directement du type d'analyse considéré et du niveau de précision visé.

La classification des assemblages a enfin été synthétisée à partir des propriétés structurales pertinentes. La classification selon la rigidité a permis de distinguer les assemblages rigides, semi-rigides et articulés, tandis que la classification selon la résistance a conduit aux catégories pleine résistance, résistance partielle et nominalement articulée. La classification selon la ductilité, fondée sur la capacité de rotation, complète ces deux premières approches en intégrant l'aptitude de l'assemblage à développer des rotations avant l'atteinte d'un état limite.
Pour terminer, les principaux moyens de renforcement ont été brièvement évoqués.

Chapitre II : Caractérisation des assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée selon l'Eurocode 3

II.1 INTRODUCTION

L'analyse globale d'une ossature exige une définition fiable du comportement moment–rotation des assemblages, ainsi qu'une représentation sous une forme compatible avec la méthode de calcul retenue. Plusieurs voies sont généralement mobilisées : l'utilisation directe de courbes issues d'essais, ou l'exploitation de résultats expérimentaux disponibles pour en extraire des relations mathématiques. Cette seconde démarche consiste à ajuster, à partir des données mesurées, des expressions paramétrées capables de reproduire la courbe moment–rotation et d'en fournir une description exploitable pour l'analyse structurale. Dans ce cadre, différentes formulations ont été proposées dans la littérature afin d'exprimer de manière continue l'évolution du moment en fonction de la rotation.

Dans ce chapitre, les principales approches de prédiction du comportement rotationnel des assemblages sont examinées de manière structurée, en précisant pour chacune leur domaine de validité, leurs exigences en données d'entrée, ainsi que leurs avantages et limitations en termes de précision. Dans cette continuité, l'attention est portée sur le cadre réglementaire de l'Eurocode 3, en introduisant la méthode des composants comme approche de référence pour la caractérisation des assemblages. Les principes de la méthode sont détaillés. Cette démarche vise à maîtriser la méthode des composants afin d'identifier, de manière objective, les insuffisances des formulations actuelles lorsqu'elles sont appliquées à d'autres configurations, en particulier celles où des effets tridimensionnels et des déformations hors plan deviennent déterminants.

II.2 MÉTHODE DES COMPOSANTS

La pratique actuelle de dimensionnement repose sur la méthode dite des composants pour l'estimation du comportement rotationnel des assemblages poutre–poteau. Dans une approche simplifiée, un assemblage est décomposé en trois zones distinctes : zone tendue, zone comprimée et zone cisaillée. Chacune de ces zones comporte plusieurs sources de déformation, représentées par des éléments élémentaires, appelés composants, qui contribuent conjointement à la réponse globale de l'assemblage.

Sur le plan théorique, cette démarche peut être appliquée à toute configuration d'assemblage et à tout type de sollicitation, sous réserve que les composants de base soient correctement définis et caractérisés. La procédure s'articule autour de trois étapes principales : (1) l'identification des composants actifs pour l'assemblage considéré, (2) la détermination de la loi effort–déplacement de chaque composant, (3) l'assemblage de ces éléments au sein d'un modèle mécanique constitué de ressorts axiaux associés à des liaisons rigides. Le comportement global de ce système équivalent permet ensuite d'établir la courbe moment–rotation de l'assemblage complet.

La méthode est illustrée à la (Figure II-1) pour le cas particulier d'un assemblage à platine d'about débordante boulonnée comportant deux rangées de boulons en zone tendue. Pour l'évaluation de la rigidité rotationnelle, les composants actifs retenus par l'Eurocode 3 pour cette configuration sont : l'âme du poteau en cisaillement (cws), l'âme du poteau en

compression (cwc), l'âme du poteau en traction (cwt), la semelle du poteau en flexion (cfb), la platine d'about en flexion (epb) et les boulons en traction (bt).

Les soudures assurant la liaison entre la platine d'about et la poutre ne sont pas prises en compte dans le calcul de la rigidité rotationnelle, de même que les composants associés à la semelle de poutre comprimée (bfc) et à l'âme de poutre tendue (bwt). Chaque composant est décrit par une loi non linéaire force–déplacement, déterminée à partir d'essais expérimentaux ou de modèles analytiques. L'assemblage de ces composants au sein d'un modèle mécanique équivalent permet d'obtenir la courbe moment–rotation de l'assemblage. Le modèle à ressorts correspondant à l'Eurocode 3 est présenté à la (Figure II-1).

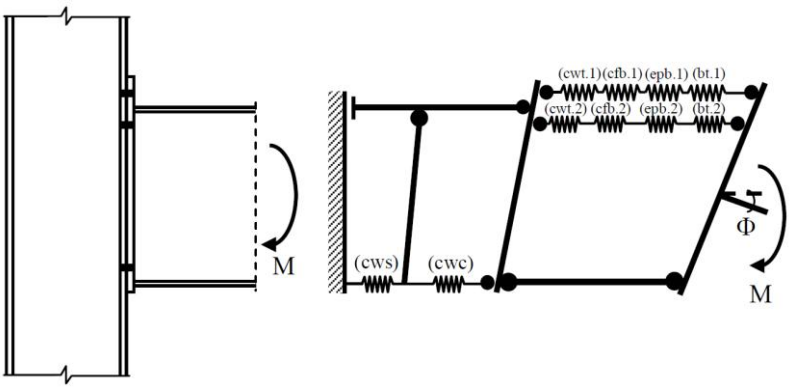


Figure II- 1: Méthode des composants : Composants actifs et modèle mécanique retenu par l'Eurocode 3 pour la caractérisation de la rigidité rotationnelle de l'assemblage

II.2.1 Caractérisation des composants de base des assemblages boulonnés en termes de résistance plastique et de rigidité initiale

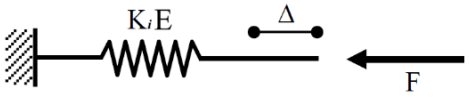
Dans le cadre de la méthode des composants, les éléments de base de l'assemblage sont représentés par des ressorts axiaux non linéaires (Figure II-2.a), caractérisés par une rigidité axiale ($k_i E$). Bien que le comportement réel soit complexe, il peut être approché par des lois simplifiées sans perte significative de précision.

L'idéalisation élastique–parfaitement plastique constitue l'une des représentations les plus simples. Conformément à l'approche de l'Eurocode 3 pour la modélisation du comportement non linéaire des ressorts en flexion, la réponse d'un composant est définie par une rigidité sécante k_e/η et par une résistance plastique complète F_{Rd} (Figure II-2.b). Le paramètre k_e correspond à la rigidité initiale du composant et η à un coefficient de modification de rigidité, dont les valeurs sont spécifiées par l'Eurocode 3 selon le type d'assemblage. Pour un composant isolé, des valeurs analogues peuvent être retenues.

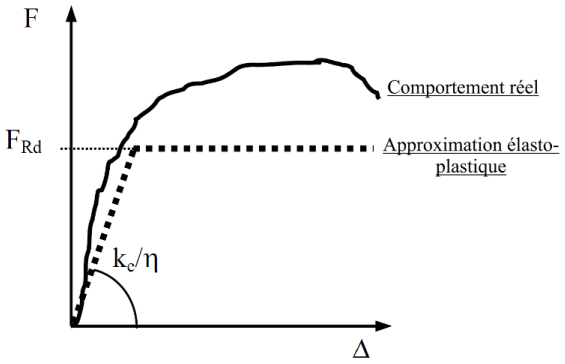
La rigidité post-limite k_{p-l} est prise nulle, ce qui revient à négliger l'écrouissage ainsi que les effets de non-linéarité géométrique. En ce qui concerne la ductilité des composants, c'est-à-dire l'étendue du palier plastique, le code (EN 1993-1-8, 2005) ne fournit que des indications qualitatives. À titre d'exemple, le composant « âme de poteau en cisaillement » présente une ductilité élevée, sa capacité de déformation pouvant être considérée comme non limitative,

tandis que les boulons en traction constituent des éléments fragiles, dépourvus de palier plastique.

Les sections suivantes présentent les formulations retenues par l'Eurocode 3 pour l'évaluation de la résistance plastique et de la rigidité initiale des composants de base des assemblages boulonnés. Dans cette formulation, f_y désigne la limite d'élasticité, f_u la résistance ultime , et γ_M les coefficients partiels de sécurité. Les indices $'b$; c ; ep ; f et w' se rapportent respectivement à la poutre, au poteau, à la platine d'about, à la semelle et à l'âme.
Pour le dimensionnement, les coefficients partiels sont pris égaux à $\gamma_{M0} = 1.1 = \gamma_{M1}$ pour la résistance des sections, et à $\gamma_{M2} = 1.25$ pour la résistance des boulons, conformément à l'Eurocode 3(EN 1993-1-8, 2005).



(a) Ressort axial – composant générique "i"



(b) Comportement réel et réponse élasto-plastique

Figure II- 2: Modélisation d'un composant soumis à la compression

II.2.1.1 Rigidité en rotation

Les modèles mécaniques fondés sur la méthode des composants reposent sur un assemblage d'éléments rigides et déformables, assimilés à des ressorts, permettant de représenter l'interaction entre les différentes sources de déformation de l'assemblage.
Ces ressorts sont disposés en série ou en parallèle selon leur mode d'interaction. Les ressorts montés en série sont soumis à un même effort, tandis que les ressorts disposés en parallèle subissent une même déformation.
Les composants intervenant dans le comportement d'un assemblage sont identifiés selon le type de sollicitation auquel ils sont soumis : traction, compression, ou cisaillement, et peuvent aussi être identifiés selon leur fonction dans le mécanisme global. On distingue ainsi les éléments associés au panneau d'âme, ceux assurant la transmission des efforts vers l'âme du poteau et ceux relevant directement de la zone d'attache.
Le modèle d'Innsbruck (Huber and Tschemmernegg, 1998) repose sur une interaction détaillée entre ces composants et permet de représenter séparément le comportement du panneau d'âme

en cisaillement, le transfert des efforts vers l'âme du poteau et le comportement des éléments de la zone d'attache (Figure II-3). Toutefois, la complexité de cette approche rend son intégration difficile dans un cadre normatif, en raison des itérations successives nécessaires au sein de l'assemblage de composants (Huber and Tschemmernegg, 1998). C'est pourquoi le recours à un modèle de composants simplifié, tel que celui illustré à la Figure II-4, s'avère particulièrement approprié.

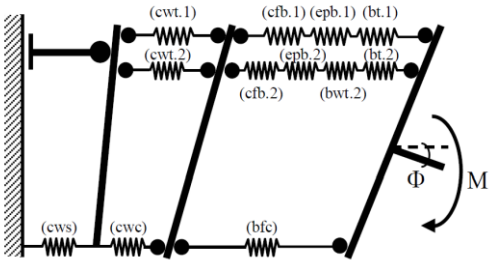


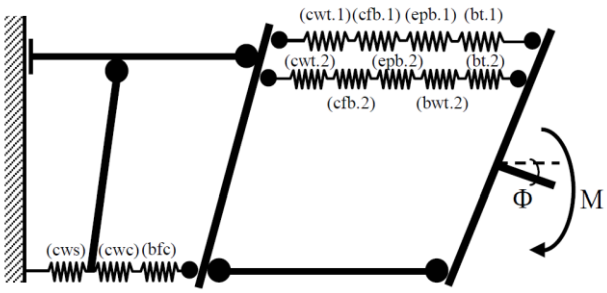
Figure II- 3: Modèle à ressorts d'Innsbruck (configuration unilatérale) (Coelho, 2004)

Le (Tableau II-1) suivant présente l'enchaînement des étapes de calcul de la rigidité rotationnelle, avec les références correspondantes dans (EN 1993-1-8, 2005) :

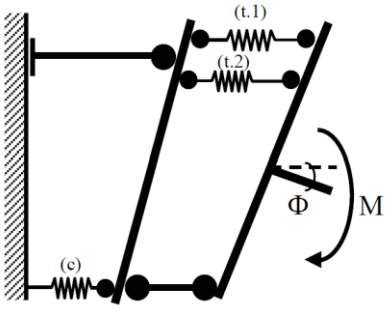
		§
Zone tendue	Détermination des longueurs efficaces	Tableau 6.4; 6.5; 6.6
	Calcul des rigidités $k_{3,r}$ pour l'âme de poteau tendue	Tableau 6.11
	Calcul des rigidités $k_{4,r}$ pour la semelle de poteau fléchie	
	Calcul des rigidités $k_{5,r}$ pour la platine fléchie	
	Calcul des rigidités $k_{10,r}$ pour les boulons tendus	
	Assemblage des rigidités des différentes rangées	§ 6.3.3
Zone comprimée	Calcul de la rigidité k_2 pour l'âme de poteau comprimée	Tableau 6.11
Zone cisaillée	Calcul de la rigidité k_1 pour le panneau d'âme de poteau en cisaillement	
Calcul de la rigidité S_j de l'assemblage		§6.3.1

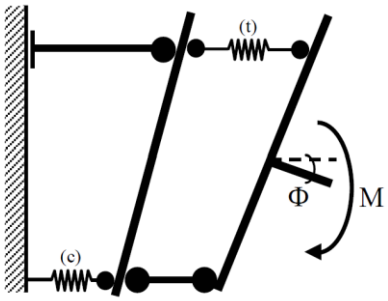
Tableau II- 1: Enchainement de calcul de la rigidité d'un assemblage par platine d'about

La (Figure. II-4.a) présente le modèle mécanique proposé par l'Eurocode 3 (EN 1993-1-8, 2005) pour le cas particulier d'un assemblage à platine d'about débordante boulonnée comportant deux rangées de boulons en traction. Ce modèle permet de caractériser le comportement en rotation de ce type d'assemblage. Il est supposé que les ressorts en compression soient localisés au centre de compression (Figure. II-4.b), correspondant au centre de la semelle inférieure de la poutre, tandis que les ressorts en traction sont positionnés au niveau des rangées de boulons concernées (Figure. II-4.c). Les déformations des rangées de boulons sont proportionnelles à leur distance au centre de compression, et les efforts développés dans chaque rangée dépendent de la rigidité des composants associés.



(a) Modèle à ressorts de l'Eurocode 3 : composants actifs pour un assemblage à platine d'about débordante boulonnée comportant deux rangées de boulons en zone tendue





(b) Modèle équivalent de l'Eurocode 3 (c) Modèle simplifié de l'Eurocode 3

Figure II- 4: Modèle à ressorts de l'Eurocode 3 et simplifications

II.2.1.1.1 Zone tendue

- **Âme de poteau tendue**

Pour une rangée de boulons, le coefficient de rigidité est défini avec l'équation (II-1):

$$k_{3,r} = \frac{0.7 L_{\text{eff}}\, t_{wc}}{d_c} \tag{II.1}$$

L_{eff}: déterminée conformément à l'annexe B.
t_{wc}: épaisseur de l'âme du poteau.
d_c: hauteur libre de l'âme du poteau

- **Semelle de poteau fléchie**

Pour une rangée de boulons, le coefficient de rigidité est défini avec l' équation (II-2):

$$k_{4,r} = \frac{0.9 L_{\text{eff}}\, t_{fc}^3}{m_{\text{associé}}^3} \tag{II.2}$$

L_{eff} et m associé : déterminés conformément au l'annexe B.
t_{fc}: épaisseur de la semelle du poteau.

- **Platine d'about fléchie**

Pour une rangée de boulons, le coefficient de rigidité est défini avec l' équation (II-3) :

$$k_{5,r} = \frac{0.9 L_{\text{eff}} t_p^3}{m^3_{\text{associé}}} \tag{II.3}$$

t_p : l'épaisseur de la platine

- **Boulons tendus**

Pour une rangée de boulons, le coefficient de rigidité est défini avec l' équation (II-4) :

$$k_{10,r} = 1.6 \frac{A_s}{L_b} \tag{II.4}$$

A_s : la section résistante du boulon en traction ;
L_b: la longueur du boulon soumise à l'allongement (voir §II.2.1.3.3).

Assemblage des coefficients de rigidité

L'ensemble des composants associés aux rangées de boulons dans la zone tendue est modélisé au moyen d'un coefficient de rigidité de traction équivalent k_{et}, calculé selon l'expression suivante, équation (II-5) :

$$K_{et} = \frac{\sum_r k_{et,r} h_r}{z_{eq}} \tag{II.5}$$

Le coefficient de rigidité de chaque ressort $t.r$ correspondant à un assemblage de ressorts en série de la rangée de boulons r, s'obtient comme suit (Figure. II-4.b) :

$$k_{et,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,r}} + \frac{1}{k_{4,r}} + \frac{1}{k_{5,r}} + \frac{1}{k_{10,r}}} \tag{II.6}$$

Le bras de levier z_{eq} est donné par :

$$z_{eq} = \frac{\sum k_{et,r} h_r^2}{\sum k_{et,r} h_r} \tag{II.7}$$

Où, h_r représente la distance entre la rangée de boulons r et le centre de compression.

II.2.1.1.2 Zone comprimée

Dans le cas d'une âme de poteau non raidie (Figure II-5.a), la rigidité de la zone comprimée est évaluée comme suit :

$$k_2 = \frac{0.7 b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{d_c} \tag{II.8}$$

$b_{\text{eff},c,wc}$ est défini au § 3.1.2.2

En présence d'un raidisseur transversal ou diagonal (Figure II-5.b), la déformabilité de la zone comprimée est négligeable et la rigidité correspondante peut être considérée comme infinie $k_2 = \infty$



(a) âme du poteau non raidie (b) âme du poteau non raidie

Figure II- 5: Rigidité de l'âme du poteau comprimée

II.2.1.1.3 Zone cisaillée

Le coefficient de rigidité du panneau d'âme en cisaillement pour un assemblage unilatéral ou bilatéral où les hauteurs des poutres sont identiques, est évalué comme suit :

$$k_1 = \frac{0.38 A_{vc}}{\beta z} \tag{II.9}$$

Où, A_{vc} est l'aire de cisaillement, et $z = h_b - t_f$

En présence d'un raidisseur transversal ou diagonal la déformabilité de la zone cisaillée est négligeable et la rigidité correspondante peut être considérée comme infinie $k_1=\infty$

Le coefficient de rigidité du ressort de la zone comprimée correspond à un assemblage de ressorts en série des composants âme du poteau en compression et âme du poteau en cisaillement, et s'obtient comme suit, (Figure II-4.b), :

$$k_{ec} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} \tag{II.10}$$

II.2.1.1.4 Rigidité de l'assemblage

La contribution de toutes les composantes est obtenue par la contribution des coefficients de rigidité équivalents de la partie comprimée et la partie tendue, en considérant que la position du ressort final est située au niveau du centre de traction défini par le bras de levier z_{eq}, la rigidité en rotation de l'assemblage entier est obtenue par la formule suivante :

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{eq}^2 \frac{1}{\frac{1}{k_{et}} + \frac{1}{k_{ec}}} \tag{II.11}$$

Où E est le module d'Young

II.2.1.2 Résistance plastique

Le moment résistant d'un assemblage poutre–poteau par platine d'about boulonnée correspond au moment maximal transmissible avant l'atteinte d'un état limite. Dans le cas d'un assemblage poutre–poteau par platine d'about boulonnée, son évaluation repose sur la distinction de trois zones : la zone tendue, la zone comprimée et la zone cisaillée du panneau d'âme du poteau. La zone tendue comprend la flexion de la platine d'about et de la semelle du poteau, ainsi que la traction des boulons et des âmes de la poutre et du poteau. La zone comprimée mobilise principalement l'âme du poteau et les éléments comprimés de la poutre, tandis que la zone cisaillée concerne le panneau d'âme du poteau.

Le diagramme de la (Figure II-6) donne la méthodologie générale du calcul du moment résistant d'un assemblage poutre – poteau, et le (Tableau II-2) décrit l'enchaînement des calculs de la résistance d'un assemblage.

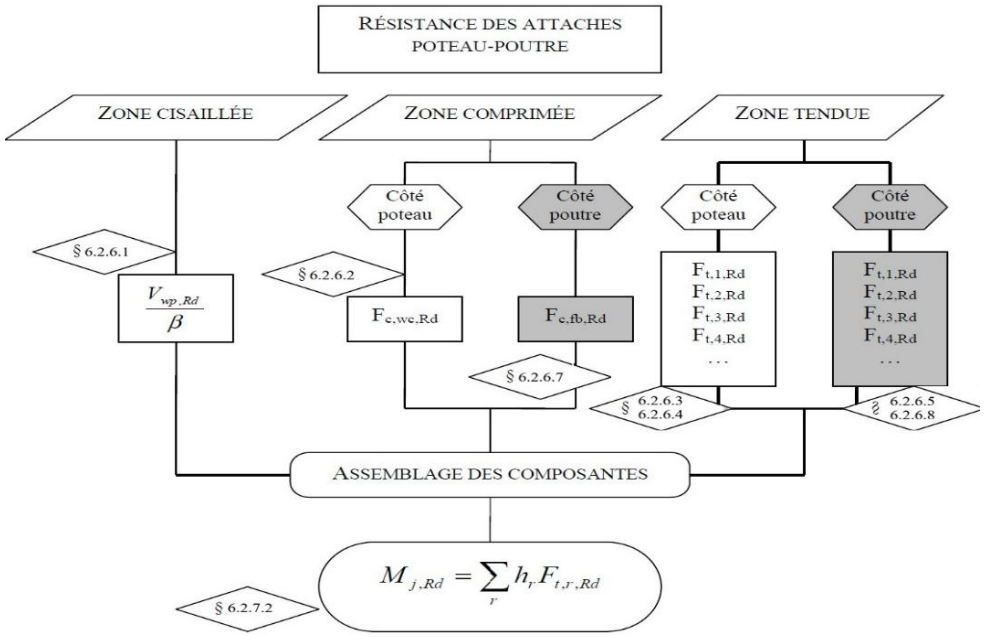


Figure II- 6: Procédure de calcul du moment résistant d'un assemblage poutre–poteau selon la méthode des composants

II.2.1.2.1 Résistance de la zone cisaillée

La résistance de cette composante est donnée par l'équation (II-12) :

$$\frac{V_{wp,Rd}}{\beta} \tag{II.12}$$

Le paramètre β est un coefficient de transformation qui représente, selon la configuration de l'assemblage, la part du cisaillement du panneau d'âme effectivement mobilisée par le moment transmis. Les valeurs recommandées mais approchées de β, où β_1 est pris égal à β_2 pour les configurations bilatérales, varient de β = 0 (configuration bilatérale avec moments équilibrés dans les poutres) à β = 2 (configuration bilatérale avec moments égaux mais non équilibrés dans les poutres). Ces deux cas extrêmes sont illustrés sur le (Tableau II-3).

- Cas de poteau non raidi

$$V_{wp,Rd} = \frac{0.9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad \text{(II.13)}$$

Si l'élancement de l'âme est trop grand ($d/t_w > 69\varepsilon$), la résistance doit être minorée, en tenant compte du risque de voilement, avec [$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$].
Des doublures d'âme peuvent être ajoutées, en respectant les dispositions constructives suivantes :

- L'épaisseur de la doublure est prise supérieure ou égale à celle de l'âme du poteau ($t_s \geq t_{wc}$);
- La largeur est au moins égale à la hauteur d'âme entre congés ($b_s \geq d_{wc}$), la doublure étant prolongée jusqu'au pied du congé âme–semelle ;
- La condition de proportion $t_s \geq b_s / (40\varepsilon)$ doit être vérifiée
- La nuance d'acier retenue de la doublure d'âme est identique à celle du poteau.

<table>
<tr><td>Résistance de la zone cisaillée</td><td colspan="3">Calcul de $V_{wp,Rd}$ et β</td><td>6.2.6.1 ; 5.3(7)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Résistance de la zone comprimée</td><td colspan="3">Calcul de $F_{c,fb,Rd}$</td><td>6.2.6.7</td></tr>
<tr><td colspan="3">Calcul de $F_{c,wc,Rd}$</td><td>6.2.6.2</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Résistance de la zone tendue</td><td rowspan="5">Calcul de la résistance $F_{t,r,Rd}$ de chaque rangée de boulons</td><td rowspan="2">Coté poteau</td><td>Détermination des longueurs L_{eff} des tronçons en T équivalents</td><td>Tableau 6.4
Tableau 6.5</td></tr>
<tr><td>Détermination de la résistance de chaque rangée et chaque groupe de boulons</td><td>Tableau 6.2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Coté poutre</td><td>Détermination des longueurs L_{eff} des tronçons en T équivalents</td><td>Tableau 6.6</td></tr>
<tr><td>Détermination de la résistance de chaque rangée et chaque groupe de boulons</td><td>Tableau 6.2</td></tr>
<tr><td colspan="2">Assemblage des résistances des rangées et des groupes</td><td>Voir tableau suivant</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Assemblage des résistances des zones comprimée et tendue</td><td colspan="3">Limitation des résistances des rangées de boulons</td><td rowspan="2">6.2.7.2</td></tr>
<tr><td colspan="3">$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{t,r,Rd}$</td></tr>
</table>

Tableau II- 2: Synthèse des étapes de calcul de la résistance d'un assemblage poutre–poteau selon l'Eurocode 3

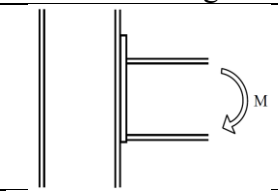
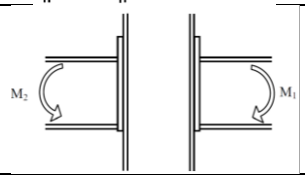
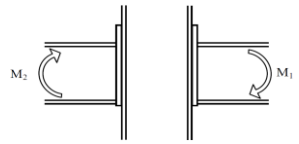
Configuration de l'assemblage	Cas de sollicitation	Paramètre de transformation β
	Le panneau d'âme doit équilibrer le cisaillement dû à M	1
	Si $M_1 = M_2$, pas de cisaillement du panneau d'âme	0
	Les cisaillements dûs à M_1 et M_2 s'ajoutent. La résistance et la rigidité du panneau d'âme	2

Tableau II- 3: Paramètre de transformation β : valeurs indicatives selon la configuration de l'assemblage

Pour l'évaluation de la résistance au cisaillement, l'aire efficace A_{vc} du panneau d'âme est majorée d'une quantité $b_s t_{wc}$, indépendamment de l'épaisseur réelle de la ou des doublures même lorsque celle-ci est supérieure à t_{wc}.

Cas de poteau raidi :

Les semelles du poteau et les raidisseurs transversaux constituent un cadre résistant (Figure II-7). La résistance plastique de ce système est définie comme la plus faible des deux capacités plastiques associées aux mécanismes de ruine possibles, équation (II-14) :

$$V_{wp,add,Rd} = \min\left\{\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}; \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}\right\} \qquad \text{(II.14)}$$

La résistance au cisaillement plastique du panneau d'âme de poteau $V_{wp,Rd}$ est augmentée de cette contribution additionnelle $V_{wp,add,Rd}$.

Dans le cas général, $\beta_{côté1} = \left|1 - \frac{M_{j.2,Ed}}{M_{j.1,Ed}}\right|$

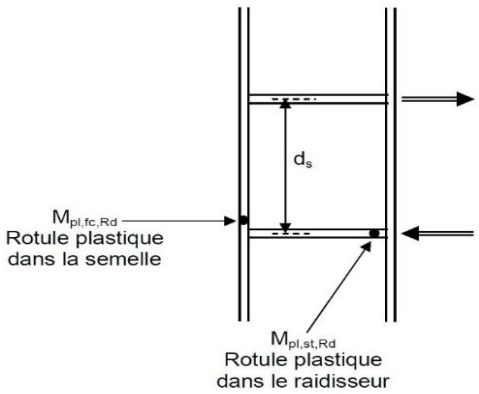


Figure II- 7: Contribution du moment plastique des raidisseurs

II.2.1.3 Résistance de la zone comprimée

- **Semelle et âme de la poutre comprimée**

La résistance de la zone comprimée pour le côté de la poutre $F_{c,fb,Rd}$ de l'équation (II-15), déterminée à partir du moment résistant de la poutre $M_{c,Rd}$, évalué en domaine élastique ou plastique selon la classe de la section et en tenant compte, le cas échéant, de l'interaction avec l'effort tranchant. Cette valeur permet de calculer la capacité résistante de la zone comprimée de l'assemblage du côté de la poutre (Figure II-8).

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} \qquad \text{(II.15)}$$

Où h_b désigne la hauteur totale de la section de la poutre et t_{fb} l'épaisseur de sa semelle.

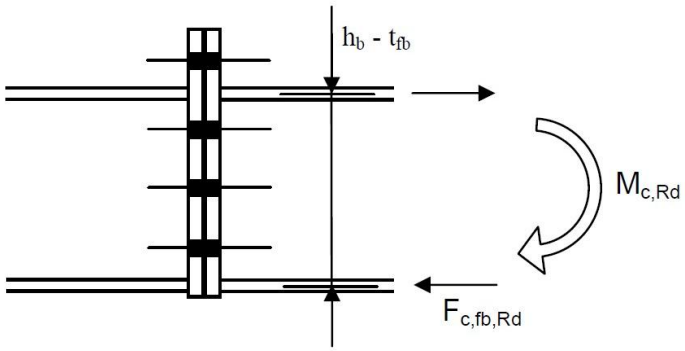


Figure II- 8: Résistance de la semelle de poutre comprimée

Cet effort est supposé agir au niveau du milieu de la semelle inférieure de la poutre, correspondant au centre de compression de l'assemblage. Pour assurer la transmission complète du moment résistant de la poutre, il est nécessaire soit de disposer une rangée de boulons extérieure garantissant un bras de levier au moins égal à $h_b - t_{fb}$, soit de renforcer localement la section de la poutre (par exemple par un jarret), afin d'éviter qu'un bras de levier insuffisant ne limite la capacité de l'assemblage avant l'atteinte du moment résistant de la poutre.

- **Âme de poteau comprimée**
  - Cas de poteau non raidi

Dans le cas d'un poteau non raidi, la résistance de calcul de l'âme du poteau soumise à une compression transversale est évaluée au moyen de l'expression suivante, (équation II-16) :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \qquad \text{(II.16)}$$

ω = interaction avec le cisaillement de l'âme du poteau
k_{wc}= interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau
ρ= réduction pour risque de voilement de l'âme
$b_{\text{eff},c,wc}$= hauteur efficace comprimée (calculée ci-dessous, (Figure II-9))

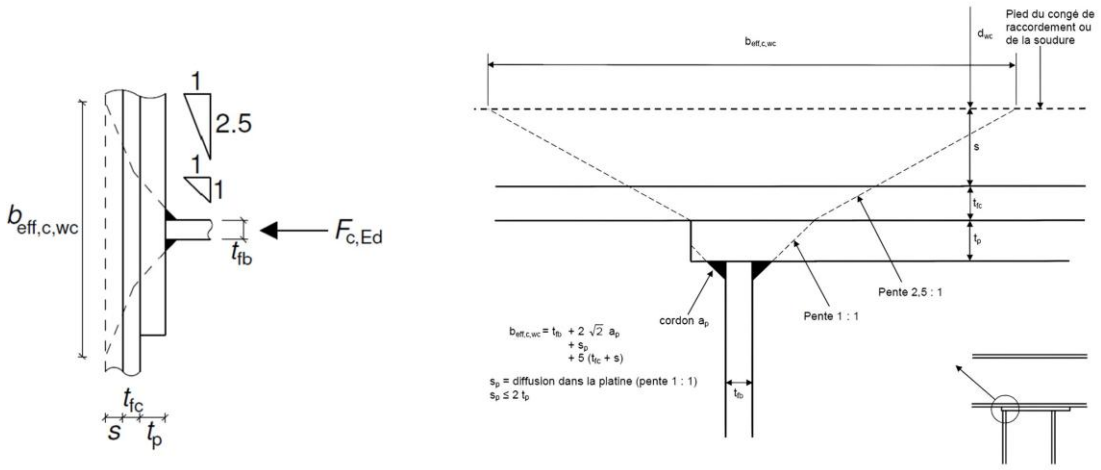


Figure II- 9: Largeur efficace de l'âme comprimée du poteau $b_{eff,c,wc}$

- Voilement de l'âme sous compression

La résistance citée dans le paragraphe qui précède peut-être réduite par un coefficient ρ lorsque l'âme est élancée et susceptible de voiler avant d'atteindre la plastification. Le risque de voilement est évalué à partir de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_p$ comme suit, (équation II-17) :

$$\bar{\lambda}_p = 0.932\sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc}\, d_{wc}\, f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \tag{II.17}$$

$$\rho = \begin{cases} \dfrac{\bar{\lambda}_p - 0.2}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{si } \bar{\lambda}_p > 0.72 \\ 1 & \text{si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \end{cases} \tag{II.18}$$

Le coefficient ρ traduit ainsi la diminution de capacité liée à l'instabilité de l'âme comprimée, (Figure II-10).

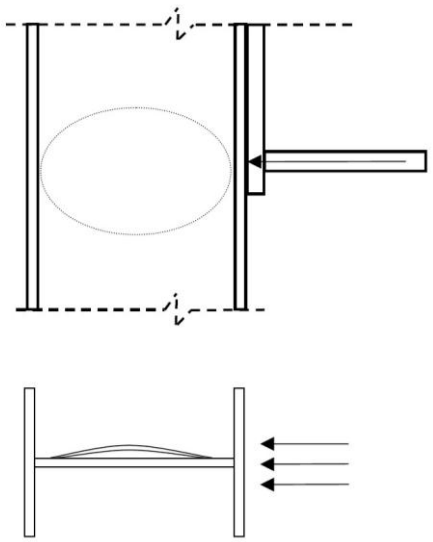


Figure II- 10: Voilement de l'âme de poteau sous l'action de la charge

- Interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau :

L'interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau traduit le fait que l'âme peut déjà être fortement comprimée par l'effort normal et le moment dans le poteau, ce qui réduit la capacité additionnelle mobilisable par l'assemblage. Elle n'est prise en compte que si la contrainte longitudinale maximale $\sigma_{com,Ed}$ dans l'âme, évaluée au voisinage du congé âme–semelle (profilé laminé) ou au pied de soudure (profilé soudé), dépasse $0.7f_{y,wc}$. Dans ce cas, la résistance de calcul de l'âme comprimée est multipliée par un coefficient réducteur k_{wc}:

$$k_{wc} = \begin{cases} 1 & \text{si } \sigma_{com,Ed} \le 0.7 f_{y,wc} \\ 1.7 - \dfrac{\sigma_{com,Ed}}{f_{y,wc}} & \text{si } \sigma_{com,Ed} > 0.7 f_{y,wc} \end{cases} \qquad \text{(II.19)}$$

En pratique, k_{wc} est souvent égal à 1 et peut être négligé en prédimensionnement lorsque la contrainte longitudinale est inconnue puis vérifié ultérieurement.

- Interaction avec le cisaillement de l'âme de poteau :

L'âme du poteau est simultanément soumise à une contrainte normale de compression, agissant sur la section efficace $b_{\text{eff},c,wc}t_{wc}$, et à une contrainte de cisaillement développée sur la section A_{vc}. Il convient de vérifier que l'état de contrainte combiné résultant ne dépasse pas la limite d'élasticité de l'acier $f_{y,wc}$, selon un critère de contrainte équivalente.

Cette interaction conduit à une réduction de la résistance en compression mobilisable lorsque le cisaillement est significatif. Cette réduction est prise en compte par l'introduction d'un coefficient réducteur $\omega \le 1$, appliqué à la résistance en compression précédemment déterminée. L'expression de ω dépend de l'intensité relative du cisaillement par rapport à la compression, traduite notamment par le rapport des sections $\frac{b_{\text{eff},c,wc}t_{wc}}{A_{vc}}$: plus ce rapport est élevé, plus l'effet d'interaction est pénalisant et plus la valeur de ω est réduite.

Le coefficient β (voir §II.2.1.1.3) permet de pondérer ω en tenant compte du degré de sollicitation du panneau d'âme de poteau par le cisaillement. Ainsi, ω résulte directement de la relation $\omega = f(\beta)$, telle que définie par la (Figure II-11), qui assure une transition progressive entre ω_1 et ω_2

Avec : $\omega_1 = \dfrac{1}{\sqrt{1+1.3\left(\dfrac{b_{\text{eff},c,wc}t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$; $\omega_2 = \dfrac{1}{\sqrt{1+5.2\left(\dfrac{b_{\text{eff},c,wc}t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$

- Présence de doublure d'âme :

Dans tous les calculs précédents, t_{wc} est remplacée par $t_{wc,eff}$ dans le cas de renforcement par doublure d'âme, pour tenir compte de l'augmentation de résistance au cisaillement :

$t_{wc,eff} = 1.5t_{wc}$, si doublure d'âme d'un seul côté.

$t_{wc,eff} = 2.0t_{wc}$, si doublure d'âme de part et d'autre.

La valeur de A_{vc} intervenant dans le calcul de ω_1 et ω_2 est définie au § II.2.1.1.3

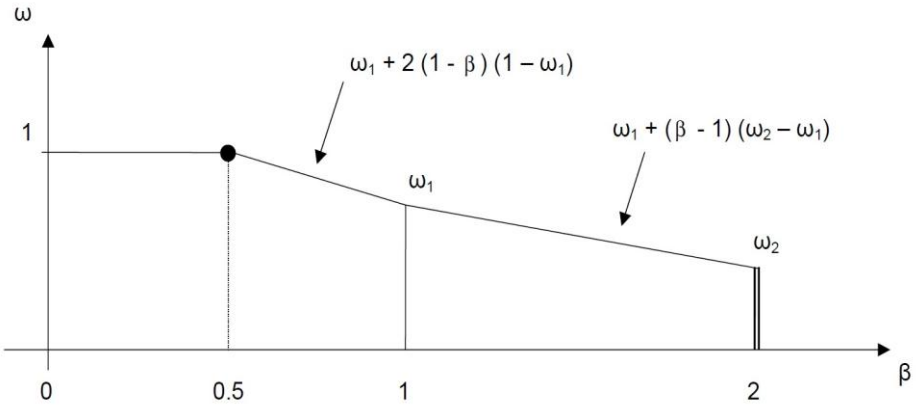


Figure II- 11: Évolution du coefficient d'interaction ω en fonction du paramètre β pour le panneau d'âme du poteau

- Cas de poteau raidi

Dans cette approche, la résistance en compression transversale est prise comme la somme de la contribution de l'âme et de celle des raidisseurs, telle que défini par l'équation (II-20), soit :

$$F_{c,c,Rd} = F_{c,wc,Rd} + F_{c,st,Rd} \tag{II.20}$$

La présence des raidisseurs est supposée empêcher le voilement local de l'âme dans la zone considérée, ce qui conduit à ne plus appliquer de réduction par ρ dans l'expression de $F_{c,wc,Rd}$:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \tag{II.21}$$

La contribution des raidisseurs est généralement évaluée par leur capacité plastique en compression axiale, équation (II-22). Enfin, pour l'évaluation de l'interaction via ω_1 et ω_2, la section comprimée $b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}$ est remplacée par une section "équivalente" augmentée ($b_{\text{eff},c,wc}$ $t_{wc} + A_{st}$), afin de tenir compte de l'apport des raidisseurs dans la zone comprimée.

$$F_{c,st,Rd} = \frac{A_{st} f_{y,st}}{\gamma_{M0}} \tag{II.22}$$

II.2.1.3.1 Résistance de la zone tendue

La méthode des composants applique, pour l'analyse de la zone tendue, une modélisation fondée sur le concept de tronçon en T équivalent. Plutôt que de considérer explicitement le comportement global en flexion de la platine ou de la semelle du poteau, le mécanisme local associé à chaque rangée de boulons est représenté par un tronçon en T reproduisant les mécanismes de plastification et de déformation observés sous traction, (Figure II-12).

Dans cette approche, la semelle du T correspond à la partie de plaque travaillant en flexion locale, tandis que l'effort transmis par la rangée de boulons est modélisé par la force $F_{T,Rd}$. Chaque rangée, ou groupe de rangées, est ainsi associée à une longueur efficace L_{eff}, (Figure II-13) définie comme la longueur du tronçon en T présentant la même résistance et la même rigidité que la configuration réelle.

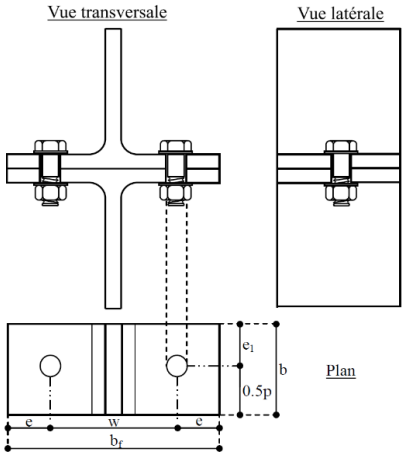


Figure II- 12: Tronçon en T équivalent (une rangée de boulons)

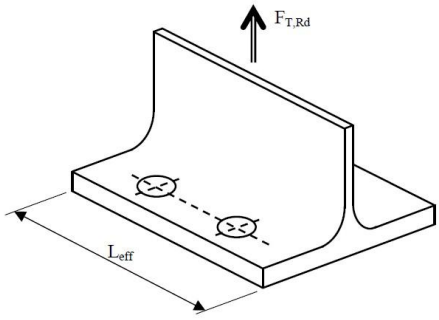


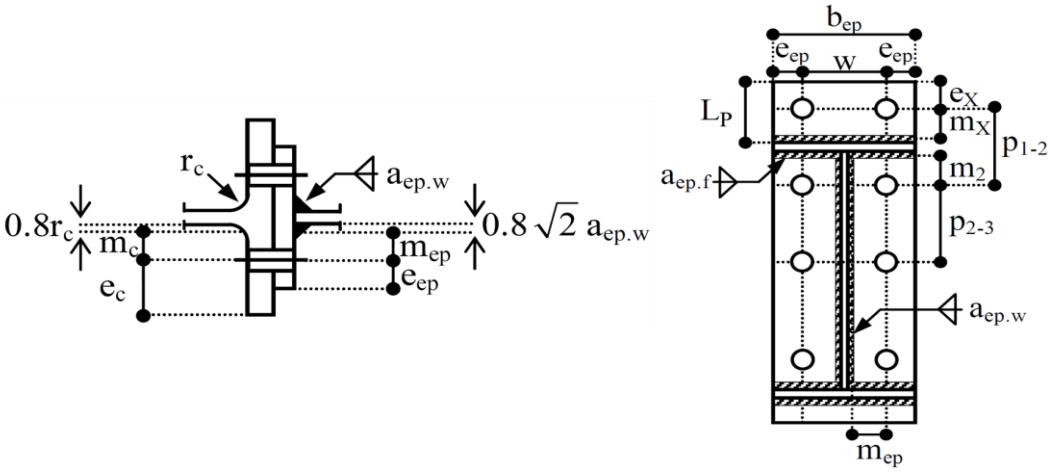
Figure II- 13: la longueur efficace L_{eff} et de la résistance du tronçon en T associé à une rangée de boulons

II.2.1.3.2 Longueur du tronçon en T équivalent

La valeur de la longueur efficace L_{eff} ne correspond pas nécessairement à la largeur totale disponible, mais à la portion effectivement mobilisée par le mécanisme plastique et dépend essentiellement de la configuration géométrique de la rangée considérée, notamment de sa proximité d'un bord libre, d'un raidisseur, des entraxes et des pinces, ainsi que d'un paramètre m..etc, tel qu'illustré à la (Figure II-14). Ces paramètres influencent le développement des lignes de plastification. L'Eurocode 3 fournit les formules de détermination des longueurs efficaces du tronçon en T et de la résistance de chacune des composantes. Ces expressions sont reprises en Annexe A du présent mémoire.

II.2.1.3.3 Résistance du tronçon en T équivalent sous les différents modes de ruine

Dans l'EN 1993-1-8, la traction d'une rangée de boulons dans un tronçon en T équivalent est gouvernée par trois modes de ruine fondamentaux (Figure II-15). Le mode 1 correspond à la plastification complète de la semelle (platine/semelle) avec formation d'un mécanisme de rotules plastiques, sans rupture des boulons : la résistance est alors pilotée par la capacité plastique de la semelle. Le mode 2 est un mode mixte où la semelle plastifie partiellement mais la traction dans les boulons devient suffisamment élevée pour provoquer leur rupture : la résistance résulte de la combinaison « semelle plastifiée + boulons ».



(a) Semelle du poteau et platine d'about débordante situées entre les semelles de la poutre.

(b) platine d'about débordante

Figure II- 14: Définition des paramètres géométriques m et n pour la semelle de poteau et la platine d'about (cas particulier d'un poteau laminé)

Le mode 3 correspond à une semelle « relativement rigide » : la déformation de la semelle est limitée, les lignes de plastification ne peuvent pas se développer de manière significative, et la ruine se produit principalement par rupture des boulons en traction.

Dans la pratique, deux cas complémentaires sont distingués pour mieux couvrir les assemblages boulonnés (Figure II-16). Le mode 1-2 est associé aux boulons flexibles : lorsque les boulons sont suffisamment flexibles, ils ne peuvent pas plaquer la semelle pour imposer un mode 1 pur ou un mode 2 pur ; on obtient alors un comportement intermédiaire entre plastification dominante de la semelle et participation marquée des boulons. Le mode 4 est lié à la composante âme tendue (âme de poteau/ âme de poutre), qui représente directement l'âme associée au tronçon en T et qui peut gouverner la résistance globale de la rangée ou du groupe de boulons. La résistance à considérer est celle donnée par le minimum des trois résistances.

Celles-ci sont données par les équations (II-23 ; II-25 ; II-27 ; II-28), et la démarche générale est décrite dans le (Tableau II-4). Le premier mode qui permet une déformation plastique importante de la semelle est privilégié.

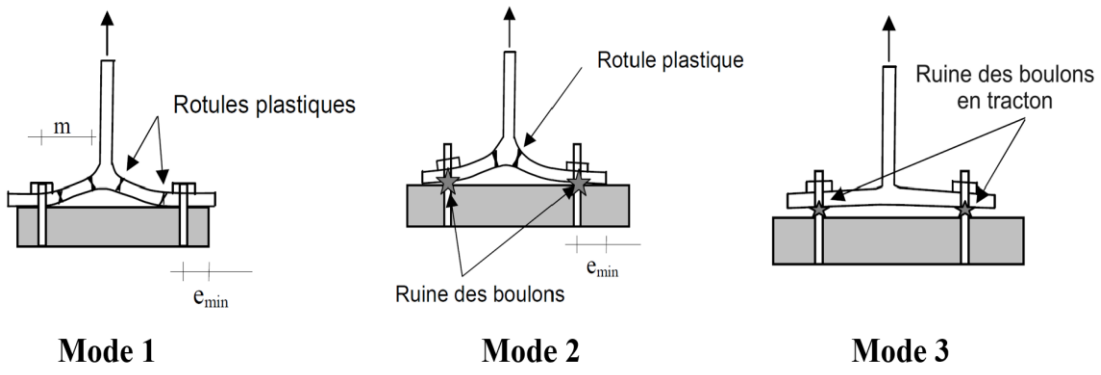
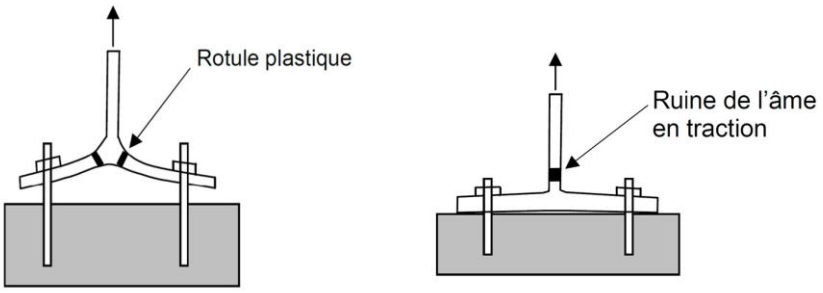


Figure II- 15: Modes de ruines de la semelle du tronçon en T



Mode1-2

Figure II- 16: Modes de ruines complémentaires

Mode 1

Sans contre-plaques

- Formule simplifiée :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m_{\text{associé}}} \tag{II.23}$$

- Formule alternative :

$$F_{T,1,\text{Rd}} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,\text{Rd}}}{2mn - e_w(m+n)} \tag{II.24}$$

Avec contre-plaques

- Formule simplifiée :

$$F_{T,1,\text{Rd}} = \frac{4M_{pl,1,\text{Rd}} + 2M_{bp,\text{Rd}}}{m} \tag{II.25}$$

- Formule alternative :

$$F_{T,1,\text{Rd}} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,\text{Rd}} + 4nM_{bp,\text{Rd}}}{2mn - e_w(m+n)} \tag{II.26}$$

Mode 2

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m_{\text{associé}} + n} \tag{II.27}$$

Mode 3

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \tag{II.28}$$

Avec : $n = \min(e_{\min}, 1.25m)$; $M_{pl,i,\text{Rd}} = \frac{L_{\text{eff},i}\, t_f^2 f_y}{4\gamma_{M0}} \quad (i = 1,2)$

Ainsi :

- Pour $i = 1 \rightarrow L_{\text{eff}} = L_{\text{eff},1}$
- Pour $i = 2 \rightarrow L_{\text{eff}} = L_{\text{eff},2}$

Mode 1-2 : Les boulons sont considérés flexibles si : $L_b > L_b^*$

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_{\text{associé}}} \tag{II.29}$$

Avec : $L_b^* = \frac{8.8 m_{\text{associé}}^3 \, nb_{\text{rangées}} \, A_s}{L_1 t_f^3}$

L_b est la longueur du boulon soumise à allongement, prise égale à la longueur de serrage (épaisseur totale du matériau et des rondelles), plus la moitié de la somme de la hauteur de la tête et de la hauteur de l'écrou :

$$L_b = t_{f,u} + t_{f,l} + 2t_{wsh} + 0.5\left(t_n + t_h\right) \tag{II.30}$$

Où t_h, t_{wsh}et t_n représentent respectivement l'épaisseur de la tête de boulon, de la rondelle et de l'écrou (Figure II-17).

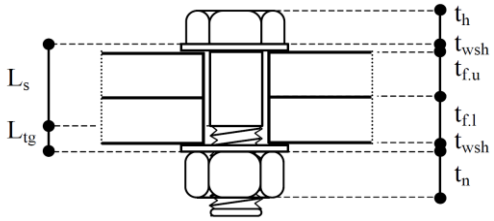


Figure II- 17: Caractéristiques géométriques du boulon (rondelle incluse)

Dans les formules précédentes, $F_{t,Rd}$ est la résistance à la traction d'un boulon telle que définie par l'équation (II-31) :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \tag{II.31}$$

Mode 4

- La résistance de l'âme de poutre tendue est définie comme suit :

$$F_{T,4,Rd} = F_{bwt,Rd} = \frac{L_{\text{eff}} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \tag{II.32}$$

- La résistance de l'âme de poteau tendue pour le mode 4 a une expression modifiée, (équation II-33) pour tenir compte de :

$$F_{T,4,\text{Rd}} = F_{t,wc,\text{Rd}} = \frac{\omega L_{\text{eff}} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \tag{II.33}$$

- La sollicitation du panneau d'âme de poteau par le cisaillement : L'interaction avec le cisaillement du panneau d'âme est évaluée au moyen du coefficient ω, déterminé conformément au § II.2.1.1.2, en remplaçant la largeur efficace $b_{eff,c,wc}$ par la longueur efficace considérée L_{eff} pour le tronçon en T représentant la semelle du poteau.
- La présence de doublures d'âme : En présence de doublures d'âme, l'épaisseur t_{wc} est remplacée par l'épaisseur efficace $t_{w,eff}$, dont la valeur dépend du mode de réalisation des soudures longitudinales des doublures (Tableau-II-5).

	Rangée 1	Rangée 2	Groupe 1+2	Rangée 3	Rangée 2+3	Groupe 1+2+3
Longueur du tronçon en T équivalent	L_{eff}	L_{eff}	L_{eff}	L_{eff}	L_{eff}	L_{eff}
Résistances du tronçon en T sous les différents modes de ruine	$F_{T,1,Rd}$ … $F_{T,4,Rd}$	$F_{T,1,Rd}$ … $F_{T,4,Rd}$	$F_{T,1,Rd}$ … $F_{T,4,Rd}$	$F_{T,1,Rd}$ … $F_{T,4,Rd}$	$F_{T,1,Rd}$ … $F_{T,4,Rd}$	$F_{T,1,Rd}$ … $F_{T,4,Rd}$
Résistance du tronçon en T (minimum des 4 valeurs)	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Rd}$	$F_{T,Rd}$
Assemblage des rangées et groupe de rangées						
	$F_{T,1,Rd}$	$F_{T,2,Rd}$		$F_{T,3,Rd}$		

Tableau II- 4 : Démarche de détermination des paramètres de résistance des rangées et groupes de boulons en zone tendue

Soudures longitudinales	Cas considéré	$t_{w,eff}$
Bout à bout à pleine pénétration d'épaisseur de gorge $a \geq t_s$	Une doublure d'âme	$1.5t_{wc}$
	Deux doublures des deux côtés	$2.0t_{wc}$
Soudure d'angle d'épaisseur de gorge $a \geq t_s/\sqrt{2}$	S 235, S 275 ou S 355	$1.4t_{wc}$
	S 420 ou S 460	$1.3t_{wc}$

Tableau II- 5: Évaluation de $t_{w,eff}$ en fonction du type de soudures longitudinales des doublures d'âme

II.2.1.3.4 Assemblage des résistances des rangées et groupes

Le (Tableau II-6) ci-dessus exprime qu'une rangée ne peut atteindre sa résistance maximale que si la résistance des groupes auxquels elle appartient n'est pas dépassée. *(Principe général)*

	Résistance	Contribution de la rangée		Résistance rangée
Rangée 1	F_{T}^{1}, Rd	→		F_{T}^{1}, Rd
Rangée 2	F_{T}^{2}, Rd	F_{T}^{2}, Rd	→	F_{T}^{2}, Rd
Rangée 1 + 2	F_{T}^{1+2}, Rd	$F_{T}^{1+2}, Rd - F_{T}^{1}, Rd$		
Rangée 3	F_{T}^{3}, Rd	F_{T}^{3}, Rd	→	F_{T}^{3}, Rd
Groupe 1+2 + 3	F_{T}^{2+3}, Rd	$F_{T}^{2+3}, Rd - F_{T}^{2}, Rd$		
Groupe 1 + 2	F_{T}^{1+2+3}, Rd	$F_{T}^{1+2+3}, Rd - F_{T}^{2}, Rd - F_{T}^{1}, Rd$		

Tableau II- 4: Évaluation des résistances de rangées et de groupes de rangées

II.2.1.3.5 Résistance de l'assemblage

La résistance en flexion de l'assemblage est déterminée à partir de l'équilibre interne entre la résultante de compression transmise par la zone comprimée (par exemple la semelle comprimée du poteau) et les efforts de traction mobilisés dans les différentes rangées de boulons situées en zone tendue. Chaque rangée i mobilise un effort de traction $Ft_{,i,Rd}$, dont l'action est prise en compte avec son bras de levier mesuré par rapport à la ligne d'action de l'effort de compression. (Figure II-18) Le moment résistant correspond ainsi à la somme des contributions élémentaires $F_{t,i,Rd} \times z_i$ où, z_i désigne la distance entre la rangée considérée et la zone comprimée. La résistance en moment de l'assemblage découle donc de l'équilibre entre la compression dans la zone comprimée et l'ensemble des forces de traction pondérées par leurs bras de levier respectifs.

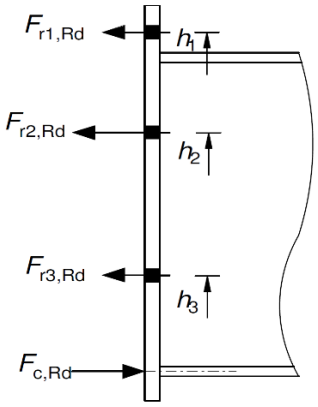


Figure II- 18: Contributions des résistances en traction et en compression à la résistance

Le moment résistant de l'assemblage est déterminé à partir des résistances en traction des différentes rangées de boulons. Toutefois, ces résistances théoriques par rangée ne sont pas toujours entièrement mobilisables, car le comportement global de l'assemblage impose certaines contraintes de fonctionnement. On peut donc être amené à plafonner les résistances admissibles de certaines rangées afin de rester compatible avec la capacité réelle de l'assemblage et d'éviter toute surestimation du moment résistant. Ces ajustements sont introduits afin de satisfaire aux limitations suivantes :

a) Insuffisance de la capacité de rotation de l'assemblage

Sous chargement progressif, le comportement recherché correspond à l'entrée successive des rangées de boulons en écoulement plastique. : La rangée la plus sollicitée atteint en premier sa résistance de calcul, puis sa déformation plastique, ce qui permet une redistribution des efforts vers les rangées inférieures et leur mobilisation successive (Figure II-19). En revanche, si une rangée supérieure manque de ductilité, elle peut rompre trop tôt et empêcher cette redistribution, ce qui limite la contribution des autres rangées. Dans une telle situation, les résistances en traction peuvent donc être tronquées dans le calcul afin d'assurer une évolution compatible avec la capacité de rotation de l'assemblage et un mode de ruine cohérent.

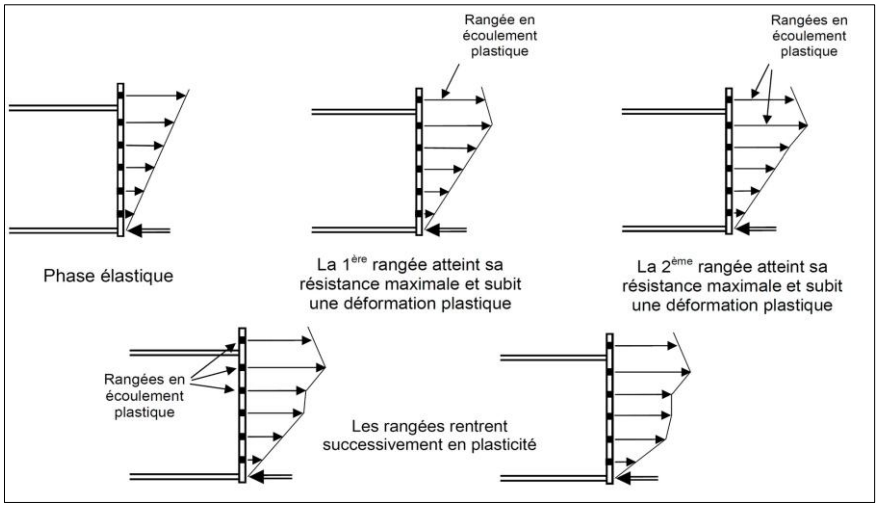


Figure II- 19: Plastification progressive des rangées de boulons en zone tendue

La capacité de déformation plastique d'une rangée est déclarée insuffisante si :

$$F_{t,i,\mathrm{Rd}} > 1.9 F_{t,\mathrm{Rd}} \tag{II.34}$$

L'équation (II-34) traduit que la résistance d'une rangée est principalement gouvernée par la limitation en traction des boulons plutôt que par la formation d'un mécanisme plastique dans la semelle du tronçon en T alors qu'en vrai ce sont les boulons qui sont censés manquer de ductilité et pas la platine et la semelle fléchies. Lorsque ces éléments présentent une flexibilité suffisante pour permettre la formation de rotules plastiques, le comportement de la rangée s'inscrit dans un mécanisme ductile. La plastification en flexion autorise alors des déformations importantes et favorise la redistribution des efforts entre les différentes rangées. Lorsque cette condition est vérifiée pour une rangée donnée, la résistance en traction des rangées situées plus près du centre de compression doit être limitée selon une répartition linéaire décroissante. Cette limitation traduit une répartition triangulaire des efforts admissibles, (Figure II-20).

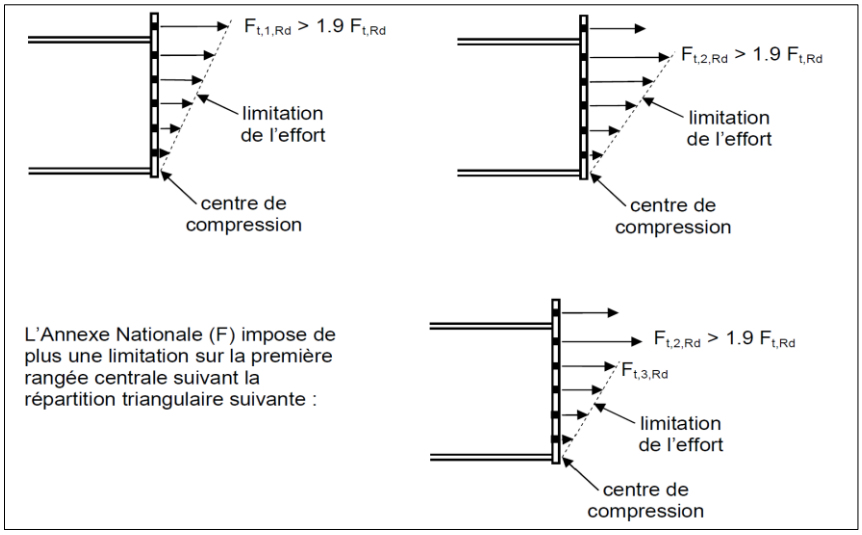


Figure II- 20: Répartition triangulaire des efforts des rangées de boulons

Plus précisément, si une rangée x, la plus éloignée du centre de compression parmi celles concernées, présente une résistance en traction efficace $F_{t,X,Rd}$ supérieure à $1{,}9\,F_{t,Rd}$, la résistance des rangées r situées en dessous est ajustée de manière à satisfaire la relation (II-35):

$$F_{t,r,\mathrm{Rd}} \le F_{t,x,\mathrm{Rd}} \frac{h_r}{h_x} \tag{II.35}$$

Où h_x et h_r désignent respectivement les distances des rangées x et r au centre de compression.

b) Atteinte de la résistance maximale en compression ou en cisaillement

La détermination du moment résistant de l'assemblage impose que la somme des résistances de calcul en traction des rangées de boulons reste compatible avec les capacités résistantes des composants susceptibles de limiter le mécanisme global de l'assemblage, (équation II-36). En particulier, la somme des résistances en traction ne doit pas excéder la plus faible des résistances suivantes (Figure II-21) :

- La résistance de calcul de l'âme de poteau comprimée ;
- La résistance de calcul de la semelle et de l'âme de poutre comprimées ;
- La résistance de calcul du panneau d'âme du poteau en cisaillement, pondérée par le coefficient de transformation β.

$$\sum_r F_{t,r,\mathrm{Rd}} < \min\left(F_{c,\mathrm{fb,Rd}}; F_{c,wc,\mathrm{Rd}}; \frac{V_{wp,\mathrm{Rd}}}{\beta} \right) \tag{II.36}$$

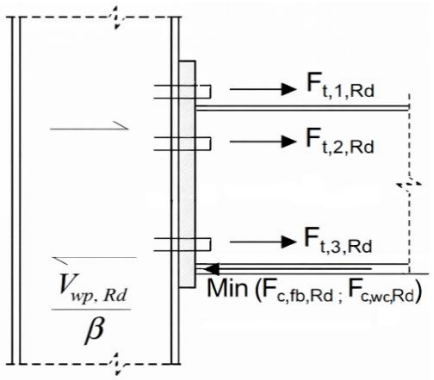


Figure II- 21: limitation de la résultante des efforts de traction

Lorsque le calcul effectué rangée par rangée conduit à une somme des résistances en traction supérieure à cette limite, une réduction des résistances effectives doit être introduite. Cette adaptation est réalisée en priorité sur les rangées situées à proximité du centre de compression, dont le bras de levier est faible et dont la contribution au moment est limitée, mais qui influencent fortement la résultante de traction. Compte tenu de la capacité de déformation des rangées de boulons, il est possible d'adopter une répartition plastique des efforts internes. Ainsi, le moment résistant de calcul de l'assemblage est obtenu en sommant les contributions des rangées de boulons en traction, chacune étant pondérée par son bras de levier h_r par rapport au centre de compression (Figure II-22).$M_{j,Rd}$ est déterminé par (équation II-37):

$$M_{j,\mathrm{Rd}} = \sum_r h_r F_{t,r,\mathrm{Rd}} \tag{II.37}$$

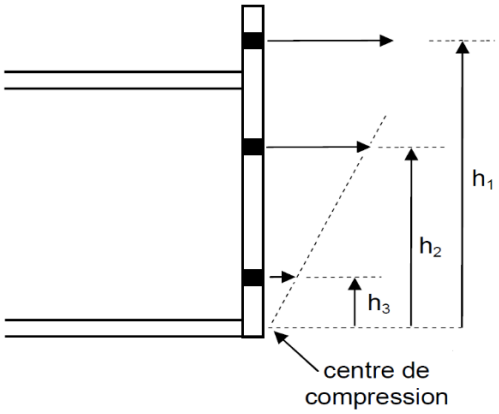


Figure II- 22: Bras de leviers des rangées de boulons

II.2.2 Comportement du tronçon en T

II.2.2.1 Effet de levier et répartition des efforts dans le tronçon en T

Le comportement déformable d'un tronçon en T résulte de l'interaction entre la traction des boulons et la flexion de l'élément de plaque associé, qu'il s'agisse de la semelle du poteau ou de la platine d'about. Un aspect déterminant du fonctionnement mécanique du tronçon en T réside dans l'apparition des forces de levier au niveau de la zone située sous la semelle. Sous l'effet de la flexion induite par l'effort transmis, des forces additionnelles se développent et viennent s'ajouter aux efforts de traction directe dans les boulons. Ces actions secondaires modifient la répartition des sollicitations et peuvent engendrer un état de contraintes complexe susceptible d'accélérer l'atteinte de l'état limite. Le principe de ce mécanisme est schématisé à la (Figure II-23) : l'application d'une force F au niveau de l'âme du tronçon provoque la flexion de la semelle, laquelle engendre des forces de levier Q transmises aux boulons. L'application des conditions d'équilibre des forces verticales conduit à exprimer l'effort repris par le boulon B comme la somme de la moitié de la charge appliquée et de la force de levier, soit $F/2 + Q$.

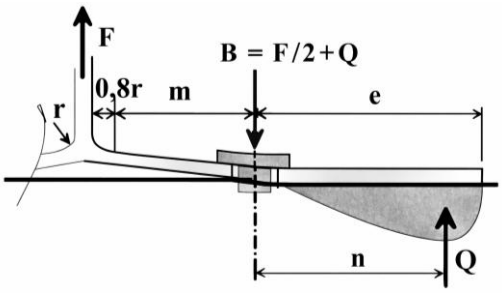


Figure II- 23: Développement des forces de levier dans un tronçon en T

Les forces de levier apparaissent dans les mécanismes de ruine de 1 et 2, consécutivement à la déformation en flexion de la semelle. Dans le mécanisme de type 1, la ruine est associée à la formation de quatre rotules plastiques : deux localisées au droit des axes des boulons, sous l'effet du moment induit par les forces de levier Q, et deux au niveau de la liaison âme–semelle. La position de ces forces dépend de la rigidité relative des boulons en traction et de la semelle fléchie. En revanche, dans le mode 3, la semelle présente une rigidité suffisante pour limiter sa déformation en flexion ; les efforts sont alors principalement repris par les boulons en traction,

sans développement significatif de forces de levier. Dans une approche simplifiée, un tronçon en T boulonné comportant une seule rangée de boulons est considéré, pour cette configuration élémentaire, la répartition des efforts internes et le diagramme des moments plastiques selon chaque mode de ruine sont représentés à la (Figure II-24). Les résistances associées sont déterminées par l'établissement des équations d'équilibre à l'état plastique.

Le paramètre géométrique λ est défini comme le rapport n/m, où n représente la distance efficace au bord. Conformément à l'Eurocode 3(EN 1993-1-8, 2005), la valeur de n est prise égale au minimum entre e (distance entre l'axe du boulon et l'extrémité de la semelle) et $1{,}25\ m$. B_{Rd} correspond à la résistance plastique de calcul d'un boulon isolé sollicité en traction ; elle est également notée $F_{t,Rd}$ dans l'Annexe A du présent mémoire.

La relation entre la résistance en flexion de la semelle et la résistance axiale des boulons est traduite par le paramètre β_{Rd},(équation II-38), lequel conditionne l'apparition du mécanisme plastique gouvernant. À l'état plastique, ce paramètre est défini comme le rapport entre la résistance plastique associée au mode de ruine 1 et celle correspondant au mécanisme mode 3.(Piluso et al., 2001a)

$$\beta_{Rd} = \frac{2M_{plRd}}{B_{T,Rd}\, m} \tag{II.38}$$

Où m désigne la distance entre l'axe du trou de boulon et la rotule plastique située au niveau de la jonction semelle–âme.

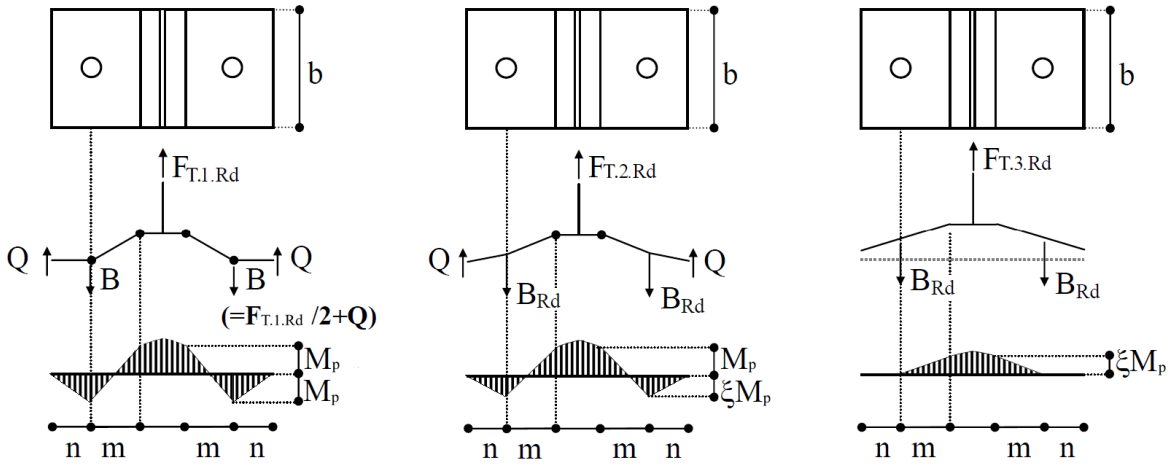


Figure II- 24: Répartition des efforts dans un tronçon en T selon le mode de ruine

La courbe représentée à la (Figure II-25) est établie à partir des expressions analytiques des résistances $F_{T,1,Rd}$, $F_{T,2,Rd}$ et $F_{T,3,Rd}$ correspondant aux trois mécanismes plastiques considérés. La résistance est exprimée sous forme normalisée selon $y(\beta_{Rd}) = F/2B_{Rd}$, où, pour chaque mécanisme $k \in \{1,2,3\}$, une fonction associée $y_k(\beta_{Rd})$ est définie et la résistance gouvernante correspond à l'enveloppe inférieure des trois relations, soit $y(\beta_{Rd}) = \min(y_1(\beta_{Rd}); y_2(\beta_{Rd}); y_3(\beta_{Rd}))$. Le mécanisme actif est celui qui conduit à la plus faible valeur de charge compatible avec l'atteinte de l'état plastique admissible.

Pour le mode 1, la relation s'écrit $y = \beta_{Rd}$ et la résistance est contrôlée par la capacité plastique en flexion de la semelle. Pour le mode 3, la relation conduit à $y = 1$, ce qui correspond à un

plateau horizontal ; la capacité du tronçon est alors limitée par la résistance en traction des boulons, indépendamment de la réserve plastique de la semelle. Le mode 2 conduit à une relation affine en β_{Rd} issue de l'expression de $F_{T,2,Rd}$. L'équilibre plastique impose simultanément la mobilisation du moment plastique $M_{pl,2,Rd}$ dans la semelle et l'atteinte de la résistance $B = B_{Rd}$ dans les boulons, le paramètre n intervenant explicitement comme bras de levier associé à la force de levier dans l'équilibre des moments.

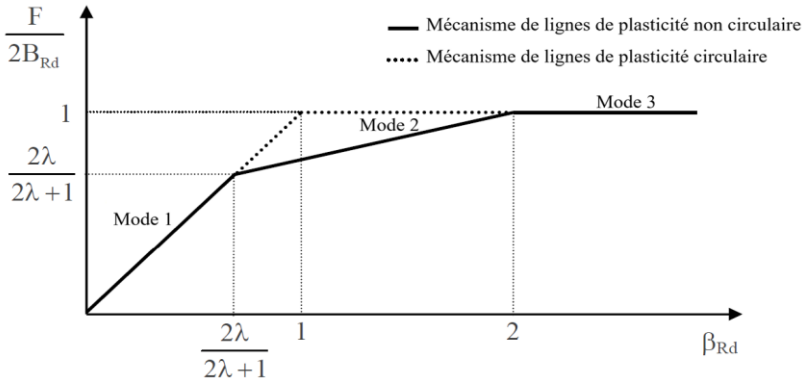


Figure II- 25: Influence du paramètre β_{Rd} sur le mécanisme de ruine plastique du tronçon en T

II.2.2.2 Mécanismes de lignes de plasticité

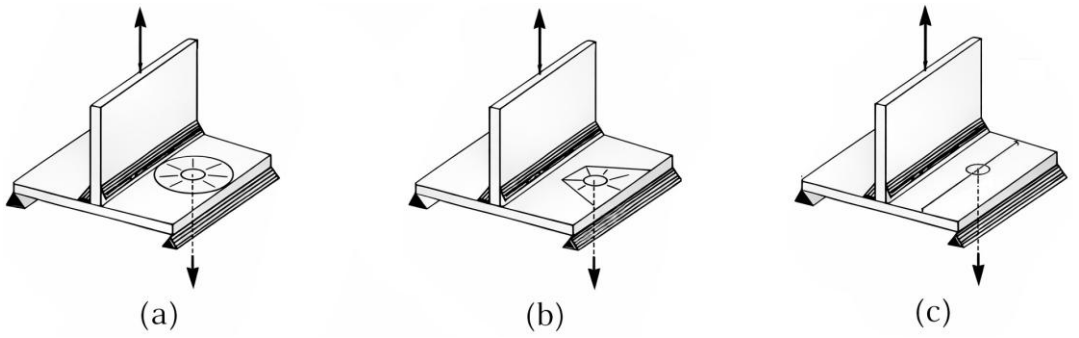
En référence à la définition de la section (§II.2.1.3.2), la largeur efficace de la semelle du tronçon en T, notée b_{eff}, constitue un paramètre conventionnel introduit dans les formulations de l'annexe A, et ne correspond pas nécessairement à une dimension géométrique réelle de la semelle. Cette grandeur représente la portion de plaque effectivement mobilisée dans la transmission des efforts.

Le concept introduit par Zoetmeijer (Zoetemeijer, 1974a), permet de tenir compte de l'ensemble des mécanismes possibles de lignes de plasticité susceptibles de se développer dans la semelle du tronçon en T, sans que la valeur retenue puisse dépasser la largeur réelle de celle-ci.

La détermination de b_{eff} repose sur une condition d'équivalence à l'état de ruine plastique entre le modèle simplifié de type poutre et le comportement réel de la plaque, pour lequel la ruine est gouvernée par la formation d'un mécanisme de lignes de plasticité (Piluso et al., 2000). Dans le cas d'un tronçon en T boulonné comportant une seule rangée de boulons, trois mécanismes de lignes de plasticité peuvent être envisagés : (i) un mécanisme circulaire (Figure II-26.a), (ii) un mécanisme non-circulaire (Figure II-26.b) et (iii) un mécanisme de type poutre (Figure II-26 c)(Piluso et al., 2000; EN 1993-1-8, 2005).

Le mécanisme circulaire correspond à une ruine de la semelle sous l'action localisée du boulon, en raison des déformations concentrées au droit de la tête et de l'écrou. Selon l'Eurocode 3, ce schéma de lignes de plasticité ne peut se développer que dans le cas du mode de ruine 1 du tronçon en T. Dans la configuration associée mode de ruine 2, le développement d'un mécanisme circulaire est considéré comme non compatible, en raison de l'intensité des forces de levier agissant sur la semelle du tronçon en T (Ivanyi, 2000). Le mécanisme de type poutre apparaît généralement lorsque la largeur du tronçon en T est faible ; la forme déformée de la semelle est alors peu influencée par des effets tridimensionnels et le comportement peut être

assimilé à celui d'un élément de type poutre. À l'inverse, les mécanismes non circulaires se rencontrent plus fréquemment pour des tronçons de largeur importante, pour lesquels la déformée de la plaque est sensiblement affectée par des effets tridimensionnels.



(a) Mécanisme circulaire (b) Mécanisme non- circulaire (c) Mécanisme de poutre

Figure II- 26: Mécanisme de lignes de plasticité pour un tronçon en T d'une seule rangée de boulon isolée

II.2.2.3 Rigidité initiale du tronçon en T

La détermination de la rigidité initiale d'un tronçon en T, notée $k_{e,ini}$, s'appuie sur l'étude de son comportement en domaine élastique. Cette modélisation a été proposée initialement par Aggerskov (Agerskov, 1976), puis complétée par Holmes et Martin (Holmes and Martin, 1983) afin de prendre en compte l'effet des forces de levier sur la réponse des boulons. Yee et Melchers (Yee and Melchers, 1986) ont appliqué une démarche similaire pour l'évaluation des déformations élastiques de ce type d'assemblage, et ont proposé de remplacer les pressions de contact par une force équivalente agissant de manière concentrée et située au bord à l'extrémité de la semelle dans le domaine élastique de comportement du tronçon, avec n = e ≤ 1.25m. Tandis que, (Douty and McGuire, 1965) ont adopté un bras de levier pour cette force n = 0.75e ≤ 0.9375m. Cette proposition a été reprise par Jaspart (Jaspart, 1991) dans le cadre d'une analyse de la position de la force de levier, laquelle dépend de la rigidité relative de la semelle et des boulons, c'est-à-dire des dimensions de la section de la semelle, du diamètre des boulons et du niveau de précontrainte, afin d'évaluer la rigidité initiale des assemblages par platine d'about débordante.

Dans le but d'évaluer l'influence de l'hypothèse adoptée pour représenter l'effet de levier et la position de la résultante de contact, Al khatab (AL Khatab, 2003)a réalisé un calcul analytique comparatif en phase élastique entre deux approches. Dans une première approche, il a assimilé le tronçon en T à un modèle mécanique, de type poutre-appuyée de (Yee and Melchers, 1986; Shi et al., 1996), où l'effet de levier est représenté par des appuis et où les boulons sont représentés par des ressorts (Figure II-27).

Dans ce cadre, il a établi les relations analytiques permettant d'exprimer successivement la force dans les boulons B (éq.II-38), la force de levier Q(éq.II-39), et la rigidité K(éq.II-40), puis il a montré que la force de levier et la rigidité globale ne sont pas uniquement gouvernées par la géométrie, mais dépendent explicitement du rapport de rigidité entre la semelle (ou la platine) et les boulons.

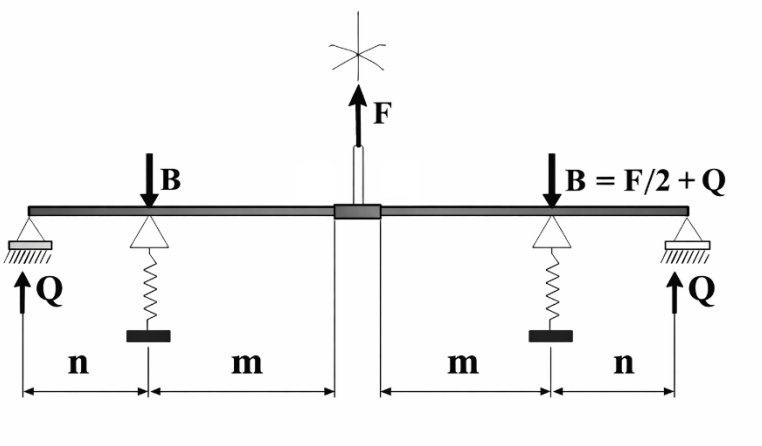


Figure II- 27: Modèle mécanique du tronçon en T (Approche 1)

$$B = \frac{F}{2}\frac{\left[\frac{n^2}{3}(n+3m)+\frac{nm^2}{2}\right]}{\left[\frac{n^2}{3}(n+3m)+\frac{L_b}{A}\left(\frac{I_f I_p}{I_f+I_p}\right)\right]} \tag{II.39}$$

$$Q = \frac{F}{2}\frac{\left[\frac{nm^2}{2}-\frac{L_b}{A}\left(\frac{I_f I_p}{I_f+I_p}\right)\right]}{\left[\frac{n^2}{3}(n+3m)+\frac{L_b}{A}\left(\frac{I_f I_p}{I_f+I_p}\right)\right]} = f(F,n,m,I_f,I_p,L_b,A) \tag{II.40}$$

$$K_{tot} = \frac{2E\left(\frac{I_f I_p}{I_f+I_p}\right)}{\left\{\frac{(m+n)^3}{3}-\frac{\left[\frac{nm^2}{2}+\frac{n^2}{3}(3m+n)\right]^2}{\frac{n^2}{3}(3m+n)+\frac{L_b}{A}\left(\frac{I_f I_p}{I_f+I_p}\right)}\right\}} \tag{II.41}$$

Dans une seconde approche, il a repris la formulation simplifiée proposée par Zoetemeijer (Zoetemeijer, 1990) et retenue par l'Eurocode 3 (EN 1993-1-8, 2005), fondée sur l'assemblage de composantes en série, en considérant que la zone tendue elle-même est constituée de trois composantes indépendantes. Dans ce cas, la semelle du poteau et la platine d'about sont représentées chacune par une poutre sur quatre appuis simples soumis à un effort concentré au milieu de la travée (Figure II-28). Il a ensuite établi, dans ce cadre, les expressions de B (éq.II-41), Q(éq.II-42), et K(éq.II-44), puis il a mis en évidence que, contrairement à la première approche, la force de levier devient indépendante des rigidités des composants, le rapport Q/F est alors fixé par la géométrie, via les paramètres associés aux bras de levier.

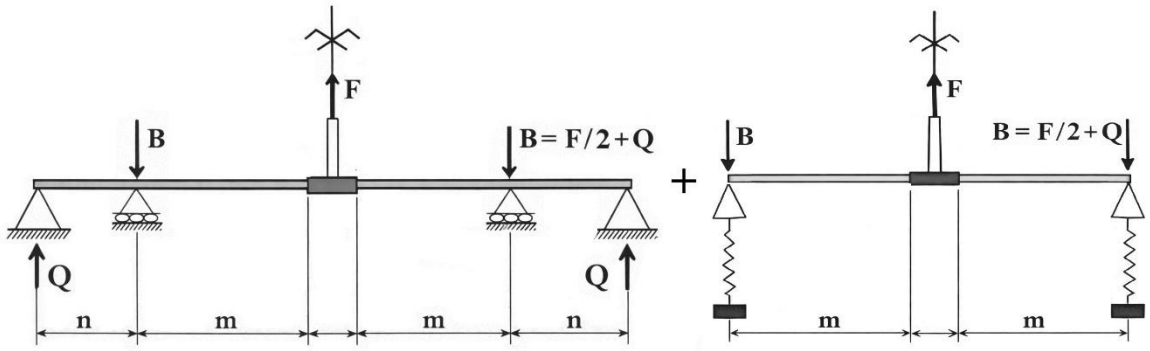


Figure II- 28: Modèle mécanique du tronçon en T (Approche Eurocode 3)

a) semelle ou platine ; b) boulon

$$B = \frac{F}{2}\frac{\left[\frac{n^2}{3}(n+3m)+\frac{nm^2}{2}\right]}{\left[\frac{n^2}{3}(n+3m)\right]} \tag{II.42}$$

$$Q = \frac{F}{2}\frac{\frac{nm^2}{2}}{\frac{n^2}{3}(n+3m)} = f(F,n,m) \tag{II.43}$$

$$K_f = \frac{24EI_f}{m^3}\left(\frac{3m+n}{3m+4n}\right) \quad et \quad K_p = \frac{24EI_p}{m^3}\left(\frac{3m+n}{3m+4n}\right) = f(E,I,n,m) \tag{II.44}$$

Avec : A est la section de la tige du boulon et L_b défini au § II.2.1.3.3

Où, I_f et I_p, sont respectivement les moments d'inertie de la semelle et de la platine.

Le tronçon en T est assimilé à une poutre simplement appuyée, les appuis étant situés au point d'application des forces de levier. Une charge concentrée est appliquée en travée médiane, représentant l'effort transmis par l'âme, tandis que les forces dans les boulons sont considérées au droit de leurs axes, (Figure II-28.a et II-28.b). L'analyse intègre l'interaction entre les deux demi-tronçons et les boulons ainsi que les conditions liées à la déformation de ces derniers.
Dans ce cadre, la contribution des boulons à la rigidité initiale est prise en compte au moyen d'une rigidité axiale équivalente associée à la rangée en traction. Elle est formulée en intégrant l'augmentation de l'effort axial dans le boulon induite par l'effet de levier, l'effort passant d'environ $0{,}5F$ à environ $0{,}63F$. L'Eurocode considère que cette amplification relève du domaine élastique, en adoptant l'hypothèse $n \leq 1{,}25\,m$; dans ce cas, la part relative de l'effet de levier est fixée à $Q/F \approx 14\%$ (éq. II-44). La rigidité axiale du boulon est alors évaluée à partir du déplacement axial δ_b(équation. II-45), déterminé par l'expression correspondante (équation II-46).

$$B = \frac{F}{2} + Q = \frac{F}{2} + 0.14F \tag{II.45}$$

$$\delta_b = \frac{BL_b}{EA} = \frac{0.64FL_b}{EA} = \frac{F}{K_b} \tag{II.46}$$

$$K_b = \frac{EA}{0.64L_b} = 1.6\frac{EA}{L_b}, Où, k_b = \frac{K_b}{E} = 1.6\frac{A}{L_b} \tag{II.47}$$

II.2.3 Capacité de rotation

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3, dans le cadre d'une analyse globale plastique, il convient de vérifier que la rotation demandée à l'assemblage reste inférieure à sa capacité de rotation. Cette vérification est réputée satisfaite dès lors qu'au moins l'une des conditions suivantes est remplie :

- $M_{j,Rd}$ est gouverné par le panneau d'âme du poteau en cisaillement, et l'élancement du panneau vérifie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \tag{II.48}$$

- $M_{j,Rd}$ est gouverné par la flexion de la semelle du poteau ou de la platine d'about, et les épaisseurs correspondantes vérifient :

$$t \leq 0.36d\sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \tag{II.49}$$

II.3 CONCLUSION

Ce chapitre a consolidé le cadre théorique et réglementaire nécessaire à la caractérisation des assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée, en s'appuyant sur (EN 1993-1-8, 2005). Les notions indispensables à l'analyse structurale ont été rappelées : description du comportement par la courbe moment–rotation, définition des paramètres globaux (rigidité rotationnelle initiale, moment résistant, capacité de rotation) et rôle de ces paramètres dans la modélisation des ossatures.

La méthode des composants a été développée comme outil analytique de référence pour la prédiction de la rigidité et de la résistance. La démarche de calcul a été explicitée selon sa logique mécanique : décomposition de l'assemblage en composantes de base, détermination des rigidités et résistances élémentaires, puis recomposition pour obtenir la réponse globale. Cette approche a permis de relier directement les mécanismes de transfert d'efforts aux composantes gouvernantes, et de clarifier la contribution respective des zones tendue et comprimée, ainsi que du panneau d'âme du poteau.

Une attention particulière a été portée à la zone tendue, représentée par le tronçon en T équivalent, qui constitue le levier principal de la méthode. Ce concept structure l'analyse des rangées de boulons, l'introduction des forces de levier et l'identification des mécanismes de

ruine typiques. Par ailleurs, ces derniers jouent un rôle déterminant : ils orientent le mécanisme actif et imposent de retenir systématiquement la résistance minimale, donc le scénario le plus défavorable

En synthèse, ce chapitre a fourni une base normative et mécanique cohérente pour interpréter les résultats obtenus ultérieurement. Il a notamment établi les éléments nécessaires pour comparer, de façon structurée, les prédictions de la méthode des composants aux résultats issus de la modélisation numérique, et pour identifier les limites attendues lorsque la réponse est influencée par des effets hors plan ou tridimensionnels, non pleinement couverts par les formulations actuelles.

Chapitre III : Analyse Numérique Du Comportement Du Tronçon En T

III.1 INTRODUCTION

Le comportement d'un assemblage de type tronçon en T boulonné peut être évalué au moyen de simulations numériques. La modélisation de ce type de problème demeure toutefois exigeante, car elle implique une représentation fidèle de la géométrie de l'assemblage, des lois de comportement des matériaux, ainsi que des conditions aux limites et de chargement (Virdi, 1999). Dans ce contexte, la méthode des éléments finis constitue aujourd'hui une approche de référence pour l'obtention de solutions numériques en mécanique des structures (Bathe, 2006).

Ce chapitre présente une étude numérique consacrée à l'évaluation du comportement en charge de tronçons en T isolés, ainsi qu'à l'analyse de mécanismes spécifiques au cours du chargement, notamment les forces de levier et la variation des contraintes au niveau de la semelle. Dans ce cadre, un tronçon en T représentatif est modélisé en trois dimensions et le modèle par éléments finis développé est validé par confrontation aux résultats expérimentaux disponibles.

Un modèle éléments finis permet de traiter des géométries complexes avec une bonne précision et d'intégrer les non-linéarités matérielles et géométriques, tout en reproduisant les conditions aux limites et de chargement. La réponse d'un tronçon en T étant intrinsèquement tridimensionnelle, la modélisation requiert l'emploi d'éléments 3D, de type coque ou solides. Les approches bidimensionnelles proposées antérieurement se sont révélées insuffisantes pour reproduire correctement le comportement global. Les éléments coque, bien que tridimensionnels et aptes à représenter les mécanismes de ruine, présentent des limites pour le traitement détaillé des interfaces, en particulier pour la simulation du contact boulon–semelle. À cet égard, l'utilisation d'éléments solides offre une représentation plus adaptée et a donc été retenue pour les simulations numériques.

III.2 TRAVAUX ANTERIEURS SUR LES TRONÇONS EN T

III.2.1 Études expérimentales

Les études expérimentales sur les tronçons en T fournissent, dans certains cas, des informations limitées, notamment concernant l'évolution des forces de levier, la répartition des zones de contact et le développement des zones de plastification au cours du chargement. Elles ont néanmoins fait l'objet de nombreux travaux de recherche expérimentaux. En 1965 Douty (Douty and McGuire, 1965) ont accordé une attention particulière au tronçon en T. Le programme a été structuré en cinq volets : (1) liaison âme du tronçon en T–semelle de poutre, (2) connexion du tronçon en T au poteau, (3) assemblage complet par tronçon en T et comparaison avec l'assemblage par platine d'about, (4) étude spécifique de l'assemblage par platine d'about, et (5) proposition d'une méthode de dimensionnement de type semi-empirique. La seconde partie a ciblé la semelle du tronçon en T en zone tendue et l'influence des forces de levier sur la traction des boulons. Les auteurs ont conclu que les forces de levier augmentent l'effort de traction dans les boulons et ont souligné l'importance de la prise en compte de l'écrouissage du matériau. En 1974, Zoetemeijer (Zoetemeijer, 1974b) a réalisé, au laboratoire Stevin de l'Université de Technologie de Delft (Pays-Bas), une série d'essais visant à valider une méthode de dimensionnement de la zone tendue d'assemblages poutre–poteau boulonnés

soumis à un chargement statique. Dans ce cadre, quatre essais ont été conduits sur le tronçon en T et les modes de ruine ont été regroupés en deux mécanismes principaux (mécanismes A et B). Le mécanisme A est gouverné par la rupture du boulon et peut se manifester selon deux variantes : (i) rupture du boulon sans plastification de la semelle du tronçon en T, correspondant au mode de ruine 3 de l'Eurocode (EN 1993-1-8, 2005), et (ii) plastification partielle de la semelle accompagnée de la rupture du boulon, analogue au mode 2 de l'Eurocode 3. Le mécanisme B, quant à lui, est caractérisé par la plastification de la semelle, avec atteinte de la valeur maximale de la force de levier, ce qui correspond au mode de ruine 1. Par ailleurs, les essais consacrés à l'étude du tronçon en T ont été répartis en deux ensembles. Le premier comprend dix-neuf essais destinés à vérifier la théorie de la longueur efficace. Le second regroupe cinq essais visant à examiner l'hypothèse selon laquelle la méthode de dimensionnement développée pour les tronçons en T pouvait être transposée à l'analyse de la semelle du poteau.

En 1976, Agerskov (Agerskov, 1976) a proposé une méthode analytique (Figure III-1FigureIII1) permettant d'évaluer la force plastique et l'effort dans les boulons pour les tronçons en T et les attaches par platine d'about, en intégrant l'effet des forces de levier. Afin de valider cette approche, il a réalisé quatre essais sur des tronçons en T soudés et quinze essais sur des continuités poutre–poutre par platine d'about boulonnée. Les résultats expérimentaux ont montré que le mécanisme postulant la formation de rotules plastiques simultanément au pied du congé et sur la ligne de boulons, était peu probable. L'étude a par ailleurs confirmé que l'attache par platine d'about pouvait être assimilée à un tronçon en T pour le dimensionnement. Il a également proposé deux définitions de la longueur conventionnelle du boulon L_b, distinctes selon le cas de boulons simplement serrés et de boulons précontraints, afin de représenter correctement la rigidité du boulon.

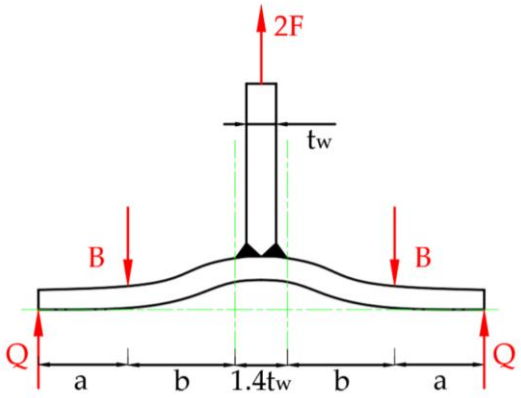


Figure III- 1: Modèle analytique d'Agerskov (Agerskov, 1976)

Jaspart et Maquoi (Jaspart and Maquoi, 1995) ont étudié l'influence de la précontrainte des boulons sur la réponse en traction du tronçon en T, en s'appuyant sur des essais comparatifs de tronçons en T similaires assemblés avec boulons précontraints et non précontraints. Faella (Faella et al., 1998) ont conduit un programme expérimental sur des tronçons en T boulonnés afin d'analyser l'influence de la précontrainte des boulons sur le comportement des tronçons en T. L'étude a mis en évidence que le niveau de précontrainte modifie de manière notable la rigidité initiale de cette composante. Les auteurs ont également évalué la capacité de la méthode

des composants à prédire la rigidité des tronçons en T, en considérant explicitement les cas avec boulons non précontraints et précontraints, afin d'apprécier la fiabilité des formulations de calcul correspondantes. Swanson et Leon (Swanson and Leon, 2000) ont mené une campagne d'essais sur quarante-huit tronçons en T, visant à caractériser leur comportement, leurs modes de ruine et leur ductilité. La taille du tronçon en T, l'entraxe des boulons ainsi que le type et le diamètre des boulons ont été variés, et les résultats ont permis de constituer une base de données destinée au calibrage de modèles simplifiés pour le dimensionnement. En 2001, Piluso (Piluso et al., 2001b) ont rapporté une campagne d'essais destinée à valider un modèle théorique proposé lors d'un travail antérieur (Piluso et al., 2001a). Les essais ont été menés sur des tronçons en T présentant différentes valeurs du rapport entre la résistance en flexion des semelles et la résistance axiale des boulons. La validation a été réalisée par comparaison des courbes force–déplacement expérimentales avec les prédictions du modèle, montrant un accord globalement satisfaisant et confirmant la pertinence de l'approche proposée. Girão (Ana M Girão Coelho et al., 2004) ont conduit 32 essais sur des tronçons en T boulonnés constitués de plats soudés, afin d'évaluer l'influence de paramètres constructifs sur la résistance, la rigidité, la capacité de déformation et les modes de ruine. Les variables principales ont concerné la gorge de soudure, la géométrie du tronçon, la nuance d'acier et la présence de raidisseurs. Les résultats ont montré que la déformée globale est dominée par la flexion de la semelle et la déformation des boulons.

Les auteurs ont également conclu que l'augmentation de la gorge de soudure et de la largeur du tronçon accroît directement la rigidité et la résistance, qu'un diamètre de boulon plus élevé améliore la résistance et la ductilité, tandis qu'une nuance d'acier plus élevée tend à augmenter la résistance au détriment de la capacité de déformation. Enfin, la présence de raidisseurs réduit la capacité de déformation. Piluso et Rizzano (Piluso and Rizzano, 2008) ont ensuite étudié la réponse cyclique des tronçons en T boulonnés au travers d'un programme de vingt-huit essais (vingt cycliques à amplitude constante, quatre cycliques à amplitude variable et quatre monotones), afin de caractériser le comportement cyclique de la zone tendue des attaches boulonnées et de proposer un modèle de comportement cyclique associé. Latour et al. (Massimo et al., 2014) ont réalisé trois essais sur des tronçons en T boulonnés avec quatre boulons par rangée, afin d'analyser la réponse force–déplacement et de couvrir les trois mécanismes de ruine typiques de cette composante.

III.2.2 Études numériques

En 1972, Bose (Bose et al., 1972) ont réalisé la première étude par éléments finis d'un assemblage poutre–poteau soudé. L'analyse a pris en compte la plasticité, l'écrouissage et le flambement. Les résultats ont montré un bon accord avec les données expérimentales disponibles. Depuis ce travail fondateur, la méthode des éléments finis a été largement mobilisée pour l'étude du comportement des assemblages structuraux. Krishnamurthy et Graddy (Krishnamurthy and Graddy, 1976) ont simulé l'une des configurations les plus courantes d'assemblages résistants au moment, l'assemblage par platine d'about. Ils ont également été parmi les premiers à recourir à des éléments volumiques de type brique à 8 nœuds pour modéliser en 3D l'ensemble de la zone d'assemblage. Toutefois, compte tenu des limitations de calcul disponibles dans les années 1970, toutes les simulations de l'époque n'ont

pas pu s'appuyer systématiquement sur des éléments volumiques, malgré leur intérêt pour ce type de problème. Dans le cadre du projet européen COST C1 « Civil Engineering Structural Connections, Bursi et Jaspart (Bursi and Jaspart, 1995, 1997a, 1997b, 1998) ont développé un modèle tridimensionnel non linéaire, calibré afin de reproduire la réponse force–déplacement observée expérimentalement pour un tronçon en T nommé T1, avant d'étendre la démarche à une autre configuration de tronçon représentative d'un mécanisme de ruine différent. Ces modèles, fondés sur des éléments solides et une représentation explicite du contact, ont permis d'analyser la réponse des boulons (allongement, effets de précontrainte) ainsi que les forces de levier, avec une concordance globalement satisfaisante. Par la suite, Mistakidis (Mistakidis et al., 1997) a proposé un modèle EF bidimensionnel intégrant la plasticité, les grands déplacements et le contact unilatéral. La comparaison des courbes force–déplacement a montré un accord limité avec les résultats expérimentaux. La qualité des simulations a toutefois été améliorée en modifiant la loi de comportement du matériau. En 2003, Gantes (Gantes and Lemonis, 2003)ont analysé l'influence de la longueur équivalente du boulon dans la modélisation éléments finis des tronçons en T. Les simulations, réalisées sous MSC/Nastran, ont été calibrées à partir des essais de référence T1 et T2 de Bursi (Bursi and Jaspart, 1997a). Un écart notable sur le déplacement maximal ayant été observé après calibration, une étude paramétrique a été menée en faisant varier la longueur du boulon, initialement estimée à l'aide de l'expression d'Agerskov (Agerskov, 1976). Les résultats ont montré que la correction nécessaire dépend fortement du niveau de précontrainte appliqué et du mécanisme de ruine mobilisé : à titre d'exemple, pour T1 sans précontrainte, l'accord en déplacement a été obtenu pour une augmentation d'environ 50 % de la longueur, tandis que pour T1 avec précontrainte, une augmentation d'un facteur proche de 2 a été requise. Girão (Girão Coelho et al., 2006)ont développé un modèle EF pour reproduire le comportement non linéaire du tronçon en T boulonné en considérant des tronçons issus de profils laminés et d'autres soudés. Ils ont calibré le modèle sur les résultats expérimentaux cités en partie des études expérimentales (Coelho, 2004), puis ont mené une étude paramétrique, qui a consisté à faire varier les principales variables géométriques et mécaniques telles que, la gorge de soudure a_w pour les plats soudés, les paramètres géométriques du tronçon (w, p, e) et l'épaisseur de semelle t_f, ainsi que les caractéristiques des boulons (diamètre ϕ, longueur filetée, précontrainte) et la nuance d'acier de la semelle. En 2007, Al-Khatab (Al-Khatab and Bouchaïr, 2007a) ont étudié l'influence des contre-plaques utilisées pour renforcer les assemblages poutre–poteau. Le tronçon en T, a d'abord été modélisé sans renforcement afin de calibrer le modèle EF, (Figure III-2). Deux niveaux de modélisation ont été considérés (2D et 3D) et comparés pour préciser le domaine de validité de l'approche bidimensionnelle. Après calibration, une étude paramétrique a été menée pour analyser l'évolution des forces de levier et des zones de contact sous la semelle, puis pour quantifier l'effet de l'épaisseur des contre-plaques et de la précontrainte des boulons. Les résultats ont montré que la modélisation 2D est adaptée aux tronçons en T non renforcés et fournit des estimations satisfaisantes pour des tronçons courts renforcés, avec une légère sous-estimation de la résistance. Par ailleurs, les tronçons plus longs nécessitent une modélisation 3D. Les auteurs ont conclu, sur la base des modèles 3D, que l'augmentation de l'épaisseur des contre-plaques accroît la résistance et la rigidité initiale.

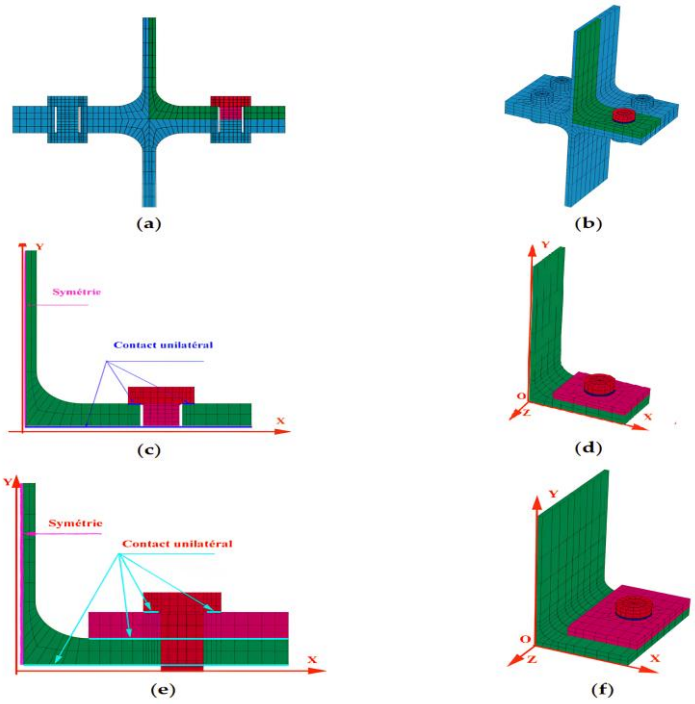


Figure III- 2: Modèle éléments finis du tronçon en T

a) tronçon en T 2D non renforcé ; b) tronçon en T 3D non renforcé ; c) un quart du tronçon en T 2D non renforcé ; d) un quart du tronçon en T court 3D non renforcé ; e) un quart du tronçon en T court 2D renforcé ; f) un quart du tronçon en T long 3D renforcé.

En 2014, Abidelah, (Abidelah et al., 2014) ont étudié l'influence de la flexion des boulons sur le comportement des tronçons en T. Un modèle numérique 3D a été développé sous Cast3M et validé à partir de résultats expérimentaux disponibles dans la littérature. La modélisation a permis de quantifier simultanément les efforts axiaux et les moments de flexion dans les boulons. Une étude paramétrique, basée sur la variation de l'épaisseur de semelle et du diamètre des boulons, a ensuite été menée afin d'évaluer l'effet du moment de flexion dans les boulons. Les auteurs ont également proposé un modèle analytique prenant en compte conjointement traction et flexion. Les résultats ont montré que la flexion dans les boulons apparaît dès les premiers niveaux de charge. La prise en compte du moment de flexion conduit à une mobilisation de la résistance ultime des boulons, alors qu'en négligeant cette contribution, l'effort atteint seulement environ 70 % de cette résistance. Enfin, l'augmentation de l'épaisseur de semelle réduit le moment de flexion dans les boulons et favorise l'atteinte de leur résistance ultime. Bao (Bao et al., 2019)ont étudié le comportement mécanique des boulons utilisés dans les tronçons en T. Six essais ont été réalisés, puis l'un d'entre eux a servi à vérifier un modèle EF 3D, lequel a reproduit avec une bonne précision les déformations, les contraintes axiales de traction et le moment de flexion dans les boulons. Une étude paramétrique (17 simulations) a ensuite porté sur l'épaisseur de semelle, la longueur intérieure et extérieure de semelle, ainsi que le diamètre des boulons. Les résultats ont montré que l'augmentation de la longueur intérieure accroît les forces de levier et le moment de flexion, tandis que l'augmentation de l'épaisseur de semelle les réduit, l'augmentation du diamètre des boulons a, en outre, conduit à une hausse des forces de levier.

III.3 MODELISATION NUMERIQUE DU TRONÇON EN T

Avant d'aborder la modélisation des assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée, la stratégie de modélisation par éléments finis a été vérifiée sur un tronçon en T de référence largement documenté dans la littérature. Cette étape a eu pour objectif de valider les choix numériques (lois matériau, contact, précontrainte, maillage et non-linéarités) à partir de résultats expérimentaux disponibles, afin de garantir la fiabilité de la démarche avant son application aux assemblages complets

III.3.1 Description des essais expérimentaux

Bursi et Jaspart ont décrit une série d'essais physiques sur tronçons en T (Bursi and Jaspart, 1997a), utilisés par la suite comme base d'un cas de référence (benchmark) pour la modélisation numérique (Bursi and Jaspart, 1997b) et repris par de nombreux travaux, ce qui a conduit à une documentation détaillée de la géométrie et des propriétés matériaux.

Deux configurations d'éprouvettes ont été considérées, représentatives de paramètres géométriques et de niveaux de résistance distincts. Les éprouvettes notées T1 ont présenté une semelle relativement faible, de sorte que la ruine a été gouvernée par le mécanisme 1. Les éprouvettes notées T2 ont été associées à une semelle plus résistante, pour lesquelles le mécanisme 2 est devenu dimensionnant. Les propriétés des matériaux des deux configurations ont été reportées à la (Figure III-3) et les caractéristiques géométriques à la (Figure III-4)

III.3.2 Calibration du modèle par éléments finis

Un choix précoce, commun à la plupart des simulations numériques, concerne la dimension de l'espace de modélisation. Pour un tronçon en T, des approches bidimensionnelles et tridimensionnelles ont été proposées dans la littérature (Bursi and Jaspart, 1997a; Baniotopoulos, 2000). La modélisation 2D a longtemps constitué un compromis entre précision et coût de calcul, toutefois, la présence des boulons en limite directement la pertinence de cette simplification, ceux-ci ne pouvant pas être représentés de manière fidèle dans un cadre strictement plan. Par ailleurs, la position des boulons confère au tronçon en T un comportement intrinsèquement tridimensionnel. Les non-linéarités déterminantes, à savoir le contact boulon–platine, le contact platine–semelle, le frottement et la plasticité, sont fortement couplées à ces effets 3D, ce qui accroît l'écart des modèles 2D. En pratique, ces modèles ont conduit à une réponse plus rigide et plus résistante que celle mesurée expérimentalement (Gantes and Lemonis, 2003). En conséquence, une modélisation tridimensionnelle a été retenue.

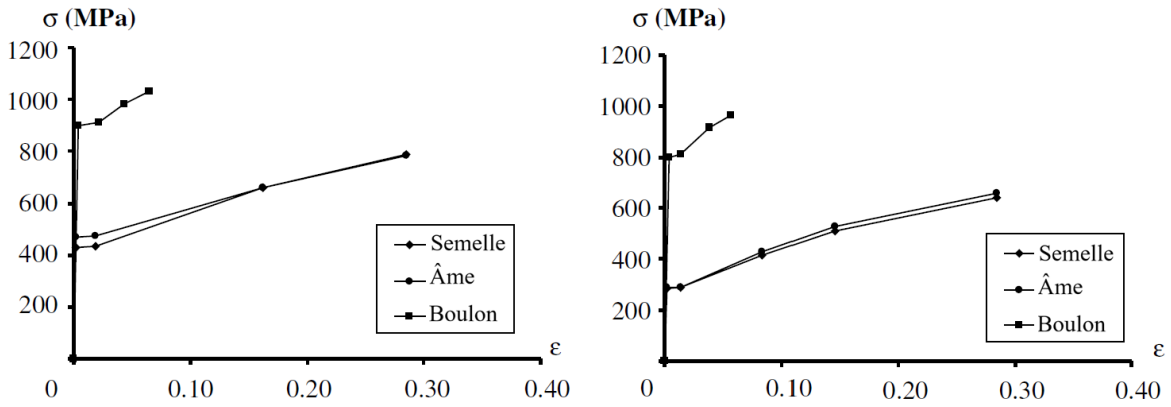


Figure III- 3: Lois de comportement des matériaux des éprouvettes T1 (à gauche) et T2 (à droite)

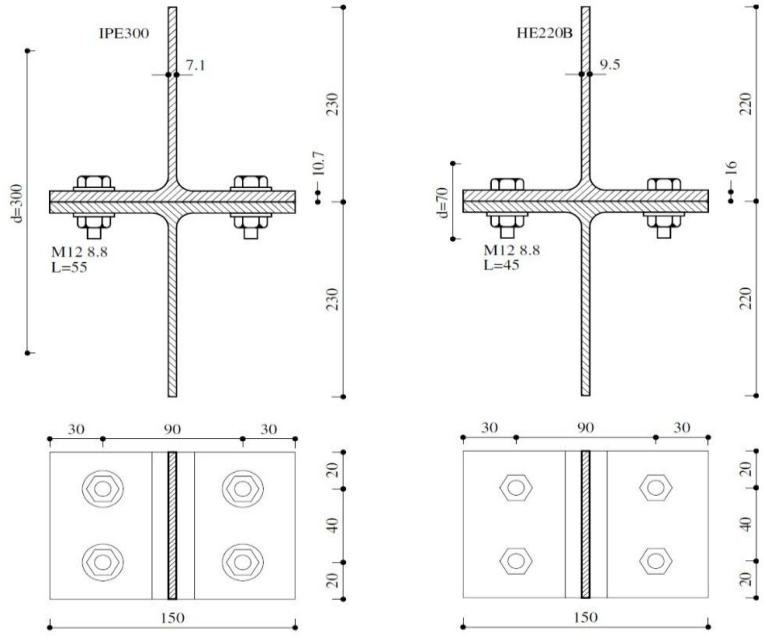


Figure III- 4: Caractéristiques géométriques des éprouvettes T1 (à gauche) et T2 (à droite)

III.3.2.1 Géométrie des modèles

Les caractéristiques géométriques générales des éprouvettes sont précisées dans le (Tableau III-1) pour les deux tronçons présentés dans cette étude. Une réduction significative de la taille du modèle peut être obtenue en exploitant les symétries du problème. En adoptant des conditions aux limites appropriées, seul un huitième du tronçon en T a été modélisé, conformément aux considérations de symétrie (Figure III-5). Les plans (xy) et (yz) constituent des plans de symétrie géométrique.

Référence spécimen	Géométrie du tronçon en T							Caractéristiques des boulons			
	t_f	t_w	w	e	$p/2$	e_1	r	$\emptyset$	Rondelle	Type	#
T1	10.7	7.1	90	30	20	20	15	12	2(tête-écrou)	Partiellement filleté	4
T2	16.0	9.5	90	30	20	20	18	12	1 (écrou)		4

Tableau III- 1: Propriétés géométriques nominales des différents spécimens (dimensions en mm)

En revanche, le plan (xz) ne satisfait pas strictement cette condition, la déformation en allongement du boulon n'étant pas symétrique suivant la direction (y). Néanmoins, certains auteurs proposent des modèles numériques fondés sur un comportement symétrique d'un « boulon équivalent », défini de manière à respecter les exigences de symétrie vis-à-vis du plan (xz), (Bursi and Jaspart, 1997a; Gebbeken and Wanzek, 1998). Lorsque ce « boulon équivalent » est construit de sorte que sa rigidité géométrique soit identique à celle du boulon réel, c'est-à-dire que son allongement représente la moitié de l'allongement du boulon réel, la modélisation peut également être limitée à un huitième du tronçon en T. Cette stratégie présente un intérêt notable pour l'analyse par éléments finis, en raison de la diminution importante du nombre d'éléments et, par conséquent, du coût de calcul. Dans ce cas, le plan de symétrie (xz) situé entre les deux semelles a été représenté au moyen d'éléments de contact agissant contre une fondation rigide (Figure III-5). Les contacts entre la semelle et la rondelle ou la tige de boulon, ainsi qu'entre la rondelle et la tête du boulon ont été pris en compte dans la modélisation. Afin de limiter le nombre de surfaces de contact, la tête du boulon a été intégrée directement à la géométrie du boulon.

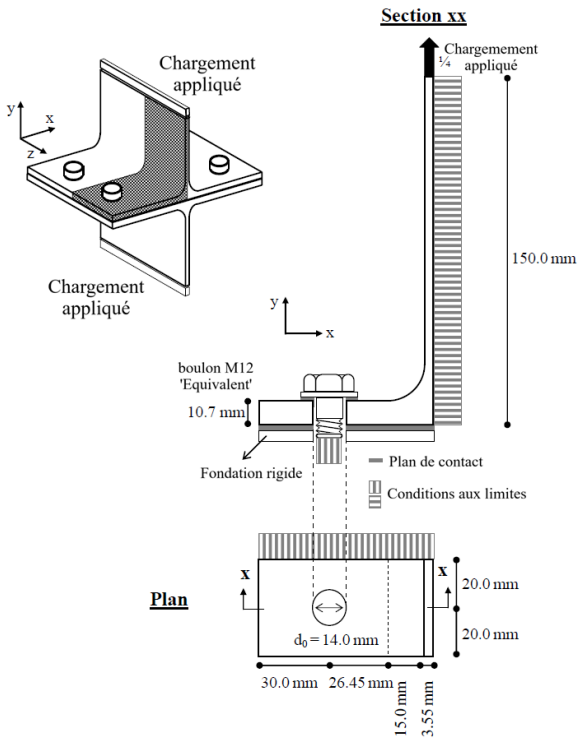


Figure III- 5: Modèle géométrique par éléments finis en considérant la symétrie par rapport aux plans xy, xz et yz: Modèle T1

III.3.2.2 Longueur équivalente du boulon

Une attention particulière a dû être portée à la modélisation du boulon. Comme déjà mentionné précédemment, l'hypothèse de symétrie ne peut être appliquée dans la direction de longueur du boulon en raison de la présence du filetage et des différences géométriques entre la tête et l'écrou. Afin de simplifier la représentation, un diamètre uniforme de tige a été adopté, pris égal au diamètre effectif du filetage, qui gouverne la résistance globale du boulon. Pour conserver, malgré cette simplification, les niveaux de déformabilité associés à la tige et à l'écrou, la longueur équivalente de la tige a été ajustée, cet ajustement a été réalisé à l'aide de l'expression (équation III-1) d'Agerskov couramment utilisée dans la littérature (Agerskov, 1976) :

$$L_eff = \frac{A_s}{A_b}(K_1 + 2K_4) \tag{III.1}$$

Où A_s est la section efficace correspondant à la partie filetée de la tige, A_b la section brute associée à la partie non filetée, et K_1 et K_4 sont définis par les relations suivantes, (équation III-2) :

$$\begin{aligned} K_1 &= l_s + 1.43l_t + 0.71l_n \\ K_4 &= 0.11_n + 0.2l_w \end{aligned} \tag{III.2}$$

Les longueurs l_s, l_t l_n et l_w sont indiquées à la (Figure III- 6)

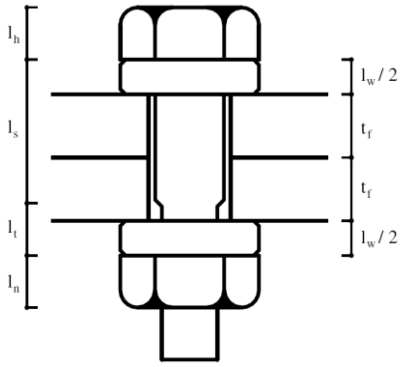


Figure III- 6: Définition des paramètres géométriques du boulon

La (Figure III-7) présente la géométrie des boulons. Il s'agit de boulons M12 de classe 8.8 de grade A, conformément à la norme (EN ISO 4014 :2022, 2022). Les écrous sont de classe A selon (EN ISO 4032 :2023, 2023) et les rondelles sont de classe A selon (ISO 7089 :2000, 2000). Les caractéristiques géométriques des boulons sont récapitulées au (Tableau III-2) et à la (Figure III-8).

Les longueurs l_s et l_t deux étant déterminées en fonction de la longueur nominale L du boulon. Dans le cas présent, les valeurs correspondantes ont été établies pour les spécimens T1 et T2 à partir des longueurs nominales $L = 55\text{mm}$ et $L = 45\text{mm}$, respectivement, comme illustré à la (Figure III-8).

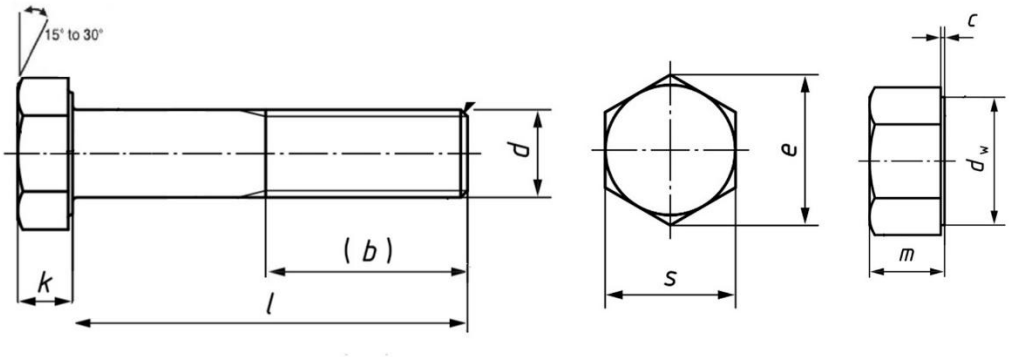


Figure III- 7: Géométrie des boulons et écrous (EN ISO 4014 :2022, 2022)

Dimension		Valeur [mm]
C	max	0,6
	min	0,15
k		7,5
s		18
e		20,03
d_w		17
m		10
b		30

Tableau III- 2: Dimensions boulon M12

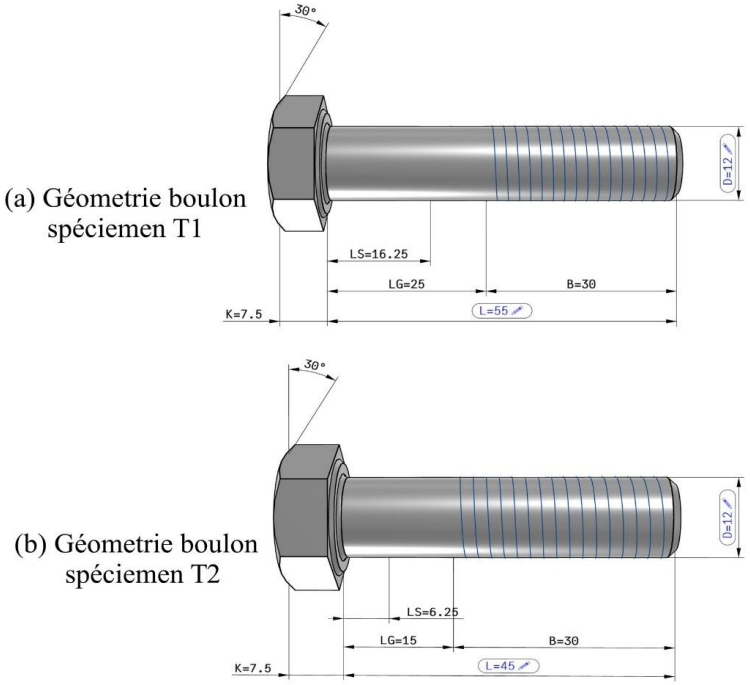


Figure III- 8: Géométrie des boulons M12 des éprouvettes (a) T1 ; (b) T2 — principales caractéristiques dimensionnelles (en mm).

III.3.2.3 Conditions aux limites et chargement

Les nœuds situés dans les plans de symétrie (xy) et (yz) ont été contraints par des conditions géométriques de symétrie (Figure III-5) : dans le plan (xy), le déplacement suivant (z) a été bloqué, et dans le plan (yz), le déplacement suivant (x) a été bloqué le long de l'arrière du demi-

âme. Les interfaces situées dans le plan xz ont été modélisées par un contact non frottant avec une fondation rigide. Conformément à la symétrie géométrique, les nœuds inférieurs de la tige du boulon ont également été bloqués suivant (y). Pour les contacts rondelle–semelle et tige–trou, un coefficient de frottement unique ($\mu = 0.25$) a été adopté, dans le second cas, un jeu initial non nul a en outre été imposé. Cette valeur a été recommandée par Vasarhelyi (Vasarhelyi and Chiang, 1967) à partir d'une étude expérimentale dédiée, et a été retenue dans le modèle.

Une prescription d'un déplacement total uniforme de 0,1 mm a été appliquée au sommet de l'élément en T supérieur, suivant la direction y positive (Figure III-5). Dans l'analyse non linéaire, le facteur de charge total a été augmenté progressivement à partir de 1,0 jusqu'à l'atteinte de la ruine. En parallèle, un modèle de mêmes caractéristiques a été testé en contrôle de force afin de comparer la qualité de convergence des deux stratégies et de retenir celle offrant la stabilité numérique la plus satisfaisante. Le chargement est appliqué de manière incrémentale au moyen d'une amplitude tabulée dans Abaqus.

III.3.2.4 Application de la précontrainte

Dans les configurations avec boulons précontraints, une force de précontrainte de 60,7 kN par boulon a été appliquée lors d'un pas de calcul dédié, avant l'introduction du chargement externe via la définition d'une force de boulon appliquée à une surface interne représentative de la tige. Dans ce schéma, une précontrainte imposée en force conduit Abaqus à appliquer, durant le pas de précontrainte, une force axiale cible dans le boulon, si le mode n'est pas modifié ensuite, le boulon reste piloté par cette charge dans les pas de calcul suivants. Afin de représenter plus fidèlement l'évolution de la précontrainte au cours du chargement, l'option « fix at current length » a été activée à l'issue du pas de précontrainte. L'allongement atteint en fin de préchargement est alors maintenu, et la précontrainte n'est plus imposée comme une force externe constante mais évolue naturellement en fonction des déformations du tronçon en T.

III.3.2.5 Propriétés mécaniques des composants

Dans une analyse en petites déformations, les déplacements et les rotations sont considérés suffisamment faibles pour que les variations géométriques puissent être négligées, dans ce cadre, la loi contrainte–déformation nominale (σ - ε) décrit correctement la réponse uniaxiale du matériau. En revanche, dans une analyse élastoplastique avec grands déplacements et grandes déformations, la géométrie et la section résistante évoluent au cours du chargement. La formulation lagrangienne permet de prendre en compte ces non-linéarités cinématiques, mais la représentation du comportement en grande déformation dépend alors directement de la définition des relations constitutives. Une description cohérente nécessite l'emploi des grandeurs « réelles », à savoir la contrainte et la déformation logarithmique réelles ($\sigma_t - \varepsilon_t$), définies par rapport à la longueur et à la section instantanées. Le passage des valeurs nominales aux valeurs réelles est réalisé par les relations de l'équation (III-3) :

$$\begin{cases} \sigma_t = \sigma(1+\varepsilon) \\ \varepsilon_t = \ln(1+\varepsilon) \end{cases} \quad \text{(III.3)}$$

Afin d'obtenir une corrélation satisfaisante avec les résultats expérimentaux, la relation contrainte–déformation réelle des matériaux a été adoptée dans la simulation après conversion. (Figure III-9.a et Figure III-9.b). Pour le profilé du tronçon en T, une plasticité, avec écrouissage, a été retenue. Les lois constitutives ont été introduites sous forme bilinéaire(Bursi and Jaspart, 1997a, 1998). Les propriétés matériau de la fondation rigide ont également été définies, compte tenu de son rôle d'élément rigide, un comportement élastique linéaire a été affecté, avec ($E=10^{15}$MPa) et ($\upsilon = 0.45$).

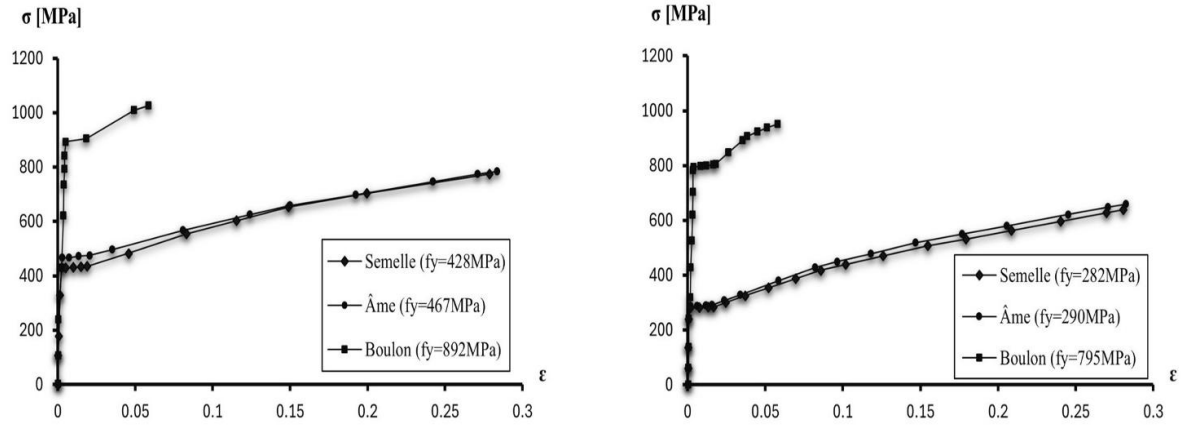


Figure III- 9: Loi contrainte–déformation vraie pour l'éprouvette T1

III.3.2.6 Choix du type d'éléments

Le maillage éléments finis doit être suffisamment raffiné pour assurer la précision des résultats, tout en maintenant le nombre d'éléments et de nœuds aussi faible que possible afin de limiter le temps de calcul nécessaire à l'analyse. Le comportement d'un tronçon en T boulonné est principalement gouverné par la flexion de la semelle ; une attention particulière a donc été portée à la discrétisation de cette zone. À cet effet, une étude de maillage a été menée dans la section §III.4.1 en examinant : (i) le niveau de discrétisation nécessaire pour représenter correctement une réponse dominée par la flexion, et (ii) le nombre d'éléments à travers l'épaisseur afin de vérifier l'aptitude du modèle à reproduire la formation des lignes de plastification. La discrétisation des boulons requiert également un maillage suffisamment raffiné pour capturer l'état de contrainte complexe, combinant traction et flexion sous l'effet de la déformée des semelles. La réponse globale du tronçon en T étant fortement sensible au comportement du boulon, sa modélisation est considérée comme déterminante. Le nombre d'éléments est principalement imposé par la discrétisation de la circonférence du boulon et des trous,(Virdi, 1999) la littérature recommande d'utiliser au minimum 12 à 16 nœuds sur le pourtour d'un trou circulaire afin de garantir une description fiable des champs de contraintes. Des éléments volumiques tridimensionnels sont retenus pour l'ensemble des composants du tronçon en T. Pour un maillage hexaédrique, Abaqus propose les formulations suivantes :

- Élément à 8 nœuds (C3D8/C3D8R/C3D8I) : linéaire communément appelé (élément brique) ;
- Élément à 20 nœuds (C3D20/C3D20R) : quadratique communément appelé (brique quadratique).

En général, les éléments d'ordre supérieur offrent une meilleure précision par degré de liberté, mais ils requièrent un maillage plus laborieux, en outre, leur efficacité dans les zones de plasticité, fréquemment présentes dans ce type de modèle, demeure moins avantageuse que celle de la famille des éléments linéaires(Gantes and Lemonis, 2003). En conséquence, les éléments à 8 nœuds ont été retenus dans cette étude.

Afin de présélectionner le type d'éléments à retenir pour la modélisation du tronçon en T, une étude préalable est réalisée sur un cas de référence simple : une poutre simplement appuyée soumise à une flexion par charge concentrée appliquée en mi-travée. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre sont reportées à la Figure III-10.

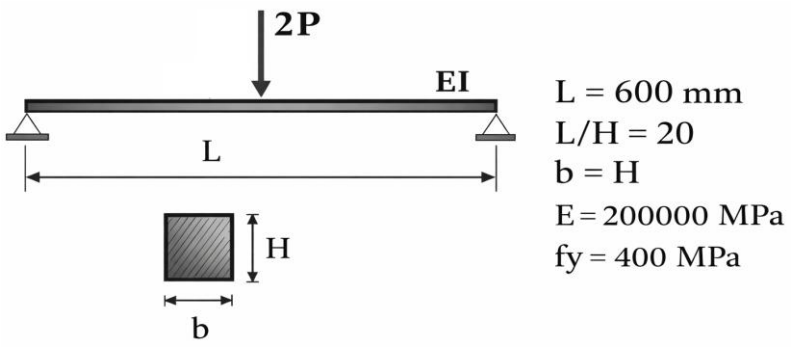


Figure III- 10: Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre

Compte tenu de la symétrie, seule une demi-poutre a été discrétisée, (Figure III-11). Une étude de sensibilité au maillage est menée en faisant varier séparément le raffinement dans la longueur et le nombre de couches à travers l'épaisseur.

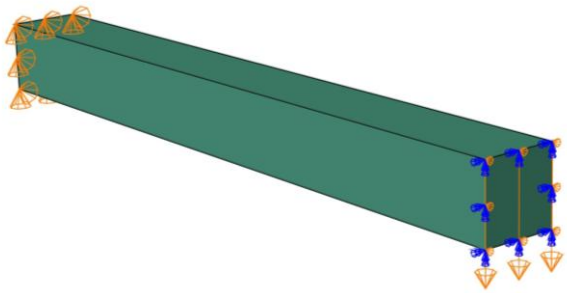


Figure III- 11: Poutre 3D ABAQUS sollicitée en flexion

Dans l'évaluation analytique de la flèche d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge ponctuelle en mi-portée, la déformation peut résulter de la flexion et, le cas échéant, du cisaillement. En tenant compte des deux contributions, la flèche s'écrit :

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI}\left[1+\beta\left(\frac{E}{G}\right)\left(\frac{H}{L}\right)^2\right] \qquad \text{(III.4)}$$

Avec : P la charge, L la portée, E le module d'Young, I le moment d'inertie, G le module de cisaillement, H la hauteur de section et β le coefficient de cisaillement (pour une section rectangulaire $= 2/3$. Or :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ,d'où \quad \frac{E}{G} = 2(1+\nu) \tag{III.5}$$

L'influence du cisaillement est gouvernée par le terme de la contribution du cisaillement, et donc principalement par l'élancement (L/H). Lorsque ce dernier est faible, la contribution du cisaillement devient négligeable devant celle de la flexion. Dans le cas étudié, la poutre est suffisamment élancée pour que l'effet du cisaillement soit négligé sans perte significative de précision. La flèche est alors évaluée par l'expression simplifiée, (équation III-6) :

$$\delta \approx \frac{PL^3}{48EI} \tag{III.6}$$

Les (Figures III-12 à III-15) illustrent l'influence du type d'élément solide sur la réponse force–flèche de la poutre de référence, en comparant les formulations C3D8, C3D8R et C3D8I à la solution analytique (Figure III-12.a et Figure III-12.b et Figure III-12.c). Dans un premier temps, le nombre d'éléments dans la longueur a été fixé à 20, tandis que le nombre de couches dans la hauteur a été augmenté de 1 à 6, paramètre déterminant pour une description correcte d'un comportement dominé par la flexion. Avec une seule couche d'éléments, la courbure est insuffisamment captée et la réponse numérique devient fortement sensible à la formulation retenue. Cette limitation est particulièrement marquée pour l'élément C3D8R ; le cas à une seule couche n'a donc pas été conservé, en raison de résultats jugés non satisfaisants.

L'évolution du rapport (P_{Num}/P_{Ana}) en fonction du nombre de couches est illustrée à la (Figure III-14). Elle montre qu'au-delà de trois couches d'éléments dans la hauteur, les trois formulations convergent vers des réponses plus proches et plus stables. L'élément C3D8R apparaît alors comme le plus rigide, ce qui est cohérent avec la sensibilité connue des éléments linéaires pleinement intégrés au verrouillage en cisaillement dans les problèmes dominés par la flexion. À l'inverse, C3D8I fournit des résultats satisfaisants dès des maillages plus simples, ce qui s'explique par l'introduction de modes incompatibles améliorant la représentation de la courbure.

La Figure III-15 présente l'effet de la variation du nombre d'éléments dans la longueur, en conservant quatre couches dans la hauteur. Dans cette configuration, l'élément C3D8R fournit une réponse globalement plus proche de la solution analytique. L'élément C3D8 conserve une tendance à surestimer la rigidité, tandis que C3D8I donne une réponse correcte mais légèrement plus souple. Cette tendance est confirmée avec le maillage dense (80(L)–8(H)) lorsque la discrétisation devient suffisamment fine dans la longueur et dans la hauteur, C3D8R converge vers une réponse très voisine de l'analytique, (Figure III-15). Cela indique que l'intégration réduite devient pleinement pertinente dès lors que la flexion est correctement décrite par le maillage.

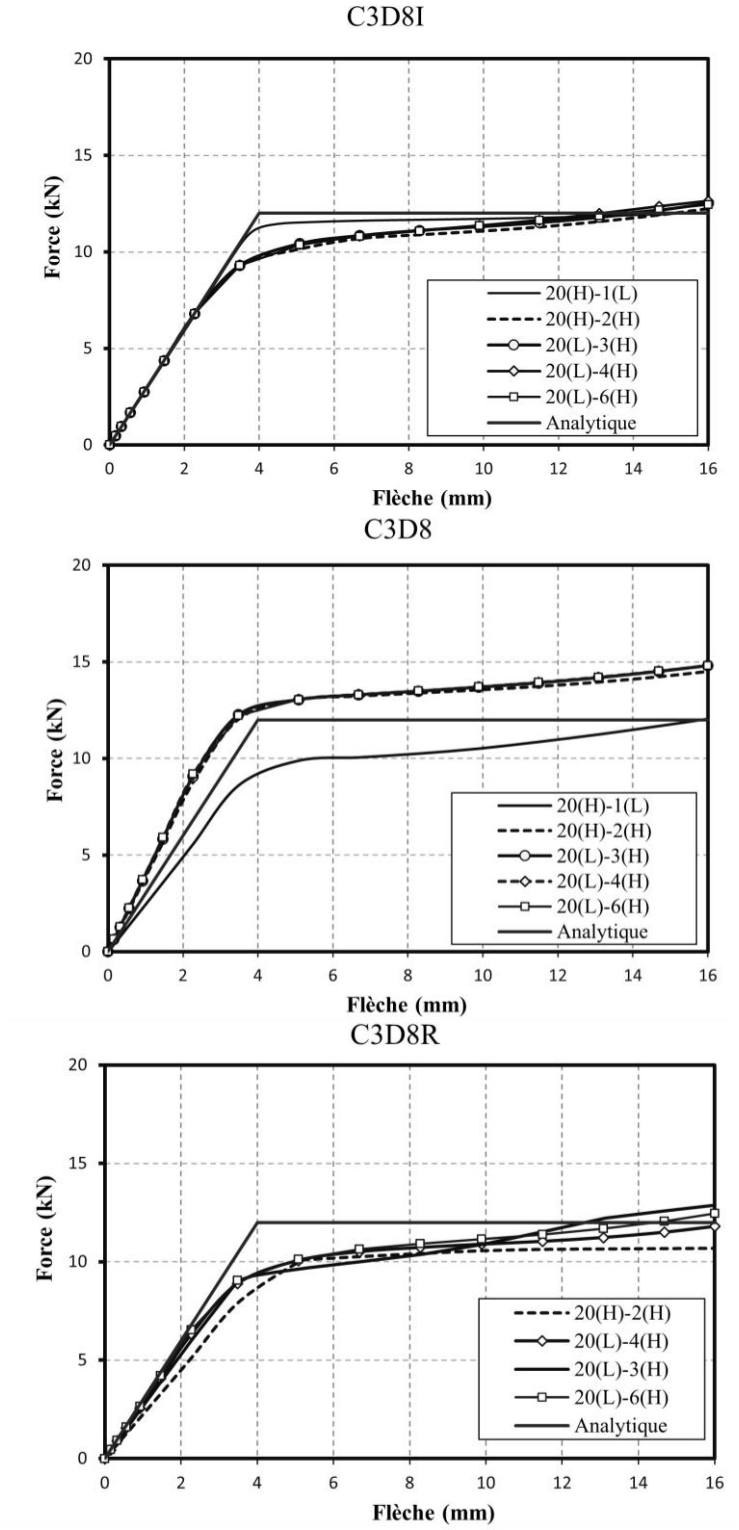


Figure III- 12: Courbe force flèche (Influence du nombre d'éléments dans la hauteur)
a) C3D8I ; b) C3D8 ; c) C3D8R

En conséquence, l'élément C3D8R est retenu pour la suite de l'étude, sous réserve de maintenir une discrétisation suffisante dans les deux directions afin d'assurer une représentation fiable du comportement en flexion. Cet élément est ainsi couramment utilisé en analyse non linéaire.(Abaqus 2016 Online Documentation, 2016).

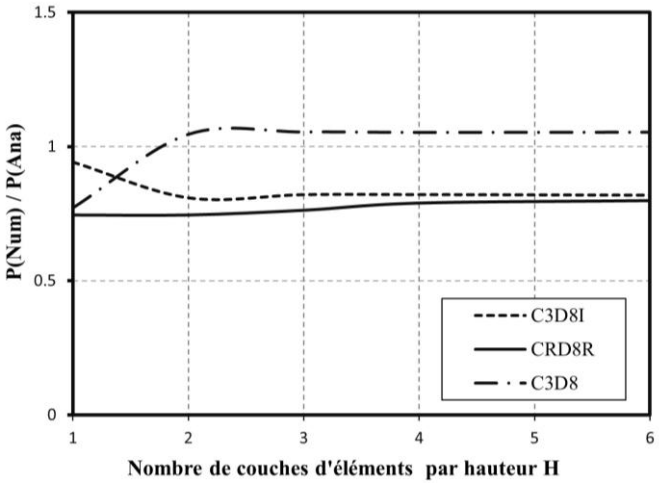


Figure III- 13: Variation du rapport P_{Num}/P_{Ana} en fonction du nombre d'éléments dans la hauteur

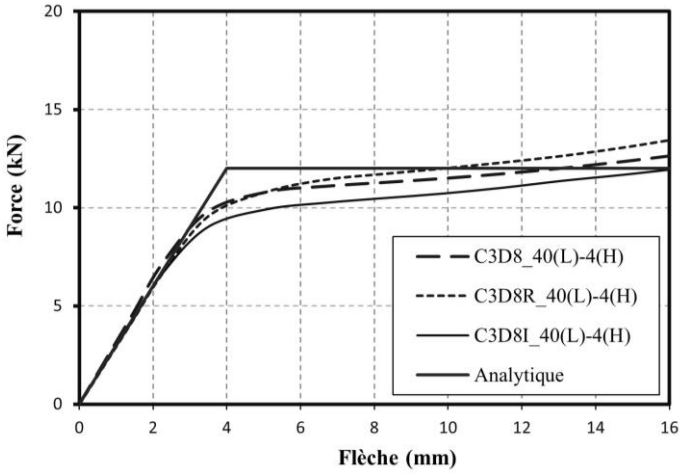


Figure III- 14: Courbe force flèche Courbe force flèche (Influence du nombre d'éléments dans la longueur)

III.3.2.7 Critère de ruine

Le critère de ruine adopté pour un tronçon en T repose sur l'atteinte de la déformation ultime dans les sections critiques de ses composants. La capacité de déformation du tronçon en T est considérée comme dépendante de la résistance et de la ductilité relative de la semelle et du boulon. Par conséquent, la rupture peut se produire soit par rupture du boulon, soit par plastification de la semelle ou de la platine. Cependant, comme les boulons à haute résistance présentent généralement une déformation ultime beaucoup plus faible, environ 5 à 6 %, que les aciers de construction, dont les déformations ultimes sont généralement d'au moins 25 à 30 %, il en résulte que, dans la majorité des cas, le boulon atteint sa limite avant la semelle.

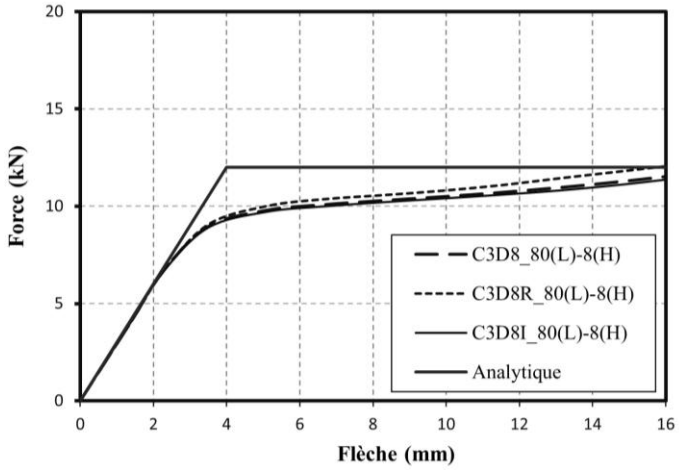


Figure III- 15: Courbe force flèche Courbe force flèche (Influence d'un maillage dense sur le type d'élément)

Pour les boulons, Coelho (Coelho, 2004) souligne que, sous une traction axiale pure, la répartition des contraintes sur la section transversale critique est essentiellement symétrique. Cependant, dans un tronçon en T réel, le boulon est soumis non seulement à une traction pure, mais également à une flexion induite par la rotation de la semelle et l'effort de levier. En conséquence, la répartition de déformation sur la section du boulon passe du cas uniforme (Figure III-16.a) au cas non uniforme, avec une contrainte maximale d'un côté plus faible que l'autre (Figure III-16.b). Par conséquent, l'axe du boulon ne coïncide plus avec l'une des directions principales de déformation. Sur la base de cette observation, le critère de rupture proposé ne repose pas uniquement sur une valeur maximale locale, mais sur une déformation moyenne représentative évaluée dans la section critique du boulon $\varepsilon_{11,moy}$ et comparée à la déformation ultime du boulon $\varepsilon_{u,b}$. Lorsque cette déformation représentative atteint la déformation de traction ultime du matériau du boulon $\varepsilon_{11,moy} = \varepsilon_{u,b}$, le tronçon en T est considéré comme ayant atteint la rupture.

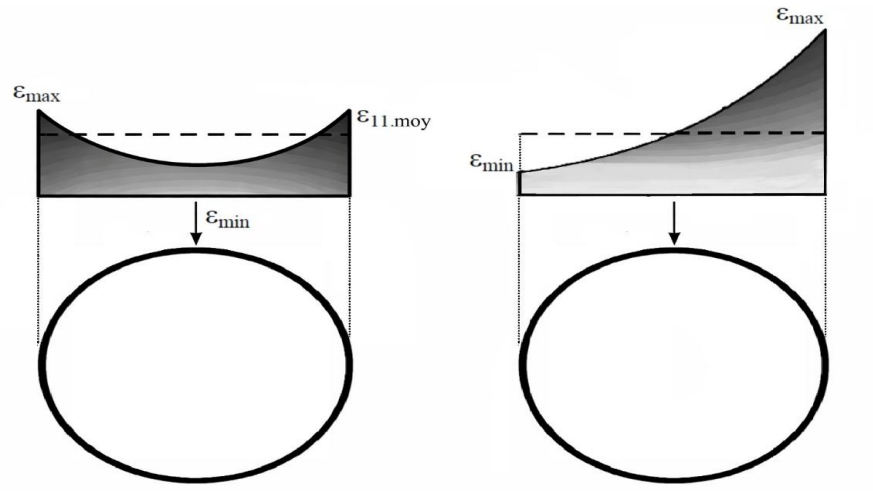


Figure III- 16: Schéma de la répartition des déformations dans une section transversale de boulon

III.4 RESULTATS DU MODELE NUMERIQUE

III.4.1 Étude de convergence de maillage

Comme indiqué au §III.3.2.6, l'étude de la discrétisation de la semelle à l'aide d'éléments C3D8R a été conduite pour l'essai T1 en faisant varier deux choix de maillage : (i) le raffinement dans le plan de la semelle, noté x, destiné à restituer correctement une réponse dominée par la flexion, et (ii) le nombre d'éléments à travers l'épaisseur, noté y, afin d'évaluer l'aptitude du modèle à reproduire la formation des lignes de plastification. Les combinaisons étudiées sont repérées par la notation « FxTy », où x et y correspondent respectivement à ces deux paramètres (Figure III-17).

La Figure III-18 présente les courbes force–déplacement (F-Δ) obtenues pour trois discrétisations (F0T3, F1T3 et F2T3), en considérant deux modalités de chargement : déplacement imposé et force imposée. Pour chacun des trois modèles, les réponses calculées selon ces deux conditions de chargement se superposent. Cette concordance indique que, pour la configuration étudiée, la solution numérique est indépendante du mode de chargement et que les deux stratégies conduisent au même comportement global.

La Figure III -19 montre l'influence du nombre d'éléments à travers l'épaisseur de la semelle sur la réponse globale (F-Δ), où $y = 1,2,3,4$ et 5 pour un raffinement dans le plan maintenu constant $(x = 0)$. Dans la série F0Ty, le maillage dans le plan de la semelle est volontairement très grossier. La discrétisation F0T1 conduit à une réponse très souple, avec un maillage grossier et un seul élément à travers l'épaisseur, le gradient de déformations de flexion et la diffusion de la plastification dans l'épaisseur sont mal capturés, ce qui altère la représentation des lignes de plastification et conduit à une sous-estimation de la rigidité. Les résultats de F0T2 et F0T3, qui sont pratiquement superposés, indiquent qu'à partir de deux à trois éléments dans l'épaisseur, la flexion de la semelle et le développement des gradients de plasticité à travers l'épaisseur sont captés avec une précision suffisante pour stabiliser la réponse globale.

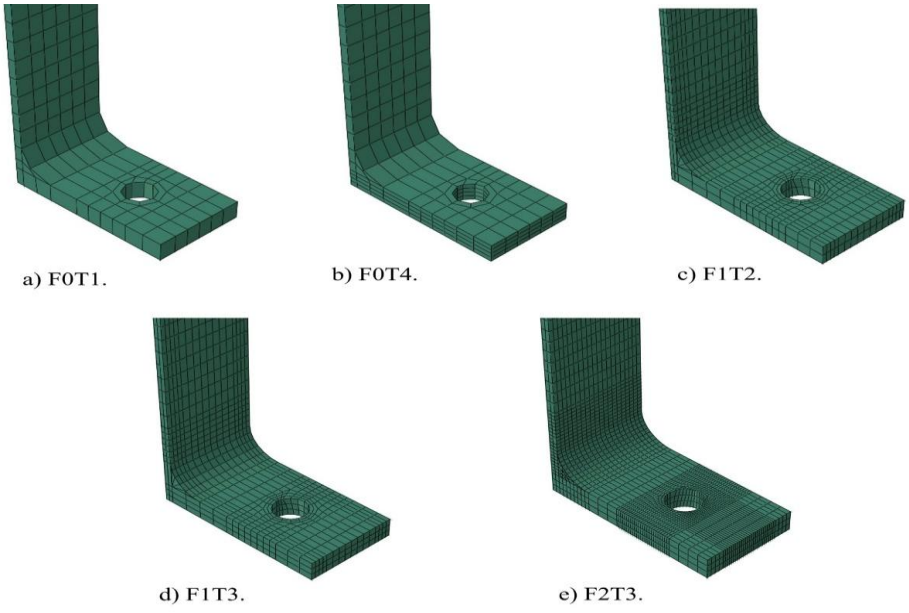


Figure III- 17: Discrétisation de la semelle : modèles analysés FxTy

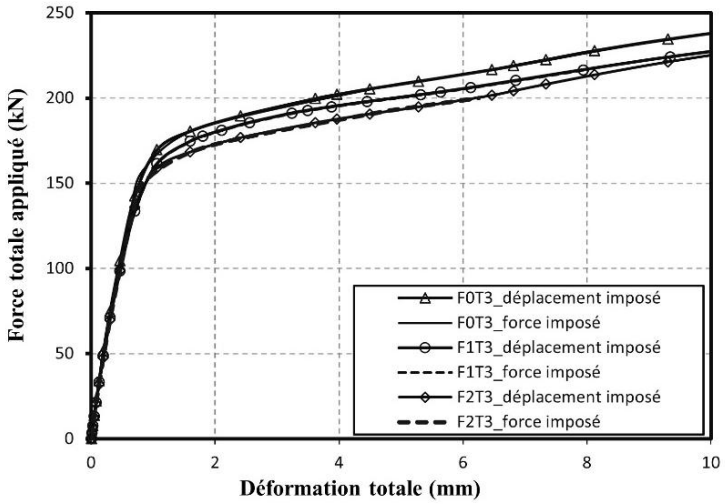


Figure III- 18: Comparaison force–déplacement : force imposée vs déplacement imposé

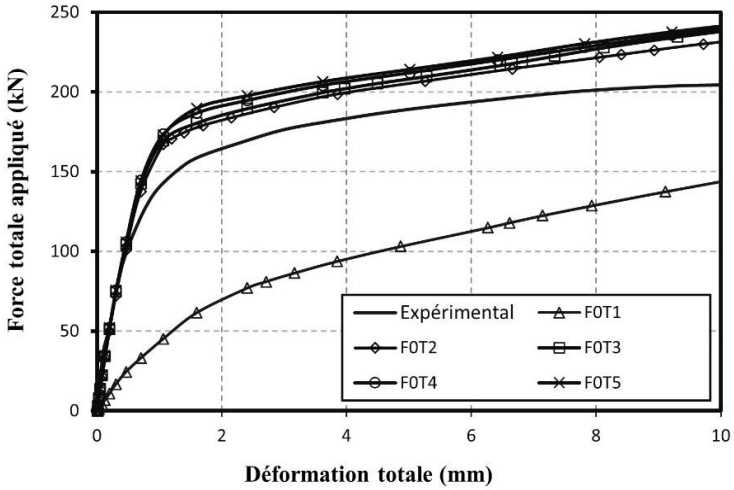


Figure III- 19: Comparaison du comportement en déformation des modèles F0Ty

Afin d'évaluer l'influence du raffinement du maillage dans le plan de la semelle, les réponses force–déplacement (F-Δ) des modèles F0T3, F1T3 et F2T3 sont comparées (Figure III-20). Dans le domaine élastique, les trois modèles présentent une rigidité identique. En régime plastique, le modèle F1T3 conduit à une réponse plus rigide que le modèle F2T3, tandis que la rigidité post-limite est similaire pour ces deux discrétisations. Le modèle F0T3 fournit la réponse la plus rigide dans le domaine plastique, ce qui suggère qu'un raffinement plan insuffisant tend à surévaluer la résistance globale en lissant les gradients locaux au voisinage du trou et des zones de contact.

La (Figure III-21) compare les courbes (F-Δ) pour les modèles F1Ty, avec y = 2,3 et 4, et le modèle F2T3. Les configurations F1T2 et F2T3 présentent le meilleur accord avec l'essai. Pour F2T3, un maillage plus fin dans le plan, combiné à trois éléments dans l'épaisseur, améliore la description des phénomènes locaux (au voisinage du trou, sous la rondelle et dans la zone d'effort de levier) tout en conservant un maillage équilibré. À l'inverse, F1T3 et F1T4 surestiment légèrement la rigidité et la résistance, indiquant qu'un raffinement supplémentaire dans l'épaisseur n'apporte pas de gain notable pour cette densité de maillage dans le plan. En conséquence, F1T2 et F2T3 offrent le meilleur compromis entre précision et raffinement.

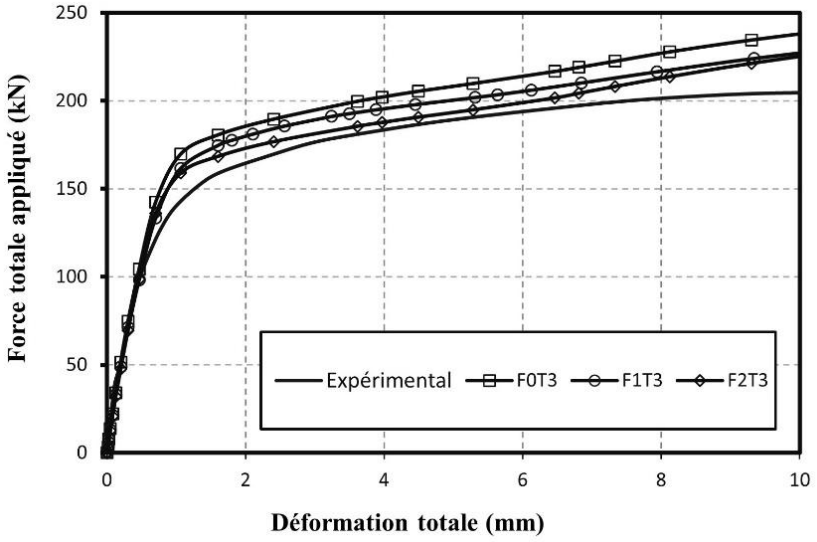


Figure III- 20: Comparaison du comportement en déformation des modèles FxT3

Le modèle F2T3 (19 201 nœuds et 14 662 éléments) satisfait aux exigences de convergence, mais il nécessite un effort de calcul plus important. Le modèle F1T2 (5 939 nœuds et 3 990 éléments) ne présente que de faibles écarts par rapport à F2T3, tout en étant nettement moins coûteux en temps de calcul. Par conséquent, il a été retenu pour les comparaisons ultérieures. (Figure III -22.a) présente le maillage global de l'éprouvette T1. Pour l'éprouvette T2, une discrétisation similaire a été adoptée (Figure III-22.b). Toutefois, l'épaisseur de sa semelle étant plus élevée (16 mm, soit environ 1,5 fois celle de T1), trois éléments sont disposés dans l'épaisseur afin de conserver une représentation adéquate des gradients de flexion.

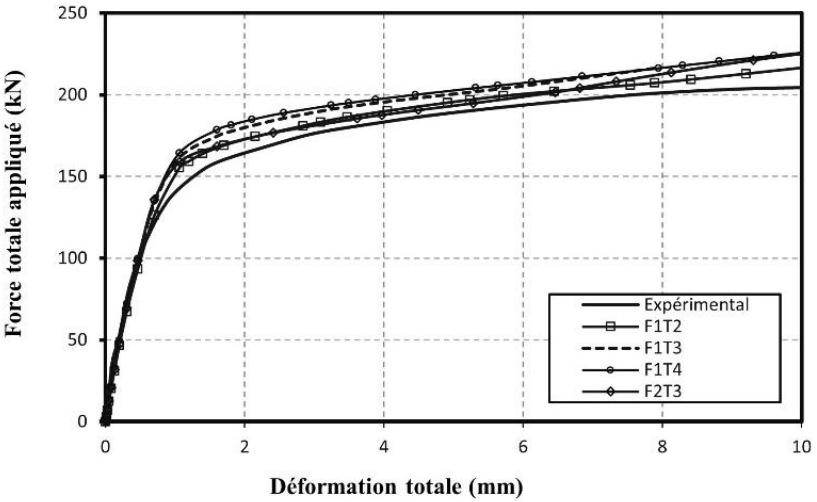


Figure III- 21: Comparaison du comportement en déformation des modèles F1T2, F1T3, F1T4 et F2T3

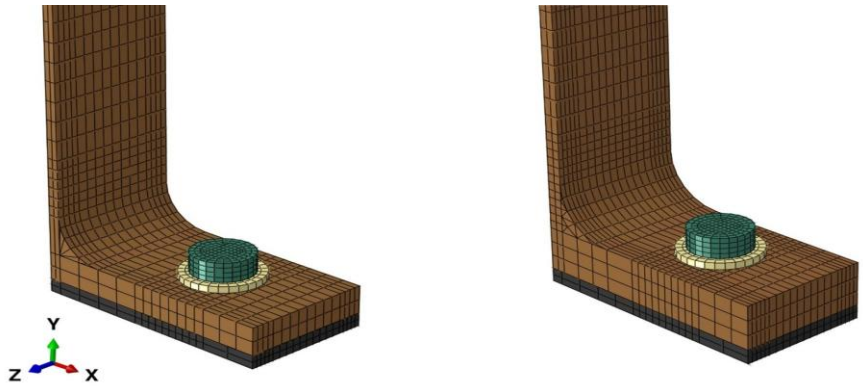


Figure III- 22: Maillage modèles éléments finis. a) tronçon T1 ; b) tronçon T2

III.4.2 Influence de la procédure de l'introduction de la précontrainte des boulons sur la réponse globale

La (Figure III -23) met en évidence l'influence majeure du maintien de la longueur de tige sur la réponse globale du tronçon en T, pour les spécimens T1 et T2. Dans les deux cas, l'option de maintien de la longueur conduit à une évolution post-élastique avec rigidité tangentielle positive, traduisant la poursuite de la mobilisation de la résistance au fur et à mesure de l'augmentation de la déformation. À l'inverse, l'absence de maintien de la longueur se traduit, après le domaine élastique, par une réponse nettement plus aplatie, associée à une rigidité tangentielle post-élastique très faible. Cette différence est liée au rôle de la tige du boulon dans l'évolution de l'équilibre après l'amorçage de la plasticité. Avec maintien de la longueur, l'ouverture de la semelle et la rotation du tronçon s'accompagnent d'une augmentation de l'effort axial dans le boulon, assurant une poursuite de la mobilisation de la résistance au fur et à mesure de l'augmentation de la déformation. Mécaniquement, cette option favorise l'allongement axial de la tige et permet ainsi une mobilisation progressive de la traction dans le boulon. Sans maintien de la longueur, l'augmentation de déformation est principalement absorbée par la rotation de la semelle et l'ouverture du contact, avec une mobilisation plus limitée de l'effort dans la tige, ce qui conduit à une réponse globale souple.

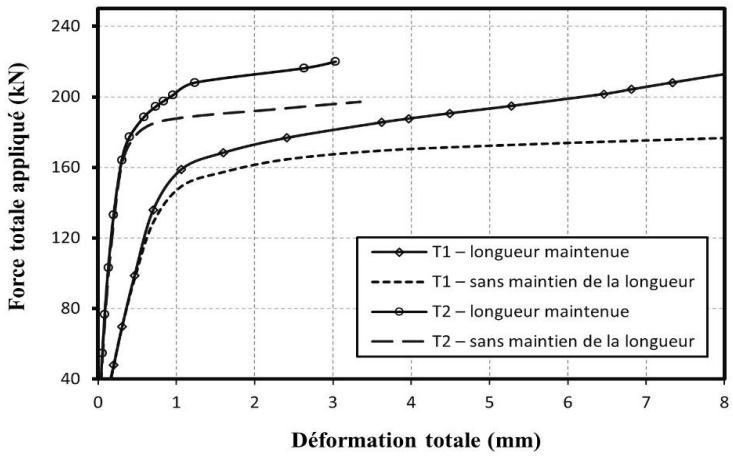


Figure III- 23: Effet de la méthode d'introduction de la précontrainte sur la réponse numérique

III.4.3 Influence du choix de la loi constitutive sur le comportement global

Les (Figures III-24.a et III-24.b) comparent les courbes (F-Δ) obtenues pour les différentes relations contrainte–déformation du matériau, et indiquent que les deux formulations conduisent à des réponses globales très proches pour le tronçon en T étudié. La rigidité initiale est pratiquement identique dans les deux cas, et les écarts ne deviennent visibles qu'après l'entrée en plasticité, où la loi réelle prédit une réponse légèrement plus rigide. Cette faible sensibilité s'explique par le fait que les niveaux de déformation mobilisés restent globalement modérés, de sorte que l'écart entre formulations nominale et vraies influence peu la courbe force–déplacement. Dans ces conditions, la loi nominale fournit ici une approximation satisfaisante, tandis que la loi réelle tend à surestimer légèrement la résistance dans le domaine post-élastique.

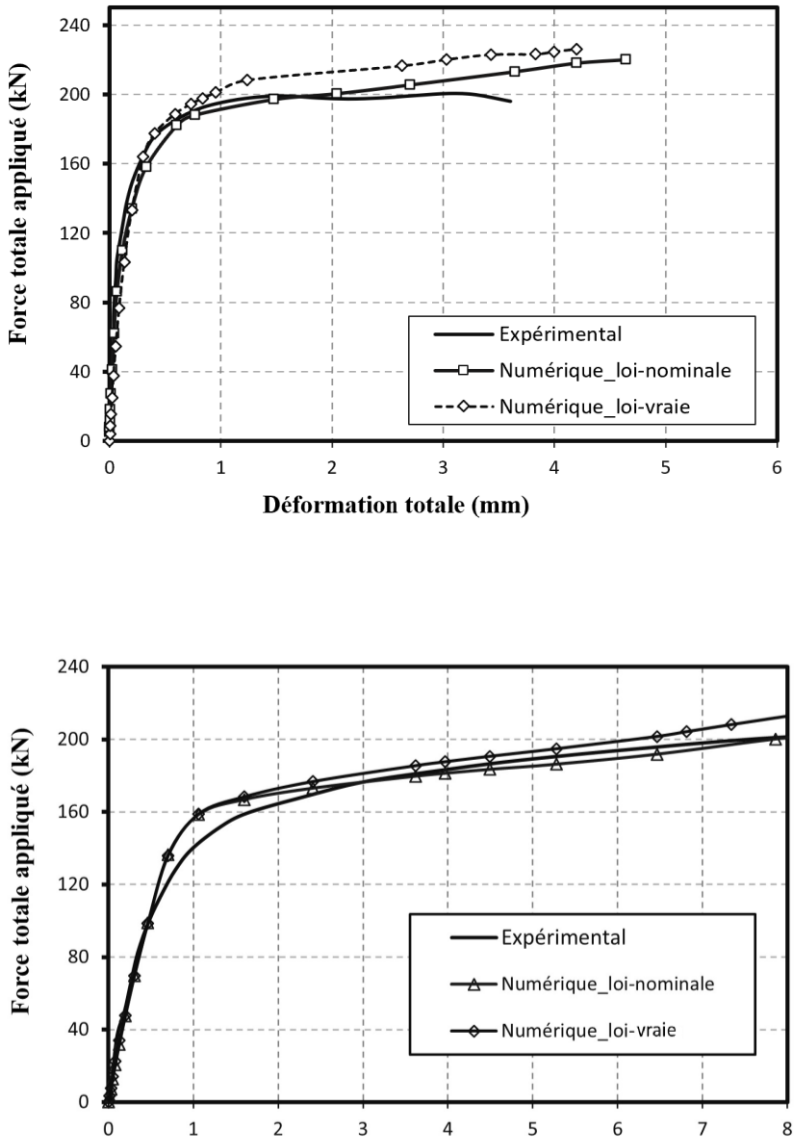


Figure III- 24: Influence de la loi contrainte–déformation (nominale vs vraie) sur la courbe F - Δ. a) tronçon T1 ; b) tronçon T2

III.4.4 Influence du nombre des interfaces de contact

Afin d'évaluer la possibilité de réduire le nombre d'interfaces de contact dans la modélisation, l'influence de la prise en compte du contact au niveau des rondelles (contact rondelle–tête de boulon, ainsi que contact rondelle–semelle) sur la réponse globale du tronçon en T est examinée. Deux simplifications sont considérées : pour le spécimen T1, la rondelle est fusionnée avec la géométrie du boulon (Figure III-25) ; pour le spécimen T2, la rondelle est supprimée du modèle. Dans les deux cas, un contact unilatéral est défini entre la semelle et la fondation, ainsi qu'entre le boulon et la semelle.

Mécaniquement, la rondelle joue un rôle de répartition des efforts sous la tête du boulon en augmentant la surface d'appui sur la semelle. Elle réduit ainsi la pression locale de contact au voisinage du trou. Dans le modèle numérique, le choix de fusionner la rondelle avec le boulon par l'option merge rend la transmission des efforts entre la tête du boulon, la rondelle et la semelle plus directe et plus uniforme. Cette modélisation accentue donc l'effet rigidifiant de la rondelle. Cela se traduit sur la courbe globale par une réponse plus rigide, (Figure III-26), car la réduction de l'écrasement local sous appui et de la rotation locale de la semelle limite la perte progressive de rigidité du tronçon et conduit à une force plus élevée pour un même niveau de déformation.

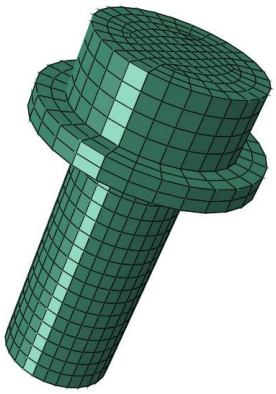


Figure III- 25: Géométrie du boulon et rondelle fusionnés

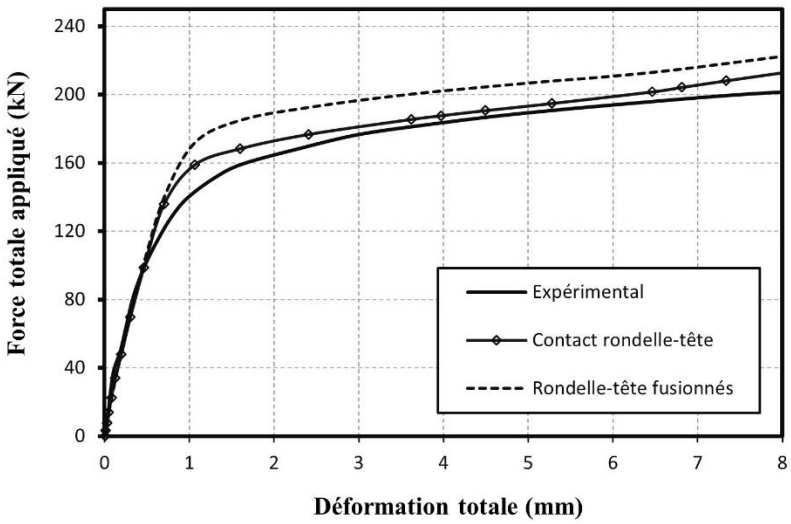


Figure III- 26: Tronçon T1 : influence de la modélisation de la rondelle (contact explicite vs rondelle–tête fusionnées) sur la courbe (F-Δ)

Dans le modèle sans rondelle, l'élément d'interface est supprimé et l'effort est transféré directement de la tête du boulon à la semelle. Cette simplification réduit la longueur de serrage effective et conduit à une raideur axiale équivalente plus élevée. La courbe (F-Δ) présente alors une réponse globalement plus rigide, (Figure III-27), avec une surestimation de la force pour un même niveau de déformation. À l'inverse, la modélisation incluant la rondelle et le contact associé reproduit mieux l'appui sous tête et reste plus proche de la réponse expérimentale.

.

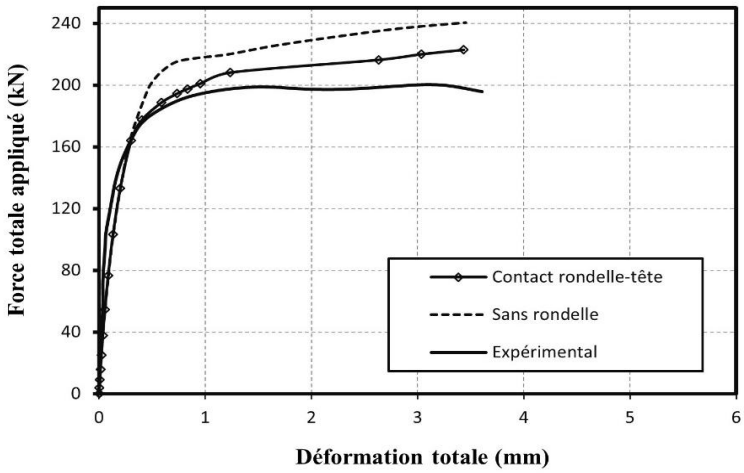


Figure III- 27: Tronçon T2 : influence de la présence des rondelles (contact explicite vs sans rondelle) sur la courbe (F-Δ)

III.4.5 Influence de la modélisation du boulon

Comme indiqué au §III.3.2.2, afin d'appréhender l'effet lié à la dissymétrie du boulon, un huitième de tronçon en T a été modélisé lors de la phase de calibration (Figure III-2), en s'appuyant sur le concept de longueur équivalente proposé par (Agerskov, 1976). Dans une seconde approche, plus représentative de la configuration expérimentale des deux spécimens T1 et T2, un quart des deux tronçons en T est considéré et le boulon est modélisé sous sa forme complète, (Figure III -28 et Figure III-29).

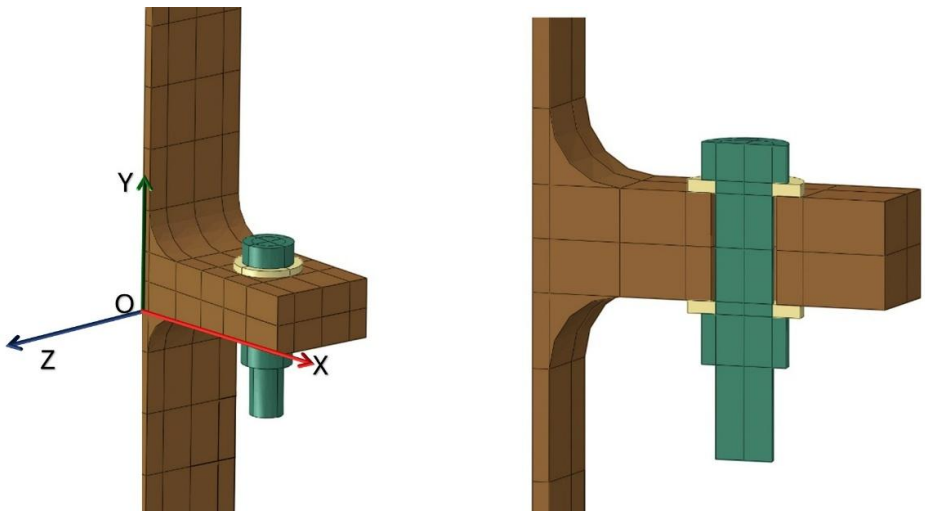


Figure III- 28: Modèle EF 'T1' avec deux tronçons en T

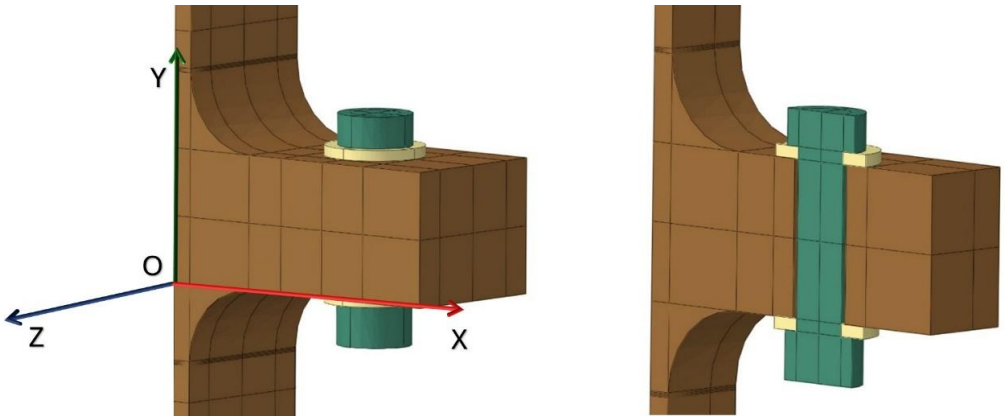


Figure III- 29: Modèle EF ‘T2’ avec deux tronçons en T

Les courbes force-déplacement pour les deux tronçons (Figure III-30) et (Figure III-31) ont été réalisées avec les lois des matériaux nominales, et ne montrent pas de différences significatives entre les deux modèles.

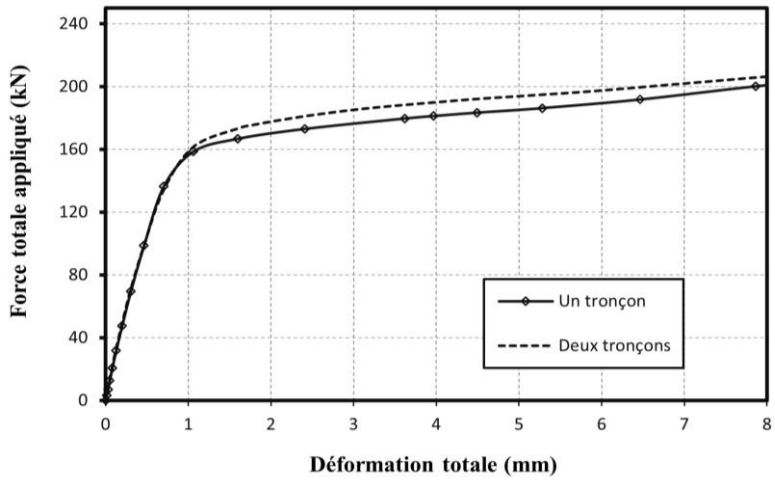


Figure III- 30: T1 Comparaison modèle à un tronçon vs modèle à deux tronçons (effet de la modélisation du boulon)

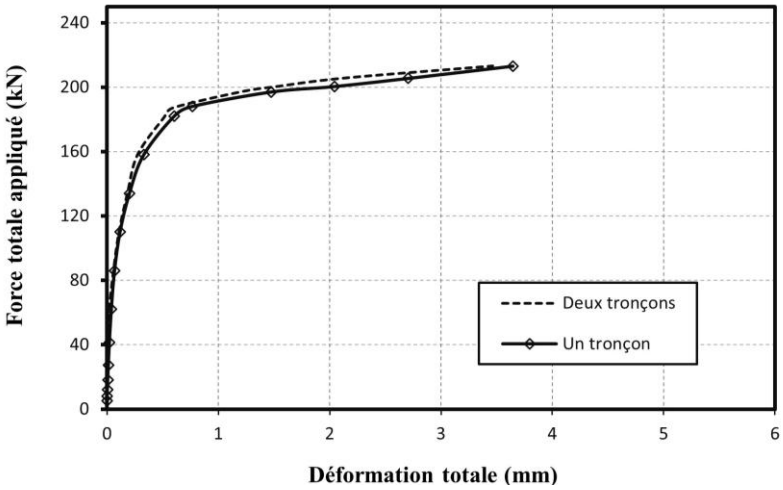


Figure III- 31: T2 Comparaison modèle à un tronçon vs modèle à deux tronçons (effet de la modélisation du boulon)

Les (Figures III-32 et III-33) montrent que les deux approches de modélisation conduisent à des évolutions proches avec des écarts très faibles tant pour la force dans le boulon que pour la force de levier sous la semelle en fonction de la force appliquée, ce qui indique que la modélisation du boulon par la longueur équivalente selon Agerskov (Agerskov, 1976) est satisfaisante. Pour le spécimen T1, la comparaison avec les résultats de Bursi (Bursi and Jaspart, 1997a) obtenus sous Lagamine met en évidence une évolution cohérente de l'effort dans le boulon, malgré une légère surestimation aux plus fortes charges. Pour T2, l'effort dans le boulon reste presque constant, car la semelle plus épaisse s'ouvre peu et le contact sous la semelle se maintient, ce qui limite l'augmentation de traction dans le boulon.

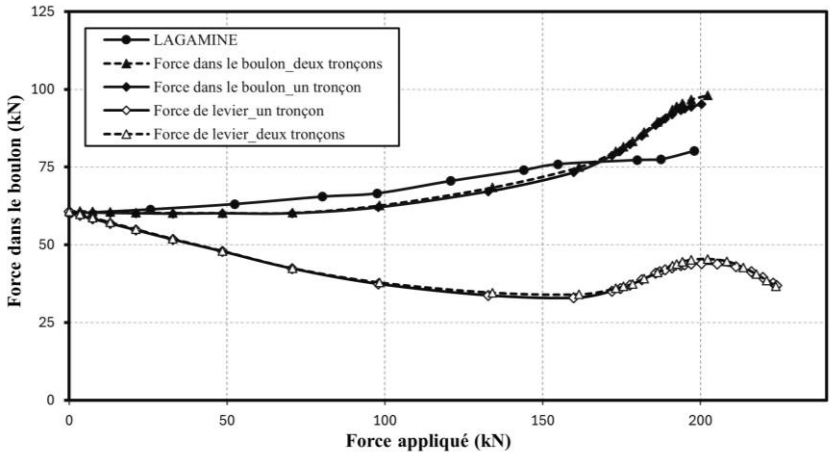


Figure III- 32: Évolution de force dans le boulon et force de levier_effet de la modélisation du boulon pour le tronçon T1

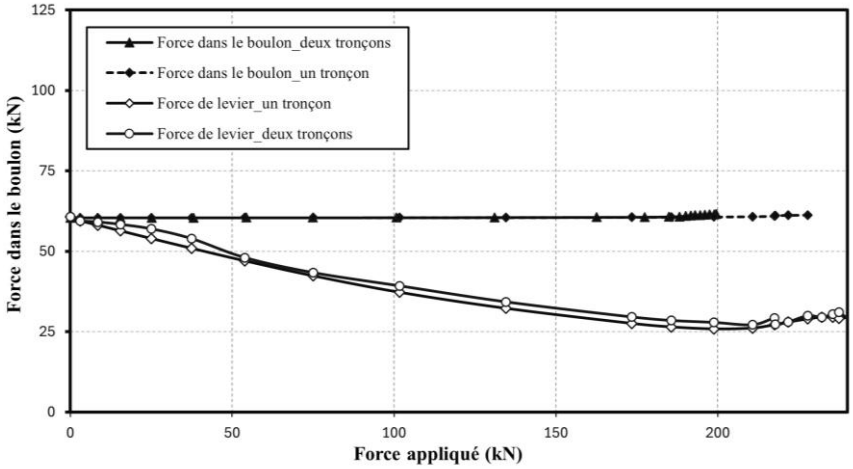


Figure III- 33: Évolution de force dans le boulon et force de levier de la modélisation du boulon pour le tronçon T2

III.4.6 Déformation réelle et déformation totale

Pour les éprouvettes T1 et T2, les observations expérimentales ont indiqué que la ruine était associée à des phénomènes inélastiques dans les boulons, accompagnés d'une plastification marquée de la semelle(Bursi and Jaspart, 1997a). En adoptant l'atteinte de la déformation ultime fondé sur la rupture du boulon (§III.3.2.7), l'état ultime a été considéré atteint lorsque la

déformation moyenne axiale du boulon $\varepsilon_{11,moy}$ atteignait la déformation ultime $\varepsilon_{u,b}$ = 5%,) (Figure III-34). Pour T1, cette condition a été atteinte pour une déformation globale de 9,95 mm, valeur en très bon accord avec l'essai expérimental (10,25 mm, soit un ratio de 0,97).
Pour T2, les essais ont mis en évidence un phénomène d'arrachement de filets ayant provoqué une phase de déchargement dans le domaine plastique. Afin de disposer d'un point de comparaison basé sur un critère identique, le chargement numérique a été arrêté à l'atteinte de ($\varepsilon_{u,b}$) dans le boulon, ce qui a conduit à une déformation globale de 5 mm.

Les courbes comparant la réponse globale des tronçons en T à celle issue du modèle EF incluent la contribution de la déformation de l'âme. Or, le déplacement réel entre semelles ne tient pas compte de cette déformation de l'âme. La réponse correspondante est représentée à la (Figure III-35.a et Figure III-35.b) pour T1 et T2 respectivement. La déformation réelle de la semelle est inférieure à la déformation totale, ce qui rend la courbe (F-Δ) plus rigide.

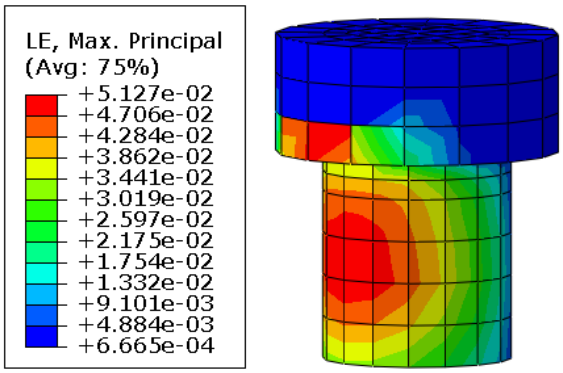


Figure III- 34: L'atteinte de la déformation ultime du boulon

III.4.7 Résultats en contraintes de von Mises pour le tronçon T1

Afin d'illustrer les champs de contraintes, quatre niveaux de chargement sont retenus (Figure III-36) : (i) (4F = 98,63) kN (cas de charge 24,69) pour le domaine élastique, (ii) (4F = 158,84) kN (cas de charge 39,71kN) pour la zone de transition, (iii) (4F = 186,27) kN (cas de charge 46,56) pour la portion quasi linéaire suivante en régime post-limite, et (iv) (4F = 211,14) kN (cas de charge 52,78) correspondant à la ruine (déformation maximale).
La (Figure III-37) présente les champs de contraintes équivalentes σ_{eq} en vue tridimensionnelle pour les quatre niveaux de chargement considérés. La flexion de la semelle est correctement reproduite. Les concentrations de contrainte se localisent au droit de l'axe du boulon et au niveau de la jonction semelle–âme, zones où se développent les lignes de plastification en mécanisme de poutre. Cette répartition est cohérente avec le mécanisme de ruine 1 rapporté par (Bursi and Jaspart, 1997a).

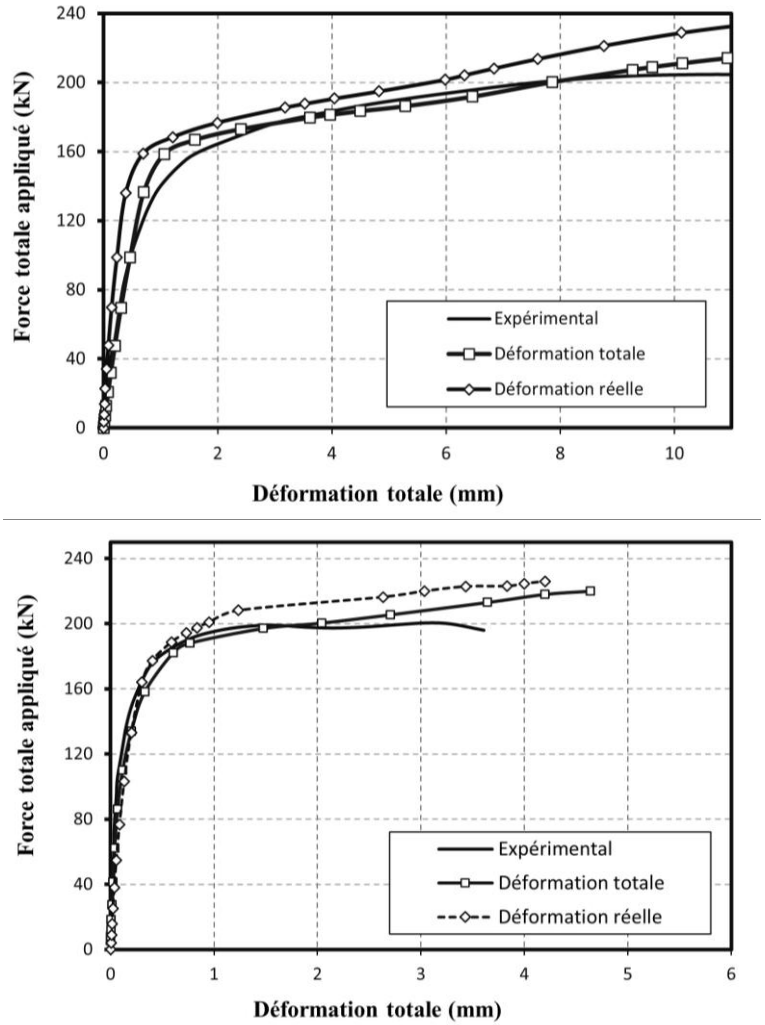


Figure III- 35: Courbes globales (F-Δ) sans et avec la prise en compte de la déformation de l'âme. (a) Tronçon T1; (b) Tronçon T2

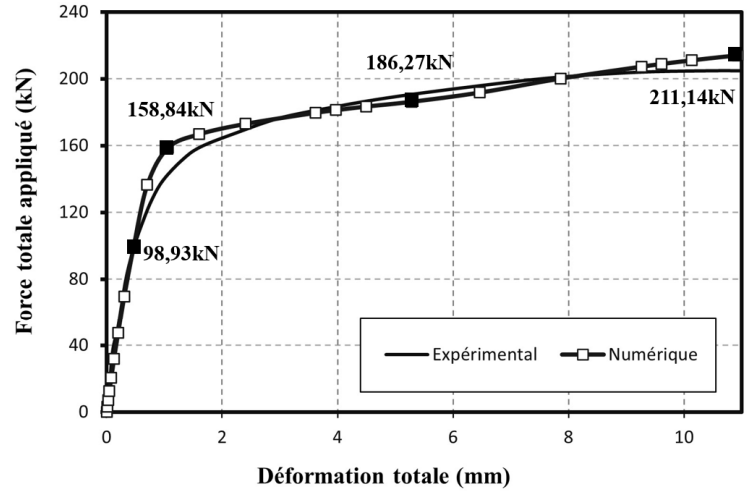


Figure III- 36: Pas de chargement

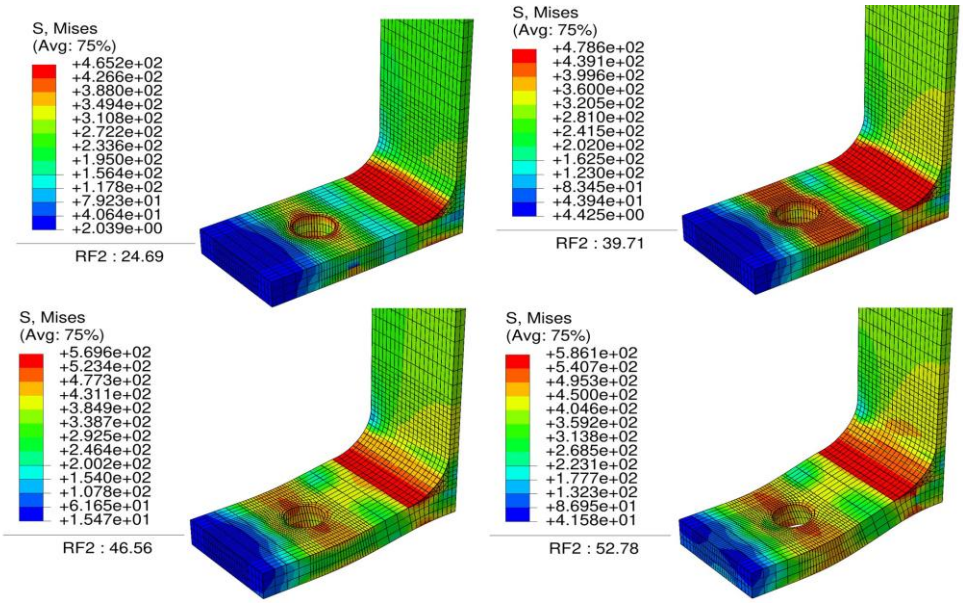


Figure III- 37: Contraintes équivalentes de von Mises dans la semelle du tronçon en T

III.4.8 Effet de la précontrainte

La (Figure III-38) compare les courbes force–déplacement (F-Δ) obtenues expérimentalement et numériquement pour l'éprouvette T2. La rigidité initiale et la résistance ont été reproduites de manière satisfaisante, mais des écarts sont apparus au-delà d'un certain niveau de charge. Comme l'ont rapporté(Bursi and Jaspart, 1998), les essais ont été marqués par un phénomène d'arrachement des filets des boulons, associé à une rupture par cisaillement au niveau filet–écrou. Ce mécanisme n'étant pas représenté explicitement dans le modèle numérique, il constitue l'origine principale de la divergence observée entre simulation et expérimentation dans le domaine inélastique.

La (Figure III-39) présente également l'évolution, en fonction de la charge appliquée par rangée (F), des rapports associés aux forces de levier et aux efforts dans le boulon, à savoir (Q/F) et (B/F). Ces rapports augmentent avec la plastification progressive de la semelle. Au début du chargement, le rapport (Q/F = 0,19). À la ruine (4F = 211 kN), ce rapport atteint (0,36), soit une augmentation d'environ 1,8. Les informations relatives aux pressions de contact fournies par le modèle EF présentent un intérêt particulier, car elles ne sont pas directement accessibles expérimentalement. Par ailleurs, l'évolution de l'allongement du boulon en fonction de l'effort dans le boulon, $(B - \delta_b)$ est illustrée à la (Figure III-40). Cette représentation permet d'analyser la manière dont la traction dans le boulon se développe au cours du chargement. Dans les deux cas, la courbe montre d'abord une phase initiale caractérisée par une augmentation rapide de la force dans le boulon pour de très faibles valeurs d'allongement. Au-delà de cette phase, l'évolution diffère sensiblement entre les deux spécimens. Pour le tronçon T1, l'allongement du boulon augmente progressivement avec la charge appliquée et s'accompagne d'une augmentation continue de la force dans le boulon. Ce comportement traduit une participation croissante du boulon à la reprise des efforts à mesure que la semelle se plastifie. Pour le tronçon T2, la tendance observée est différente. L'allongement du boulon reste relativement faible sur une large plage de chargement et l'évolution de la force correspondante est beaucoup plus

progressive. Au-delà d'environ 75 kN, les courbes correspondent à un prolongement volontaire du chargement numérique, l'essai expérimental ne couvrant pas cette phase. Ce prolongement montre que le tronçon T2 conserve un allongement du boulon nettement plus faible que T1.

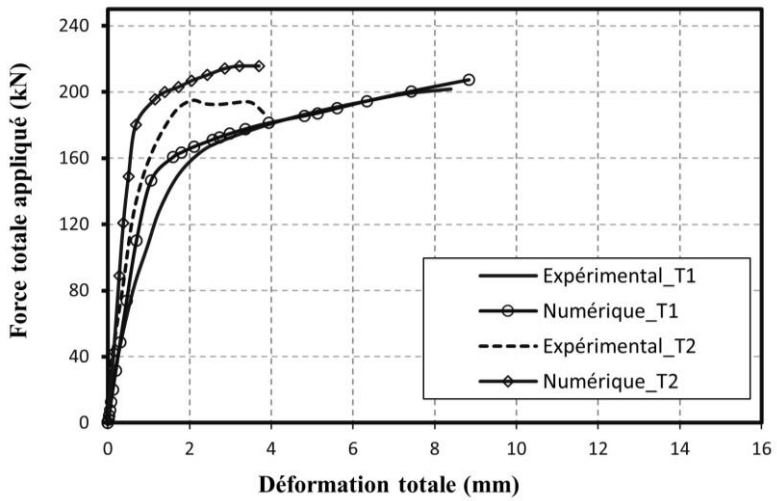


Figure III- 38: Comparaison des courbe force–déplacement pour T1 et T2 sans précontrainte

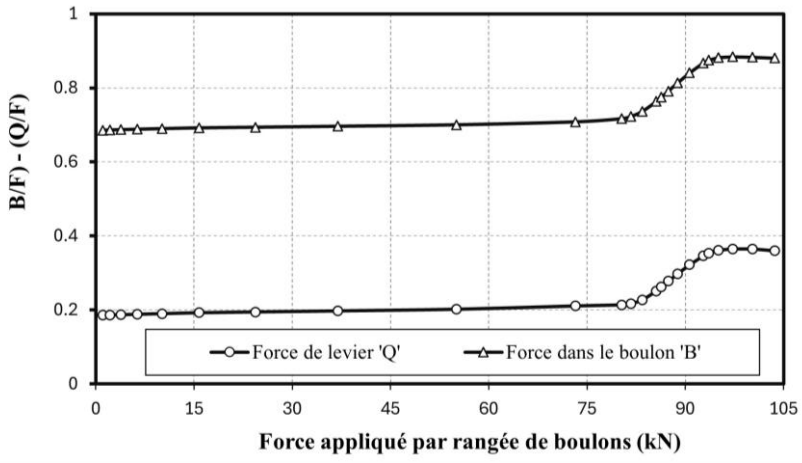


Figure III- 39: Évolution de force dans le boulon et force de levier en fonction de la force appliquée par rangée de boulons T1

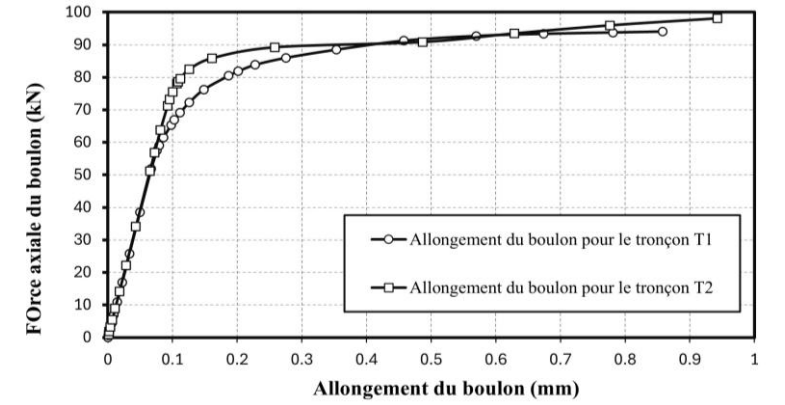


Figure III- 40: Force dans le boulon en fonction de l'allongement

III.5 CONCLUSION

Ce chapitre a établi un cadre de validation numérique, sous Abaqus, destiné à éprouver la stratégie de modélisation par éléments finis sur un cas représentatif de la zone tendue avant l'étude des assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante. Le tronçon en T boulonné a été retenu comme composante de référence, afin de vérifier la capacité du modèle à reproduire le comportement global force–déplacement et les mécanismes locaux associés à la flexion des éléments de plaque, à l'effet de levier, ainsi qu'aux interactions boulon–semelle gouvernées par le contact et le frottement.

La démarche a reposé sur une représentation tridimensionnelle, justifiée par la nature intrinsèquement 3D du problème (présence des boulons, gradients de contraintes au voisinage des trous, séparation et glissement aux interfaces). Les choix de modélisation ont ainsi porté sur l'utilisation d'éléments volumiques, la définition explicite des surfaces de contact pertinentes et l'introduction d'une précontrainte des boulons suivant un pas dédié, avec prise en compte de l'évolution de cette précontrainte au cours du chargement. La modélisation du boulon a également été traitée comme un point structurant, via une géométrie simplifiée mais mécaniquement équivalente afin de conserver une rigidité axiale représentative tout en maîtrisant le coût numérique.

Une série d'analyses de sensibilité a ensuite permis de consolider les paramètres numériques influents : (i) présélection du type d'élément et justification du recours à des éléments linéaires, (ii) convergence du maillage, (iii) influence de la loi matériau, (iv) impact de certaines simplifications de contact et de la stratégie de chargement.

Enfin, l'exploitation des résultats a permis de caractériser, au niveau local, les grandeurs qui ne sont pas directement accessibles expérimentalement, notamment l'évolution des forces de levier, et l'état de sollicitation du boulon, tout en reliant ces observations aux mécanismes de ruine classiquement rapportés pour les tronçons en T. L'ensemble de ces vérifications confirme que la chaîne de modélisation retenue (géométrie, contact, précontrainte, loi matériau, discrétisation) est cohérente et suffisamment robuste pour être transposée, dans les chapitres suivants, aux assemblages poutre–poteau complets, où les interactions entre composantes et les effets tridimensionnels deviennent prépondérants.

Chapitre IV : Modélisation des assemblages poutre -poteau par platine d'about boulonnée selon l'axe fort

IV.1 INTRODUCTION

Le chapitre précédent a été consacré à l'étude numérique du tronçon en T, composante représentative de la zone tendue des attaches boulonnées. Cette étape a permis d'établir et de valider les choix de modélisation éléments finis à partir de phénomènes déterminants pour la réponse mécanique en traction, notamment la flexion des éléments de plaque, l'évolution des zones de contact, ainsi que l'influence de la précontrainte des boulons et des interactions boulon–plaque. Le tronçon en T a ainsi constitué un support méthodologique pour vérifier la capacité du modèle numérique à reproduire correctement les mécanismes locaux gouvernant la zone tendue, avant son extension à des configurations d'assemblages complets.
Dans ce chapitre, l'analyse est étendue à un assemblage poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée sollicité suivant l'axe fort. Un modèle 3D complet est développé afin de représenter explicitement la poutre, le poteau, la platine d'about, les boulons (tige, tête, écrou et rondelles) ainsi que les interfaces de contact entre les différents composants. L'objectif est d'évaluer le comportement global moment–rotation et d'établir une validation par confrontation aux résultats expérimentaux disponibles. Le modèle obtenu constitue ensuite une référence pour l'étude des assemblages sollicités suivant l'axe faible, puis des configurations tridimensionnelles, en fournissant une base de comparaison cohérente en termes de choix de modélisation et d'indicateurs mécaniques.

Avant de présenter la modélisation retenue, un état de l'art est proposé sur les campagnes expérimentales et les travaux numériques relatifs aux assemblages poutre–poteau boulonnés. Cette synthèse met en évidence les tendances générales observées, les hypothèses de modélisation les plus utilisées et les principaux points de sensibilité, afin de situer la démarche adoptée et de justifier les choix effectués pour les simulations présentées dans ce chapitre.

IV.2 ETUDES EXPERIMENTALES

IV.2.1 Introduction de la base de données

Les essais expérimentaux consacrés aux assemblages semi-rigides ont produit, au fil des décennies, une quantité importante de résultats relatifs à la rigidité rotationnelle, à la résistance en flexion et à la ductilité de nombreuses configurations. Toutefois, l'exploitation de ces données demeure aujourd'hui limitée par plusieurs difficultés récurrentes. Les résultats disponibles dans la littérature restent fortement dispersés, souvent présentés selon des formats hétérogènes et, dans de nombreux cas, incomplets au regard des paramètres géométriques, mécaniques et constructifs nécessaires à une analyse comparative rigoureuse. À cela s'ajoute le fait qu'une partie importante des campagnes anciennes est devenue difficilement accessible, tandis que plusieurs bases de données développées antérieurement citées en chapitre II, (Goverdhan, 1983 ; Nethercot, 1985; Weynand, 1992) sont soit restreintes à certaines typologies d'assemblages, soit construites en fonction des besoins de modèles de calcul particuliers, ce qui limite leur portée pour une utilisation plus générale. Dans ces conditions, l'absence d'un dépôt public directement exploitable constitue encore l'une des principales limites à la valorisation des résultats expérimentaux disponibles sur les assemblages semi-

rigides. C'est dans ce contexte qu'un travail de compilation et de structuration des essais a été entrepris en 2021 par Mak (Mak and Elkady, 2021), avec le développement d'une base de données dédiée, visant à regrouper de manière cohérente les informations expérimentales disponibles pour une typologie donnée d'assemblages.

IV.2.2 Élaboration et description de la base de données

La base de données expérimentale créée par (Mak and Elkady, 2021), dédiée aux assemblages semi-rigides en acier par platine d'about non débordante, a ensuite été étendue en 2023 par (Ding and Elkady, 2023) afin d'y intégrer les assemblages par platine d'about débordante. Cette base a été élaborée à partir d'articles scientifiques, de rapports de laboratoire et de thèses, elle regroupe de manière cohérente les principales informations relatives aux essais, notamment les caractéristiques géométriques des éprouvettes, les paramètres de chargement et les réponses globales des assemblages. La base couvre huit grandes familles de configurations, comprenant des assemblages poutre–poteau et poutre–poutre, avec des poutres en acier nu ou mixtes, ainsi qu'avec des poteaux en profils en I, en sections creuses carrées ou en tubes d'acier remplis de béton. Dans son état actuel, cette base de données regroupe 1 277 éprouvettes issues de 176 programmes expérimentaux réalisés entre 1970 et 2020. Elle comprend, au total, 545 éprouvettes par platine d'about non débordante et 732 par platine d'about débordante. (Figure IV-1).

Plus de la moitié de la base de données, soit 199 éprouvettes, concerne des assemblages à poutres en acier nu et poteaux à section en I soumis à un chargement monotone. Les essais les plus anciens de cette catégorie ont été réalisés par Ostrander (Ostrander, 1970), puis complétés par plusieurs campagnes expérimentales menées principalement en Europe et au Royaume-Uni (Figure IV-2). Ces travaux ont porté essentiellement sur l'influence de l'épaisseur de la platine d'about, des dimensions de la poutre et du poteau, du diamètre des boulons, ainsi que des procédés de renforcement du poteau, tels que l'ajout d'un raidisseur transversal d'âme, d'une doublure d'âme ou d'une contreplaque de semelle, (Figure IV-3). Par ailleurs, 73 éprouvettes seulement ont été testées sous chargement cyclique (Mak and Elkady, 2021) soulignent également le nombre très limité d'essais disponibles sur les assemblages sollicités selon l'axe faible, avec seulement 20 essais recensés. Dans le cadre de la présente étude, seules les campagnes relatives aux assemblages poutre–poteau en acier ont été retenues, et sont reportées dans le (Tableau B-1) de l'annexe B de cette thèse.

IV.2.3 Modes de déformation et d'endommagement observés

Les modes d'endommagement observés au cours des essais sont intégrés dans la base de données. Dans cette base, l'endommagement désigne à la fois les déformations plastiques développées par les différents composants et les modes de ruine identifiés à l'issue de l'essai. Vingt-deux modes distincts y sont répertoriés. Parmi ceux associés aux assemblages poutre–poteau en acier par platine d'about non débordante, les principaux sont les suivants :

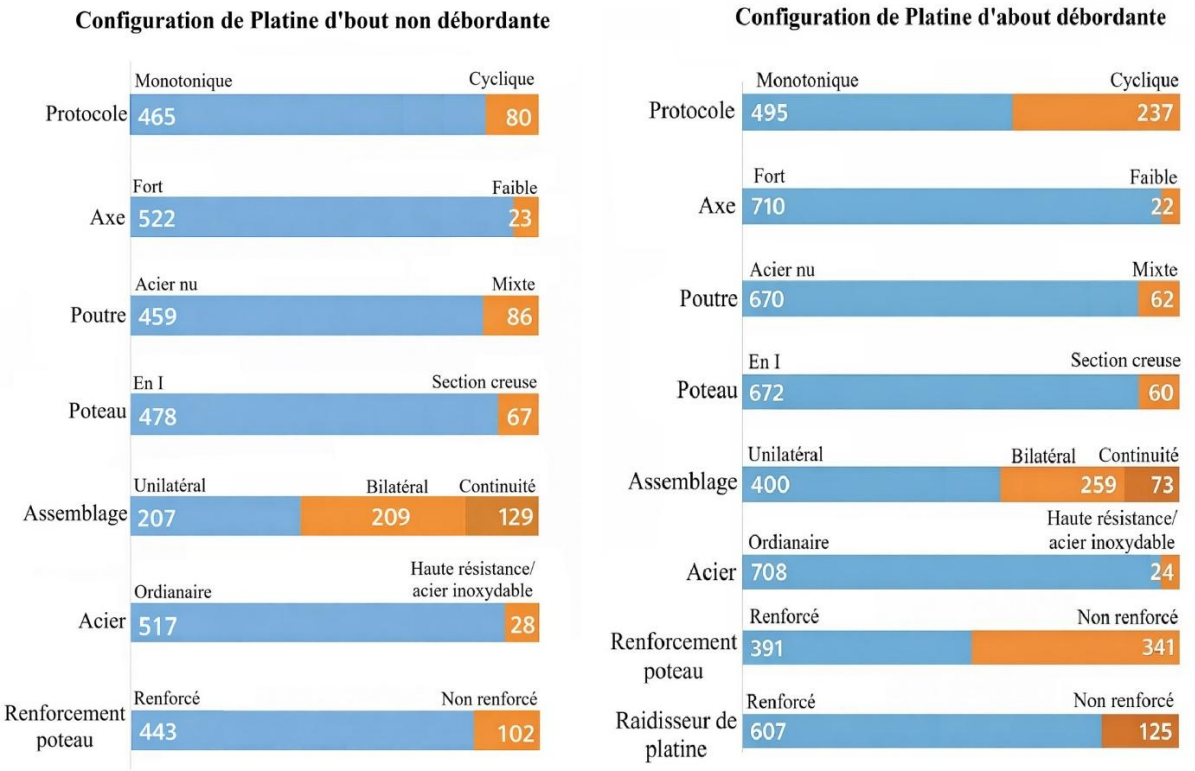


Figure IV- 1: Répartition des paramètres principaux des essais pour les assemblages à platine d'about non débordante et débordante

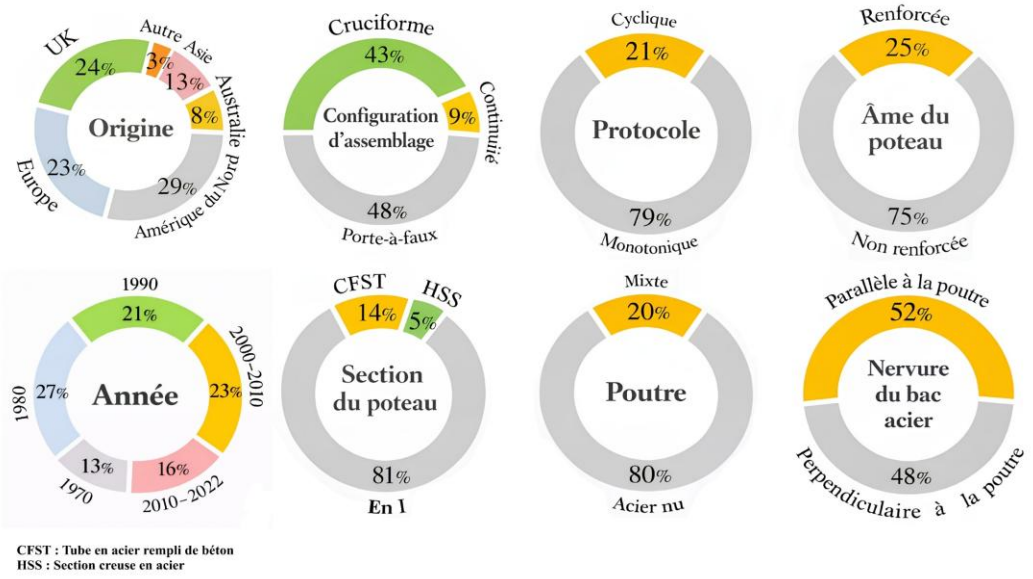


Figure IV- 2: Distribution des principaux attributs de la base de données expérimentale

- Plastification de la platine d'about non débordante, observée surtout pour des platines minces associées à des boulons de grand diamètre.
- Rupture ou arrachement des boulons, observés surtout pour des platines épaisses associées à des boulons de plus petit diamètre.

- Plastification ou flambement de la semelle du poteau, signalés surtout dans les assemblages selon l'axe fort avec semelles de poteau relativement élancées et non renforcées.
- Plastification ou flambement de l'âme du poteau, mentionnés dans ces mêmes configurations, sous efforts de cisaillement élevés dans la zone de panneau.
- Plastification ou flambement de la semelle de la poutre, indiqués pour des sections de poutre élancées.
- Allongement des boulons, observé, dans certains cas, avant la rupture des boulons lorsque la platine est épaisse et les boulons sont de faible diamètre.
- Rupture de la soudure poutre–platine, signalée lorsque les cordons de soudure sont insuffisamment dimensionnés ou mal exécutés.

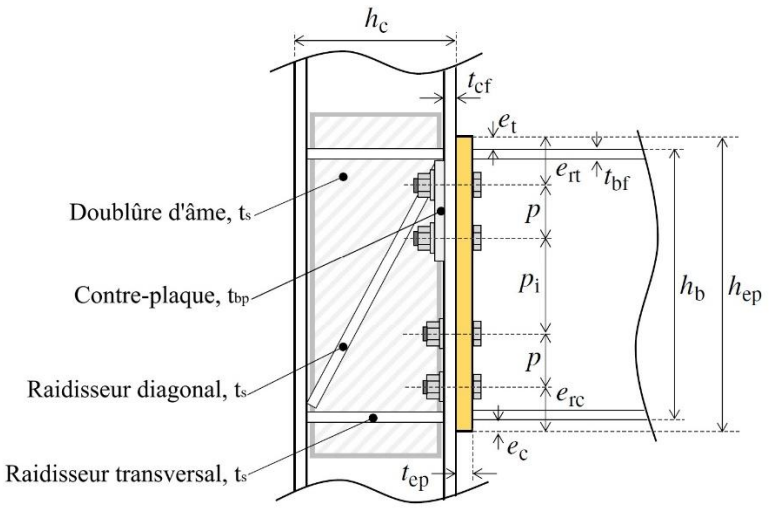


Figure IV- 3: Géométrie caractéristique des assemblages à platine d'about non débordante

IV.2.4 Etat de l'art

IV.2.4.1 Variation des paramètres géométriques

Les assemblages par platine d'about débordante boulonnée sont largement utilisés pour les assemblages poutre–poteau, dans la mesure où ils permettent de satisfaire les exigences de résistance, de rigidité et de capacité de rotation, tout en conservant un intérêt économique et constructif. La platine peut être débordante d'un seul côté tendu ou des deux côtés de la poutre. Pour un assemblage non renforcé, la platine d'about non débordante transmet généralement environ 30 % du moment de la poutre, contre près de 60 % pour une platine d'about débordante. La rangée supplémentaire de boulons en traction située à l'extérieur de la semelle augmente en effet le bras de levier effectif de la résultante de traction, ce qui améliore la rigidité et la résistance de l'assemblage. Cette disposition autorise en outre l'emploi de boulons de plus faible diamètre et de platines plus minces, ce qui explique que les assemblages par platine d'about débordante soient généralement préférés en pratique.

Comme pour les assemblages par platine d'about non débordante, la rotation d'un assemblage par platine d'about débordante résulte de l'interaction entre la flexion de la platine, la déformation de la semelle du poteau, la sollicitation de l'âme du poteau et l'allongement des

boulons. L'importance de ces déformations dépend notamment du rapport entre l'épaisseur de la platine et celle de la semelle du poteau. Une platine plus épaisse réduit la part de rotation due à sa flexion, mais augmente généralement la l'allongement des boulons. Les résultats expérimentaux ont ainsi montré qu'une platine trop épaisse peut limiter fortement la capacité de rotation et conduire à une ruine brusque de l'assemblage, généralement par rupture en traction des boulons.(Benterkia, 1991). En revanche, dans les assemblages à platine d'about mince, la plus grande part de la rotation provient de la flexion de la platine. Les observations expérimentales ont montré que la déformation maximale se développe dans la zone tendue située entre les deux premières rangées de boulons. D'après Zandonini (Zandonini and Zanon, 1986), la rotation supplémentaire due à la flexion de la platine peut représenter jusqu'à 95 % de la rotation totale de l'assemblage. Pour ce type d'assemblage, le mode de ruine prédominant est généralement lié à la flexion de la platine d'about et/ou de la semelle du poteau.

Les assemblages par platine d'about débordante ayant fait l'objet d'une attention particulière par les chercheurs. Dans sa thèse de doctorat, Graham (Graham, 1981) a étudié de manière analytique et expérimentale des assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante non renforcée, sous chargement statique. L'étude expérimentale a porté sur 21 assemblages en configuration bilatérale afin d'évaluer l'influence du rapport moment–effort tranchant, de l'épaisseur de la platine d'about et de celle de la semelle du poteau sur la rotation, le glissement, les déformations locales et les forces de levier dans les boulons. Les assemblages ont présenté un comportement rigide jusqu'à la limite élastique de la platine ou de la semelle du poteau, la rotation s'effectuant autour de la semelle comprimée de la poutre. Il a également été observé que l'épaisseur de la semelle du poteau affecte surtout la capacité de rotation, sans modifier sensiblement la charge de rupture des boulons. Enfin, l'auteur a montré que la limite d'élasticité des platines influence à la fois l'étendue du domaine élastique et la capacité de rotation de l'assemblage, et qu'une capacité de rotation importante peut être obtenue lorsque le diamètre des boulons dépasse l'épaisseur de la platine d'about et celle de la semelle du poteau.

Dans la même année Tarpy (Tarpy and Cardinal, 1981)ont réalisé une série de 16 essais expérimentaux sur des assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante afin d'évaluer l'effet des efforts transmis par la platine sur la semelle et l'âme du poteau. Les paramètres étudiés ont porté notamment sur les sections de poutres et de poteaux ainsi que sur l'épaisseur de la platine, comprise entre environ 1,5 et 4 fois l'épaisseur de la semelle du poteau. Dans la plupart des essais, un effort axial initial voisin du tiers de la charge plastique du poteau a été appliqué. Seules deux éprouvettes ont comporté des raidisseurs horizontaux d'âme. Les modes de ruine qui ont été observés : l'apparition de rotations excessives, la plastification de l'assemblage ou le flambement de l'âme. En revanche, pour les configurations renforcées par raidisseurs horizontaux, aucune ruine de la semelle ou de l'âme du poteau n'a été observée. Aggarwal et Coates (Aggarwal and Coates, 1986) ont réalisé une campagne d'essais statiques sur huit assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée, en faisant varier l'épaisseur de la platine de 12, 16 et 20mm, le diamètre des boulons de 16, 20 et 24mm , en parallèle, une seule éprouvette a été utilisée pour faire varier la longueur de la poutre, de 800 à 1000 mm, tout en gardant constantes les sections de la poutre et du poteau, afin d'examiner l'effet du rapport moment / effort tranchant sur la réponse rotationnelle. Ils ont observé une

réponse non linéaire sur toute la plage de chargement, avec une certaine rigidité de 91% en domaine élastique mais qui chute à environ 64% au voisinage du moment plastique de la poutre. Les assemblages avec platines de 16 et 20mm d'épaisseur ont montré un comportement très proche, tandis que la platine de 12 mm a présenté une déformabilité nettement plus marquée. Malgré des déformations excessives de la platine, cette configuration a tout de même permis de transmettre le moment plastique nominal de la poutre. Pour l'effet du diamètre des boulons, les boulons de 16 mm ont donné une plus grande capacité de rotation, parce que leur capacité portante plus faible a favorisé leur allongement. En revanche, au-delà d'environ 0,92 M_p, les assemblages avec boulons de 24 mm ont montré une meilleure ductilité, attribuée à une plus forte déformation de la semelle du poteau. Pour l'effet de la longueur de la poutre, donc du rapport moment / effort tranchant, les auteurs signalent ainsi que, pour un même niveau de moment, l'assemblage associé à la poutre la plus longue présente une rotation plus élevée.

En 1988, Janss (Janss et al., 1988) ont mené une étude expérimentale comparative de trois typologies d'assemblages (Figure IV-4), à savoir les assemblages par platine d'about, par double cornière d'âme et par cornières de semelle. Le programme expérimental a comporté 22 essais, dont 14 sous chargement monotone et 8 sous chargement cyclique. Les paramètres étudiés ont principalement concerné le type d'assemblage, la profondeur de la poutre, la rigidité relative poutre–poteau, le niveau d'effort axial appliqué au poteau, le niveau de serrage des boulons, le jeu entre les boulons et les trous, ainsi que la nature du chargement. Les éprouvettes ont été réalisées avec des boulons HR de classe 10.9, mis en œuvre soit avec une précontrainte égale à 0,8 fy, soit avec un simple serrage contrôlé. Les auteurs ont également fait varier les sections de la poutre et du poteau afin de modifier le rapport de rigidité relative entre les deux éléments, tandis que certains essais ont introduit un effort axial dans le poteau pouvant atteindre 700 kN. Pour les assemblages par platine d'about, les auteurs ont montré que la rotation de l'assemblage ne peut pas être attribuée à la déformation de la platine et des boulons seuls. La réponse globale résulte de l'interaction entre plusieurs composantes déformables, en particulier la platine d'about, la semelle du poteau et l'âme du poteau sollicitée en cisaillement. Les résultats ont mis en évidence une phase initiale presque linéaire de la courbe moment–rotation, suivie d'une évolution non linéaire liée à la plastification progressive de la platine et de la semelle du poteau, tandis que la contribution du panneau d'âme reste d'abord limitée avant de devenir plus marquée lorsque le cisaillement augmente. L'effet de la rigidité relative poutre–poteau a notamment été examiné à travers les combinaisons HEB160–IPE200 pour l'essai (07), HEB160–IPE300pour l'essai (010), correspondant respectivement à des rapports de rigidité de 0,78 et 3,35, l'interprétation essentielle est que cette que ce rapport m'agit pas seul, car ce sont surtout les dimensions locales du poteau, en particulier celles de sa semelle, qui gouvernent la rigidité initiale et l'évolution dans le domaine non linéaire, ainsi, des assemblages munis d'une même platine d'about ont pu présenter une rigidité initiale proche malgré des rigidités relatives poutre-poteau différentes, puis diverger ensuite en raison d'une plus grande déformabilité de la semelle du poteau, (Figure IV-5).

Dans cette même thématique, des études plus récentes, et au moyen de 8 essais statiques, ont varié l'épaisseur et la nuance de la platine. (Ana M. Girão Coelho et al., 2004)ont montré que l'augmentation de l'épaisseur (et, de façon similaire, de la nuance) a accru la résistance et la

rigidité, mais a réduit la capacité de rotation (ductilité), avec des ruines par rupture de soudure, arrachement d'écrou ou rupture de boulon, ainsi, l'augmentation de la nuance d'acier de la platine, de S355 à S690, a augmenté la résistance de l'assemblage mais a réduit sa capacité de rotation, avec peu d'influence sur la rigidité initiale, ce qui s'explique par la ductilité plus faible de l'acier S690. De même, Shi (Y. Shi et al., 2007) ont conduit une compagne expérimentale d'essai statiques sur cinq assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée (série EPC) afin d'étudier l'influence des détails de la zone en traction (épaisseur de platine, diamètre/précontrainte des boulons. Les auteurs ont montré que l'augmentation du diamètre des boulons a accru la résistance, tandis qu'une platine plus mince a réduit la rigidité initiale mais a amélioré la ductilité (répartition plus uniforme des efforts de traction dans les boulons). Les ruines observées ont été principalement la rupture des boulons ou le flambement local des semelles/âme de poutre en compression (selon la configuration), avec un cas combinant rupture des boulons et instabilité du raidisseur de platine en compression.

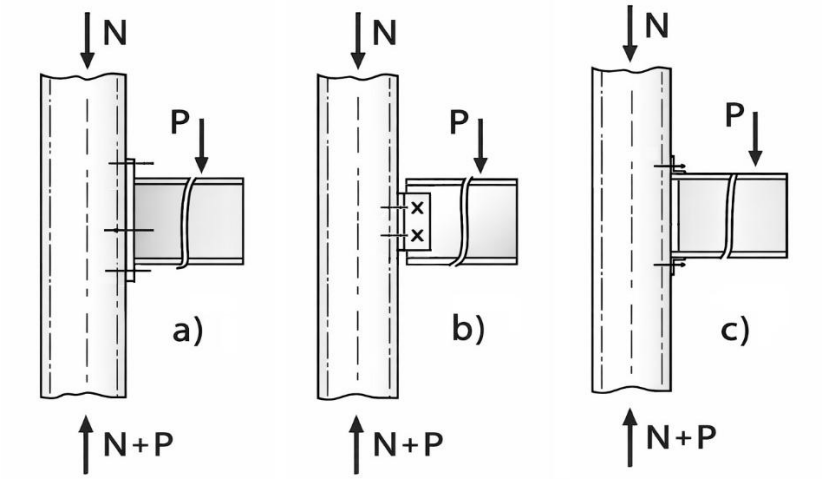


Figure IV- 4: Typologies des assemblages (Janss et al., 1988)

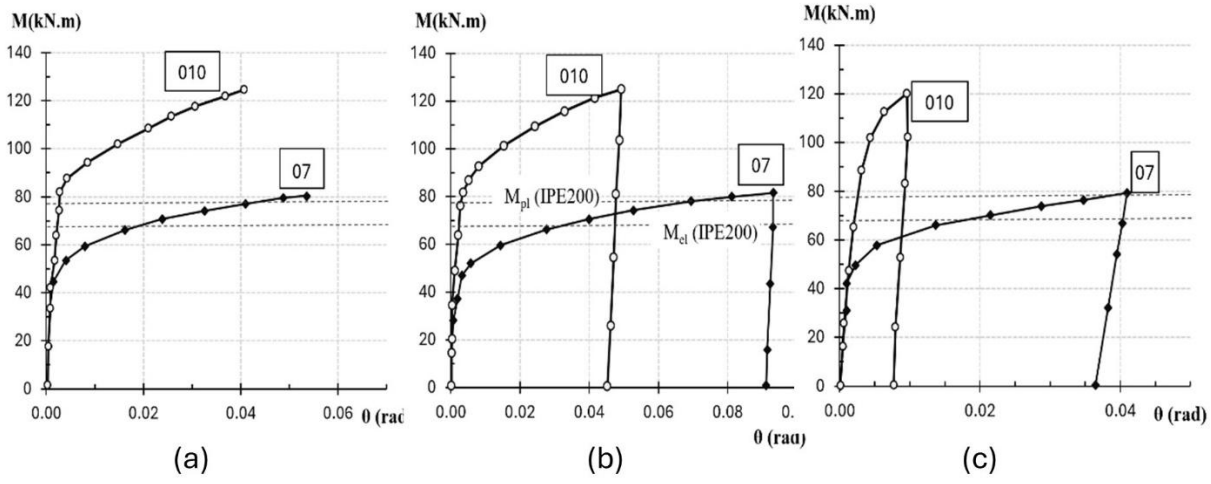


Figure IV- 5: Coubre M-θ : a) zone d'attache ; b) assemblage ; c) panneau d'âme (Janss et al., 1988)

IV.2.4.2 Analyse des résultats

Sur la base des études expérimentales présentées précédemment, ainsi que des études regroupées en Annexe B, il apparaît que le comportement moment–rotation des assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante dépend principalement d'un nombre limité de paramètres géométriques, mécaniques et constructifs. Dans ce cadre, Graham (Graham, 1981) a indiqué que les paramètres qui influencent le plus significativement la relation moment–rotation de ce type d'assemblages sont : i) L'épaisseur de la platine d'about, elle constitue l'un des paramètres les plus influents, car elle gouverne directement sa flexion propre. Une augmentation de son épaisseur accroît la rigidité initiale et réduit la rotation, tandis qu'une platine plus mince augmente la déformabilité et les forces de levier transmises aux boulons,(Bailey, 1970). ii) La hauteur de la poutre influence la réponse de l'assemblage en augmentant les efforts de traction dans la zone tendue. Une poutre plus profonde ne modifie donc pas seulement la géométrie de l'assemblage, mais accroît également les sollicitations locales dans la platine, les boulons et les soudures(Janss et al., 1988). iii) La position des boulons, notamment l'entraxe vertical et la pince horizontale, agit fortement sur la rigidité et la résistance de l'assemblage. En contrôlant le bras de levier interne et le développement des forces de levier, leur disposition modifie directement la manière dont la platine se déforme (Tong, 1985; Prescott, 1987). iv) La précontrainte des boulons influence principalement la rigidité élastique, en particulier la rigidité initiale de l'assemblage. Par ailleurs, son effet sur le mode de ruine et sur la charge ultime reste généralement limité,(Tong, 1985). v) L'épaisseur de la semelle du poteau est déterminante dans les assemblages non renforcés, car une part importante de la rotation provient de sa déformation., une semelle plus mince réduit nettement la rigidité initiale et entraîne plus tôt l'entrée dans le domaine non linéaire,(Prinz et al., 2014). vi) La présence ou non de raidisseurs au niveau du poteau modifie la déformabilité des composants du poteau et, par conséquent, la réponse globale de l'assemblage. Le renforcement du poteau augmente généralement la rigidité de l'assemblage et réduit la probabilité d'une ruine localisée dans l'âme ou la semelle du poteau (Prescott, 1987), un comportement similaire est observé avec la présence des contre plaques (Al-Khatab and Bouchaïr, 2007b). vii) Les propriétés mécaniques des matériaux, et en particulier la limite d'élasticité réelle des aciers, influencent surtout le comportement après le début de la plastification. Leur effet porte donc principalement sur l'évolution post-élastique de la courbe moment–rotation.(Girão Coelho and Bijlaard, 2007)

D'autres paramètres ont également été examinés dans la littérature, mais leur influence apparaît plus secondaire : 1) La profondeur de la platine d'about présente un effet propre limité, car elle reste fortement liée à la hauteur de la poutre. Lorsque cette dernière est déjà prise en compte, la profondeur de la platine peut être considérée comme un paramètre dérivé. 2) L'effort axial de compression dans le poteau modifie peu la rigidité initiale dans les plages étudiées. Son influence se manifeste surtout par une réduction de l'étendue du domaine linéaire, en favorisant une plastification plus précoce de la semelle du poteau (Janss et al., 1988).

IV.3 ÉTUDES NUMÉRIQUES

Plusieurs études ont été consacrées à la modélisation par éléments finis des assemblages poutre–poteau, et de nombreux résultats ont été publiés concernant les modèles bidimensionnels et tridimensionnels. La comparaison entre le comportement réel de l'assemblage et celui obtenu par modélisation a été le plus souvent conduite à partir des courbes moment–rotation. Parmi les études de modélisation bidimensionnelle les plus connues, figure celle de Bahari. (Bahaari and Sherbourne, 1994)ont développé une modélisation éléments finis bidimensionnelle avec (ANSYS) d'un assemblage poutre–poteau par platine d'about débordante afin de confronter numériquement les résultats au modèle analytique de Jenkins (Jenkins et al., 1986), en représentant explicitement les boulons en traction et le contact entre la platine et la semelle de poteau au moyen d'éléments d'interface. Ils ont combiné deux schémas de calcul, l'un dans le plan médian des âmes et l'autre dans le plan de la rangée de boulons, afin de distinguer un comportement de type platine mince et un comportement de type platine épaisse. Ils ont montré que le modèle EF 2D a reproduit correctement la rigidité initiale des assemblages, mais qu'il l'a surestimée dès que le chargement dépassait environ 30 à 50 % de la capacité ultime, surtout pour les platines minces. Ils ont expliqué cet écart par une surestimation des effets d'âme dans une modélisation 2D, (Figure IV-6), qui impose une réponse uniforme sur la largeur et empêche les déformations hors plan, ce qui rigidifie artificiellement l'assemblage. Ils ont mis en évidence que, pour des platines minces, l'effet d'âme a gouverné la réponse et a induit une dissymétrie des déformations et contraintes, tandis que pour des platines épaisses l'effet d'âme est devenu secondaire et le comportement a été principalement gouverné par les boulons et la platine.

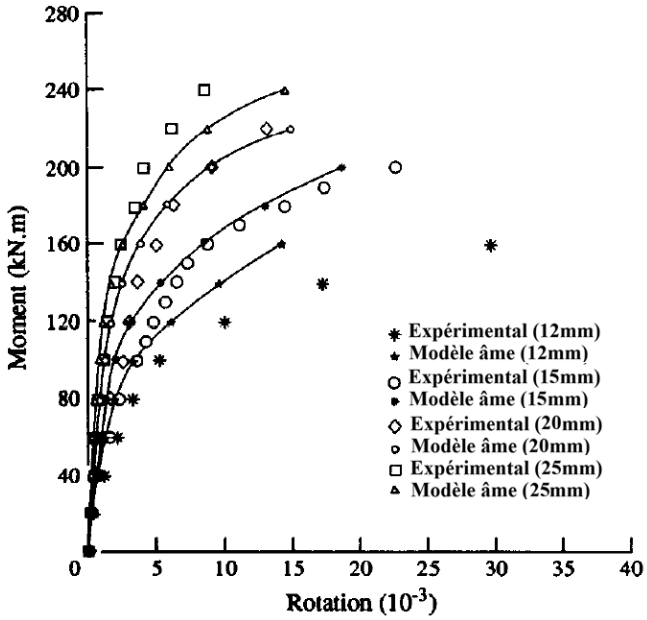


Figure IV- 6: Comparaison du modèle âme 2D et expérimental (Bahaari and Sherbourne, 1994)

À l'inverse, pour les modélisations tridimensionnelles volumiques, plusieurs travaux ont été réalisés en s'appuyant sur des éléments solides. Les éléments de coque peuvent être performants pour des assemblages en acier, mais ils deviennent insuffisants lorsque la réponse est gouvernée par des phénomènes intrinsèquement tridimensionnels à l'échelle de l'épaisseur, notamment la modélisation des boulons (géométrie cylindrique perpendiculairement à la platine d'about), ainsi que la prise en compte de détails locaux tels que le contact, le comportement des boulons et la flexion hors plan. Sherbourne (Bahaari and Sherbourne, 2000) ont étudié numériquement les assemblages par platine d'about boulonnée testés par Jenkins (Jenkins et al., 1986). La poutre (âme et semelle), la platine d'about ainsi que le poteau (âme, semelle et raidisseurs) ont été modélisés par des éléments de coque. La tête du boulon et l'écrou, supposés en liaison parfaite avec la platine d'about et la semelle du poteau, ont été représentés par des éléments volumiques isoparamétriques à huit nœuds, tandis que la tige a été modélisée par des éléments de barre reliant les nœuds de la tête et de l'écrou. Le contact entre la platine d'about et la semelle du poteau a été pris en compte au moyen d'éléments d'interface ; pour les essais avec boulons précontraints, la précontrainte a été introduite sous forme de déformations initiales dans les éléments de barre représentant la tige. Deux non-linéarités ont été considérées : une non-linéarité matérielle liée à la plasticité et une non-linéarité géométrique associée à l'évolution de la zone de contact entre la platine d'about et la semelle du poteau. Le moment de flexion a été appliqué par une contrainte de pression uniforme sur l'épaisseur des semelles de la poutre, avec une distribution linéaire sur l'âme. Des conditions de symétrie ont été imposées le long de l'âme du poteau ainsi que dans le plan passant par les demi-épaisseurs des âmes de la poutre et du poteau ; la longueur modélisée de la poutre a été prise égale à la hauteur de sa section. L'épaisseur de la platine d'about a constitué le seul paramètre variable, comprise entre 12 et 25 mm, avec des boulons non précontraints, et des raidisseurs d'âme du poteau ont été disposés au niveau des semelles de la poutre. Les courbes moment–rotation issues des simulations ont été en bon accord avec les résultats expérimentaux pour les platines minces (12 et 15 mm). En revanche, pour des platines plus épaisses (20 et 25 mm), l'écart entre numérique et expérimental a augmenté (Figure IV-7). Les auteurs ont attribué cette divergence à une contribution plus importante de l'allongement de la tige du boulon à la rotation totale lorsque l'épaisseur de la platine augmente, ainsi qu'à l'absence de prise en compte de la plasticité à travers l'épaisseur dans cette analyse.

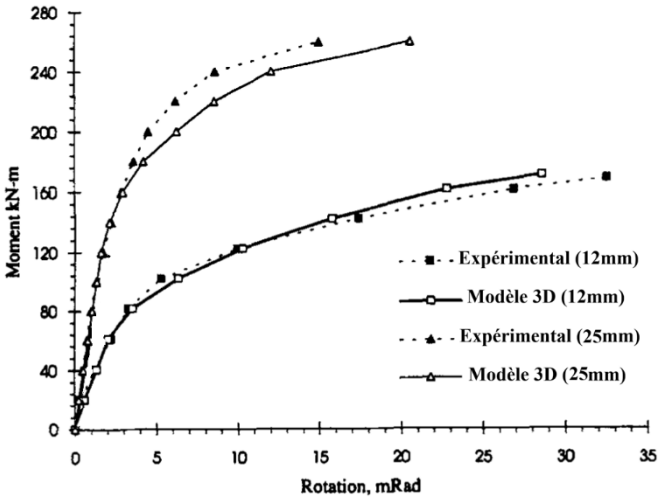


Figure IV- 7: Comparaison du 3D et expérimental (Sherbourne and Bahaari, 1996)

Bursi (Bursi and Jaspart, 1998) ont amélioré le modèle proposé par (Bursi, 1991) pour le tronçon en T ; en adoptant des éléments volumiques à 8 nœuds dans Abaqus (C3D8 et C3D8I) et en discrétisant l'épaisseur par trois couches au lieu d'une. Une portion de poutre a également été intégrée au modèle (Figure IV-8). L'interaction entre la platine d'about et la fondation a été représentée au moyen d'éléments de contact basés sur la méthode des multiplicateurs de Lagrange ; les multiplicateurs ont été traités comme variables complémentaires, ce qui a conduit à une matrice de rigidité de plus grande dimension. Les courbes moment–rotation ont montré que le modèle utilisant des éléments C3D8I (éléments solides non conformes à 8 nœuds) a reproduit avec une bonne précision la réponse expérimentale pour une platine d'about relativement mince (12 mm). En revanche, pour une platine plus épaisse (25 mm), l'accord s'est dégradé, en particulier dans la zone de transition entre le domaine élastique et le domaine plastique. Par ailleurs, les simulations réalisées avec des éléments C3D8 (éléments solides à 8 nœuds) ont mis en évidence des limites pour les problèmes dominés par la flexion, ces éléments conduisant à une surestimation des caractéristiques de l'assemblage.

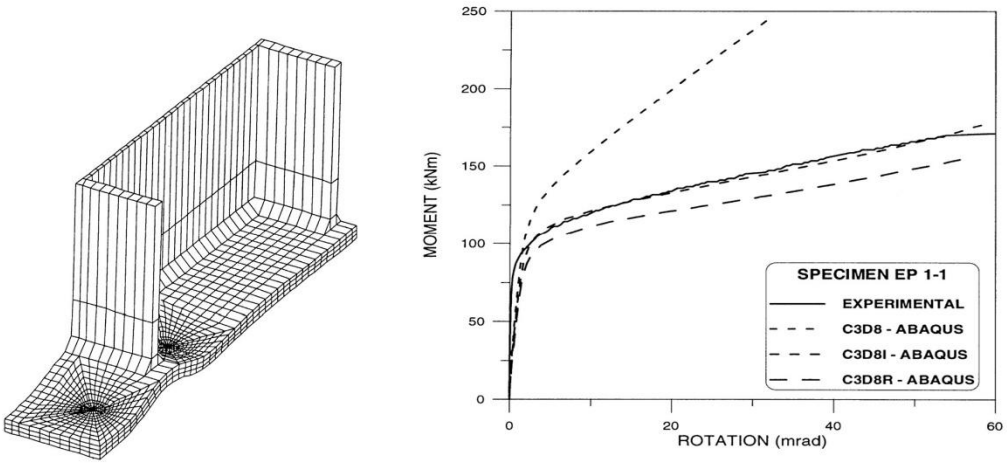


Figure IV- 8: Courbe M-θ : Comparaison essais et expérimental (Bursi and Jaspart, 1998)

Maggi (Maggi et al., 2005) ont étudié numériquement, sous ANSYS, le comportement d'assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée au moyen d'un modèle tridimensionnel par éléments finis intégrant des éléments solides. Leur démarche a d'abord consisté à valider le modèle à partir d'essais monotones sur assemblages bilatéraux, par comparaison des courbes moment–rotation, de la déformée de la platine et des efforts axiaux dans les boulons. Les auteurs ont obtenu un accord globalement satisfaisant, tout en signalant une surestimation systématique de la rigidité initiale et une difficulté persistante dans l'identification numérique de l'état ultime. L'étude paramétrique a ensuite porté principalement sur l'épaisseur de la platine d'about et le diamètre des boulons, afin d'analyser leur influence sur la déformée de la zone tendue, l'effet de levier et la répartition des efforts dans les rangées de boulons. Les résultats ont montré que l'épaisseur de la platine d'about et le diamètre des boulons contrôlent la rigidité relative entre la platine et les boulons, selon que la déformation de la zone tendue est principalement gouvernée soit par l'allongement des boulons, soit par la flexion de la platine.

Díaz (Díaz et al., 2011) ont développé, sous ANSYS, un modèle tridimensionnel par éléments finis d'assemblages poutre–poteau par platine d'about débordante à quatre boulons, sans raidisseurs, afin d'évaluer sa capacité à reproduire la courbe moment–rotation, la rigidité rotationnelle initiale, le moment résistant et le mode de ruine. Le modèle a été construit à partir de l'essai T101.010 de Janss (Janss et al., 1988), puis calibré avant d'être validé sur trois autres essais de la même campagne. La procédure de chargement a été organisée en plusieurs étapes successives comprenant la précontrainte des boulons, un chargement partiel, un déchargement destiné à l'identification de la rigidité initiale, puis un rechargement jusqu'à l'état ultime ou jusqu'à la non-convergence. Un point important de la démarche réside dans la définition de la rotation du joint, prise comme la somme de la rotation propre de l'assemblage et de la déformation en cisaillement du panneau d'âme du poteau. Les auteurs ont conduit la calibration en faisant varier successivement le coefficient d'écrouissage, la densité de maillage et certains paramètres de contact, ce qui les a conduits à retenir deux jeux de paramètres distincts : l'un, noté CMS, pour mieux prédire la rigidité initiale et le moment résistant, et l'autre, noté CMR, pour mieux reproduire l'ensemble de la courbe moment–rotation. Les résultats ont montré que le modèle prédit correctement les modes de ruine observés expérimentalement, mais qu'un même jeu de paramètres ne permet pas d'optimiser simultanément la rigidité initiale, le moment résistant et la forme complète de la courbe. La calibration CMS a fourni, pour l'essai de référence, une très bonne estimation du moment résistant et de la rigidité initiale, tandis que la calibration CMR a mieux reproduit l'allure globale de la réponse. Pour les essais de validation, le modèle a reproduit de manière satisfaisante les mécanismes de ruine, notamment le cisaillement du panneau d'âme ou la plastification de la zone comprimée de l'âme du poteau, mais il a sous-estimé de façon systématique la rigidité rotationnelle initiale, bien que cette sous-estimation reste inférieure à celle de l'Eurocode 3. L'intérêt principal de ce travail réside ainsi moins dans une étude paramétrique géométrique que dans la mise au point méthodique d'un modèle EF et dans l'analyse de sa sensibilité aux choix de calibration. L'étude a également mis en évidence plusieurs limites, liées à l'absence de certaines dimensions expérimentales, à diverses simplifications géométriques du modèle, à l'incertitude sur la détermination expérimentale de la rigidité initiale et à la non-prise en compte de certains effets, tels que les contraintes résiduelles de soudage et les imperfections géométriques.

IV.4 GENERATION DES MODELES NUMERIQEUS

Les modèles éléments finis sont développés sous le logiciel Abaqus® et calibrés à partir de données expérimentales disponibles dans la littérature. La modélisation de l'assemblage poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée, sollicité suivant l'axe fort a constitué une référence de comparaison pour l'étude des assemblages soumis à des sollicitations suivant différentes directions, notamment dans un cadre tridimensionnel, traités dans les chapitres suivants.

IV.4.1 Description géométrique et matérielle des essais expérimentaux

Deux configurations ont été retenues dans cette partie de l'étude. La première correspond à l'essai T101.010 de la campagne expérimentale menée à l'Université de Liège par Janss (Janss et al., 1988) sur des assemblages poutre–poteau boulonnés, cette configuration a déjà fait l'objet

d'une modélisation numérique par Diaz (Díaz et al., 2011) au moyen du logiciel ANSYS©, en conséquence, certaines caractéristiques géométriques ont été directement reprises de cette étude. Dans cette configuration, la poutre et le poteau sont respectivement de type IPE300 et HEB160. L'assemblage est réalisé au moyen de boulons M20 de classe 10.9 précontraints et d'une platine d'about de 20 mm d'épaisseur (Figure IV-9.a). La seconde configuration correspond à l'essai A de la campagne expérimentale de Valdez et al. (Valdez et al., 2017; Costa et al., 2019), qui constituera également une base de validation pour les chapitres suivants, dans la mesure où elle porte sur des essais réalisés selon les deux directions de sollicitation. Dans ce cas, la poutre et le poteau sont respectivement de type IPE330 et HEA300.
L'assemblage est réalisé avec des boulons M24 de classe 10.9, également précontraints, et une platine d'about de 20 mm d'épaisseur (Figure IV-9.b).

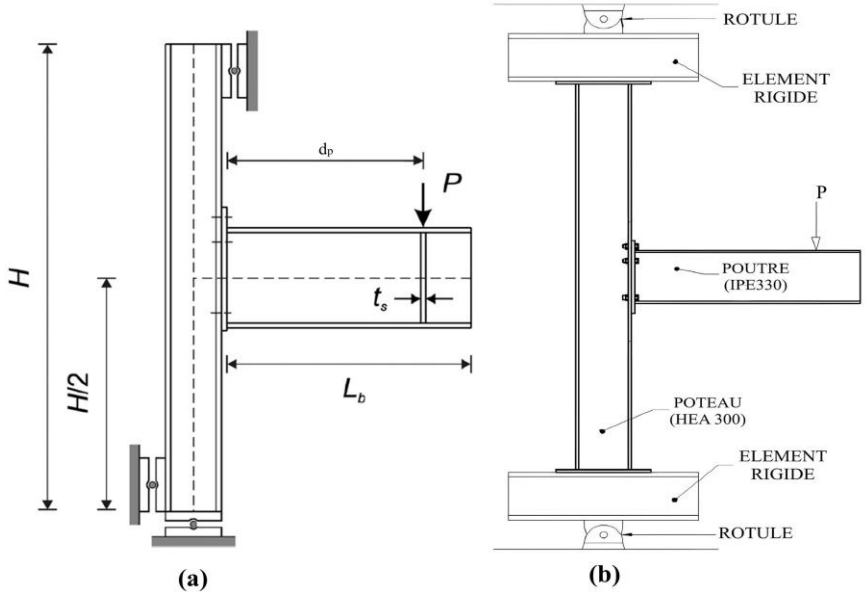


Figure IV- 9: Schémas des configurations_ (a) T101,010 ; b) Test_A

Les aciers utilisés pour les deux configurations sont de grade S275 et S355, correspondant respectivement aux essais T101.010 et Test_A. Leur caractérisation a été établie à partir d'essais de traction réalisés sur des éprouvettes prélevées. Pour l'essai T101.010, les caractéristiques des matériaux ont été extraites de la base de données SERICON (Weynand, 1992).Tandis que celles de Test_A sont reprises directement de (Costa et al., 2019). Les propriétés des éprouvettes sont présentées dans les (Tableaux IV-1 et IV-2), et les caractéristiques nominales de l'acier des boulons de classe 10,9 dans le (Tableau IV-3).

Poutre		Poteau		Platine		Soudure	
$f_{y,wb}$	314,0	$f_{y,wc}$	298,8	$f_{u,ep}$	463,4	$f_{u,w}$	463,4
$f_{u,wb}$	443,0	$f_{u,wc}$	422,0	$f_{y,ep}$	291,5	$f_{y,w}$	291,5
E	225200	E	210830	E	263730		
$f_{y,fb}$	303,0	$f_{y,fc}$	280,0				
$f_{u,fb}$	447,0	$f_{u,fc}$	422,3				

Tableau IV- 1: Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'essai T101.010 (MPa) (Weynand, 1992)

f_y	f_u	ε_u[%]	E
405.6	524.6	13.62	196582

Tableau IV- 2: Caractéristiques mécaniques utilisées pour l'essai A, (MPa) (Costa et al., 2019)

f_y	f_u	ε_u[%]	ε_r[%]	E
900.00	1000.00	1.00	3.1	210000

Tableau IV- 3: Caractéristiques mécaniques de l'acier des boulons (MPa)

IV.4.2 Génération du modèle par éléments finis

La modélisation est réalisée à l'aide d'un modèle tridimensionnel complet de l'assemblage, sans recours aux conditions de symétrie géométrique souvent utilisées pour simplifier le problème. Ce choix permet de conserver la configuration réelle de l'assemblage. Le modèle prend en compte les interactions de contact entre les différents composants de l'assemblage, ainsi que les non-linéarités géométriques et matérielles intervenant au cours du chargement.

IV.4.2.1 Caractéristiques géométriques

Le (Tableau IV-4) récapitule les dimensions géométriques retenues pour les deux modèles. La (Figure IV-10) précise, quant à elle, la définition et le repérage des paramètres géométriques utilisés, afin de faciliter la lecture des notations reportées dans le tableau. Pour la configuration issue de (Janss et al., 1988), l'épaisseur du raidisseur disposé sous la charge appliquée n'est pas précisée dans la référence expérimentale, afin de limiter les effets locaux au droit du chargement, cette épaisseur ts a été prise égale à l'épaisseur de la semelle de la poutre t_{fb}. De manière analogue, pour la configuration issue de(Costa et al., 2019), aucun raidisseur sous charge n'est explicitement défini, un raidisseur a donc été introduit dans le modèle pour éviter une concentration locale excessive des contraintes dans cette zone.

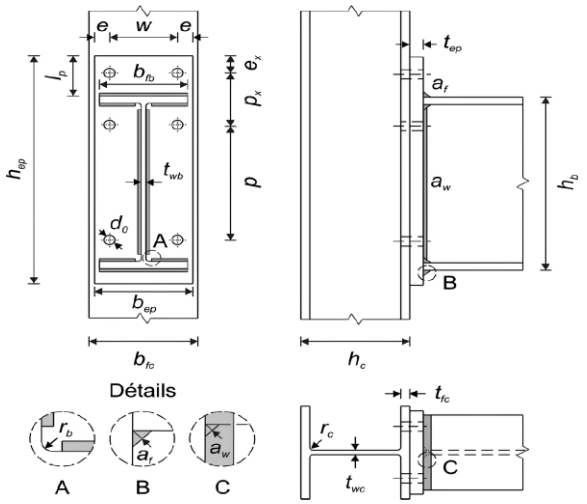


Figure IV- 10: Définition des paramètres géométriques de l'assemblage

Composant	Paramètre		T101.010		Test_A	
Poutre	b_{fb}		150,9		160	
	h_b		298,9		330	
	L_b		1550,0		1180,0	
	r_b		15,0		18,0	
	t_{fb}		10,8		11,5	
	t_{wb}		7,3		7,5	
Poteau	b_{fc}		160,1		300	
	h_c		162,5		290	
	H		3625,0		2400,0	
	r_c		15,0		27	
	t_{fc}		12,6		14	
	t_{wc}		8,5		8,5	
Boulon	A_s	l_p	245,0	70,0	353,0	60
	d_0	e	22,0	30,0	26,0	60,0
	d_b	e_x	20,0	30,0	24,0	35,0
	d_{hb} / d_{nb}	p	30,0	200,0	36,0	230,0
	t_{hb}	p_x	13,0	90,0	15,0	90,0
	t_{nb}	W_p	16,0	90,0	21,0	100,0
Platine	b_{ep}		150,0		220,0	
	h_{ep}		380,0		450,0	
	t_{ep}		20,0		20,0	
Soudure	a_f		6,0		6,0	
	a_w		4,0		4,0	
Chargement	d_p		1250.0		950,0	
	t_s		10.8		11,5	

Tableau IV- 4: Dimensions géométriques des modèles

IV.4.2.2 Caractéristiques matérielles

IV.4.2.2.1 Section et platines

Dans cette étude, une loi contrainte–déformation quadrilinéaire est adoptée pour modéliser le comportement mécanique de l'acier S355, et dans le cas de l'essai Test_A, (Costa et al., 2019) ont fourni une courbe contrainte–déformation issue des essais de traction, comprenant à la fois la réponse complète jusqu'aux grandes déformations et un détail de la zone initiale correspondant au domaine élastique, au palier et au début de l'écrouissage. Toutefois, l'exploitation directe de cette courbe s'est révélée délicate pour la modélisation numérique, en raison de légères irrégularités dans l'évolution des points expérimentaux, se traduisant localement par des variations non monotones de la contrainte. Afin d'obtenir une loi matériau régulière et directement exploitable sous Abaqus, une courbe nominale quadrilinéaire, (Figure IV-11) est reconstruite à partir des paramètres définis par la procédure recommandée dans la norme(CEN EN 1993-1-14, 2025). Cette reconstruction permet de conserver les différentes phases du comportement du matériau tout en assurant une description continue et cohérente de la loi constitutive. Les paramètres intervenant dans la loi quadrilinéaire sont introduits dans l'expression générale $f(\varepsilon)$ donnée par l'équation (IV-1), tandis que les relations permettant de les définir sont présentées par les équations (IV-2) à (IV-5).

Dans les simulations numériques réalisées sous Abaqus, la conversion des courbes nominales contrainte–déformation en valeurs vraies s'est révélée indispensable afin de tenir compte des variations géométriques induites par les déformations(Abaqus, 2016). Cette conversion est effectuée à l'aide des équations (IV-6) et (IV-7).

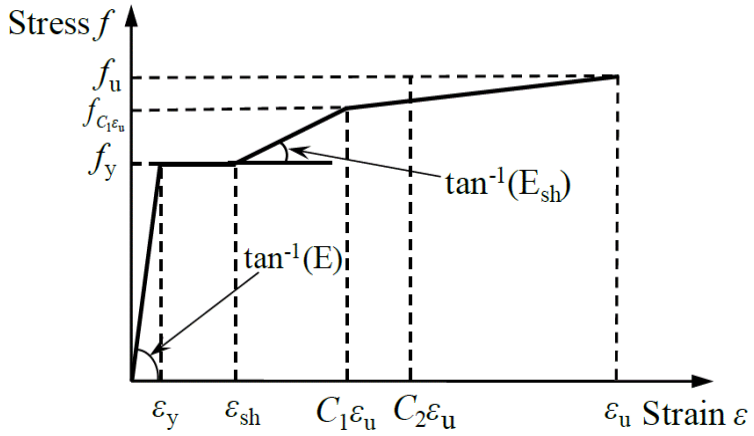


Figure IV- 11: Modèle quadrilinéaire contrainte–déformation du matériau (CEN EN 1993-1-14, 2025)

$$f(\varepsilon)=\begin{cases}\mathrm{E}\varepsilon & \text{for } \varepsilon \le \varepsilon_y \\ f_y & \text{for } \varepsilon_y < \varepsilon \le \varepsilon_{sh} \\ f_y + \mathrm{E}_{sh}\left(\varepsilon-\varepsilon_{sh}\right) & \text{for } \varepsilon_{sh} < \varepsilon \le C_1\varepsilon_u \\ f_{C_1\varepsilon_u} + \dfrac{f_u - f_{C_1\varepsilon_u}}{\varepsilon_u - C_1\varepsilon_u}\left(\varepsilon - C_1\varepsilon_u\right) & \text{for } C_1\varepsilon_u < \varepsilon \le \varepsilon_u \end{cases} \quad \text{(IV.1)}$$

Où :

- ε_{sh}: est la déformation associée à l'écrouissage, donnée par l'équation (IV-2) :

$$\varepsilon_{sh} = 0.1\frac{f_y}{f_u} - 0.055, \quad \text{but } 0.015 \le \varepsilon_{sh} \le 0.03 \quad \text{(IV.2)}$$

- C_1 et C_2 : sont des coefficients de matériau, donnés par les équations (IV-3 et IV-4) respectivement :

$$C_1 = \frac{\varepsilon_{sh} + 0.25\left(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}\right)}{\varepsilon_u} \quad \text{(IV.3)}$$

$$C_2 = \frac{\varepsilon_{sh} + 0.4\left(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}\right)}{\varepsilon_u} \quad \text{(IV.4)}$$

- E_{sh}: est le module d'écrouissage, défini par l'équation (IV-5) :

$$\mathrm{E}_{sh} = \frac{f_u - f_y}{C_2\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \quad \text{(IV.5)}$$

$$\varepsilon_{true} = \ln\left(1+\varepsilon_{nom}\right) \quad \text{(IV.6)}$$

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}\left(1+\varepsilon_{nom}\right) \quad \text{(IV.7)}$$

Où σ_{true} et ε_{true} désignent respectivement la contrainte vraie et la déformation vraie, tandis que σ_{nom} et ε_{nom} représentent leurs valeurs nominales correspondantes.

Dans Abaqus, la première valeur de la déformation plastique renseignée doit être nulle afin de satisfaire aux exigences du logiciel (Abaqus, 2016). Cette condition est assurée en déduisant de la déformation totale ε le terme σ/E, conformément à l'équation (IV-8). Ainsi, les (Figures IV-12. a) présentent les courbes contrainte–déformation nominales, vraies et plastiques pour Test_A, tandis que celles de l'essai T101.010 de sont illustrées à la (Figure IV-12. b).

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{true} - \frac{\sigma_{true}}{E_{true}} \quad \text{(IV.8)}$$

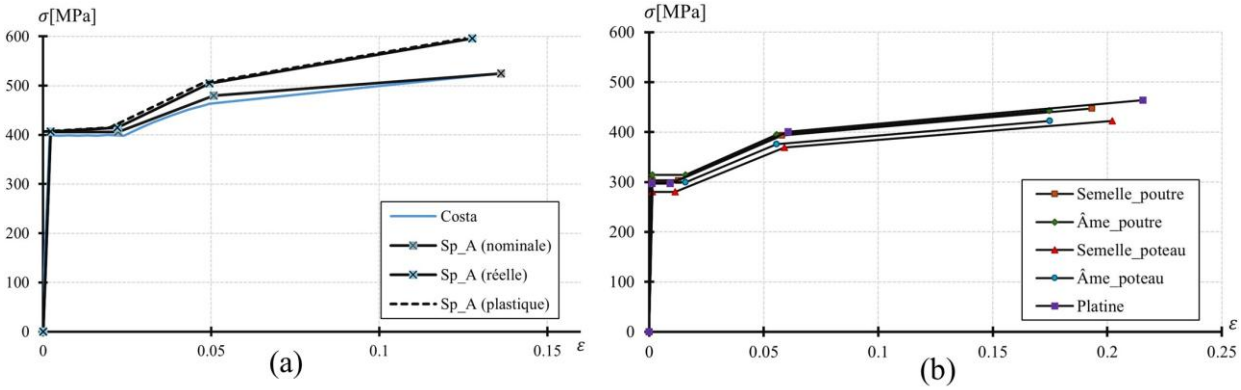


Figure IV- 12: Courbes contraintes-déformation de l'acier : (a) Test_A ; b) Essai T101.010

IV.4.2.2.2 Boulons

L'adoption d'un modèle quadrilinéaire n'a pas été retenue pour les boulons de classe 10.9, leur comportement ne présentant pas de palier d'écoulement nettement défini. Les boulons à haute résistance développent en effet une réponse constituée d'une phase élastique initiale, suivie d'une transition rapide vers un domaine plastique limité, puis d'une évolution vers la résistance ultime. En raison de cette faible ductilité relative, une loi trilinéaire suffit à représenter les phases essentielles de leur comportement, tout en assurant une bonne stabilité numérique. La (Figure IV-13) présente la loi contrainte–déformation retenue pour les boulons.

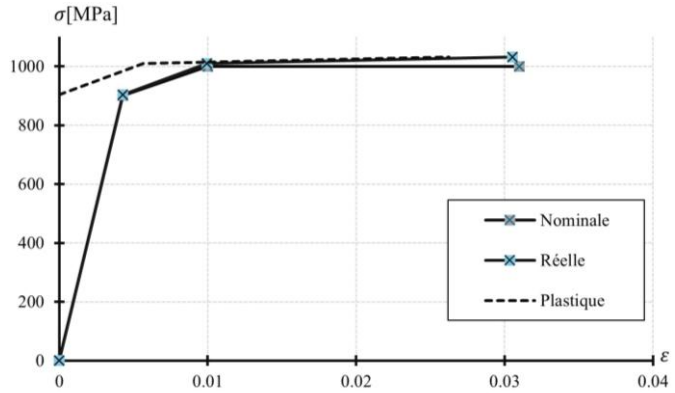


Figure IV- 13: Courbes contraintes-déformation de l'acier des boulons

IV.4.2.3 Maillage

Dans le chapitre III, l'élément C3D8R a déjà conduit à des résultats satisfaisants pour des maillages suffisamment denses, tout en conservant un temps de calcul modéré. Dans la littérature, cet élément est fréquemment retenu pour la modélisation des assemblages en acier sous Abaqus, en raison de son efficacité numérique, de son aptitude à capter les grandes déformations, de son intégration réduite et de sa capacité à limiter les effets de verrouillage en cisaillement. Toutefois, du fait de cette intégration réduite (Figure IV-14), il peut être sensible à l'apparition de modes parasites de type sablier (hourglass) lorsque le maillage est insuffisamment maîtrisé. Ces modes correspondent à des déformations numériques parasites de certains éléments, pouvant se développer sans représentation physique réelle du comportement mécanique et altérer ainsi la précision de la réponse globale. La qualité du maillage devient alors déterminante, la forme et la taille des éléments pouvant influencer sensiblement les résultats. Un compromis doit donc être recherché entre un raffinement suffisant dans les zones d'intérêt et un coût de calcul acceptable. Dans ces conditions, la présente étude retient l'élément C3D8R, sous réserve d'une étude de sensibilité au maillage permettant de vérifier l'adéquation de la discrétisation adoptée.

La stratégie de génération du maillage s'appuie, à cet effet, sur l'approche proposée par (Díaz et al., 2011). Elle repose sur trois paramètres principaux liés à la longueur maximale des éléments : *i*) le nombre d'éléments à travers l'épaisseur des différentes composantes de l'assemblage, notamment la platine d'about, les semelles, les âmes et les soudures (n_{et}) ; *ii*) la longueur des éléments dans la zone proche de l'assemblage (l_{en}) ; *iii*) et la longueur des éléments dans la zone éloignée de l'assemblage (l_{ef}). La zone considérée comme proche de l'assemblage est délimitée par un rectangle (Figure IV-15) de hauteur ($2h_c + h_{ep}$) et de largeur ($2h_c + t_{ep}$). Les valeurs retenues pour ces paramètres de maillage sont récapitulées dans le (Tableau IV-5). Sur cette base, quatre niveaux de maillage seront examinés, à savoir grossier, régulier, fin et extra-fin, afin d'évaluer l'influence du raffinement sur la réponse numérique. Cette étude de sensibilité sera menée sur le modèle Test_A, retenu comme configuration de référence, avant de projeter le maillage sélectionné au modèle de l'essai T101.010.

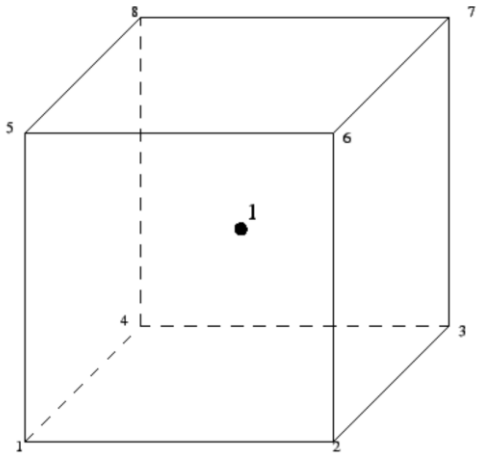


Figure IV- 14: Élément hexaédrique avec un seul point d'intégration

La stratégie de maillage repose principalement sur l'emploi d'éléments hexaédriques générés via la technique Structured, appliquée à la majorité des composants de l'assemblage. Au voisinage des trous de boulons, la technique Sweep est privilégiée, en s'appuyant sur l'algorithme Median axis et l'option Smooth transition, afin d'assurer une transition progressive de la taille des éléments et une bonne qualité géométrique du maillage dans ces zones fortement sollicitées. Enfin, les rayons de congé des poutres et des poteaux sont représentés à l'aide d'éléments prismatiques (wedge), permettant de reproduire fidèlement la géométrie courbe de ces régions (Abaqus Online Documentation, 2016).

Maillage	n_{et}	l_{en}	l_{ef}	Eléments	Nœuds
Grossier	1	20	60	11971	19081
Régulier	2	15	45	34159	47072
Fin	3	10	35	79860	97647
Extra Fin	4	7	25	161654	201319

Tableau IV- 5: Détail de la taille, nombre d'éléments et nœuds du modèles EF

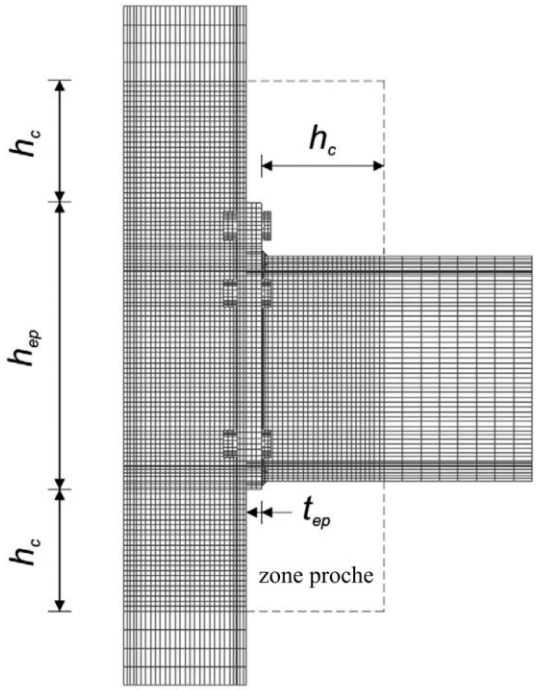


Figure IV- 15: Détail du maillage au voisinage de l'assemblage

IV.4.2.4 Contact

Les interactions entre composants ont été modélisées au moyen d'un contact surface–surface, défini par un comportement normal, et un comportement tangentiel, dont le coefficient sera déterminé à partir de l'étude de calibration §IV.4.4. Ce contact a été introduit entre les interfaces suivantes :

1. Platine d'about / semelle ;
2. Platine d'about / tête de boulon ;
3. Semelle / écrou ;
4. Écrou / rondelle ;
5. Tige de boulon / trous (platine d'about, semelle).

IV.4.2.5 Simplifications du modèle EF

Afin de réduire la complexité du modèle tout en conservant une précision satisfaisante des résultats, plusieurs simplifications sont adoptées dans la modélisation par éléments finis. Les boulons sont idéalisés par une géométrie cylindrique pleine de diamètre 24 et 20 mm pour T101.010 et Test_A, sans prise en compte explicite de la partie filetée, de manière à simplifier la géométrie locale et le maillage. Les rondelles au contact des têtes de boulons ne sont pas modélisées, afin de réduire le nombre d'interfaces de contact. Enfin, les soudures sont représentées par des triangles rectangles isocèles, définis de façon à conserver une aire équivalente à celle du cordon réel, ce qui permet de simplifier leur représentation sans modifier de manière notable leur contribution mécanique globale.

IV.4.2.6 Conditions aux limites

Les conditions aux limites ont été définies de manière à reproduire aussi fidèlement que possible les dispositifs d'appui des essais expérimentaux de référence. Pour l'essai Test_A, les appuis du poteau sont constitués d'un mécanisme de type rotule (Figure IV-16), induisant un comportement articulé suivant une direction et partiellement articulé suivant une autre (Costa et al., 2019). Cette configuration est reproduite dans le modèle numérique en reliant les extrémités supérieure et inférieure du poteau à deux points de référence à une distance égale à la hauteur du support rigide au moyen d'une contrainte de corps rigide (Figure IV-17.a). À ces points, l'ensemble des degrés de liberté de translation et de rotation a été bloqué, à l'exception de la rotation autour de l'axe fort du poteau, laissée libre. Pour l'essai T101.010, les conditions aux limites représentées à la (Figure IV-9.a) sont reproduites au moyen de trois points de référence, positionnés à une distance égale à t_{fc} de chacun des emplacements d'appui. Chaque point est relié, par une contrainte de corps rigide, à une surface définie sur le poteau, de largeur b_{fc} et de hauteur h_{fc}, ((Figure IV-17.b). À ces points, tous les degrés de liberté de translation et de rotation sont bloqués, sauf la rotation autour de l'axe associé aux rotules. Dans les deux configurations, la rotation des poutres autour de leur axe longitudinal a été empêchée afin d'éliminer les effets de torsion.

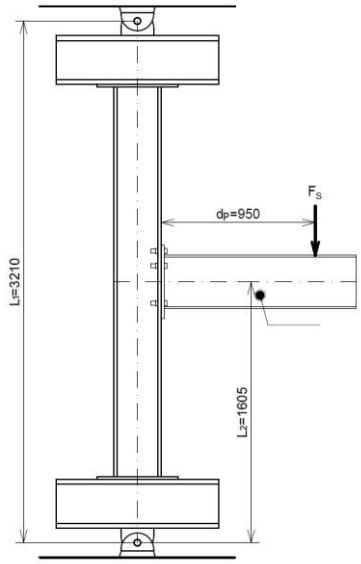


Figure IV- 16: Configuration de chargement et conditions aux limites (Test_A)

IV.4.2.7 Procédure de chargement

Les deux essais consistent à augmenter la charge P étape par étape, soit jusqu'à la rupture de l'assemblage, soit jusqu'à la déflexion maximale (200 mm) de l'extrémité en porte-à-faux. Pour le modèle numérique, on a décidé d'appliquer un déplacement imposé de 200mm, sur une distance de 1250mm de la face de la platine pour l'essai T101.010, et une distance de 950mm pour Test_A, ce qui est en corrélation avec les essais expérimentaux.

Une force de précontrainte de boulons est appliquée également, et donnée par l'équation (IV-9)

$$F_{p,Cd} = 0.7 f_{u,b} A_s \tag{IV.9}$$

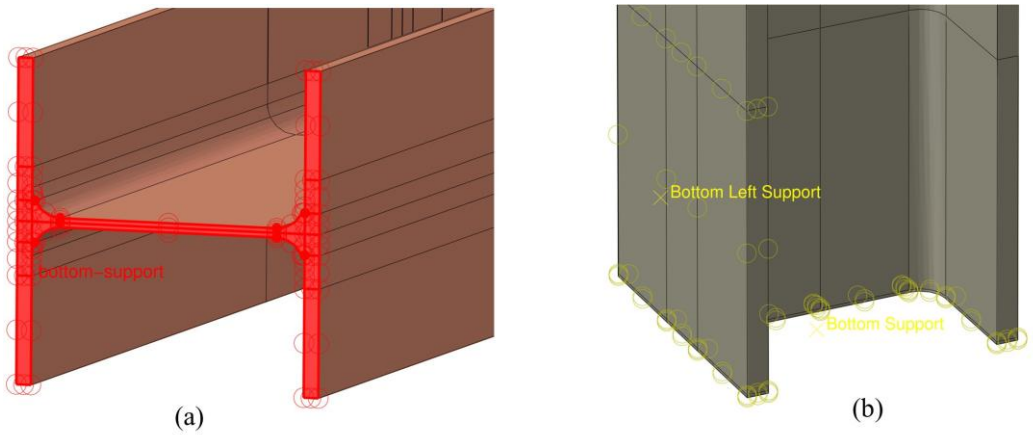


Figure IV- 17: Définitions des rotules dans le modèle EF (a)Test_A ; b)T101.010

IV.4.3 Courbe Moment-Rotation

Le comportement des assemblages poutre–poteau peut être caractérisé à partir de la courbe moment–rotation $Mj - \varphi j$, qui exprime la relation entre le moment fléchissant appliqué Mj et la rotation associée φ_j au droit de l'assemblage.

IV.4.3.1 Moment résistant de l'assemblage

Le moment de flexion agissant sur l'assemblage correspond à la charge appliquée (P) multipliée par la distance entre le point d'application de la charge et la surface de la platine d'about, d_F (Figure IV-16). Donné par l'équation (IV-10) :

$$M_j = P \times d_P \tag{IV.10}$$

IV.4.3.2 Rotation de l'assemblage

La déformation en rotation de l'assemblage (ϕj) est la somme de la déformation en cisaillement de la zone du panneau d'âme du poteau (γ) et de la déformation en rotation de la zone d'attache (θc), donnée par l'équation (IV-11):

$$\phi_j = \theta_c + \gamma \tag{IV.11}$$

Les valeurs de déplacement dans les points de référence (B_1, B_2, C_1 et C_2) de la (Figure IV-18) sont utilisées pour déterminer : 1) La déformation en rotation de l'assemblage ϕ_j, équations (IV-12), (IV-15), et (IV-16) ; 2) La déformation en cisaillement de la zone du panneau d'âme du poteau γ, équations (IV-13) et (IV-15); 3) La déformation en rotation de la zone d'attache θ_c, équations (IV-14) et (IV16).

$$\phi_j = \arctan\left(\frac{V_{B2} - V_{B1}}{d_B}\right) - \theta_{el,c} - \theta_{el,b} \tag{IV.12}$$

$$\gamma = \arctan\left(\frac{U_{C1} - U_{C2}}{h_b}\right) - \theta_{el,c} \tag{IV.13}$$

$$\theta_c = \theta_j - \gamma = \arctan\left(\frac{V_{B2} - V_{B1}}{d_B}\right) - \arctan\left(\frac{U_{C1} - U_{C2}}{d_c}\right) - \theta_{el,b} \tag{IV.14}$$

Où:

V_{B1}, V_{B2} : sont les déplacements verticaux aux points B_1 et B_2
U_{C1}, U_{C2} sont les déplacements horizontaux aux points C_1 et C_2
h_b est la hauteur de la poutre et aussi la distance entre les points C_1 et C_2.
d_B : est la distance entre les points B_1 et B_2, égale à d_{Force}-t_s/2
$\theta_{el,c}$: est la rotation élastique théorique du poteau, donnée par l'Eq. (IV-15).
$\theta_{el,b}$: est la rotation élastique de la poutre, donnée par l'Eq. (IV-16).

$$\theta_{el,c} = \frac{5}{64}\frac{M_j(H - h_c)}{EI_c} \tag{IV.15}$$

$$\theta_{el,b} = -\frac{P}{EI_b}\left(\frac{d_B^2}{6} - \frac{d_P d_B}{2}\right) \tag{IV.16}$$

Avec : I_c, I_b sont les moments d'inertie du poteau et de la poutre, respectivement.

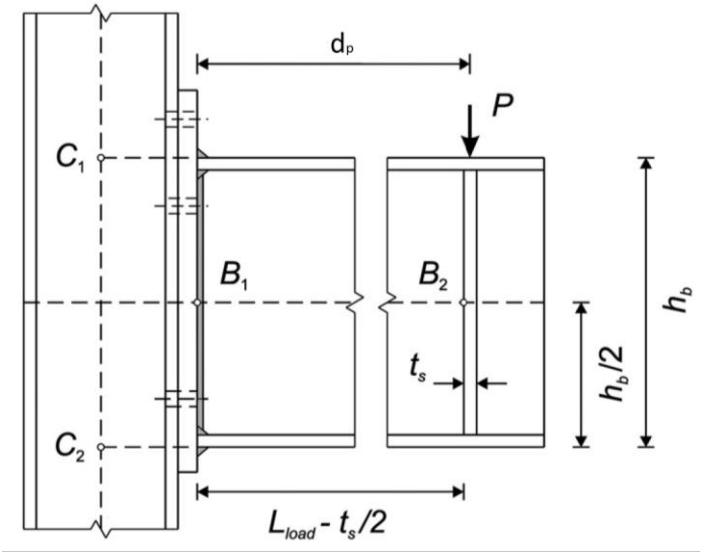


Figure IV- 18: Points de références pour l'évaluation de la rotation de l'assemblage et du cisaillement du poteau

IV.4.4 CALIBRATION DES MODELES NUMERIQUES

Comme mentionné au paragraphe §IV.4.2.3, la calibration du modèle éléments finis est réalisée à partir du Test_A, retenu comme configuration de référence pour la définition des paramètres numériques, lesquels seront ensuite appliqués au modèle T101.010. Elle vise à déterminer, par ajustement paramétrique, la valeur appropriée du coefficient de frottement (μ), à identifier le niveau de raffinement de maillage le plus adapté parmi les quatre discrétisations considérées au (Tableau IV-5), (grossier, régulier, fin et extra-fin), et à évaluer la concordance entre les modes de ruine obtenus numériquement et ceux observés expérimentalement.
Les premières simulations sont conduites en adoptant les paramètres par défaut du logiciel Abaqus, à savoir un facteur d'échelle de rigidité ($f_k = 1$), une ouverture initiale de contact ($c_o = 0.001\text{mm}$) mm pour les contacts impliquant les boulons, et ($c_o = 0\text{mm}$) mm pour les contacts entre la platine d'about et le poteau. Afin de vérifier l'influence de ces paramètres, une étude paramétrique complémentaire a été menée en faisant varier (f_k) entre 0,1 et 1,0, et (c_o) entre 0 et 0,1 mm. Les résultats ont montré que ces variations n'affectent que très faiblement la courbe moment–rotation, avec un écart inférieur à 0,01 %, ce qui a conduit à retenir, pour la suite de l'analyse, les valeurs par défaut du logiciel.

La qualité de l'ajustement entre les résultats numériques et expérimentaux est ensuite évaluée au moyen du coefficient de détermination (R^2), défini par l'équation (IV-17).

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n_p} (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^{n_p} (y_i - \bar{y})^2} \qquad \text{(IV.17)}$$

Où $y_i$désigne les valeurs expérimentales, $\hat{y}_i$ les valeurs prédites par le modèle numérique, et $\bar{y}$ la moyenne des valeurs expérimentales. Le coefficient R^2 varie généralement entre 0 et 1 ; plus

sa valeur est proche de 1, meilleur est l'ajustement entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle numérique(Chicco et al., 2021).

Les résultats de l'analyse paramétrique relative au coefficient de frottement, menée pour les différentes densités de maillage (Figure IV-19), montrent que la qualité de l'ajustement, évaluée à l'aide du coefficient de détermination (R^2), s'améliore progressivement avec le raffinement du maillage. L'élément C3D8R conduit à une réponse insuffisamment précise lorsqu'il est associé à un maillage grossier comportant un seul élément à travers l'épaisseur. En revanche, les maillages plus raffinés assurent une meilleure concordance avec les résultats expérimentaux. Parmi les valeurs de frottement étudiées, le coefficient ($\mu = 0.4$) a été retenu pour la suite de l'étude, dans la mesure où il conduit systématiquement aux valeurs de (R^2),les plus élevées, quelle que soit la densité de maillage considérée.

La comparaison des courbes moment–rotation dans la zone de transition, obtenues avec ($\mu = 0.4$) pour les différentes densités de maillage et confrontées à la courbe expérimentale du Test_A (Figure IV-20), met en évidence une influence marquée du raffinement. Le maillage grossier présente une réponse nettement plus souple, caractérisée par une rigidité initiale plus faible et une résistance globale réduite. Le maillage régulier reste également légèrement moins rigide que l'essai dans le domaine post-élastique. À l'inverse, les maillages fin et extra-fin permettent de reproduire avec une bonne précision la rigidité de l'assemblage ainsi que son moment résistant plastique. Cette convergence montre qu'un maillage comportant au moins trois éléments à travers l'épaisseur est suffisant pour assurer la stabilité des résultats, ce qui est cohérent avec la recommandation de (Bursi and Jaspart, 1997a).

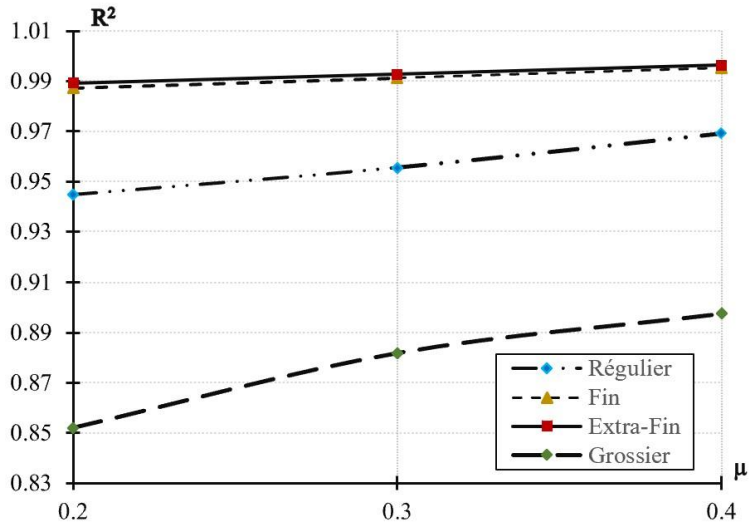


Figure IV- 19: Variation de R^2 en fonction de μ pour différentes densités de maillage

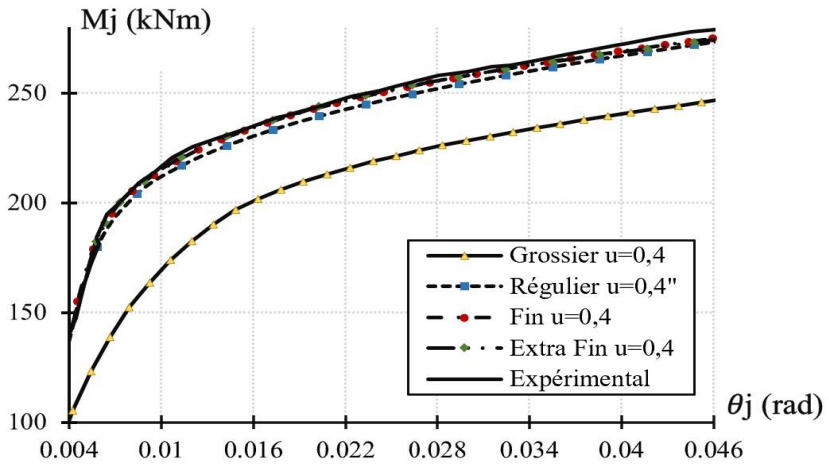


Figure IV- 20: Effet de la densité du maillage sur la zone de transition de la courbe M-θ

Le maillage grossier conduit à une erreur relative de 15,1 % sur le moment résistant plastique, pour un temps de calcul limité à 0,12 h (Figure IV-21). En parallèle, les maillages fin et extra-fin ramènent cette erreur à 2,8 %, avec des temps de calcul respectifs de 0,92 h et 3,0 h. Compte tenu de la quasi-superposition des courbes obtenues avec ces deux derniers maillages, le maillage fin a été retenu pour les étapes suivantes de la validation numérique.

IV.5 VALIDATION DES MODELES NUMERIQUES

IV.5.1 Test_A

Il est à noter qu'une divergence marquée a été relevée entre les courbes moment–rotation des essais Test_A publiées par Costa (Costa et al., 2019)et Valdez (Valdez et al., 2017),bien que l'essai provienne de la même campagne expérimentale. La validation de modèle éléments finis relatif au Test_A a donc été conduite sur la base de ces résultats publiés par Valdez et al.

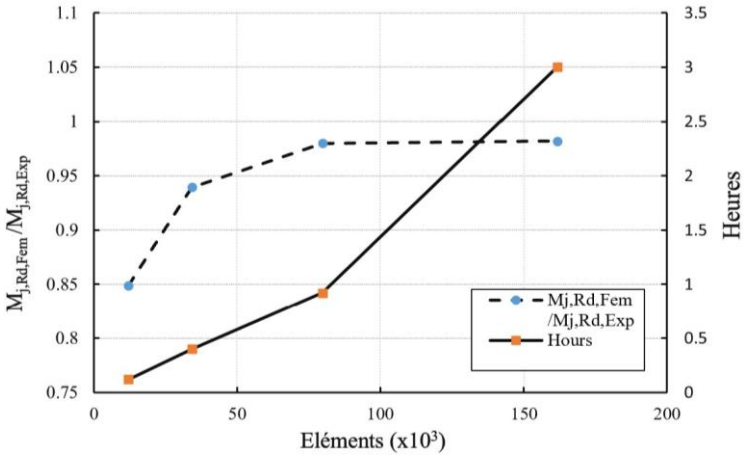


Figure IV- 21: Variation de R2 et du temps de calcul en fonction de la densité du maillage

La (Figure IV-22) compare la courbe moment–rotation obtenue numériquement après calibration à celle de l'essai expérimental Test_A (Valdez et al., 2017). Le modèle numérique présente une évolution très proche de la courbe expérimentale, une bonne reproduction de la

phase élastique, de la zone de transition et du développement post-élastique. La courbe numérique obtenue pour la zone d'attache présente également un bon accord avec le résultat expérimental (Figure IV-23), ce qui confirme l'aptitude du modèle à reproduire le comportement local dans cette zone.

La (Figure IV-24) compare les modes de ruine observés expérimentalement en fin d'essai et ceux obtenus numériquement pour un moment ultime appliqué ($M_{j,u} = 330$ kN.m). Les deux déformées présentent un comportement global similaire, notamment en ce qui concerne la déformation des semelles du poteau sous moment négatif, celle de la platine d'about, ainsi que le flambement local de l'âme du poteau. La semelle inférieure de la poutre se déforme également sous l'effet de la composante comprimée du couple de flexion.

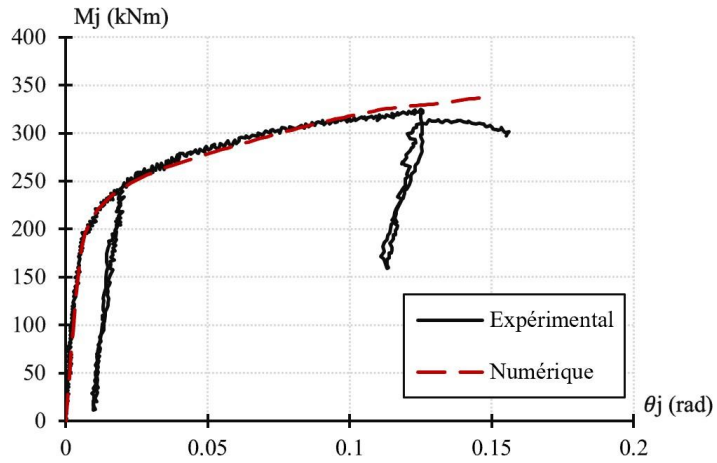


Figure IV- 22: Courbe M-θ assemblage – Test_A : expérimental vs modèle EF calibré

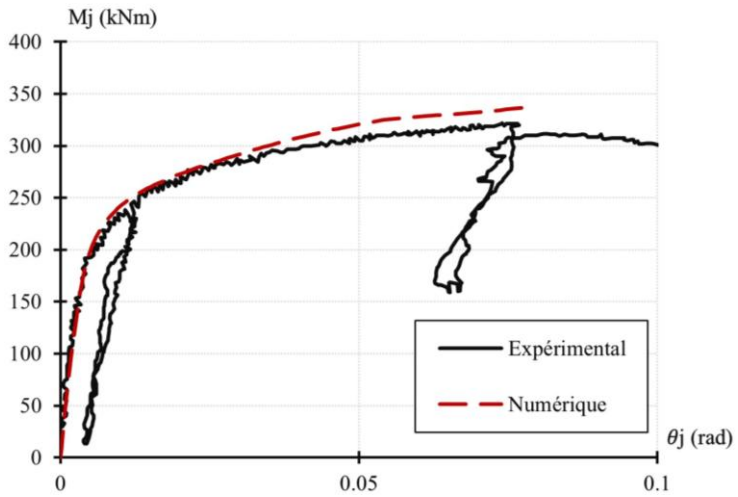
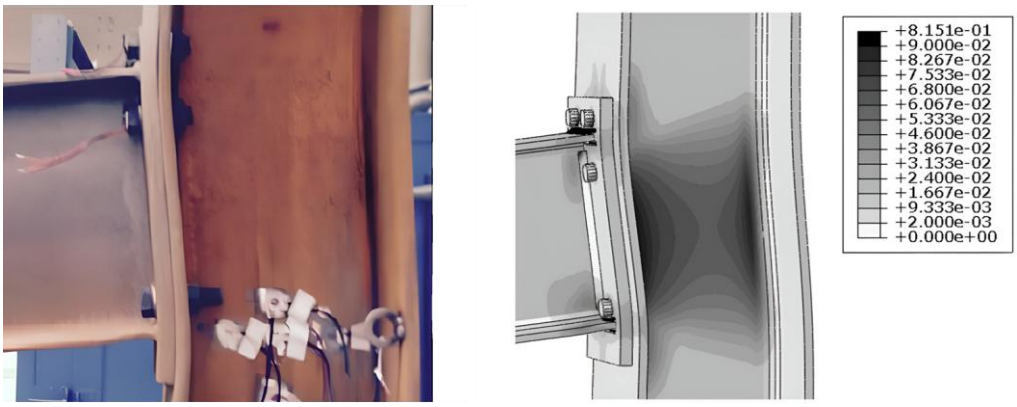


Figure IV- 23: Courbe M-θ zone d'attache – Test_A : expérimental vs modèle EF calibré



(a) (b)

Figure IV- 24: Déformée Test_A : (a) Expérimental ; (b) Champ de déformation plastique équivalente pour Mj,u = 330 kN•m (facteur ×2)

Après validation du modèle de référence Test_A, le maillage retenu à l'issue de l'étude de sensibilité avec trois éléments à travers les épaisseurs des sections est appliqué aux deux configurations étudiées. La (Figure IV-25) présente la discrétisation finale. Les mêmes paramètres numériques seront ensuite conservés pour la validation du modèle T101.010.

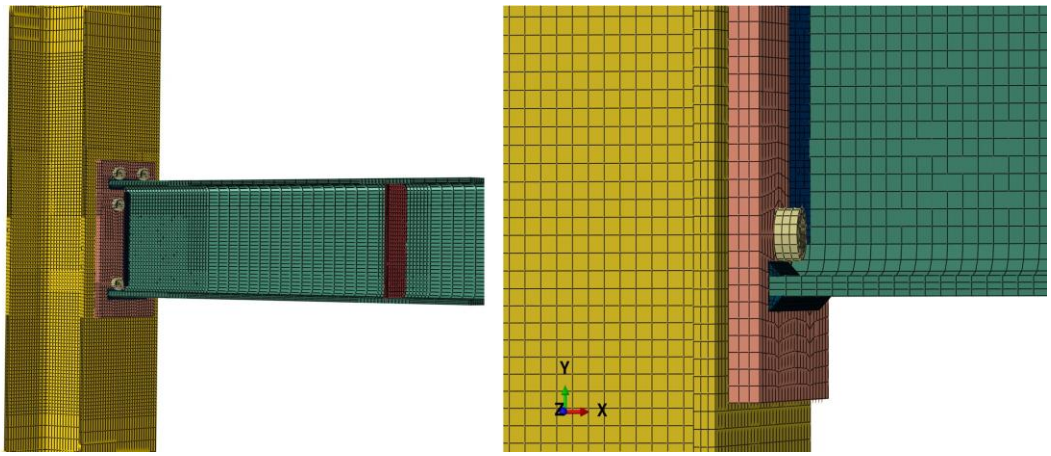


Figure IV- 25: Maillage final adopte pour les deux configurations

IV.5.2 Essai T101.010

Les (Figures IV-26 et IV-27) présentent respectivement la comparaison des courbes moment–rotation numériques et expérimentales de l'assemblage et de la zone d'attache pour l'essai T101.010. Le modèle reproduit correctement l'allure générale de la réponse, depuis le domaine initial de forte rigidité jusqu'au développement du comportement non linéaire. La rigidité post-élastique obtenue numériquement reste toutefois légèrement inférieure à celle mesurée expérimentalement, cet écart peut être attribué à une plastification plus diffuse dans le modèle numérique, ce qui traduit une sous-estimation modérée de l'écrouissage global de l'assemblage.

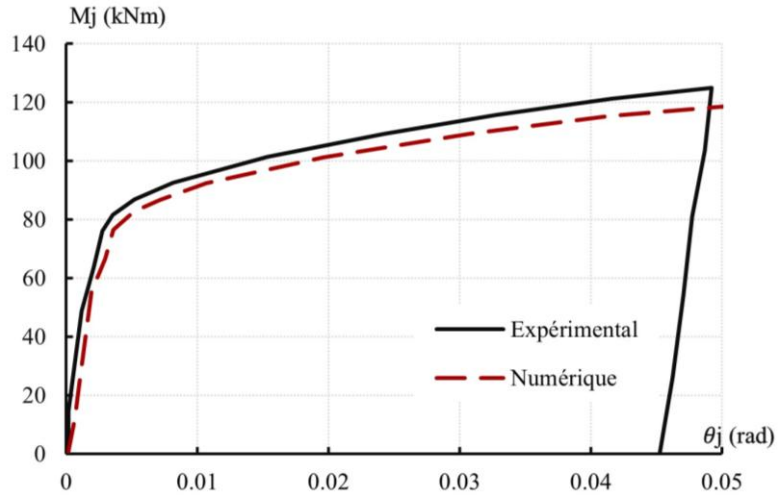


Figure IV- 26: Courbe M-θ assemblage – Essai T101.010 : expérimental vs modèle EF

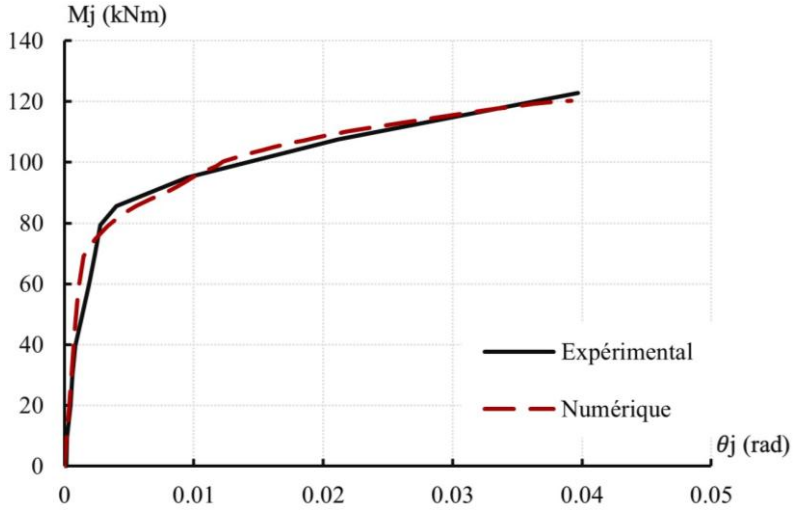
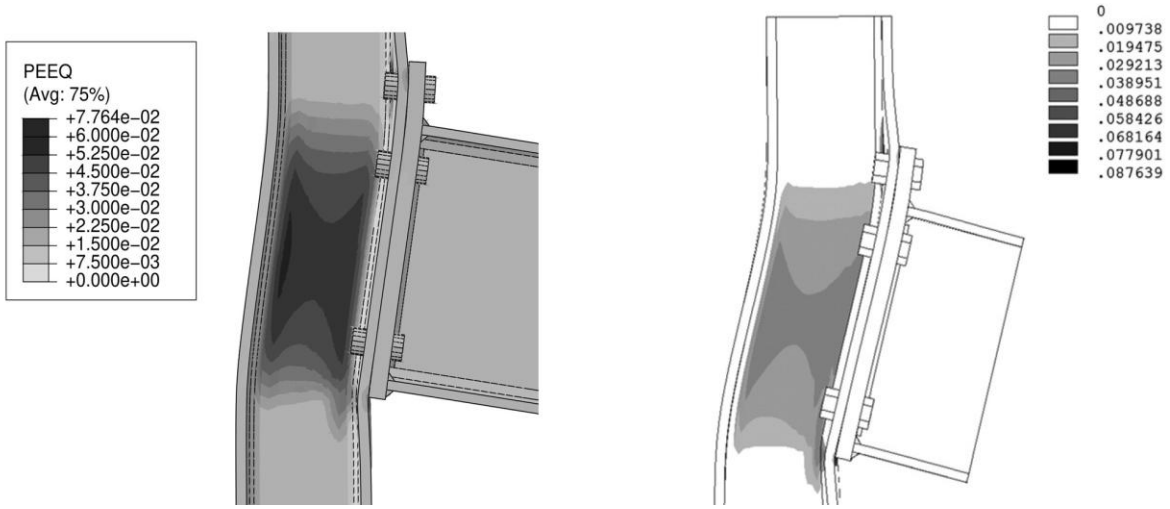


Figure IV- 27: Courbe M-θ assemblage – Essai T101.010 : expérimental vs modèle EF

Au voisinage du moment ultime de l'assemblage $\left(M_{j,u} \approx 124 \text{ kN.m}\right)$, le modèle numérique met en évidence une concentration marquée des déformations plastiques équivalentes $PEEQ$. La valeur maximale atteinte est de l'ordre de $7{,}6 \times 10^{-2}$, avec des niveaux élevés de plastification compris globalement entre $3{,}5\text{-}6{,}0 \times 10^{-2}$ localisés principalement dans le panneau d'âme du poteau (Figure IV-28.a). La distribution des déformations montre ainsi que l'âme du poteau constitue la région la plus sollicitée plastiquement de l'assemblage, ce qui indique que le mécanisme de ruine est gouverné par le cisaillement de l'âme du poteau. Cette observation est en accord avec les résultats numériques rapportés par Díaz (Díaz et al., 2011) (Figure IV-28.b), ainsi qu'avec les prévisions de l'Eurocode 3.



(a) (b)

Figure IV- 28: Champ de déformation plastique équivalente pour Mj,u = 124 kN•m

: (a) Abaqus ; (b) Ansys

IV.5.3 Confrontation des résultats aux calculs de l'Eurocode 3

Les résultats obtenus seront comparés aux prévisions de l'Eurocode 3 pour l'évaluation des paramètres mécaniques de l'assemblage, à savoir la rigidité rotationnelle initiale et la résistance qui sont illustrés au (Tableau IV-6) et à la (Figure IV-30). À cet effet, un exemple de calcul de la résistance, mené sur l'assemblage de l'essai Test_A conformément à l'Eurocode 3, Partie 1-8(EN 1993-1-8, 2005), est reporté en Annexe B de cette thèse, dans le but d'illustrer la démarche de calcul selon la méthode des composants.

IV.5.3.1 Propriétés mécaniques des assemblages

La validation du modèle éléments finis nécessite, au-delà de la comparaison visuelle des courbes moment–rotation, l'identification des propriétés mécaniques caractéristiques permettant une confrontation quantitative entre résultats numériques et expérimentaux. À savoir la rigidité rotationnelle initiale $S_{j,ini}$, le moment résistant plastique $M_{j,Rd}$, le moment ultime $M_{j,u}$ et la rigidité post-élastique S_{pl}. Ces propriétés sont extraites à partir d'une bilinéarisation des relations moment–rotation obtenues numériquement, (Figure IV- 29).

Cette approche consiste à ajuster deux segments linéaires distincts : le premier, associé à la phase élastique initiale, dont la pente définit la rigidité initiale $S_{j,ini}$, et le second, correspondant à la phase post-élastique, dont la pente représente la rigidité post-limite élastique S_{pl}. La linéarisation de la zone élastique est réalisée par régression linéaire, en imposant à la droite ajustée de passer par l'origine. Les limites des intervalles sont identifiées en calculant la pente sur plusieurs sous-intervalles successifs, puis en retenant celui correspondant à la plus grande rotation pour laquelle aucune variation significative des propriétés mécaniques n'est observée (Costa et al., 2019). Le moment résistant plastique $M_{j,Rd}$ est défini comme l'ordonnée du point d'intersection des deux segments, conformément aux recommandations de (ECCS-TC1, 1986).

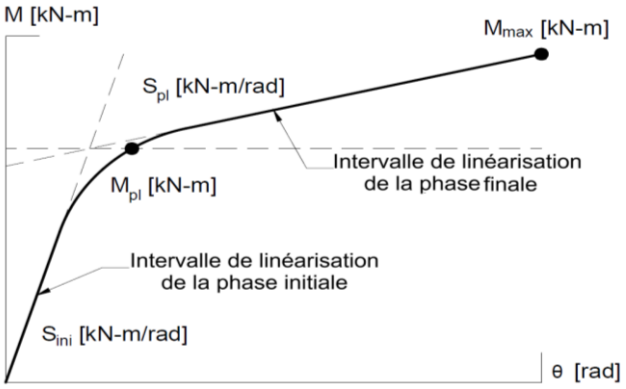


Figure IV- 29: Représentation schématique de la courbe moment–rotation et des paramètres de résistance et de rigidité

Pour l'essai Test_A, l'Eurocode 3 fournit une estimation satisfaisante de la rigidité rotationnelle initiale, avec Sj,ini,EC3 = 30686, 6kN.m/rad contre Sj,ini,exp=31329,1 kN.m/rad, soit un écart de -2,05 %. En revanche, le moment résistant est nettement sous-estimé, avec un écart de -32,33%. Le modèle éléments finis reproduit, pour sa part, correctement ces deux propriétés. En cohérence avec les déformées numériques, le comportement de cette configuration peut être relié à l'âme du poteau en compression, qui apparaît comme la composante la plus faible. L'influence de cette composante est correctement restituée sur la rigidité initiale, alors que la réserve plastique globale de l'assemblage demeure sous-évaluée par l'approche analytique. Pour l'essai T101.010, la tendance est inverse. L'Eurocode 3 évalue le moment résistant avec une très bonne précision, l'écart n'étant que de -1,13%, tandis que la rigidité initiale est sensiblement sous-estimée, avec Sj,ini,EC3 =23825,5 kN.m/rad kN.m/rad contre 30385.7 kN.m/rad expérimentalement, soit un écart de -21,59 %. Le calcul du moment résistant plastique de l'assemblage indique que celui-ci est principalement gouverné par le cisaillement du panneau d'âme du poteau, ce qui est cohérent avec les champs de déformation plastique obtenus numériquement.
Dans l'ensemble, cette comparaison montre que la précision de l'Eurocode 3 dépend à la fois du paramètre mécanique considéré et du mécanisme dominant de l'assemblage.

	Essai	**Expérimental**	**EC3**	**EF**	$\left(\frac{\mathbf{EC3}}{\mathbf{EXP}}-\mathbf{1}\right)\%$	$\left(\frac{\mathbf{FEM}}{\mathbf{EXP}}-\mathbf{1}\right)\%$
$\mathbf{M_{j,Rd}}[\boldsymbol{kN.m}]$	Test_A	251,5	170,2	244,8	−32,33	−2,66
	T101.010	88,8	87,8	88,6	−1,13	−0,23
$\mathbf{S_{j,ini}}[\boldsymbol{kNm/rad}]$	Test_A	31329.1	30686,6	30906.2	−2,05	−1,35
	T101.010	30385.7	23825,5	24633.5	−21,59	−18,93

Tableau IV- 6: Comparaison des valeurs expérimentales de $S_{j,ini}$ et $M_{j,Rd}$ avec celles de l'EC3 et du modèle EF des assemblages

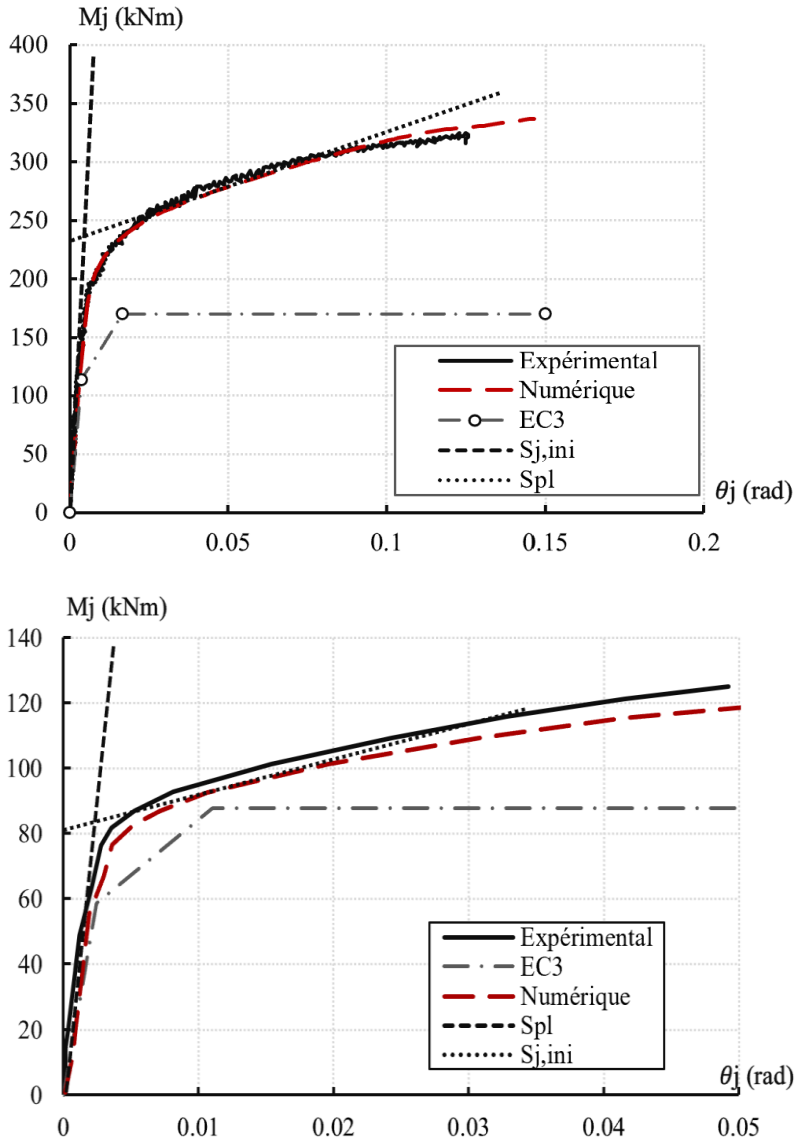


Figure IV- 30: Comparaison des courbes M-θ expérimentale, EF et EC3 pour les assemblages

(a : Test_A ; b) T101.010

IV.5.3.2 Composante panneau d'âme en cisaillement

La Partie 1-8 de l'Eurocode 3 (EN 1993-1-8, 2005) propose un modèle analytique trilinéaire simplifié pour décrire le comportement du panneau d'âme du poteau en termes d'effort de cisaillement en fonction de la distorsion en cisaillement γ. Ce modèle comprend une branche élastique jusqu'à la résistance élastique au cisaillement du panneau, suivie d'une branche élastoplastique conduisant à la résistance plastique au cisaillement $V_{wp,Rd}$, puis d'un plateau. La rigidité élastique K_1 est définie par l'équation (II-9). La résistance élastique au cisaillement du panneau peut être prise égale 2/3 $V_{wp,Rd}$. Enfin, le niveau de déformation associé à $V_{wp,Rd}$ est supposé proportionnel à $K_1/3$.

Dans un premier temps, les prévisions de l'Eurocode 3 sont confrontées aux courbes expérimentales et numériques caractérisant le panneau d'âme pour les essais Test_A et

T101.010, afin d'évaluer la pertinence du modèle analytique et d'identifier d'éventuelles incohérences dans l'estimation de la résistance au cisaillement du panneau. La comparaison est menée sur la base des courbes moment–rotation, la rotation considérée correspondant à la distorsion en cisaillement du panneau d'âme. À cette fin, le modèle trilinéaire de l'Eurocode 3, initialement exprimé sous la forme $V_{wpl} - \gamma$, est transformé en une relation $M_{pl} - \gamma$ par l'intermédiaire du paramètre de transformation βpuis du bras de levier de l'assemblage. Le moment plastique expérimental est déterminé de manière cohérente avec celui de l'Eurocode 3, comme l'intersection entre la courbe expérimentale et la droite de la rigidité sécante.

Les (Figures IV-31.a et IV-31.b) et le (Tableau IV-7) mettent en évidence deux tendances générales. D'une part, les prévisions de l'Eurocode 3 montrent un bon accord avec les résultats expérimentaux en ce qui concerne la rigidité initiale. D'autre part, des écarts notables apparaissent pour la résistance plastique, les formulations analytiques conduisant souvent à une sous-estimation de la résistance réelle au cisaillement du panneau d'âme.

	Essai	**Expérimental**	**EC3**	**EF**	$\left(\frac{\mathbf{EC3}}{\mathbf{EXP}} - \mathbf{1}\right)\%$	$\left(\frac{\mathbf{FEM}}{\mathbf{EXP}} - \mathbf{1}\right)\%$
$\mathbf{M_{j,Rd}}[\boldsymbol{kN.m}]$	Test_A	241.7	250.2	241.4	3,52	−0,12
	T101.010	88,8	78.7	81,6	−11,40	−8,11
$\mathbf{S_{j,ini}}[\boldsymbol{kNm/rad}]$	Test_A	101070.2	84174.5	103427.9	−16,72	2,33
	T101.010	40962.8	41093	39897,9	0,32	−2,60

Tableau IV- 7: Comparaison des valeurs expérimentales de $S_{j,ini}$ et $M_{j,Rd}$ avec celles de l'EC3 et du modèle EF des panneaux d'âme

La (Figure IV-32) présente la contrainte de cisaillement au niveau du panneau d'âme du poteau du modèle T101.010, Cette contribution est déterminée en isolant une section centrale du panneau d'âme, retenue comme section représentative de l'état de cisaillement, puis en intégrant les contraintes de cisaillement àla valeur du moment ultime Mj,u=124kN, m sur l'aire correspondante. La valeur obtenue traduit ainsi la seule contribution du panneau d'âme du poteau, à l'exclusion de celle des éléments périphériques de l'assemblage. Une telle représentation permet donc d'identifier directement le rôle du panneau d'âme dans la résistance au cisaillement de la zone de panneau.

Pour le modèle T101.010, la valeur obtenue est égale à 282,23, ce qui reste proche de celle calculée par la formulation de l'Eurocode 3, égale à 273,1. De manière analogue, pour le Test_A, la contribution au cisaillement du panneau d'âme atteint 753,12, contre 785,76 selon l'Eurocode 3 (Tableau IV-8). Ces résultats montrent que, pour les deux configurations étudiées, la formulation de l'Eurocode 3 restitue de manière satisfaisante la contribution du panneau d'âme du poteau en cisaillement.

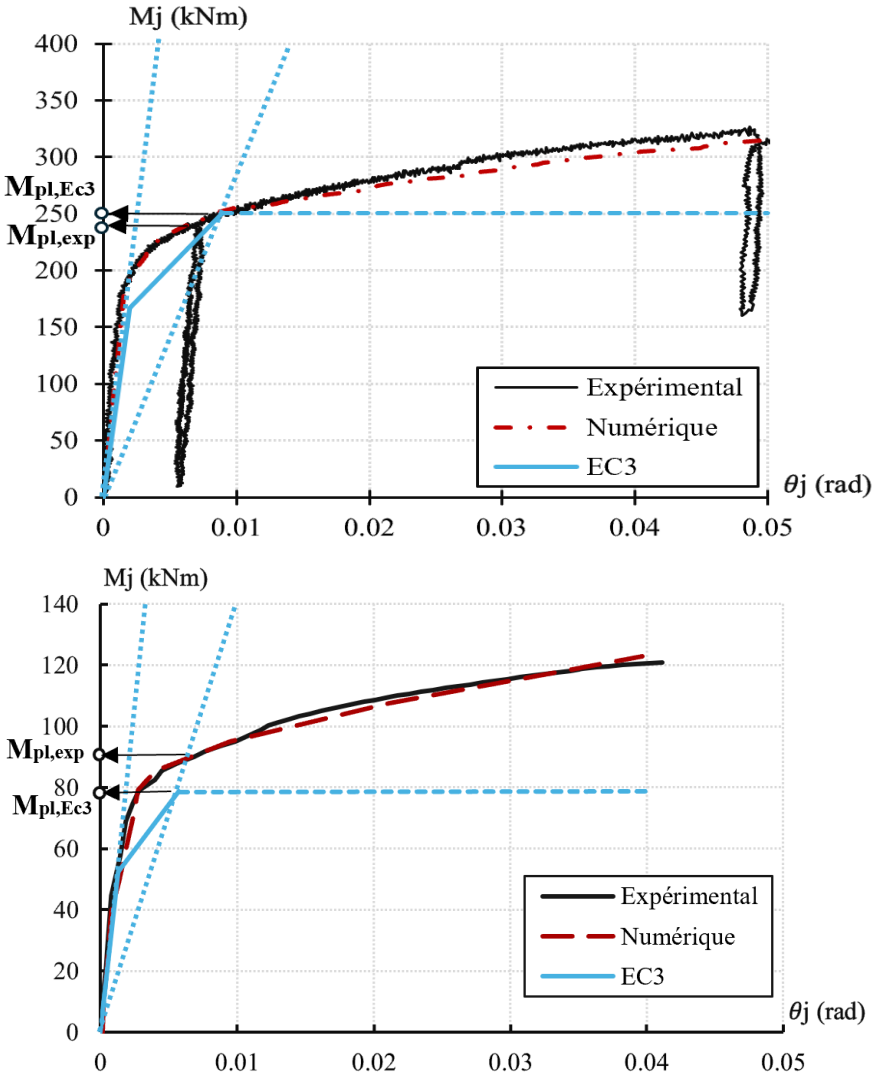


Figure IV- 31: Comparaison des courbes M-θ expérimentale, EF et EC3 pour le panneau d'âme (a : Test_A ; b) T101.010

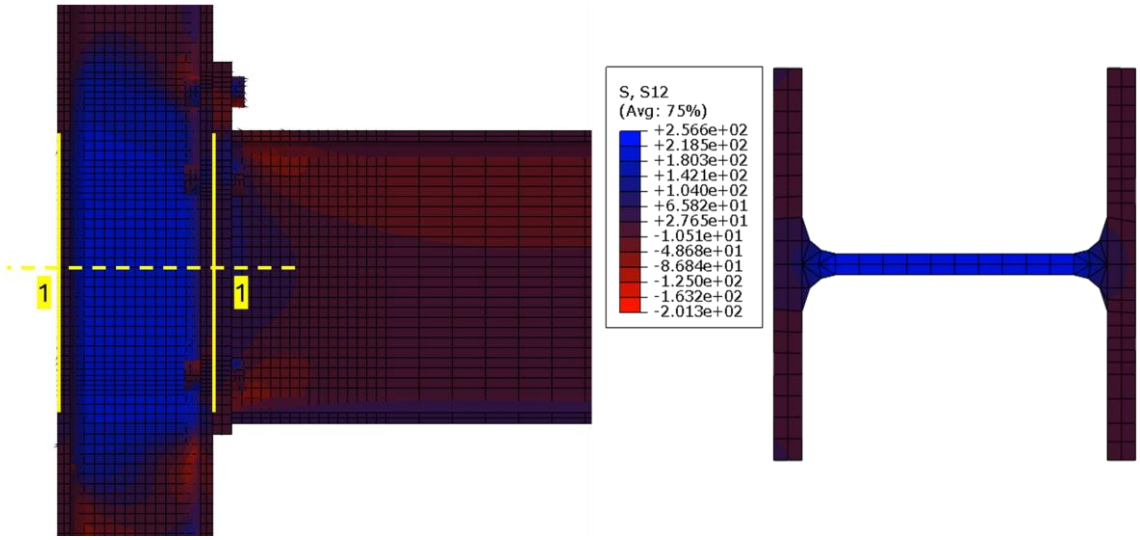


Figure IV- 32: Estimation de la contribution de $V_{pl,Rd}$_a) choix de la section représentative, b) intégration numérique

Essai	EC3	EF	$\left(\frac{\mathbf{EC3}}{\mathbf{EF}} - \mathbf{1}\right)\%$
Test_A	785.7	753,12	4,33
T101.010	273.1	282.23	−3,23

Tableau IV- 8: Comparaison des valeurs de la contribution au cisaillement du panneau d'âme $V_{pl,Rd}$: EF vs EC3

IV.5.4 Influence de la doublure d'âme

Dans la présente étude, l'analyse est centrée sur l'effet de l'ajout de la doublure d'âme sur la composante panneau d'âme en cisaillement. L'influence de la doublure d'âme sera examinée à travers deux paramètres, à savoir son épaisseur et sa nuance d'acier sur la configuration T101.010.

Dans le cadre de l'Eurocode 3, l'emploi d'une doublure d'âme est soumis à certaines exigences. D'une part, la nuance d'acier de la doublure doit être identique à celle du poteau. D'autre part, son épaisseur doit être au moins égale à celle de l'âme du poteau. Toutefois, pour le calcul du panneau d'âme en cisaillement, l'effet de la doublure est pris en compte de manière simplifiée. L'Eurocode 3 considère que la présence d'une doublure permet d'augmenter l'aire de cisaillement A_{vc} d'une valeur $b_s\, t_{wc}$, où b_s est la largeur de la doublure et t_{wc} l'épaisseur de l'âme du poteau (EN 1993-1-8, 2005). Ainsi, la contribution de la doublure au cisaillement est reconnue, mais elle reste plafonnée dans la formulation réglementaire, puisque l'augmentation réelle de son épaisseur n'est pas explicitement valorisée dans cette expression. Ces dispositions montrent que l'Eurocode 3 admet l'effet bénéfique de la doublure d'âme sur le panneau d'âme en cisaillement, tout en en limitant la contribution dans le calcul.

IV.5.4.1 Influence de l'épaisseur de la doublure d'âme

Pour l'étude de l'influence de l'épaisseur de la doublure d'âme, les caractéristiques mécaniques de référence de la composante panneau d'âme du poteau en cisaillement ont d'abord été évaluées conformément à l'Eurocode 3, en tenant compte de la présence de la doublure d'âme. Le calcul conduit à un moment résistant de 119,5 kN.m et à une rigidité rotationnelle initiale de 62400 kN.m/rad, soit 1,6 fois la rigidité du panneau d'âme sans doublure. Ces valeurs constituent la base de comparaison pour l'analyse de l'effet de la variation d'épaisseur de la doublure.

Les résultats mettent en évidence deux effets distincts. D'une part, l'introduction d'une doublure d'âme améliore nettement le comportement de l'assemblage par rapport à la configuration non renforcée, avec une augmentation visible de la rigidité initiale et du moment résistant (Figure IV-33). Ce renforcement agit donc efficacement sur la réponse globale de l'assemblage en limitant la déformabilité du panneau d'âme. D'autre part, une fois la doublure mise en place, l'augmentation de son épaisseur de 10 à 20 mm n'entraîne qu'une évolution modérée des propriétés mécaniques globales. Le moment résistant $M_{j,Rd}$ ne passe que de 114,4 à 123,1 kN.m, soit un gain d'environ 7,6 %, tandis que la rigidité rotationnelle initiale $S_{j,ini}$ évolue de 61165,1 à 65059,3 kN.m/rad, (Tableau IV-9), ce qui correspond à une augmentation de l'ordre de 6,4 %. Ces résultats indiquent que l'effet principal de la doublure

résulte surtout de sa présence, alors que l'augmentation de son épaisseur influence plus faiblement la rigidité initiale et la résistance de l'assemblage.

Doublure t_s (mm)	**$M_{j.Rd}$**	$\left(\frac{\mathbf{EC3}}{\mathbf{EXP}} - \mathbf{1}\right)\%$	**$S_{j,ini}$**	$\left(\frac{\mathbf{EC3}}{\mathbf{EXP}} - \mathbf{1}\right)\%$
10	114.4	−4,27	61165.1	−1,98
12	118.1	−1,17	63178.5	1,25
14	119.8	0,25	63760.1	2,18
16	120.9	1,17	64185.5	2,86
18	122.3	2,34	64758.5	3,78
20	123.1	3,01	65059.3	4,26

Tableau IV- 9: Comparaison des caractéristiques mécaniques de la composante âme du poteau en cisaillement selon l'épaisseur de la doublure d'âme

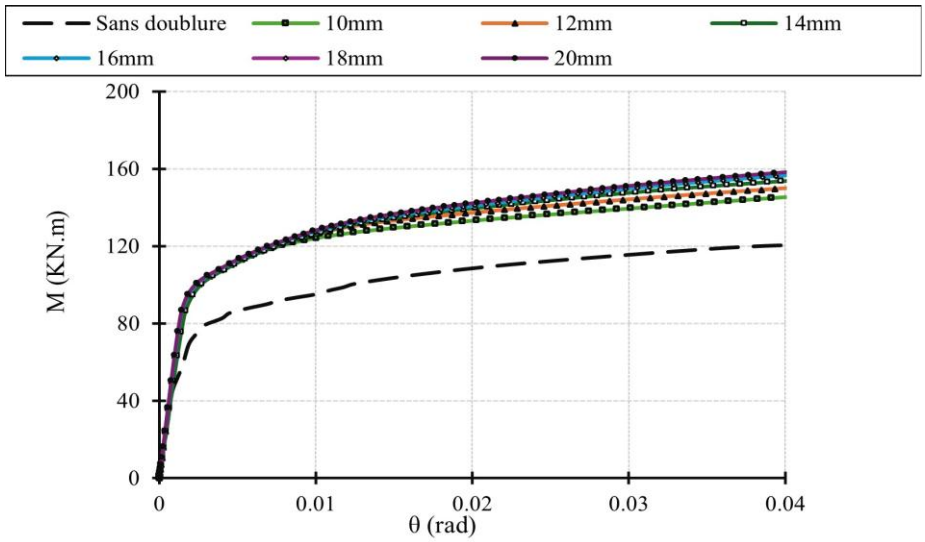


Figure IV- 33: Effet de l'épaisseur de la doublure d'âme sur la courbe M-θ de la composante âme du poteau en cisaillement

L'influence de l'épaisseur apparaît en revanche plus marquée dans le domaine post-élastique. La rigidité post-élastique S_{pl} augmente de 708,5 à 980,1 kN.m/rad lorsque l'épaisseur de la doublure passe de 10 à 20 mm (Tableau IV-10), soit un gain global d'environ 38,3 %. L'augmentation de l'épaisseur agit donc principalement sur la pente de la branche post-élastique. Par ailleurs, les écarts entre les valeurs obtenues et celles prédites par l'Eurocode 3 restent faibles, compris entre −4,27 % et +3,01 % pour $M_{j,Rd}$ et entre −1,98 % et +4,26 % pour $S_{j,ini}$. La formulation analytique reproduit ainsi de manière satisfaisante l'évolution de la rigidité initiale et de la résistance des assemblages renforcés.

Doublure (ts mm)	S_{pl}
10	708.5
12	752.1
14	861.7
16	964.1
18	972.6
20	980.1

Tableau IV- 10: Influence de l'épaisseur de la doublure d'âme sur la rigidité post-elastique

IV.5.4.2 Influence de la nuance d'acier de la doublure d'âme

La (Figure IV-34) montre que l'augmentation de la nuance d'acier accroît la capacité résistante du panneau d'âme en cisaillement. Pour une même valeur de rotation, le moment transmis augmente lorsque la limite d'élasticité de l'acier augmente, ce qui traduit directement l'effet de la nuance sur la résistance de cette composante. En revanche, la phase initiale des courbes reste très peu affectée, ce qui est cohérent avec le fait que la rigidité élastique demeure essentiellement gouvernée par le module d'Young, pratiquement identique pour les nuances considérées.

Dans le cas S235, les concentrations de contraintes sont plus marquées et la zone sollicitée apparaît plus étendue au centre du panneau. Cela indique que le panneau d'âme atteint plus rapidement des niveaux élevés de sollicitation et entre plus tôt dans un régime inélastique. À l'inverse, pour la nuance S460, les concentrations de contraintes sont moins prononcées dans la zone centrale, ce qui traduit une meilleure capacité du panneau à répartir les efforts sans atteindre prématurément des états critiques. Autrement dit, l'acier de nuance plus élevée retarde la plastification locale et permet au panneau d'âme de mobiliser un moment plus important avant que les concentrations de contraintes ne deviennent dominantes, (Figure IV-35).

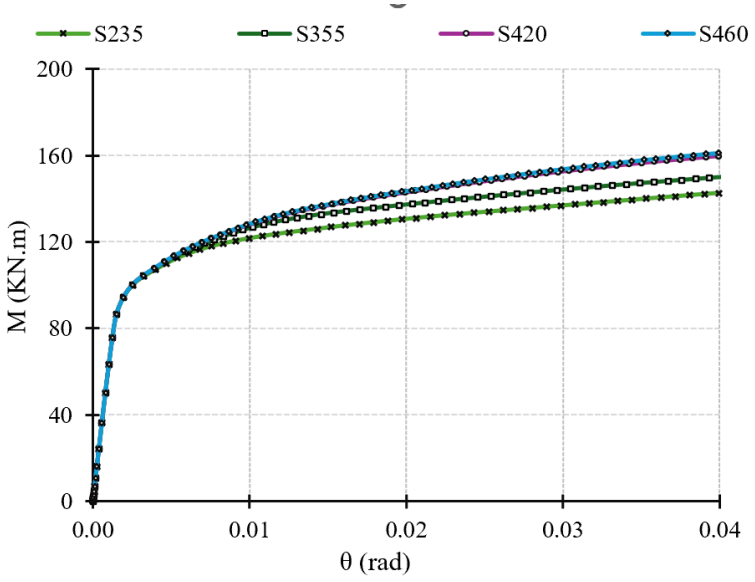


Figure IV- 34: Effet de la nuance d'acier de la doublure d'âme sur la courbe M-θ de la composante âme du poteau en cisaillement

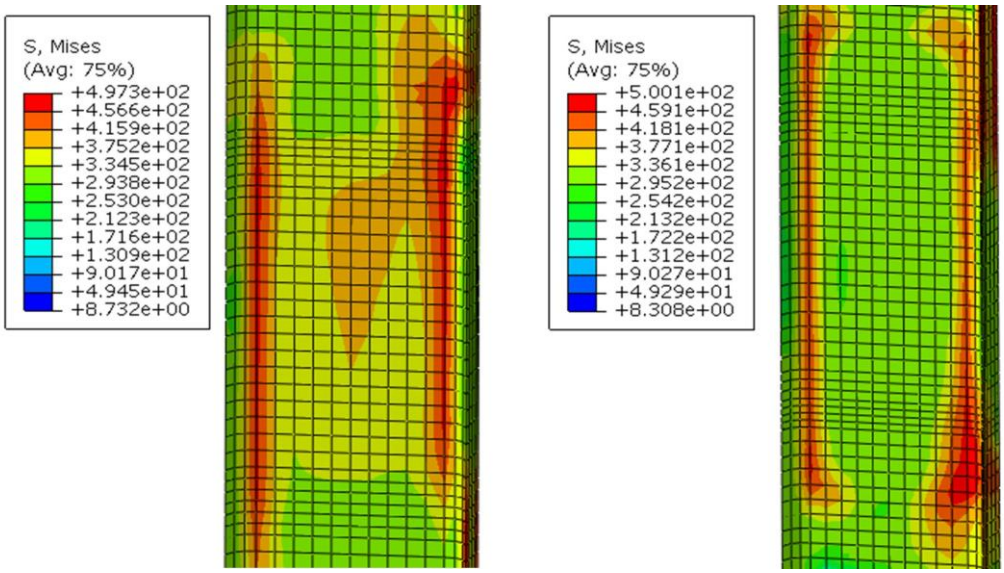


Figure IV- 35: Répartition des contraintes de Von Mises en présence de doublure d'âme

a) S235 ; b) S460

IV.6 CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'étendre la démarche de modélisation, d'abord établie au chapitre précédent sur le tronçon en T, à l'assemblage poutre–poteau complet par platine d'about boulonnée sollicité suivant l'axe fort. L'exploitation de la base de données expérimentale et de l'état de l'art a montré que la réponse moment–rotation de ce type d'assemblages dépend principalement de l'épaisseur de la platine, du diamètre et de la disposition des boulons, des dimensions relatives de la poutre et du poteau, ainsi que de la déformabilité des composantes du poteau, en particulier l'âme et la semelle. Cette synthèse a également confirmé que le cisaillement du panneau d'âme du poteau constitue, dans de nombreuses configurations, un mécanisme déterminant de la rigidité et de la résistance de l'assemblage.

Sur cette base, un modèle tridimensionnel complet a été développé sous Abaqus pour représenter explicitement les principaux composants de l'assemblage et leurs interactions. Le modèle ainsi calibré a reproduit avec une bonne précision les courbes moment–rotation expérimentales. La confrontation des résultats numériques aux calculs de l'Eurocode 3 a montré que la qualité de prédiction de l'approche analytique n'est pas uniforme et dépend à la fois de la grandeur considérée et de la configuration poutre–poteau étudiée. Pour les propriétés globales de l'assemblage, l'Eurocode 3 a fourni, selon les cas, soit une estimation satisfaisante de la rigidité initiale avec une sous-estimation marquée du moment résistant, soit la tendance inverse. Cette variabilité confirme que la précision de la méthode des composants reste sensible à la hiérarchie réelle des composantes déformables, laquelle est directement influencée par la géométrie relative de la poutre, du poteau et de la zone d'assemblage. En revanche, lorsque l'analyse est recentrée sur la seule composante panneau d'âme en cisaillement, la rigidité initiale a été globalement bien reproduite par l'Eurocode 3, tandis que les écarts observés sur la résistance plastique sont restés plus sensibles à la configuration étudiée. L'intégration numérique des contraintes de cisaillement sur une section centrale représentative a néanmoins

montré que, pour les deux modèles considérés, la contribution propre du panneau d'âme en cisaillement reste proche de celle prédite analytiquement, ce qui confirme la pertinence globale de la formulation réglementaire pour cette composante prise isolément.

L'étude paramétrique consacrée à la doublure d'âme a ensuite montré que son effet principal provient de sa présence même, qui améliore nettement la rigidité initiale et la résistance de la composante panneau d'âme en cisaillement par rapport à la configuration non renforcée. En revanche, une fois la doublure introduite, l'augmentation de son épaisseur n'entraîne qu'un gain modéré sur la rigidité initiale et sur le moment résistant, alors que son influence devient plus marquée sur la rigidité post-élastique. Par ailleurs, l'augmentation de la nuance d'acier de la doublure accroît la résistance du panneau d'âme en cisaillement, tout en affectant peu la phase élastique initiale, gouvernée principalement par le module d'Young. Ces résultats montrent ainsi que, dans le cas étudié, l'effet bénéfique de la doublure d'âme sur la réponse de l'assemblage est réel, mais qu'il ne peut être apprécié correctement qu'en distinguant les effets de sa présence, de son épaisseur et de sa nuance d'acier.

Ainsi, les deux configurations retenues dans ce chapitre constituent une base de référence pour l'extension de l'étude aux assemblages sollicités selon l'axe faible ainsi qu'aux assemblages tridimensionnels sollicités suivant les deux directions principales. Leur intérêt réside notamment dans le contraste géométrique et mécanique introduit par le choix de deux poteaux de sections différentes, à savoir un HEA300 et un HEB160, conduisant à des élancements d'âmes distincts. Cette différence permet d'apprécier, dans la suite du travail, l'influence de la géométrie et de la rigidité du poteau sur la réponse de l'assemblage lorsque le chargement n'est plus limité à la seule sollicitation selon l'axe fort.

Chapitre V : Comportement des assemblages poutre-poteau par platine d'about boulonnée selon l'axe faible

V.1 INTRODUCTION

Ce chapitre s'intéresse à la détermination des paramètres mécaniques des assemblages poutre–poteau sollicités suivant l'axe faible, par platine d'about boulonnée. Dans cette configuration, la poutre est connectée à l'âme du poteau, ce qui confère à l'assemblage des spécificités géométriques et mécaniques distinctes de celles des assemblages d'axe fort. La particularité essentielle réside dans le développement d'une flexion transversale hors plan de l'âme du poteau, mécanisme déterminant dans la rotation et la redistribution des efforts, mais non couvert par la méthode des composants de l'Eurocode 3. Cette lacune conduit à des incertitudes dans l'évaluation de la rigidité et de la résistance de ces assemblages.

Afin d'analyser et de quantifier cette contribution, une méthode analytique proposée dans la littérature a été appliquée à un cas d'étude expérimental. Le chapitre débute par un état de l'art rassemblant les principales contributions expérimentales et analytiques relatives aux assemblages d'axe faible, en mettant en évidence les mécanismes de déformation observés, les approches de modélisation et les méthodes simplifiées développées.

V.2 ETUDES ANALYTIQUES

Gomes (Gomes et al., 1994) ont décrit l'assemblage poutre–poteau d'axe faible comme une configuration où la poutre se connecte directement à l'âme d'un poteau en I ou en H (Figure V-1), ce qui induit une réponse fortement non linéaire dominée par la déformabilité des éléments de liaison platine d'about, cornières, boulons et par la déformation hors plan de l'âme dans sa direction, souvent sous forme de flexion transversale. Ils ont structuré l'analyse autour d'indicateurs de conception (résistance, rigidité sécante, contribution membranaire en phase post-limite, capacité de rotation), afin de relier les mécanismes locaux de l'âme aux propriétés globales de l'assemblage (rigidité, résistance, ductilité). Enfin, ils ont discuté l'interaction dans un nœud tridimensionnel entre l'assemblage d'axe faible et l'assemblage d'axe fort, en soulignant que ces réponses ne sont pas indépendantes. Dans la continuité, (Neves LC and Gomes F, 1996) ont ensuite structuré le calcul de la résistance en moment des assemblages d'axe faible en reliant directement le moment transmis à l'âme à un couple d'efforts équivalents appliqués dans deux zones, l'une en traction et l'autre en compression, ce qui permet d'analyser l'âme comme une plaque sollicitée localement. Ils ont distingué deux modalités d'introduction des efforts, selon que la charge est transmise par une zone assimilable à une surface rigide (cas typique d'une liaison soudée) ou par une ou plusieurs rangées de boulons (cas d'une liaison boulonnée), afin de représenter correctement la diffusion des efforts dans l'âme. Sur cette base, ils ont classé les mécanismes de ruine possibles de l'âme en mécanismes de flexion (local ou global) et mécanismes associés au poinçonnement, puis ils ont traité le cas combiné flexion–poinçonnement lorsque les deux phénomènes interagissent, ce qui a conduit à une démarche cohérente dans laquelle l'identification d'un mécanisme admissible de l'âme conduisait à l'évaluation de la charge plastique associée, puis à la détermination du moment résistant.

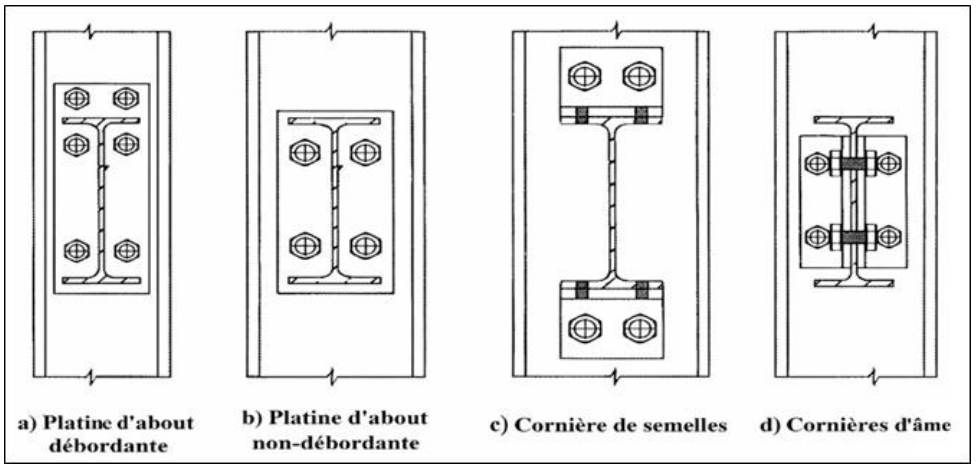


Figure V- 1: Assemblages poutre–profilé en I sur axe faible

Steenhuis (Steenhuis et al., 1998) ont ensuite réinséré ces avancées dans la méthode des composants de l'Eurocode 3, en rappelant que les règles usuelles couvrent les composants classiques (boulons en traction, platine en flexion, composants côté poutre), mais qu'elles ne décrivent pas correctement le composant spécifique aux assemblages d'axe faible lié à la déformation hors plan de l'âme du poteau. Ils ont donc formalisé un composant dédié « âme de poteau en flexion et poinçonnement » et ont proposé une procédure d'assemblage de composants permettant d'obtenir, de façon analogue aux assemblages d'axe fort, la résistance et la rigidité rotationnelle globales de l'assemblage à partir de la contribution de l'âme et des rangées de boulons. Pour la résistance, ils ont repris la logique des mécanismes (local/global) de l'âme, ce qui a assuré la continuité conceptuelle avec les travaux de Gomes. Pour la rigidité, ils ont surtout introduit un point de conception majeur : l'âme ne développe pas la même rigidité selon le degré d'entrave imposé par la continuité de poteau, c'est-à-dire selon que les semelles du poteau sont fortement retenues en rotation (par exemple par la présence d'une poutre d'axe fort) ou plus libres, ce qui réduit la rigidité globale. Ils ont indiqué que l'expression de rigidité obtenue dans un cadre local reste utilisable de manière conservative pour un mécanisme global, et les comparaisons disponibles ont soutenu la pertinence du modèle dans le domaine étudié.

Enfin, Neves (Neves et al., 2005) ont recentré l'étude sur la prédiction de la rigidité initiale de la composante « âme ou face de poteau en flexion transversale » en proposant un modèle mécanique fondé sur une bande équivalente travaillant principalement dans une seule direction (Figure V-2). Contrairement à Steenhuis et al., qui ont exprimé la rigidité via des facteurs issus d'une calibration et ont introduit une réduction lorsque les semelles du poteau ne sont pas retenues, (Neves et al., 2005) ont justifié le modèle par une observation expérimentale directe du champ de contraintes dans l'âme, montrant une concentration au droit de la rangée supérieure de boulons et une décroissance avec la distance verticale, alors que la contrainte dans la direction perpendiculaire est restée faible, ce qui a confirmé le comportement de bande. Ils ont ensuite défini explicitement les dimensions représentatives nécessaires au modèle, en particulier la dimension L de l'âme, en montrant que la contribution du rayon de raccordement influence fortement la rigidité élastique et en proposant une valeur calibrée pour ce terme, ce qui n'était pas explicité à ce niveau dans (Steenhuis et al., 1998). Enfin, ils ont rendu l'approche directement exploitable dans une procédure systématique de type méthode des composants, en

reliant la rigidité translationnelle du composant aux propriétés rotationnelles de l'assemblage et en traitant explicitement le cas d'une ou deux rangées tendues, ainsi que le cas où les semelles du poteau ne sont pas retenues en rotation.

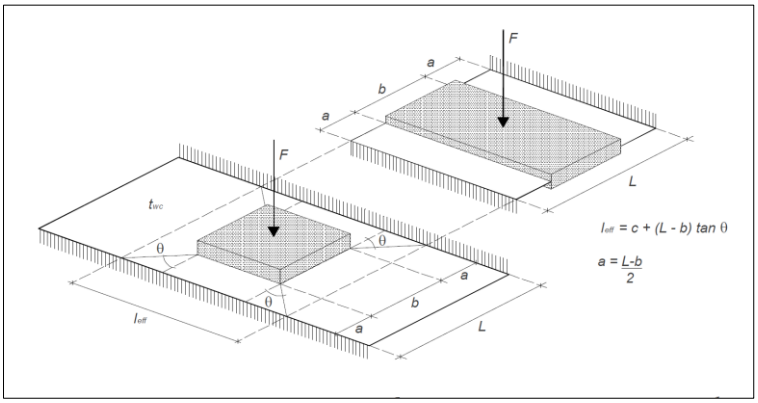


Figure V- 2: Modèle de bande équivalente (Neves et al., 2005)

Dans une suite de leur travail, de Lima (de Lima et al., 2002) ont proposé une évaluation analytique du coefficient de rigidité k_{21}, associé à la composante « âme du poteau en flexion » dans les assemblages poutre–poteau d'axe faible. Ils ont repris pour cela le modèle initialement développé par Neves et Gomes (Neves LC and Gomes F, 1996) qui ont montré que l'âme du poteau pouvait être représentée, pour ce type d'assemblage, comme une plaque simplement appuyée à la jonction avec les semelles et libre sur les autres bords, sauf que l'expression analytique proposée par eux, ne tient pas compte de la présence éventuelle de raidisseurs horizontaux dans l'âme du poteau. Or, les analyses éléments finis ont montré que la position du raidisseur supérieur par rapport à la rangée de boulons en traction influence fortement la déformabilité hors plan de l'âme. Pour intégrer cet effet, les auteurs ont introduit une correction polynomiale en fonction du rapport m/D, où m est la distance verticale entre la rangée supérieure de boulons et le raidisseur supérieur, et D est l'entraxe vertical entre raidisseurs.

$$\mathrm{k_{21}} = \mathrm{k_{21}^{(0)}}\left[0.57\left(\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{D}}\right)^{2} - 0.85\left(\frac{\mathrm{m}}{\mathrm{D}}\right) + 0.41\right] \tag{V.1}$$

Où $k_{21}^{(0)}$ est la rigidité calculée par la formule de Neves sans raidisseurs

La formulation proposée a été validée en comparant, pour les six dispositions de raidisseurs, les valeurs de k_{21} issues des éléments finis à celles obtenues par l'équation (V-1), ainsi que la courbe moment–rotation de l'assemblage mesurée expérimentalement à celle reconstruite à partir de cette formulation. Les valeurs analytiques sont très proches des valeurs numériques. Les écarts restent limités à quelques pourcents sur l'ensemble des configurations, ce qui confirme que le modèle de bande équivalente de (Neves LC and Gomes F, 1996) complété par la correction polynomiale en fonction du rapport m/D, permet de représenter de manière satisfaisante la rigidité de la composante « âme du poteau en flexion » dans les assemblages d'axe faible avec raidisseurs horizontaux.

Sur la base de leurs résultats numériques, (Gao et al., 2022) ont évalué de manière critique l'applicabilité de la méthode des composants de l'Eurocode 3 aux assemblages en inox, en intégrant la formule proposée par (Neves LC and Gomes F, 1996) pour le calcul de la composante " âme du poteau en flexion k_{21} ". Les comparaisons ont montré que les formules traditionnelles, développées pour l'acier carbone, ne captent pas correctement le comportement des aciers inoxydables, en particulier à cause de leur écrouissage marqué et de la présence de raidisseurs transversaux modifiant la distribution des efforts. Les sous-estimations systématiques de la rigidité initiale et du moment plastique ont conduit les auteurs à proposer des expressions améliorées pour la composante k_{21}. Ainsi, une formulation révisée de la rigidité de la composante âme fléchie a été développée, fondée sur un modèle tenant compte à la fois de la géométrie des raidisseurs d'un seul côté, et de la contribution de la zone comprimée associée au raidisseur transversal. Pour la rigidité, les auteurs ont développé un nouveau modèle de bandes pour une âme raidie sur une seule face par des raidisseurs transversaux, permettant d'obtenir une rigidité de base $k_{21,s}$. Cette rigidité a ensuite été corrigée par un facteur de rigidité $\lambda_{k,r}$, dérivé d'une régression sur les résultats numériques et exprimé en fonction de paramètres adimensionnels caractéristiques de la géométrie de l'assemblage. Un second facteur de réduction λ_η, dépendant du ratio d'effort axial $\lambda_\eta (= \frac{k_\eta}{k_{\eta=0}})$, a été introduit afin d'intégrer la perte de rigidité associée à la compression dans le poteau. La rigidité finale de la composante est écrite dans l'équation (V-2), qui a conduit à des prédictions très proches des résultats expérimentaux et numériques, avec des ratios $S_{j,ini,exp}/S_{j,ini,cal}$, proches de l'unité. Enfin, (Gao et al., 2022) ont proposé une expression révisée de la résistance plastique de la composante « âme en flexion–poinçonnement » en remplaçant la limite d'élasticité f_y par la contrainte à 3.0 % de déformation ($f_{y3.0}$), plus représentative du comportement post-élastique des aciers inoxydables.

$$k_{21,p} = \lambda_{k,r}\,\lambda_\eta\,k_{21,s} = \left[1.25\left(1-0.62\lambda_r\right)\sqrt[3]{1-\eta}\right]k_{21,s} \qquad \text{(V.2)}$$

V.3 ETUDES EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES

L'étude expérimentale menée par (Packer et al., 1989) avait pour objectif de valider les modèles analytiques proposés pour prédire le comportement et la résistance ultime des assemblages soudés plaque–âme de profilé en I, en considérant trois approches : le modèle à lignes de rupture, le modèle de poinçonnement, le modèle combiné flexion–cisaillement.

La campagne expérimentale a porté sur onze essais de traction axiale réalisés sur des assemblages soudés : neuf assemblages plaque–âme de profilé en I. L'objectif principal était d'étudier l'influence des paramètres géométriques dominants, à savoir : l'épaisseur de la plaque soudée t_p, l'épaisseur de l'âme du profilé t_w, et le rapport de largeur effective $\beta' = \frac{b_p+2W_s}{T}$, où, b_p est la largeur de la plaque, W_s est le cordon de soudure, T est la distance libre entre congés de raccordement du profilé en I. Cette largeur représente la proportion de l'âme mobilisée par la plaque. Ces configurations ont couvert une large plage de valeurs de β' comprises entre 0.65 et 0.98, allant de plaques relativement étroites à des plaques occupant presque toute la largeur utile de l'âme.

Avec l'augmentation progressive de la charge, la plastification débute localement aux extrémités des cordons de soudure situées près des semelles, puis s'étend autour du périmètre de la plaque soudée, et le long des congés d'âme à la jonction entre l'âme et les semelles. Des zones de courbure prononcée apparaissent dans l'âme de part et d'autre de la plaque soudée, indiquant une flexion locale intense. La rupture proprement dite est initiée lorsque la contrainte principale de traction dans l'âme dépasse la résistance ultime du matériau au voisinage des soudures, provoquant une fissuration nette du métal de base. Dans la majorité des essais, cette fissuration s'est produite à la base des cordons de soudure, au droit des semelles du profilé, puis la rupture de l'âme intervient par fracture franche dans la majorité des cas. Les résultats expérimentaux valident ainsi la présence d'un mécanisme de rupture combiné flexion–poinçonnement, dépendant principalement du rapport de largeur β'et de l'épaisseur de la plaque. L'étude paramétrique a révélé que : (1) Une augmentation du rapport β'(plaque plus large) accroît la rigidité initiale et la résistance ultime, mais réduit la déformabilité de l'assemblage ; (2) Une augmentation de l'épaisseur de plaque t'_p produit le même effet, en augmentant la surface efficace de transfert de charge vers l'âme.

Ainsi, les assemblages NG3 ($\beta' = 0.98$) et AC2 ($t'_P = 60.6$ mm) ont montré des résistances supérieures à NG1 ($\beta' = 0.65$) et AC1 ($t'_P = 38.7$ mm) respectivement, (Figure V-3 et V-4).

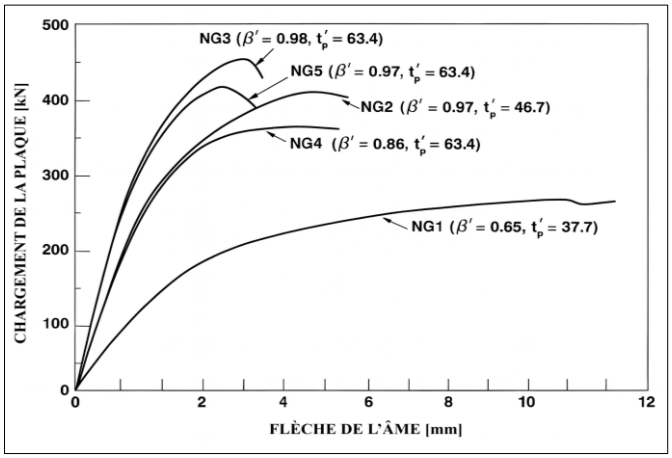


Figure V- 3: La flèche de l'âme pour les essais NG1 à NG5 (Packer et al., 1989)

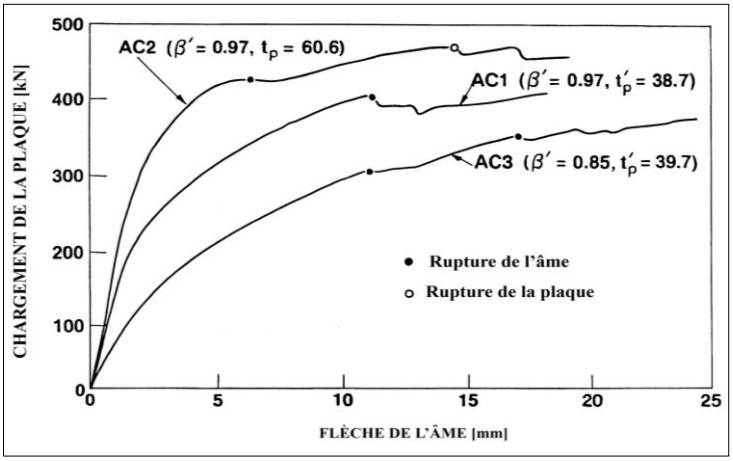


Figure V- 4: La flèche de l'âme pour les essais AC1, AC2, et AC3 (Packer et al., 1989)

CHAPITRE V : COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU PAR PLATINE D'ABOUT BOULONNÉE SELON L'AXE FAIBLE

De Lima (de Lima et al., 2002) ont étudié le comportement d'assemblages semi-rigides poutre–poteau sollicités autour de l'axe faible, avec pour objectif de caractériser expérimentalement la réponse moment–rotation et de proposer un modèle mécanique, dans le cadre de la méthode des composants (EN 1993-1-8, 2005), tenant compte des spécificités de l'âme du poteau en flexion hors plan. Les configurations considérées sont des attaches à double cornières d'âme boulonnées, destinées à mettre en évidence le rôle de l'âme du poteau dans la rotation globale. Le programme expérimental comprend trois essais sur une poutre I 254×37,7 connectée à un poteau HEA 300, assemblée par boulons ASTM A325 de diamètre 19 mm. Une première configuration utilise des doubles cornières 76×76×9,5 mm avec une cornière d'assise. La seconde configuration emploie des doubles cornières 127×76×9,5 mm et remplace l'assise par un raidisseur transversal soudé (plaque 270×90×9,5 mm). La troisième configuration reprend la seconde en ajoutant un raidisseur supérieur, positionné à proximité de la semelle supérieure de la poutre.

Les résultats ont montré, pour la première configuration, une apparition précoce de la plastification au niveau des cornières d'âme, associée au développement de lignes de plastification dans la zone tendue, tandis que l'âme du poteau présentait des déplacements hors plan marqués, le chargement a été arrêté à 25,3 kN. L'analyse des champs de contrainte verticale normalisée dans l'âme du poteau a mis en évidence des concentrations au voisinage des semelles et dans la zone d'introduction des efforts (Figure V-5.a). L'introduction d'un raidisseur transversal (seconde configuration) a conduit, pour un même niveau de déformation globale, à une augmentation notable de la charge mobilisée (d'environ 14,1 kN à 20,0 kN), traduisant une rigidité rotationnelle plus élevée et un report de la plastification locale (Figure V-6. b). Les distributions de contrainte verticale normalisée sont apparues plus homogènes, avec une atténuation des pics aux jonctions âme/semelles (Figure V-5. b), et la plastification des cornières n'a pas été atteinte dans la plage de chargement considérée. Enfin, l'ajout d'un raidisseur supérieur (troisième configuration) a encore augmenté le niveau de charge correspondant à des déformations comparables, l'initiation de la plastification des cornières a été observée vers 25,0 kN (Figure V-6.c), alors que les déformations hors plan de l'âme du poteau étaient nettement réduites. Les champs de contrainte verticale normalisée ont confirmé une diffusion plus favorable des contraintes dans la zone sollicitée (Figure V-5. c).
Les auteurs concluent que, pour les assemblages d'axe faible à double cornières d'âme, la flexion hors plan de l'âme du poteau constitue la contribution dominante à la rotation mesurée, et que l'ajout de raidisseurs permet de réduire cette déformabilité tout en augmentant la rigidité et la résistance apparentes de l'assemblage.

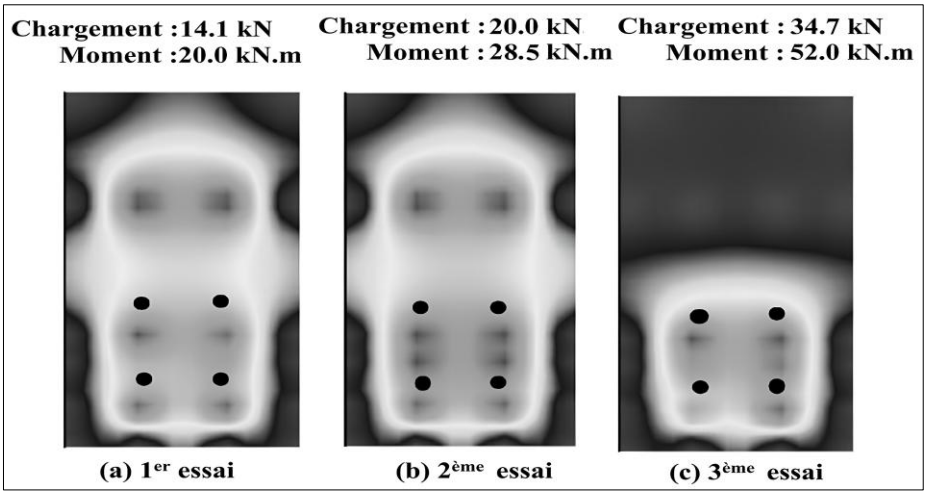


Figure V- 5: l'évolution de la contrainte verticale normalisé dans l'âme du poteau

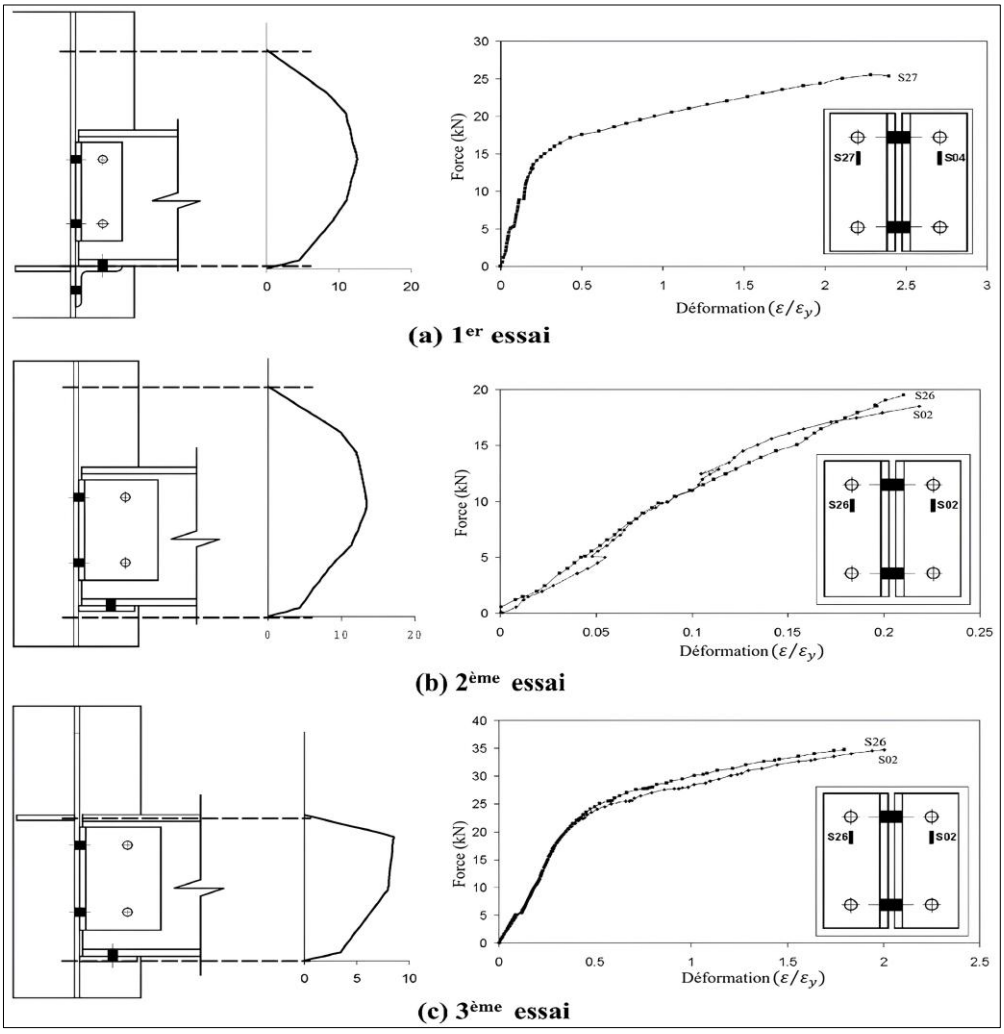


Figure V- 6: Déplacement âme du poteau et courbes force- déformation (de Lima et al., 2002)

CHAPITRE V : COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU PAR PLATINE D'ABOUT BOULONNÉE SELON L'AXE FAIBLE

Dans la seconde partie de leur travail, (de Lima et al., 2002) ont mené une analyse éléments finis visant à quantifier l'influence de l'âme du poteau sur le comportement en flexion des assemblages poutre–poteau selon l'axe faible. L'objectif est de quantifier séparément l'effet de l'épaisseur de l'âme du poteau et de la disposition des raidisseurs transversaux sur la rigidité initiale de l'assemblage, la rigidité du composant « âme du poteau en flexion » k_{21} et, plus généralement, sur la résistance globale de l'assemblage. Une première série de simulations a porté sur la variation de l'épaisseur d'âme t_w, les autres dimensions restant constantes. Trois valeurs ont été étudiées ($t_w = 6{,}3$, 8,0 et 10,0mm), correspondant à $h/t_w = 43{,}7$, 34,4 et 27,5. Les résultats montrent une réponse globalement bilinéaire, avec une rigidité élastique initiale k_e puis une rigidité post-élastique réduite k_{pl} après l'apparition de la plastification dans l'âme. L'augmentation de t_w accroît fortement la rigidité initiale qui passe d'environ 3700 kN/m ($t_w = 6{,}3$ mm) à plus de 11 900 kN/m ($t_w = 10$ mm). La résistance maximale augmente également avec l'épaisseur d'âme, tandis que la déformabilité plastique est plus marquée pour les âmes les plus rigides (Figure V-7).

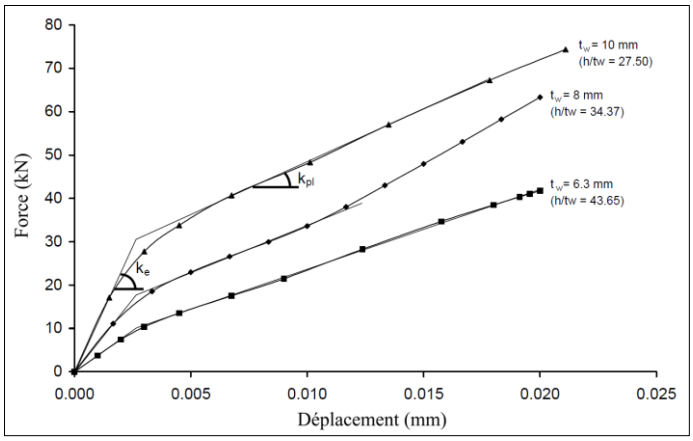


Figure V- 7: Influence de l'épaisseur de l'âme du poteau sur la réponse de l'assemblage

Dans une deuxième étape, les auteurs ont examiné l'effet de la position des raidisseurs d'âme. À partir d'une géométrie de référence, l'épaisseur de l'âme et celle des raidisseurs ont été maintenues constantes, tandis que seule la distance verticale entre raidisseurs et la position du raidisseur supérieur par rapport à la rangée supérieure de boulons ont été modifiées. Six configurations ont ainsi été étudiées, correspondant à différents espacements. Les résultats indiquent qu'un raidisseur supérieur rapproché de la rangée de boulons en traction réduit la déformabilité hors plan de l'âme et augmente nettement la rigidité k_{21} (Figure V-8). À l'inverse, lorsque les raidisseurs sont plus éloignés, l'âme est sollicitée sur une hauteur plus importante, les déplacements hors plan s'amplifient, la rigidité diminue et la rotation de l'assemblage, pour un même niveau de moment, devient plus élevée.

Kim (Kim et al., 2008) ont étudié expérimentalement le comportement d'assemblages poutre–poteau d'axe faible réalisés avec des détails de zone d'attache peu courants en construction métallique. L'objectif a été d'évaluer, en comparaison avec un assemblage de référence à des supports soudés, la rigidité, la résistance et la capacité de déformation d'assemblages d'axe faible faisant intervenir demi-tronçons en T boulonnés, des demi-tronçons en T soudés et des platines d'about boulonnées.

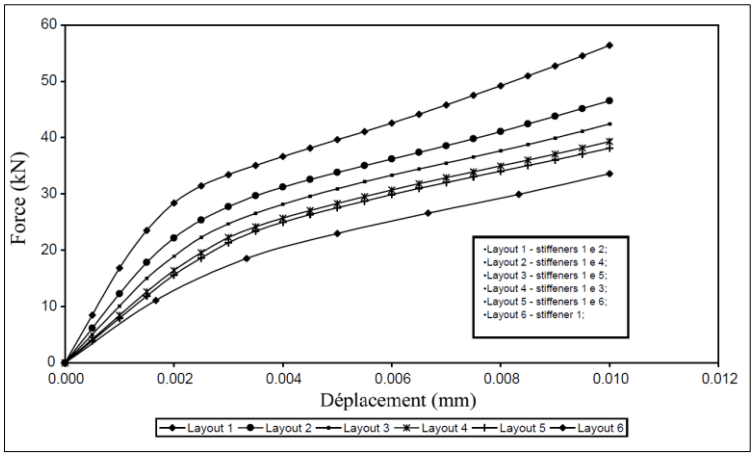


Figure V- 8: Influence des dispositions des raidisseurs de l'âme du poteau sur la réponse de l'assemblage (de Lima et al., 2002)

Le premier type d'assemblage étudié a été l'assemblage par demi-tronçon en T boulonné (série ST). La zone d'attache a été réalisée au moyen d'un profilé en T scindé (split-tee) dont l'âme a été boulonnée à la semelle de la poutre et dont la semelle a été en contact avec l'âme du poteau. Le rôle du raidisseur horizontal d'âme est assuré par une plaque de renforcement horizontale indépendante, soudée à l'âme du poteau et positionnée à 15 cm de l'axe de la poutre pour des raisons de réalisabilité. Le nombre de boulons de cisaillement reliant le demi-tronçon en T à la poutre constitue le paramètre principal, avec trois éprouvettes ST-W-15-4, ST-W-15-6 et ST-W-15-8 (4, 6 et 8 boulons). Cette configuration a visé une alternative plus simple aux supports soudés, tout en assurant un transfert du moment d'axe faible à partir du demi-tronçon en T et le raidisseur horizontal déporté. Le deuxième type a correspondu à l'assemblage par demi-tronçon en T soudé (série WST). La géométrie générale de la zone d'attache reste basée sur un demi-tronçon en T, mais son âme est soudée directement à la semelle du poteau et se prolonge comme une plaque de renfort sur ses semelles. Le demi-tronçon en T soudé assure simultanément la fonction de zone d'attache en traction/compression et celle de raidisseur horizontal, ce qui a permis de supprimer le raidisseur horizontal séparé utilisé dans la série ST. Trois éprouvettes ont également été réalisées avec 4, 6 et 8 boulons de cisaillement. Le troisième type correspond à l'assemblage par platine d'about boulonnée (série EP). Comme pour la série ST, un raidisseur horizontal d'âme indépendant est soudé à l'âme du poteau et situé à 15 cm de l'axe de la poutre, avec les configurations EP-W-15-4, EP-W-15-6 et EP-W-15-8. Deux éprouvettes de référence complètent le programme : une poutre isolée (BA-B-0-0) et un assemblage à consoles soudées d'axe faible (BA-W-0-0), (Figure V-9).

Les essais ont été réalisés en flexion monotone sous chargement quasi statique. Les résultats ont montré que, pour l'ensemble des configurations, l'augmentation du nombre de boulons dans la zone d'attache entraine une augmentation de la résistance ultime et de la rigidité initiale, tandis que l'influence sur la capacité de déformation dépend de la configuration. Les assemblages par platine d'about (EP) présentent les rigidités initiales les plus faibles et une capacité de déformation limitée, la plastification de la platine et l'effet de levier ayant conduit à une rupture précoce des boulons en traction. Les assemblages par demi-tronçon en T boulonné (ST) offrent une rigidité et une résistance intermédiaires, avec des modes de ruine dominés par la rupture des boulons (cisaillement ou traction selon le nombre de boulons) et une capacité de

déformation environ deux fois supérieure à celle des platines d'about. Les assemblages par demi-tronçon en T soudé (WST) présentent le comportement le plus favorable, le demi-tronçon en T soudé se comporte comme un raidisseur horizontal intégré et assure un meilleur transfert du moment vers la semelle du poteau, pour la configuration avec 8 boulons, la zone d'attache est restée intacte et la ruine s'est produite par flexion de la poutre, avec une rigidité initiale supérieure à celle de l'assemblage de référence à supports soudés (BA-W-0-0) (Figure V-10).

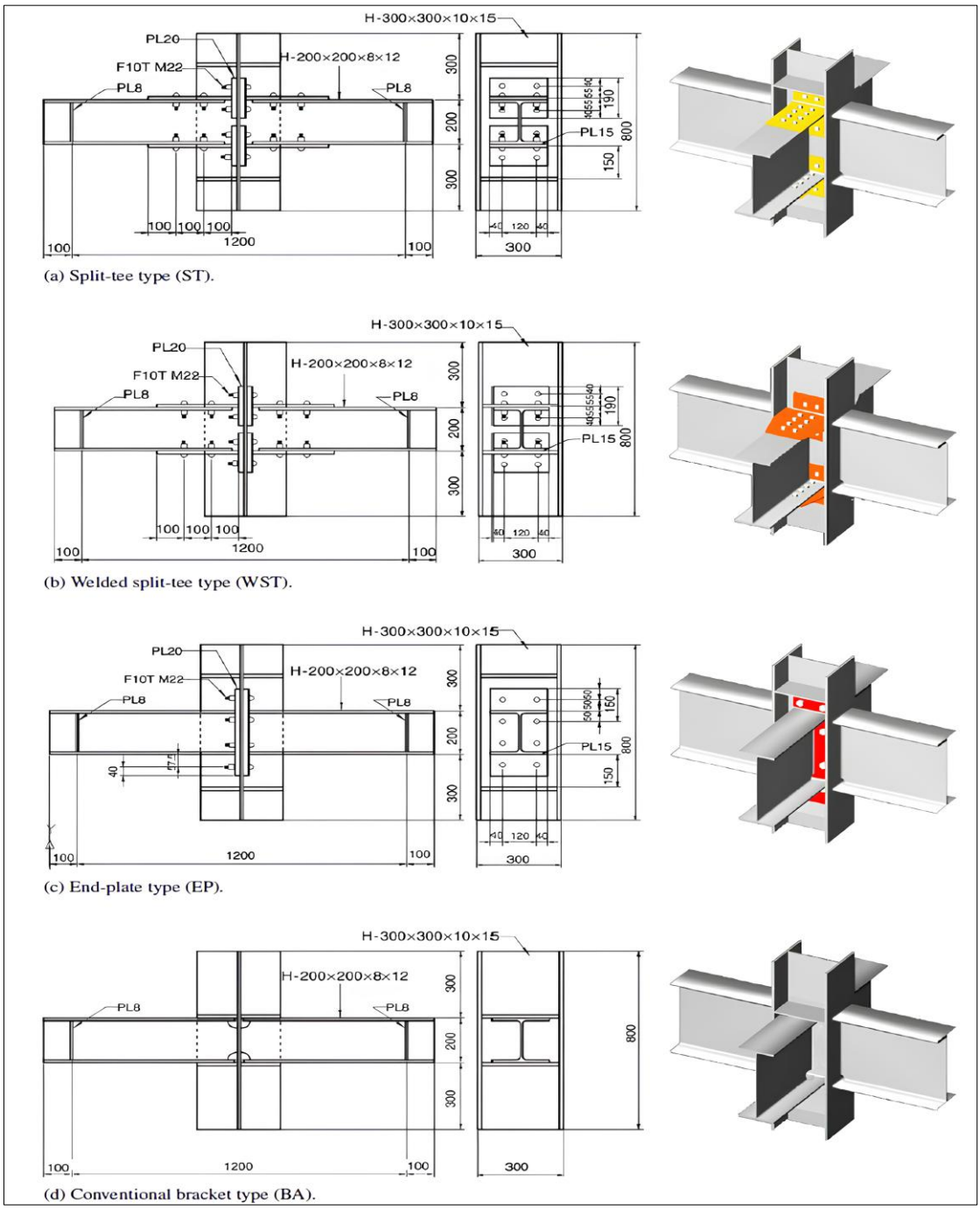


Figure V- 9: Schémas des différentes configurations (Kim et al., 2008)

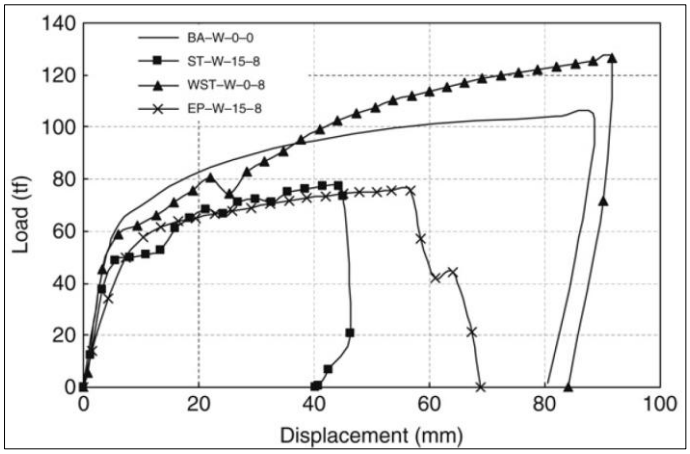


Figure V- 10: Relation charge-déplacement selon le type de configuration

Gao (Gao et al., 2022) ont mené une étude expérimentale approfondie sur le comportement d'assemblages poutre–poteau d'axe faible réalisés en acier inoxydable, soumis à des chargements monotones et cycliques sous effort axial constant. Deux nuances représentatives des aciers inoxydables structurels ont été analysées : l'austénitique EN 1.4301 (S30408), et le duplex EN 1.4462 (S22253). Quatre assemblages ont été testés, deux en régime monotone et deux en régime cyclique, avec des boulons précontraints à 64 % de leur résistance ultime et un effort normal fixé à 20 % de la résistance plastique du poteau. Les réponses expérimentales, analysées au travers des courbes M–θ et F–Δ, montrent que les assemblages en acier duplex présentent systématiquement une rigidité initiale plus élevée, une résistance plastique accrue et un moment ultime supérieur à ceux des assemblages austénitiques (Figure V-11), mais au prix d'une ductilité plus limitée. Les assemblages austénitiques offrent, à l'inverse, une ductilité remarquable et une large capacité de redistribution plastique, bien que leur résistance soit inférieure.

Une étude paramétrique a été menée par la suite, sur près d'une centaine de modèles numériques, permettant d'évaluer l'influence de nombreux paramètres : épaisseur de l'âme du poteau, géométrie de la platine d'about, diamètre des boulons, précontrainte initiale, hauteur et épaisseur des semelles, présence ou non de raidisseurs, dimensions des raidisseurs et niveau d'effort axial appliqué au poteau. Les résultats ont montré que les paramètres les plus influents sur la rigidité rotationnelle initiale sont l'épaisseur de l'âme et la hauteur des semelles, suivis de la géométrie de la platine et de la précontrainte des boulons. L'effort axial de compression agit quant à lui comme un paramètre de dégradation progressive de la rigidité : plus η augmente, plus la rigidité k_{21} diminue en raison de l'instabilité locale induite dans l'âme comprimée. L'ajout de raidisseurs transversaux accroît fortement la rigidité de la composante.

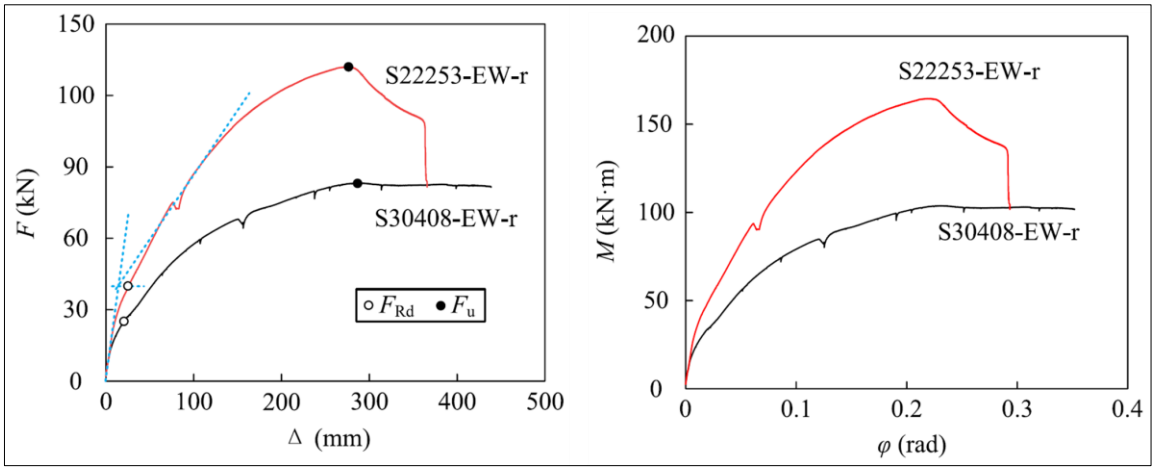


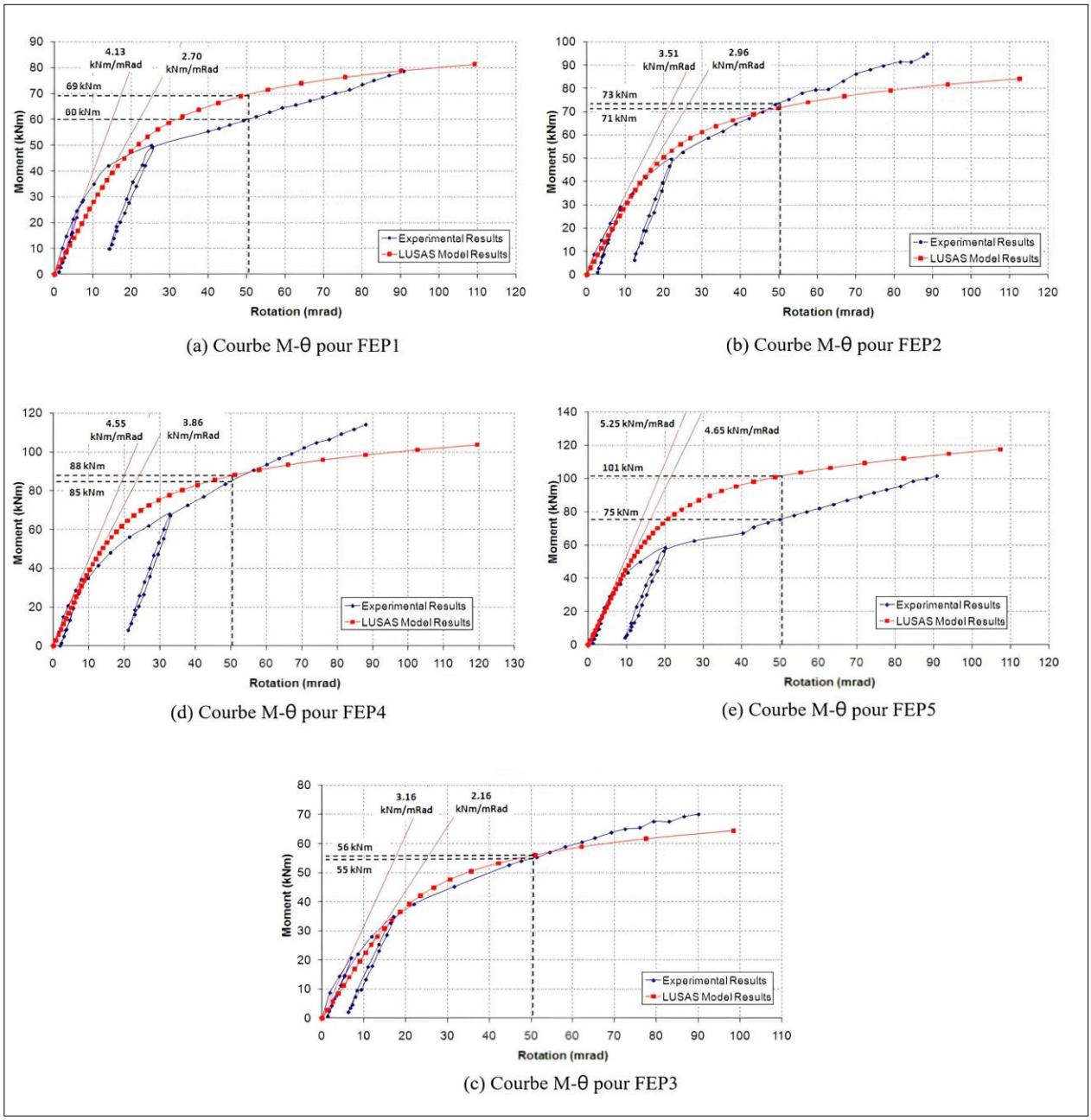
Figure V- 11: Courbes expérimentales des assemblages sous chargement monotone

(a) Courbe F- Δ ; (b) Courbe M–θ (Gao et al., 2022)

L'étude menée par Tahir (Tahir et al., 2011) constitue une référence importante dans la compréhension du comportement des assemblages poutre–poteau à platine d'about non débordante boulonnés à l'âme du poteau, c'est-à-dire sollicités selon l'axe faible. Le programme expérimental comportait cinq assemblages en échelle réelle, désignés FEP1 à FEP5 (Tableau V-1). Chaque assemblage est constitué d'une platine d'about non débordante de 12 mm d'épaisseur, soudée à la poutre et boulonnée à l'âme du poteau au moyen de quatre boulons M20 de classe 8.8. Les essais ont été effectués sous chargement monotone en déplacement imposé, la poutre étant sollicitée à son extrémité libre tandis que le poteau restait encastré à la base. Les paramètres géométriques étudiés concernaient essentiellement la profondeur de la poutre (h_b) et la section du poteau (h_c), et plus particulièrement la largeur de l'âme. Quatre hauteurs de poutre (350, 400, 450 et 500 mm) et deux sections de poteau (H300×300×83.5 et H350×350×104.6) ont été testées afin d'évaluer leur influence sur les paramètres mécaniques de l'assemblage. Les autres caractéristiques, telles que l'épaisseur de la platine, la géométrie des boulons et la nature du matériau, ont été maintenues constantes pour isoler les effets géométriques. Les observations expérimentales ont montré que la déformation principale provenait de la flexion locale du panneau d'âme du poteau, qui se déformait entre la zone de traction (boulons supérieurs) et la zone de compression inférieure. L'influence des paramètres géométriques a été identifiée dans les courbes moment-rotation des cinq configurations de la (Figure V-12). L'augmentation de la profondeur de la poutre a conduit à une hausse significative du moment résistant plastique, en raison d'un bras de levier plus important entre les zones tendue et comprimée. Toutefois, cette augmentation s'est accompagnée d'une légère réduction de la rotation ultime, signe d'un comportement plus rigide et moins dissipatif. L'augmentation de la largeur du poteau, quant à elle, a entraîné une augmentation notable de la rigidité initiale du joint, due à une plus grande rigidité de l'âme, mais a légèrement diminué la déformabilité. Le moment résistant n'a été que modérément affecté, ce qui confirme que la rigidité initiale dépend essentiellement de la rigidité de l'âme du poteau, tandis que la résistance ultime est davantage liée à la géométrie de la poutre. Ces résultats ont fait l'objet d'une validation numérique par la suite.

Désignation Essai	Poteau	Poutre	Epaisseur platine d'about (mm)	Largeur platine d'about (mm)	Diamètre boulon (mm)
FEP 1	HB350×350×104.6	HB400×200×65.4	12	200	20
FEP 2	HB300×300×83.5	HB400×200×65.4	12	200	20
FEP 3	HB300×300×83.5	HB350×175×49.4	12	200	20
FEP 4	HB300×300×83.5	HB450×200×74.9	12	200	20
FEP 5	HB350×350×104.6	HB500×200×101.5	12	200	20

Tableau V- 1: Éprouvettes d'essai avec paramètres variables



(a) Courbe M-θ pour FEP1

(b) Courbe M-θ pour FEP2

(d) Courbe M-θ pour FEP4

(e) Courbe M-θ pour FEP5

(c) Courbe M-θ pour FEP3

Figure V- 12: Courbes moment- rotation (Tahir et al., 2011)

V.4 APPROCHE ANALYTIQUE DES ASSEMBLAGES SELON L'AXE FAIBLE PAR PLATINE D'ABOUT

La composante âme du poteau en flexion intervient lorsque l'effort transmis par l'assemblage est appliqué sur l'âme d'un profilé en I, de sorte que celle-ci est sollicitée en flexion hors plan. Dans cette configuration, la déformabilité de l'assemblage peut être fortement affectée par la flexion locale de l'âme, ce qui confère à cette composante un rôle important dans la rigidité et la résistance de l'assemblage. Malgré cette influence, elle ne fait pas encore l'objet de dispositions explicites dans les codes européens, alors même que sa rigidité initiale et son comportement non linéaire conditionnent directement la réponse globale de l'assemblage.

V.4.1 Comportement de la composante âme du poteau en flexion

Le comportement force–déformation de cette composante soumise à des forces transversales, comme illustré à la (Figure V-13.a), peut être décrit à travers les trois régions suivantes (Conde et al., 2023) :

Région 1 : elle correspond au domaine des faibles déplacements, dans lequel la réponse reste approximativement linéaire. Cette phase est principalement gouvernée par la flexion du panneau et se caractérise par une rigidité initiale K_{ini}.
Région 2 : elle est marquée par une réduction progressive de la rigidité, liée à l'apparition puis au développement de la plastification de l'acier.
Région 3 : elle se caractérise par une réaugmentation de la rigidité apparente de la courbe force–déformation, due à la mobilisation progressive des efforts de membrane lorsque les déplacements deviennent importants.
L'évolution de la courbe traduit ainsi le passage d'un comportement dominé par la flexion à une réponse dans laquelle l'effet membranaire devient de plus en plus significatif.

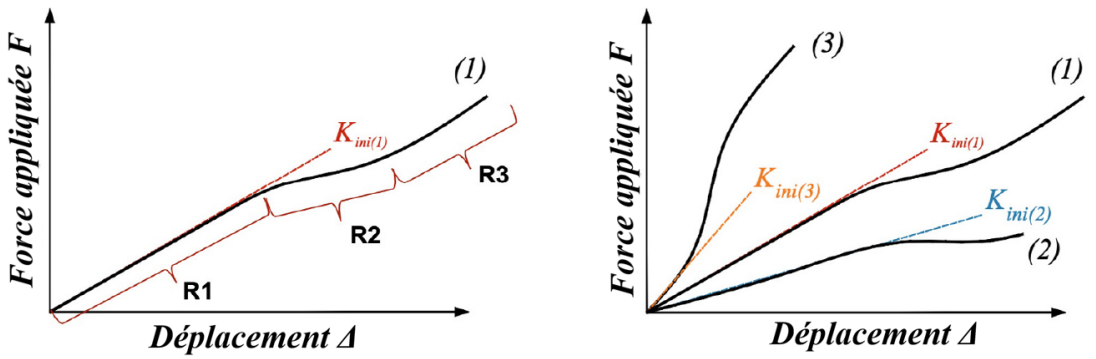


Figure V- 13: Courbe type force–déplacement sous chargement hors plan du panneau d'âme

Selon les caractéristiques géométriques de la composante âme du poteau en flexion, plusieurs types de comportement peuvent être distingués comme les montre la (Figure V-13. b)(Seyoum Lemma et al., 2024) :

- Cas (1) : le cas général déjà décrit précédemment, se caractérise par un comportement mixte. Ce cas correspond à une réponse dans laquelle la plastification et les effets membranaires interviennent simultanément de manière significative.

- Cas (2) : le cas d'une plaque trapue, donc relativement épaisse ou peu déformable. Ici, les effets membranaires restent faibles. La résistance est donc essentiellement contrôlée par la plastification en flexion, et une analyse en petits déplacements suffit. La région 3 n'apparaît pas vraiment.
- Cas (3) : c'est le cas d'une plaque élancée, donc plus souple. Ici, les grands déplacements activent rapidement les efforts membranaires, qui deviennent le mécanisme principal de résistance. Dans ce cas, la région 2 liée à la plastification en flexion est peu visible, voire absente, et il faut utiliser une théorie en grands déplacements.
  Cette distinction montre que la charge correspondant à la transition entre la région élastique initiale et la région de plastification ne peut pas être assimilée directement à la résistance de calcul de cette composante, une telle hypothèse conduisant à une évaluation excessivement conservative de sa capacité réelle (Seyoum Lemma et al., 2024). Cette limite s'explique principalement par deux raisons. D'une part, l'écrouissage du matériau est alors négligé, alors qu'il peut entraîner une augmentation notable de la résistance après le début de la plastification, dans certains cas, en particulier pour les aciers à haute résistance, la courbe contrainte–déformation ne présente d'ailleurs pas de palier plastique nettement défini. D'autre part, la plaque ne travaille pas uniquement en flexion hors plan, mais développe également des efforts membranaires dans son plan lorsque les déplacements deviennent importants. La combinaison de ces efforts membranaires avec les contraintes de flexion conduit ainsi à une résistance plastique plus élevée que celle déduite d'une plastification en flexion seule.

V.4.2 Formulations analytiques

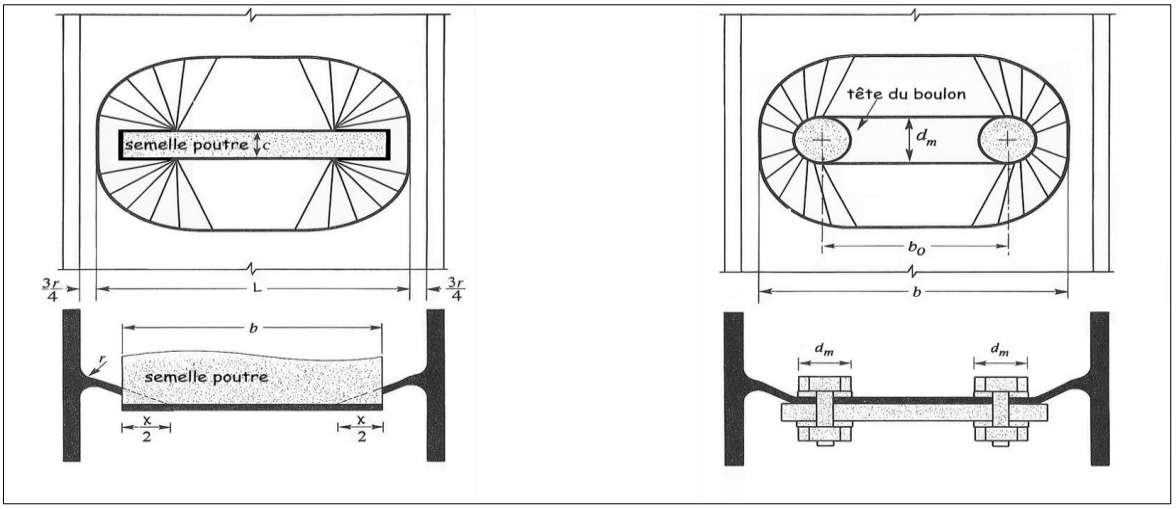
V.4.2.1 Résistance plastique : Méthode de Gomes et al.

Les cas de ruine les plus courants dus à la déformation hors plan de l'âme du poteau, identifiés par Gomes et al.(Gomes et al., 1996), sont brièvement décrits ci-après.
Pour l'évaluation du moment résistant et de la rigidité en rotation, le moment transmis par la poutre à l'âme du poteau est modélisé par un couple de forces F, égales et opposées, appliquées sur des zones de traction ou de compression :

- Cas 1 : F agit sur un rectangle rigide de dimensions $b \times c$ (Figure V-14.a), correspondant à un assemblage soudé où la zone est définie par le périmètre des cordons de soudure.
- Cas 2 : F est transmise par une ou plusieurs rangées de boulons (Figure V-14.a et V-15), la zone sollicitée étant définie par l'espacement des boulons et le diamètre des têtes ou écrous :

$$\begin{cases} b = b_0 + 0.9 d_m \\ c = c_0 + 0.9 d_m \end{cases} \quad \text{(V.3)}$$

Où b_0 et c_0 représentent les distances entre les centres des boulons comme indiqué à la (Figure V-14), et d_m correspond au diamètre moyen de la tête de boulon (ou de l'écrou).



(a) cas de chargement 1 (b) cas de chargement 2

Figure V- 14: Résistance plastique (Gomes et al., 1996)

Les mécanismes combinant la flexion et le cisaillement par poinçonnement se traduisent par des lignes de rupture en flexion (fines) et par poinçonnement (épaisses), comme illustré à la (Figure V-14.b) . Pour le cas 2 (assemblage boulonné), les dimensions $b \times c$ du rectangle équivalent (Figure V-15) sont données par l'équation (V-3).

Les modes de rupture courants dus à la déformation hors plan de l'âme du poteau ont été identifiés par Gomes et al. (Gomes et al., 1996). Il convient de considérer à la fois les mécanismes de ruine locaux et globaux de l'âme soumis à une déformation hors plan, comme illustré à la (Figure V-16). Le mécanisme local de type ligne de rupture se développe uniquement dans la zone tendue ou comprimée, voir (Figure V-16.a), ce mécanisme est associé à la force $F_{\text{local, Rd}}$, tandis que le mécanisme global implique simultanément les zones de compression et de traction, voir (Figure V-16.b), ce mécanisme est associé à la force $F_{\text{global},Rd}$.
Les mécanismes locaux de l'âme peuvent par ailleurs être classés en trois catégories :

1. Mécanismes de flexion,
2. Mécanismes de cisaillement par poinçonnement,
3. Mécanismes combinés de flexion et de cisaillement par poinçonnement.

Dans le mode de conception, il est supposé qu'aucun effet de levier ne se développe entre la platine d'about ou la cornière. Cette hypothèse est en contradiction avec les postulats de l'EN 1993-1-8(CEN, 2005), où il est considéré qu'une force de levier peut apparaître si une zone de fluage plastique se produit dans la platine ou la cornière. Ce point reste à l'étude. Dans la majorité des cas pratiques, la platine ou la cornière présente une rigidité et une résistance supérieures à celles de l'âme du poteau, ce qui rend raisonnable l'hypothèse de l'absence d'effet de levier entre ces composants.(Steenhuis et al., 1998)

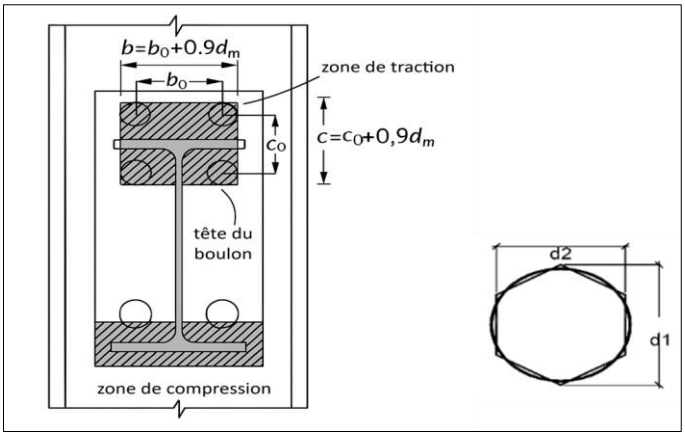


Figure V- 15: Caractéristiques géométriques de l'assemblage d'axe faible (Gomes et al., 1996).

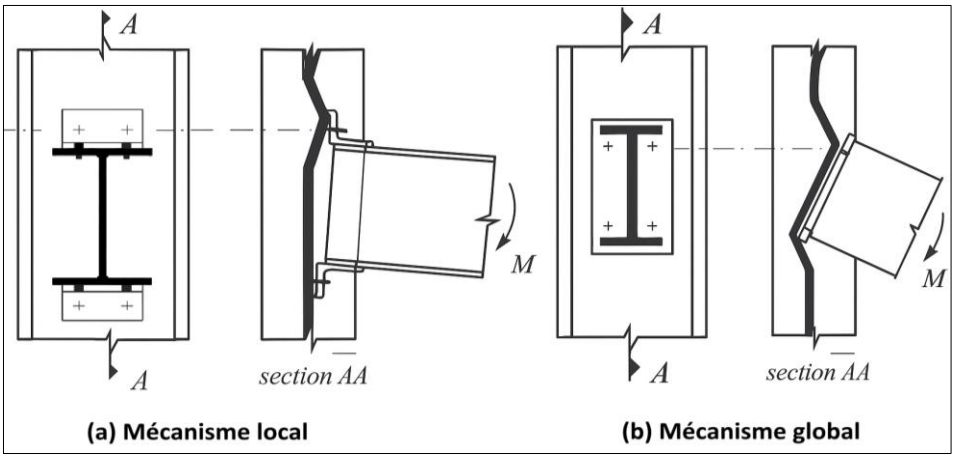


Figure V- 16: Mécanismes de rupture de l'âme du poteau (Gomes et al., 1996)

- **Mécanisme local**

La résistance plastique associée au mécanisme de rupture locale doit être définie comme la plus petite valeur entre la résistance plastique correspondante au mode de cisaillement par poinçonnement et celle correspondante au mode combiné flexion–poinçonnement, comme indiqué dans l'équation (V-4).

$$F_{local,Rd} = \min\left(F_{poinç,Rd}\,; k\,F_{comb,Rd}\right) \tag{V.4}$$

Où k est un facteur de correction défini par l'équation (V-5), tandis que $F_{poinç,\,Rd}$ et $F_{comb,\,Rd}$ représentent respectivement les résistances plastiques correspondantes aux modes de rupture par poinçonnement et par mécanisme combiné, comme indiqué dans les équations (V-6) et (V-7). Il convient de noter que la résistance plastique associée au mode de rupture en flexion constitue un cas particulier de l'équation (V-7) correspondant à $x = 0$.

$$k = \begin{cases} 1 & \text{if}(b+c)/L \geq 0.5 \\ 0.7 + 0.6(b+c)/L & \text{if}(b+c)/L < 0.5 \end{cases} \tag{V.5}$$

$$F_{poinç,Rd} = \begin{cases} 2(b+c)\,v_{pl} & \text{(Cas de chargement 1)} \\ n\,\pi\,d_m\,v_{pl} & \text{(Cas de chargement 2)} \end{cases} \quad (V.6)$$

$$F_{comb,Rd} = 4m_{pl}\left[\frac{\pi\sqrt{L(a+x)}+2c}{a+x}+\frac{1.5cx+x^2}{\sqrt{3}t_{wc}(a+x)}\right] \quad (V.7)$$

Dans ce contexte, n désigne le nombre de boulons situés dans la zone de traction, $L = d - 1.5r$, *et* $a = L - b$, tandis que x est un paramètre géométrique donné par les équations (V-8 ; V-9, et V-10)(Gomes et al., 1996) . De plus, v_{pl} et m_{pl} désignent respectivement la résistance au cisaillement par unité de longueur et le moment plastique par unité de longueur de la ligne de rupture, tous deux définis par les équations (V-11) et (V-12).

$$x = \begin{cases} 0 & \text{si } b \le b_m \\ -a+\sqrt{a^2-1.5ac+\frac{\sqrt{3}t_w}{2}\left[\pi\sqrt{L(a+x_0)}+4c\right]} & \text{si } b \ge b_m \end{cases} \quad (V.8)$$

$$x_0 = L\left[\left(\frac{t}{L}\right)^{2/3}+0.23\frac{c}{L}\left(\frac{t}{L}\right)^{1/3}\right]\left(\frac{b-b_m}{L-b_m}\right) \quad (V.9)$$

Et,

$$b_m = L\left[1-0.82\frac{t_w^2}{c^2}\left(1+\sqrt{1+2.8\frac{c^2}{t_wL}}\right)^2\right] \qquad \text{Mais } b_m \ge 0 \quad (V.10)$$

$$v_{pl} = \frac{t_{wc}\,f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (V.11)$$

$$m_{pl} = \frac{0.25t_{wc}^2\,f_y}{\gamma_{M0}} \quad (V.12)$$

Où f_y et t_{wc} désignent respectivement la limite d'élasticité et l'épaisseur de l'âme du poteau, tandis que γ_{M0} représente le coefficient partiel de sécurité.

- **Mécanisme global**

La résistance plastique correspondante à la rupture globale, que ce soit par flexion ou par un mécanisme combiné de flexion et de cisaillement par poinçonnement, peut s'exprimer comme suit (équation V-13 et V-14):

$$F_{global,Rd} = \frac{kF_{comb,Rd}}{2}+m_{pl}\frac{\left(\frac{2b}{h}+\pi+2\rho\right)}{\gamma_{M0}} \quad (V.13)$$

$$\rho = \begin{cases} 1 & \text{si } 0.7 \le \frac{h}{L-b} \le 1 \\ \frac{h}{L-b} & \text{si } 1 < \frac{h}{L-b} \le 10 \end{cases} \quad (V.14)$$

Où, h représente la distance entre les centres des zones de compression et de traction.

V.4.2.2 Rigidité initiale : Méthode de Neves et al.

La composante âme du poteau en flexion correspond à la déformation hors plan de l'âme du poteau sous l'effet des efforts transmis par l'assemblage. Pour le calcul de sa rigidité, Neves(Neves LC and Gomes F, 1996) considère que l'âme ne se comporte pas comme une plaque uniformément sollicitée sur toute sa surface, mais comme une plaque réelle localement chargée, dont la réponse peut être ramenée à celle d'une bande équivalente travaillant principalement dans une seule direction. Cette hypothèse s'appuie sur des observations expérimentales montrant qu'en domaine élastique, les contraintes les plus élevées se développent au droit de la rangée supérieure de boulons, puis diminuent progressivement dans la direction verticale de l'âme. Dans cette approche, la zone de transmission des efforts est supposée rigide, la plaque réelle est définie sur la base d'une bande équivalente de longueur L_{eff}, comme l'illustre la (Figure V-17.a), de largeur b, et d'épaisseur t avec des extrémités supposées partiellement restreintes, présentant une rigidité rotationnelle partielle par unité de longueur s (N·mm/rad/mm). Le chargement transversal est appliqué sous la forme d'une charge répartie sur une zone rectangulaire de dimensions $c \times d$, laissant de part et d'autre une longueur non chargée $n = (b - d)/2$. Cette idéalisation peut être utilisée lorsque l'effort transversal est transmis soit par une plaque horizontale, soit par des boulons, soit par une platine, comme indiqué respectivement aux (Figures V-17.b, V-17.c et V-17.d).

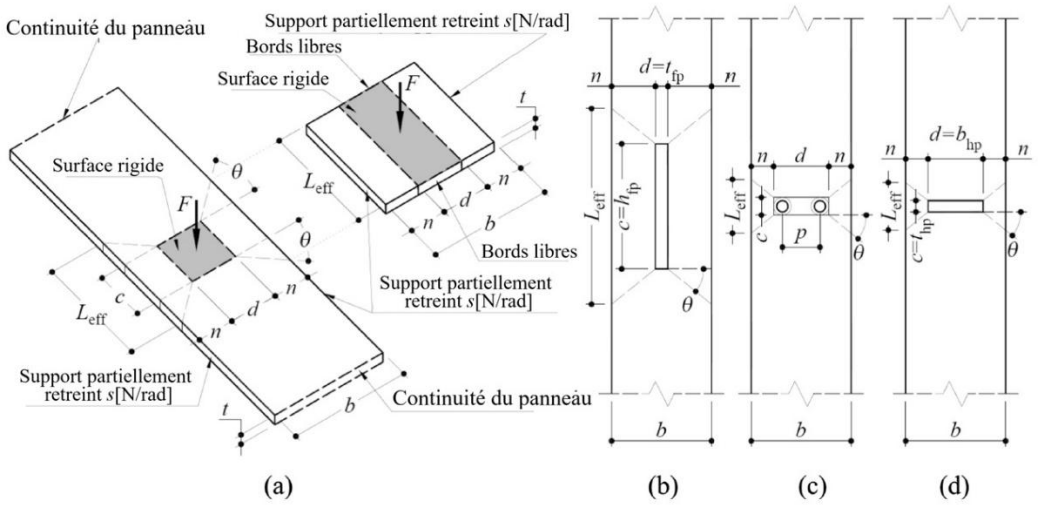


Figure V- 17: Application du modèle de Neves à des cas pratiques

Le modèle est ensuite décrit au moyen des paramètres géométriques adimensionnels suivants (équation V-15) :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{c}{b} & \text{avec } 0.05 \le \alpha \le 0.20 \\ \beta = \dfrac{d}{b} & \text{avec } 0.08 \le \beta \le 0.75 \\ \mu = \dfrac{b}{t_{wc}} & \text{avec } 10 \le \mu \le 50 \end{cases} \qquad \text{(V.15)}$$

En adoptant un coefficient de Poisson $\nu = 0{,}3$, et en introduisant les deux coefficients $k_1 = 1{,}5$ et $k_2 = 1{,}63$ calibrés à partir d'une étude numérique, l'expression suivante a été obtenue (équation V-16) :

(V.16)

Le terme $10{,}4\ (k_1 - k_2\beta)/\mu^2$ introduit la correction associée à la déformabilité en cisaillement dans le cas des âmes épaisses, alors que θ désigne l'angle de diffusion représenté à la (Figure V-17.a). Une formulation analogue a ensuite été proposée pour des semelles partiellement restreintes, sans considérer cette fois la contribution de la déformation en cisaillement. Dans ce cas, la réduction de rigidité est reliée à la rotation des semelles du poteau, en l'absence de poutres selon l'axe fort (ééquation V-17).

$$K_{ini,semelles\ partiellement\ fixes} = 4\frac{Et^3}{b^2}\frac{\alpha + (1-\beta)\tan\theta + 6S\dfrac{(1-\beta)}{Et^3}}{(1-\beta)^3\left[1 + \dfrac{3S}{2}\cdot\dfrac{1-\beta}{Et^3\left(\alpha + (1-\beta)\tan\theta\right)}\right]} \tag{V.17}$$

Où S désigne la rigidité en flexion des bords de la plaque sur la longueur L_{eff}, définie par (équation V-18):

$$S = sL_{\text{eff}} = s\left[c + 2n\tan(\theta)\right] \tag{V.18}$$

L'angle θ a été calibré à partir des résultats d'une étude paramétrique (Neves, 1996), ce qui conduit à l'expression suivante (équation V-19):

$$\theta = \begin{cases} 35 - 10\beta & \beta < 0.7 \\ 49 - 30\beta & \beta \geq 0.7 \end{cases} \tag{V.19}$$

Pour le cas d'une platine sollicitée par une rangée de boulons, l'auteur propose d'utiliser une aire rectangulaire équivalente définie par $d = p + d_m$ et $c = d_m$, où d_m représente la dimension moyenne de la tête de boulon ou de l'écrou. Ce rectangle correspond au même schéma de chargement local que celui introduit par Gomes pour définir la zone d'application de l'effort, seule la notation adoptée pour ses dimensions diffère.

Compte tenu de la difficulté à évaluer directement la rigidité torsionnelle efficace des semelles du poteau, Neves (Neves et al., 2005) propose, pour les configurations à semelles libres, une approche simplifiée fondée sur un facteur de réduction appliqué à la rigidité du cas à semelles fixés. Cette démarche vise à éviter une modélisation explicite des conditions de rotation des semelles, tout en conservant une estimation pratique de la diminution de rigidité associée à leur rotation. Le facteur proposé a été calibré à partir de résultats numériques et expérimentaux et dépend principalement du rapport μ/β(équation V-20):

$$k_{ini,semelles\ partiellement\ fixes} = \frac{(\mu/\beta)^{1,25}}{230} k_{ini,semelles\ fixes} \tag{V.20}$$

Bien que la formulation du coefficient de rigidité initiale ait été initialement développée pour le mécanisme local, il a été démontré qu'elle peut également être appliquée, de manière conservatrice, au mécanisme global (Steenhuis et al., 1998).

Neves (Neves et al., 2005) considère, pour un assemblage comportant deux rangées de boulons en traction, trois zones actives sur l'âme du poteau : deux zones tendues associées aux deux rangées supérieures de boulons, caractérisées par les rigidités locales, et une zone comprimée inférieure. Les deux premières sont définies à partir des rectangles équivalents de dimensions $b_1 \times c_1$ et $b_2 \times c_2$, tandis que la zone comprimée est définie par $b_3 \times c_3$ (Figure V-18). Chacune de ces rigidités est d'abord calculée localement à l'aide de l'équation (V-17). La rigidité rotationnelle de l'assemblage du poteau n'est ensuite pas obtenue par un simple regroupement en série ou en parallèle avec les coefficients de rigidité des autres composants.
La dimension c_3 n'est pas imposée a priori. Elle correspond à la hauteur du rectangle équivalent représentant la zone de compression de l'âme du poteau et doit être choisie de façon cohérente avec l'équilibre du couple traction–compression. En pratique, la force de traction est d'abord évaluée dans la zone tendue, puis c_3 est ajustée de manière à ce que la charge plastique de la zone comprimée soit égale à celle de la zone tendue. Lorsque d_3 et h sont connus mais que c_3 reste indéterminée, Gomes (Gomes et al., 1996) propose l'expression directe l'équation (V-21). :

$$c = h_t\left(0.3\frac{d}{b} + 0.1\frac{h}{b} - 0.15\right) \qquad \text{Mais} \qquad 0 < c < 0.5h \tag{V.21}$$

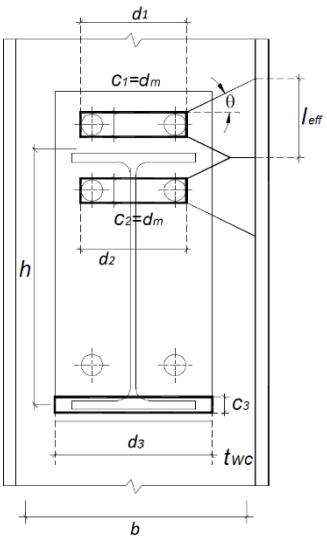


Figure V- 18: Zones de traction et de compression dans le modèle de Neves

V.4.2.3 Évaluation de la rigidité d'un assemblage selon l'axe faible

Le modèle mécanique des composantes pour les assemblages avec platine d'about selon l'axe faible est présenté à la (Figure V-19). Les composantes actives considérées, avec leur coefficient de rigidité, sont : (1) composante âme du poteau sollicitée transversalement en traction (cwt), et en compression (cwc) k_{21} ; (2) platine d'about en flexion (epb) k_5 ; (3) boulons en traction (bt) k_{10}; (4) âme de la poutre en traction (bwt) k_8 ;(5) semelle et âme de la poutre en compression (bfc) k_1. Il convient de souligner que la composante « âme du poteau en

compression » est implicitement couverte par le mode de ruine global de l'âme du poteau. Les formules de calcul des propriétés structurales des autres composantes actives dans les assemblages poutre–poteau selon l'axe faible sont identiques à celles définies pour les assemblages selon l'axe fort et codifiées dans l'Eurocode 3 (EN 1993-1-8, 2005).

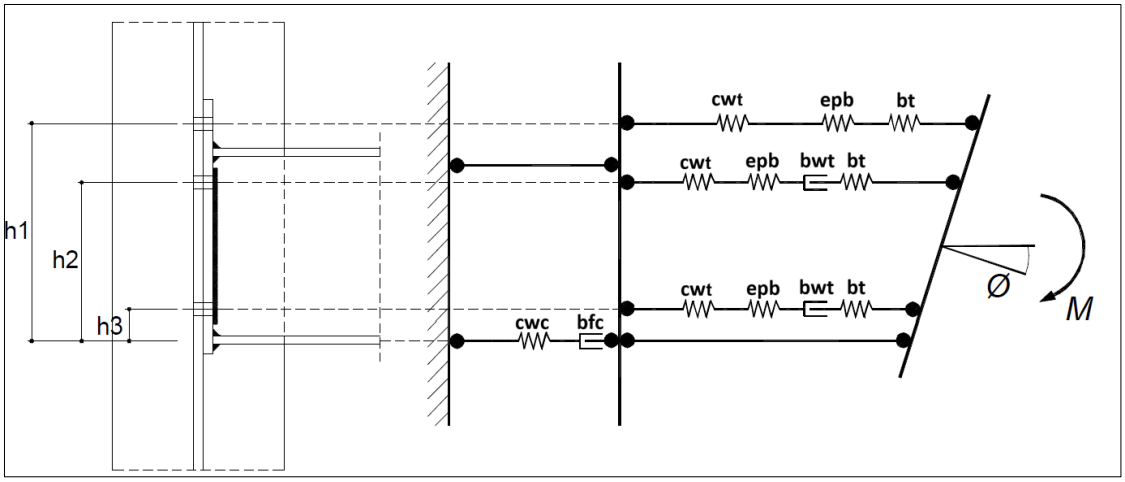


Figure V- 19: Composantes de base des assemblages poutre-poteau selon l'axe faible (Neves et al., 2005)

V.4.3 Description des configurations étudiées

Dans cette partie de l'étude, deux configurations ont été retenues. La première est dérivée de l'essai T101.010 (Janss et al., 1988), avec remplacement de la poutre IPE300 par une IPE200. Ce choix a été imposé par la configuration selon l'axe faible, la largeur de l'IPE200 étant compatible avec la largeur disponible de l'âme du poteau. La seconde configuration correspond à l'essai Test_B, issu de la même campagne expérimentale que Test_A,(Costa et al., 2019), déjà utilisée au chapitre 4. Elle reprend les mêmes profilés, à savoir un poteau HEA300 et une poutre IPE330. Dans les deux cas, l'épaisseur de la platine d'about a été conservée identique à celle adoptée au chapitre 4. Le choix de ces deux configurations permet ainsi d'examiner l'influence de l'élancement de l'âme du poteau, exprimé par le rapport d/t_{wc} pour une épaisseur d'âme constante, sur le comportement des assemblages poutre–poteau par platine d'about sollicités selon l'axe faible. Ainsi, les principales caractéristiques géométriques des deux configurations étudiées sont rassemblées dans le (Tableau V-2) et illustrées à la (Figure V-20).

Configuration	d_w	d_w/t_{wc}	**Disposition des boulons**					
			w	l_p	p_x	p	e_x	e
Test_B	208	24,47	120	80	90	220	40	35
T101.010	107,3	12,62	50	60	70	120	30	25

Tableau V- 2: Caractéristiques géométriques des configurations

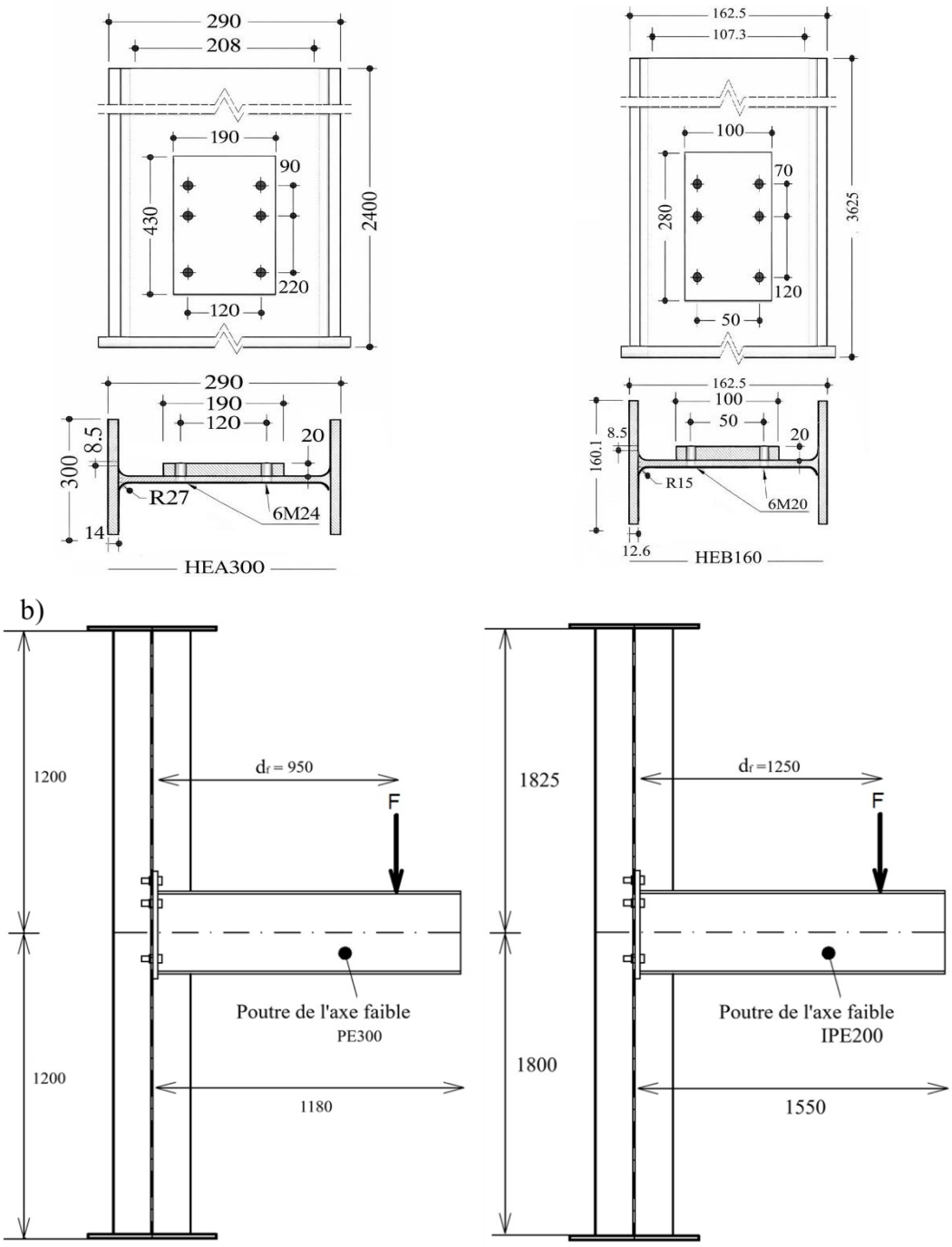


Figure V- 20: Géométrie des assemblages_
a) Disposition des platines et boulons ; b) Dispositions des poutres

Bien que l'essai T101.010 soit initialement associé à un acier S275, un acier S355 est adopté ici pour les deux modèles, de manière à écarter l'effet de la nuance d'acier et à limiter l'analyse à l'influence du seul élancement de l'âme du poteau. Les propriétés de cet acier S355 sont celles rapportées pour le Test_B (Costa et al., 2019). La courbe contrainte–déformation correspondante, utilisée pour les sections et les boulons des deux configurations, est illustrée à la Figure V-21.

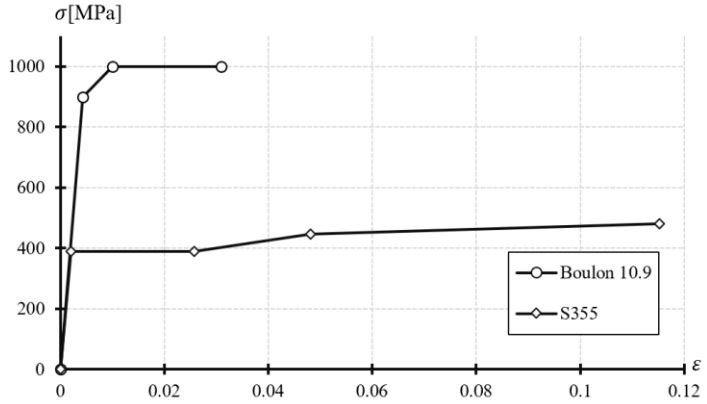


Figure V- 21: Courbe contrainte déformation des configurations

V.4.4 Application de la méthode analytique sur les assemblages

V.4.4.1 Résistance plastique

Les expressions analytiques de l'Eurocode 3-Partie 1-8 sont utilisées pour déterminer les propriétés mécaniques des composants de base de la (Figure V-19). Le (Tableau V-3) présente le calcul des résistances des composantes actives de l'assemblage Test_B en vue d'identifier la composante gouvernante. La comparaison des valeurs obtenues montre que la résistance la plus faible correspond à l'âme du poteau en flexion. La réponse de l'assemblage est donc pilotée par cette composante.

Le (Tableau V-4) rassemble les résistances associées aux différents mécanismes de ruine de la composante âme du poteau en flexion pour les configurations Test_B et T101.010. Dans les deux cas, le mécanisme local combinant flexion et poinçonnement conduit à des résistances inférieures à celles du mécanisme de poinçonnement pur. Toutefois, le mécanisme gouvernant diffère selon la configuration considérée. Pour Test_B, la résistance minimale est obtenue pour le mécanisme global, avec 262,22kN. La ruine de la composante est donc gouvernée par un mécanisme mobilisant simultanément les zones de traction et de compression de l'âme du poteau. En revanche, pour T101.010, la résistance associée au mécanisme global atteint 306,50kN, alors que le mécanisme local fournit une valeur plus faible, égale à 251,45kN. Dans cette configuration, la ruine est donc pilotée par un mécanisme local, essentiellement associé à la zone tendue. Ces résultats indiquent qu'une âme de poteau plus élancée développe une réponse répartie entre les zones de traction et de compression, alors qu'une âme moins élancée présente un comportement davantage concentré au voisinage de la zone tendue. Selon Gomes (Gomes et al., 1996) la force résistante représente la capacité de la zone tendue prise dans son ensemble, qu'elle soit sollicitée par une ou plusieurs rangées de boulons, en équilibre avec la zone comprimée. Le moment résistant plastique de l'assemblage est ainsi déterminé en multipliant la force gouvernante, définie comme le minimum entre F_{local} et F_{global}, par le bras de levier entre les centres des zones de traction et de compression, équation (V-22).

$$M_{pl,Rd} = h \times \min\left(F_{\text{local}}, F_{\text{global}}\right) \tag{V.22}$$

Composante	Resistance par rangée (kN)		
	$F_{t1,Rd}$	$F_{t2,Rd}$	$F_{t3,Rd}$
Platine d'about fléchie	$F_{ep1,Rd} = 378,7$	$F_{ep2,Rd} = 425,6$	$F_{ep3,Rd} = 430$
Âme de poteau fléchie	$F_{cwt,Rd} = 262.22$		$F_{cwc,Rd} = -262.22$
Âme de poutre en traction	/	$F_{bwt2,Rd} = 716,8$	$F_{bwt3,Rd} = 731,3$
Boulon en traction	$F_{bt,Rd} = 508,32$		
Semelle de poutre en compression	$F_{bfc,Rd} = 982,33$		
$F_{ti.Rd}$= min($F_{epi,Rd}$,$F_{cwbi,Rd}$,$F_{bwti,Rd}$,$F_{bti,Rd}$)	262.22		

Tableau V- 3: Résistance plastique des composantes de l'assemblage Test_B

Résistance [kN]	$F_{poinç,Rd}$	$F_{comb,Rd}$	$F_{local,Rd}$	$F_{global,Rd}$
Test_B	899.60	301.11	301.11	262.22
T101.010	863.62	251.45	251.45	306.50

Tableau V- 4: Valeurs de résistances de la composante âme du poteau en flexion

V.4.4.2 Rigidité initiale

V.4.4.2.1 Évaluation de la nouvelle composante k21

Le (Tableau V-5) présente les valeurs analytiques du coefficient de rigidité de la composante âme du poteau en flexion (k_{21}), et de la rigidité initiale du panneau d'âme soumis en déformation hors plan, calculée selon la méthode de Neves, obtenues selon deux hypothèses distinctes. La première, dite « semelles fixes », correspond à l'application directe de l'équation (V-16), dans laquelle l'effet de la déformabilité en cisaillement est pris en compte. La seconde, désignée « semelles partiellement fixes », repose sur l'équation (V-17) et introduit le facteur réducteur présenté au §V.4.2.2. Dans ce cas, la rigidité est évaluée sans considérer explicitement la contribution de la déformation en cisaillement.

Le facteur de réduction conduit à une baisse marquée de la rigidité, plus prononcée pour T101.010, ce qui montre que l'absence de maintien des semelles influence fortement la déformabilité de l'âme du poteau en flexion et ne peut pas être négligée dans l'évaluation de la rigidité initiale de l'assemblage.

	Semelles fixes [mm]	$S_{j,ini}[kN.\frac{m}{rad}]$	Semelles partiellement fixes [mm]	$S_{j,ini}[kN.\frac{m}{rad}]$
Test_B	0.78	14913.54	0.31	6025.52
T101.010	2.05	14215.68	0.40	2818.43

Tableau V- 5: Effet du cisaillement du panneau d'âme sur la rigidité k_{21}

V.4.4.2.2 Application de la méthode des composantes

Le (Tableau V-6) synthétise les coefficients de rigidité des différentes composantes de base de l'assemblage Test_B. À partir de ces coefficients, la rigidité rotationnelle initiale de l'assemblage est déterminée par combinaison des composantes actives, selon leur disposition mécanique, en série ou en parallèle, conformément aux principes de la méthode des composants.

	cwt (k_{21})	epb (k_5)	bt (k_{10})	cwc (k_{21})	bfc (k_1)	bwt (k_8)
Rangée 1	0.31	18.7	9.74	1.55	∞	∞
Rangée 2	0.31	12.53				
Rangée 3	0.31	12.24				

Tableau V- 6: Coefficients de rigidité des composantes de base de l'assemblage Test_B

V.5 APPROCHE NUMERIQUE DES ASSEMBLAGES SELON L'AXE FAIBLE PAR PLATINE D'ABOUT

Afin de confronter les résultats de l'approche analytique à ceux de la modélisation numérique, cette partie est consacrée à l'étude numérique des deux configurations retenues. Les résultats obtenus par les courbes moment-rotation seront comparés à ceux issus du calcul analytique, puis interprétés au regard des mécanismes de ruine développés dans le panneau d'âme du poteau. Les modèles éléments finis sont illustrés à la (Figure V-22)

Afin de caractériser la déformation hors plan du panneau d'âme, quatre points sont définis sur l'âme dans l'alignement des centres des semelles supérieure et inférieure de la poutre, et leurs déplacements suivant la direction normale au plan de l'âme du poteau sont extraits au cours du chargement.

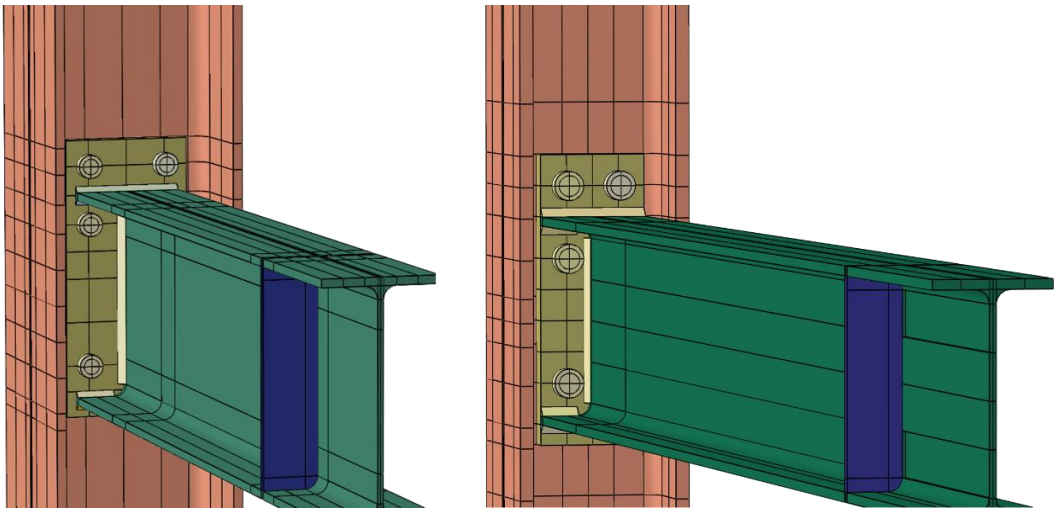


Figure V- 22: Modèle EF_ (a Test_B ; b) T101.010

V.5.1 Résultats de la modélisation numérique

V.5.1.1 Validation Test_B

Les (Figures V-23.a et V-23.b) représentent les résultats comportement moment- rotation pour l'assemblage et de la rotation hors plan du panneau d'âme respectivement. La convergence des courbes numériques et expérimentales se manifeste, soulignant ainsi une cohérence notable en termes de rigidité initiale et de moment résistant plastique. Cependant, il est essentiel de noter qu'une chute survient dans la courbe expérimentale de la rotation du panneau d'âme, que l'auteur explique habilement par la pénétration d'une rondelle dans le trou du boulon, provoquant une diminution immédiate de la capacité à supporter la charge.

La ruine du Test_B est principalement gouvernée par la déchirure de l'âme du poteau sous l'effet des efforts transmis par la platine d'about. Cette déchirure s'est développée dans la partie inférieure de l'âme, plus précisément au voisinage des angles inférieurs de la platine d'about (Valdez et al., 2017). La (Figure V-24.a) illustre une vue détaillée de la déchirure du panneau d'âme. La ruine s'est également accompagnée d'un élargissement important des trous de boulons dans l'âme du poteau. La (Figure V-24.b) présente, quant à elle, la déformée du modèle numérique et met en évidence une déformation hors plan importante du panneau d'âme, révélant une forte concentration des contraintes dans la partie inférieure du panneau d'âme, au voisinage de l'angle inférieur de la platine d'about. Cette déformation s'est accompagnée d'une ouverture marquée des trous de boulons, le diamètre des trous de la première rangée atteignant 31,9 mm et celui de la deuxième rangée 28,8 mm (Figure V-25).

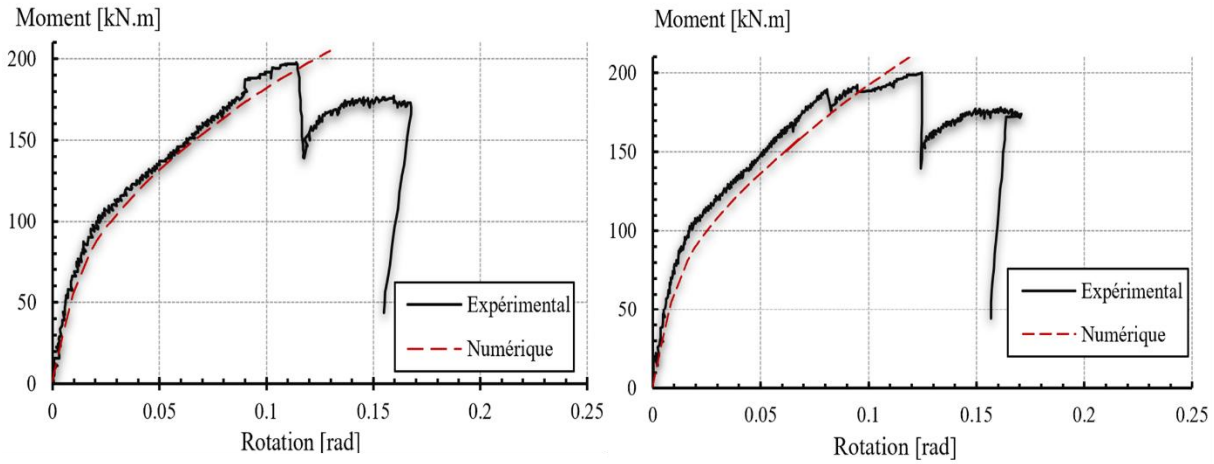


Figure V- 23: Courbes M-θ pour le Test_B

a) Rotation assemblage ; b) déformation hors plan panneau d'âme hors plan

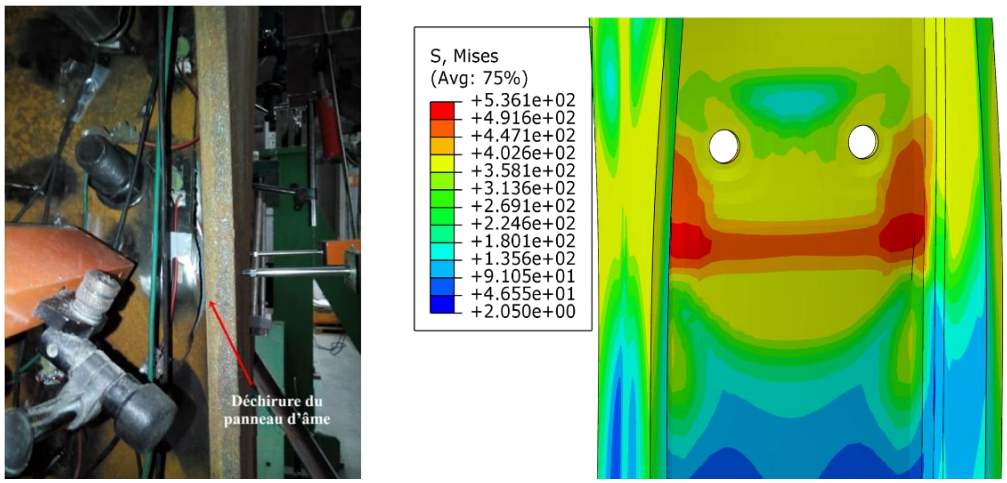


Figure V- 24: Déformées numérique et expérimentale Test_A

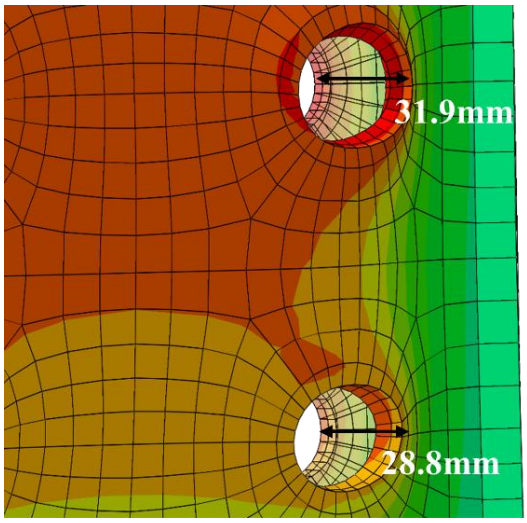


Figure V- 25: Élargissement numérique des trous de boulons tendus

V.5.1.2 Comparaison du comportement des modèles EF

La comparaison entre les courbes moment rotation de l'assemblage et du panneau d'âme en déformation hors plan, pour les deux configurations (Figure V-26), montre une proximité marquée entre les deux réponses, la courbe de l'assemblage reste très proche de celle du panneau d'âme, cette observation indique que la réponse globale de l'assemblage est principalement gouvernée par la composante âme du poteau en flexion. Cette tendance apparaît dès la phase initiale et se maintient sur une grande partie du chargement, ce qui confirme que la déformabilité hors plan de l'âme constitue le mécanisme dominant. La configuration T101.010 atteint un moment de l'ordre de 80 kN·m, alors que la configuration Test_B atteint environ 200 kN·m. Cette différence importante, obtenue pourtant sous les mêmes conditions de chargement et avec le même matériau, traduit directement l'influence de la géométrie du poteau sur la capacité de l'assemblage. La configuration Test_B, associée à une âme plus élancée ($\lambda = 24{,}47$), développe une réponse plus progressive et conserve une augmentation de résistance sur une plus grande plage de rotation. À l'inverse, la configuration T101.010,

associée à un élancement d'âme plus faible ($\lambda = 12{,}62$) atteint plus rapidement son maximum, puis montre une chute de charge plus prononcée. Cette chute de charge apparaît d'abord sur la courbe du panneau d'âme, puis sur celle de l'assemblage. Une telle succession confirme que la perte de capacité est initiée par l'âme du poteau

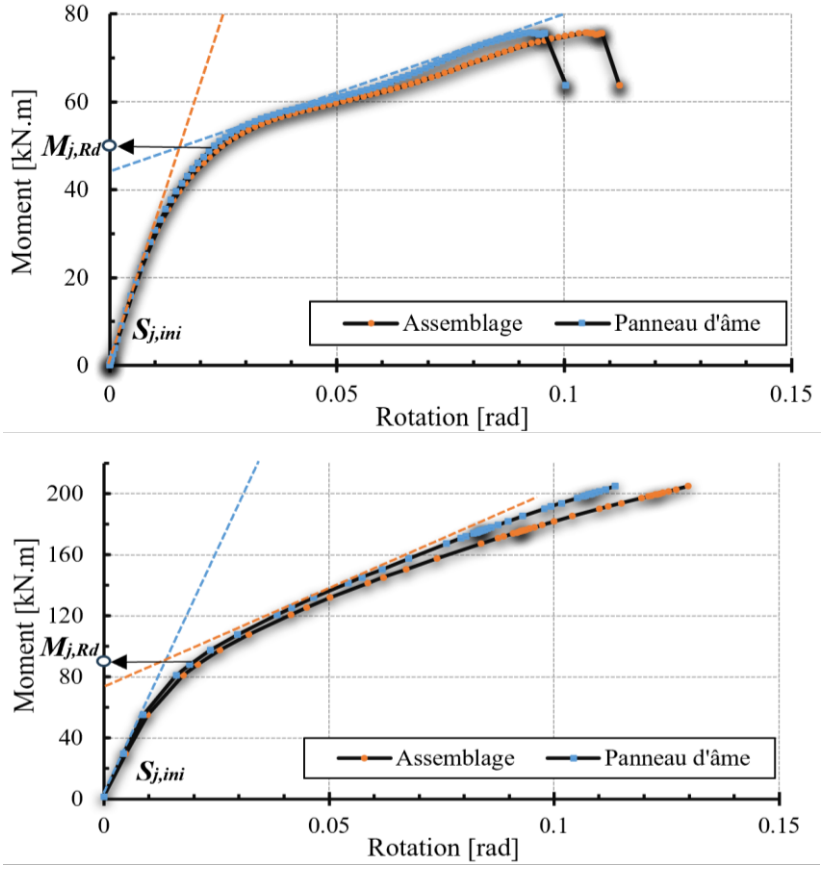


Figure V- 26: Courbes M-θ d'assemblage et de panneau d'âme en déformation hors plan

a) T101.010 ; b) Test_B

La comparaison des courbes force-déplacement met en évidence deux types de réponse de la composante âme du poteau en flexion hors plan, en accord avec les comportements décrits dans la littérature. La configuration T101.010, correspondant à un élancement plus faible ($\lambda = 12{,}62$), présente une évolution plus nettement différenciée. La courbe fait apparaître une phase élastique initiale identifiable, suivie d'une diminution progressive de rigidité liée au développement de la plastification, puis d'une reprise de pente avant l'atteinte d'une résistance ultime, traduisant l'activation des effets membranaires. Cette succession correspond davantage au cas (1), dans lequel plastification et effets membranaires contribuent conjointement à la réponse de la composante, (Figure V-27.a). À l'inverse, pour la configuration Test_B, caractérisée par un élancement plus élevé du panneau d'âme ($\lambda = 24{,}47$), la résistance augmente de manière continue avec la rotation, sans phase nettement marquée de dégradation progressive de rigidité. Après la phase initiale, la courbe conserve une pente positive significative sur une large plage de rotation, ce qui traduit une forte mobilisation des effets membranaires. Cette réponse se rapproche ainsi du cas (3), associé à une plaque élancée dont le comportement est principalement gouverné par les efforts de membrane (Figure V-27.b). La

comparaison des deux configurations montre ainsi qu'une augmentation de l'élancement du panneau d'âme tend à orienter le comportement vers une réponse dominée par les effets membranaires, tandis qu'un élancement plus modéré conduit à un comportement mixte.

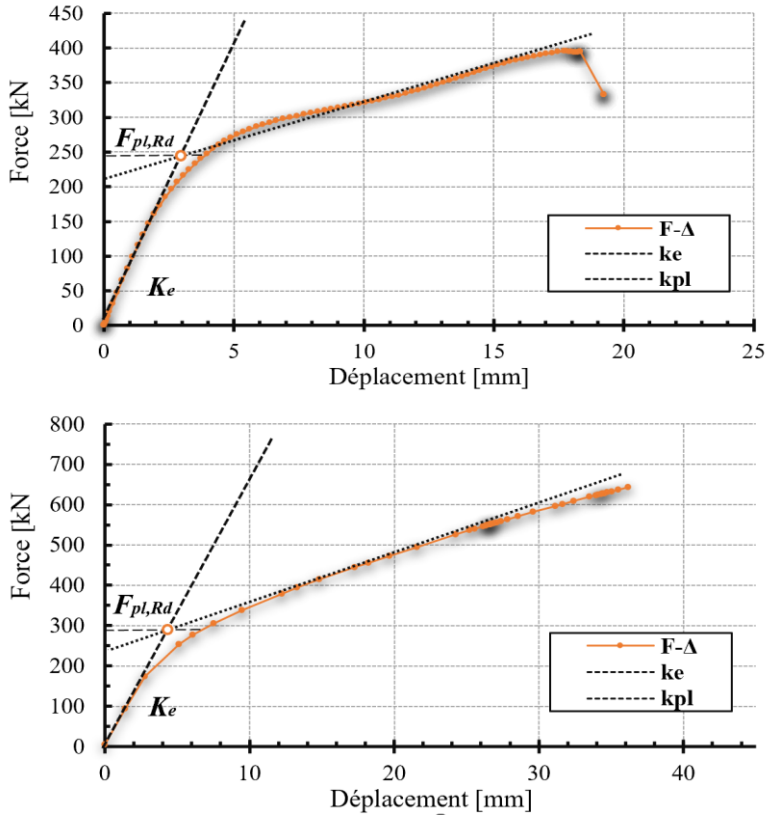


Figure V- 27: Détermination de la force résistante plastique et de la rigidité à partir de la courbe force–déplacement_ a) T101010 ; b) Test_B

V.5.1.3 Évaluation comparative des résultats numériques et analytiques

Les courbes issues de la modélisation numérique servent à déterminer les principaux paramètres mécaniques de la composante étudiée et de l'assemblage, en vue de leur confrontation aux résultats analytiques, à savoir : la rigidité élastique initiale k, la résistance plastique F_{Rd}, ainsi que le déplacement associé Δ_{Rd}. La rigidité élastique de la composante est extraite à partir de la pente de la phase initiale, puis ramenée à un coefficient de rigidité k21 par division par le module d'Young E. De manière analogue, les courbes moment–rotation permettent d'identifier, la rigidité rotationnelle initiale ainsi que le moment résistant plastique. Cette procédure fournit ainsi une base homogène pour la comparaison entre les résultats numériques et analytiques.

Les deux (Tableaux V-7 et V-8) montrent que l'approche analytique fournit, dans l'ensemble, une estimation satisfaisante du comportement de la composante âme du poteau en flexion hors plan. Au niveau de la composante isolée, l'accord reste bon pour le coefficient de rigidité K_{21}et la force résistante F_{Rd}. Pour Test_B, les rapports $\Delta_{ana}/\Delta_{num}$valent respectivement 0,91 pour K_{21}et 0,92 pour F_{Rd}, tandis que, pour T101.010, ils atteignent 0,85 et 1,01. La résistance est donc correctement reproduite dans les deux cas, alors que la rigidité de la composante y est moins bien captée.

	$K_{21(NUM)}$ [mm]	$K_{21(Neves)}$ [mm]	$F_{Rd(NUM)}$ [kN]	$F_{Rd(Gom)}$ [kN]	Δ_{Rd} [mm]	$\Delta_{Rd(Neves)}$ [mm]
Test_B	0.34	0.31	286.12	262.22	4.86	4.47
$\frac{\Delta analytique}{\Delta numérique}$	0.91		0.92		0.91	
T101.010	0.47	0.40	247.90	251.42	3.97	3.40
$\frac{\Delta analytique}{\Delta numérique}$	0.85		1.01		0.86	

Tableau V- 7: Comparaison des résultats numériques et analytiques (k21, FRd et ΔRd)

Au niveau du moment résistant plastique et de la rigidité initiale, la comparaison confirme cette tendance. Pour l'âme du poteau seule, le moment plastique est bien estimé, avec un rapport analytique/numérique de 0,89 pour Test_B et de 0,99 pour T101.010. La rigidité initiale de la composante est également très bien reproduite pour Test_B, mais elle est plus nettement sous-estimée pour T101.010 (2751,22 contre 3218,62 kN.m/rad). Ces résultats indiquent que la méthode analytique demeure globalement pertinente, mais que sa transposition à l'assemblage complet reste plus sensible aux hypothèses relatives aux composantes autres que l'âme du poteau, en particulier à la représentation de la flexion de la platine d'about. En effet, dans les assemblages selon l'axe faible, cette composante ne développe pas nécessairement le même mode de flexion que dans les assemblages selon l'axe fort, ce qui peut affecter la combinaison des rigidités et des résistances dans la méthode des composants. Une amélioration de cette représentation apparaît donc nécessaire pour affiner la prédiction de la rigidité initiale et du moment résistant plastique de l'assemblage complet. Les résultats associés à ces comparaisons sont présentés sur la (Figure V-28).

		$M_{pl,Rd\ (NUM)}$ [kN.m]	$M_{pl,Rd\ (Gom)}$ [kN.m]	$S_{j,ini\ (NUM)}$ [kN.m/rad]	$S_{j,ini\ (Neves)}$ [kN.m/rad]
Test_B	Âme du poteau	93.98	83.42	6167.62	6025.52
	$\Delta_{ana}/\Delta_{num}$	0.89		0.98	
	Assemblage	93.88	83.42	5809.25	5903.11
	$\Delta_{ana}/\Delta_{num}$	0.89		1.02	
T101.010	Âme du poteau	48.62	48.15	3218.62	2751.22
	$\Delta_{ana}/\Delta_{num}$	0.99		0.85	
	Assemblage	47.39	52.75	3210.77	3472.64
	$\Delta_{ana}/\Delta_{num}$	1.06		1.08	

Tableau V- 8: Comparaison des résultats numériques et analytiques (Mj.ini ; Sj.ini)

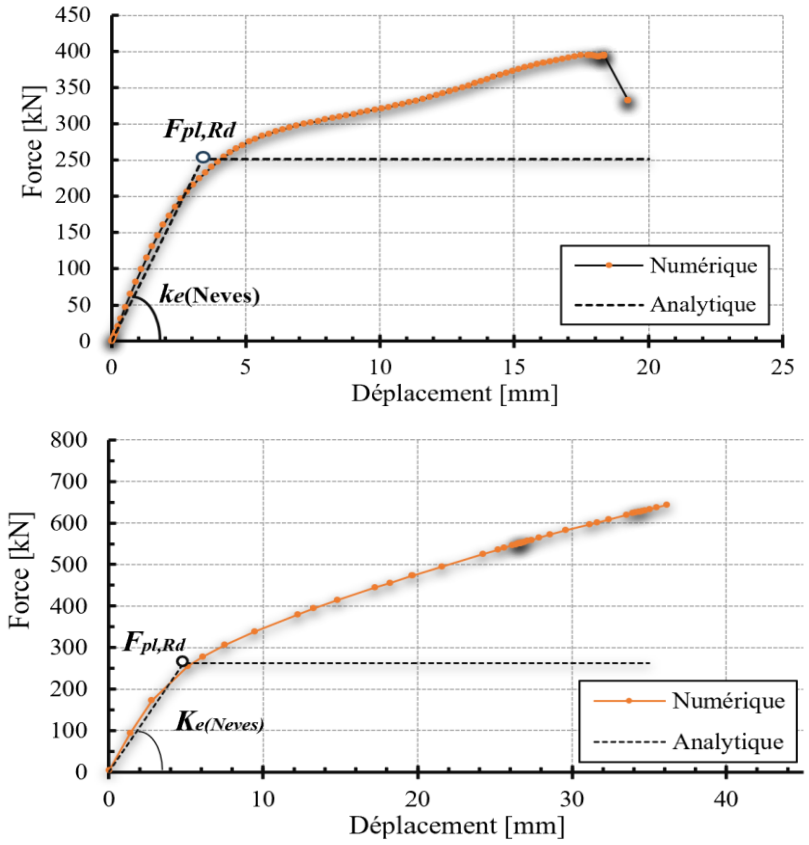


Figure V- 28: Comparaison analytique–numérique des courbes force–déplacement de l'âme du poteau en flexion_ a) T101010 ; b) Test_B

Les déformations numériques représentées à la (Figure V-29) correspondent à l'état atteint au moment maximal de chaque configuration, et confirment les mécanismes de ruine identifiés par le calcul analytique. Pour la configuration Test_B, le déplacement hors plan s'étend de manière plus marquée sur la hauteur de l'âme et mobilise simultanément les zones de traction et de compression. Cette répartition confirme que la ruine est gouvernée par un mécanisme global. À l'inverse, pour la configuration T101.010, le déplacement hors plan reste principalement concentré au voisinage de la zone tendue. La réponse de la composante est donc dominée par une sollicitation plus localisée de l'âme, ce qui reste cohérent avec la résistance minimale associée au mécanisme local.

V.5.1.4 Analyse locale du comportement du panneau d'âme du poteau

Les champs de contraintes obtenus numériquement confirment l'hypothèse de chargement retenue dans la méthode de Gomes pour l'évaluation de la résistance plastique de l'âme du poteau en flexion. Les zones rectangulaires de traction et de compression considérées dans cette formulation apparaissent clairement sur les résultats numériques (Figure V-30). Pour la configuration T101.010, la zone de traction est nettement mise en évidence, tandis que, pour la configuration Test_B, la présence conjointe des zones de traction et de compression est bien visible, avec une concentration marquée dans la zone comprimée. Ces distributions montrent que les zones de chargement supposées par la formulation analytique sont cohérentes avec l'état de contrainte obtenu numériquement.

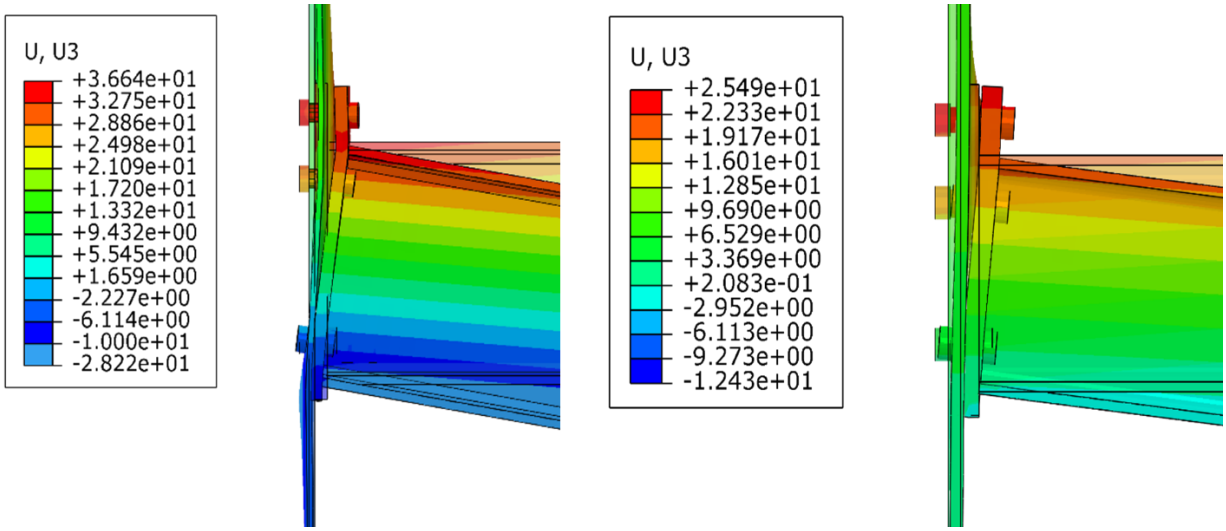


Figure V- 29: Mise en évidence des mécanismes de ruine global et local

a) Test_B ; b)T101.010

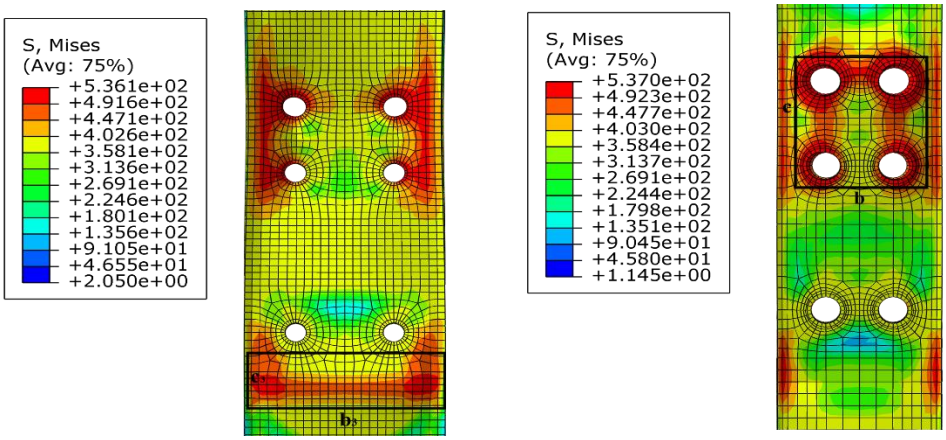


Figure V- 30: Distribution des contraintes et identification des zones de traction et de compression_ a)Test_B; b) T101.010

Les profils de déformation plastique équivalente PEEQ suivant la distance verticale mettent en évidence une répartition différente de la plastification selon les deux configurations, Dans les deux cas, les pics correspondent aux rangées de boulons, ce qui confirme que la plastification de l'âme du poteau se développe prioritairement au droit des zones de transmission des efforts. Cela confirme également les résultats expérimentaux rapportés par Neves (Neves LC and Gomes F, 1996) , selon lesquels, dans le domaine élastique, les contraintes les plus élevées se développent au droit de la rangée supérieure de boulons, puis diminuent progressivement avec la distance verticale à cette ligne de chargement. Pour le Test_B, (Figure V-31), la plastification reste répartie sur plusieurs rangées. La première rangée présente le niveau le plus élevé, de l'ordre de 0,04 à 0,05, puis celui-ci diminue progressivement jusqu'à la troisième rangée, qui conserve encore une plastification visible de l'ordre de 0,006. Pour la configuration T101.010, (Figure V-32), la plastification apparaît au contraire beaucoup plus localisée. Le pic principal,

associé à la première rangée, atteint environ 0,07, soit un niveau sensiblement supérieur à celui observé pour Test_B, tandis que la troisième rangée n'est que faiblement mobilisée. La réponse est donc plus fortement concentrée au voisinage des premières rangées de boulons, ce qui traduit une localisation plus marquée des déformations plastiques.

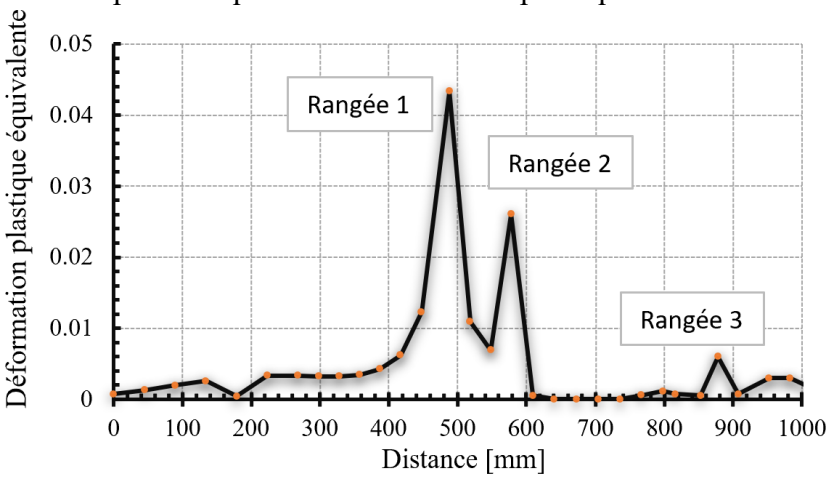


Figure V- 31: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (Test_B)

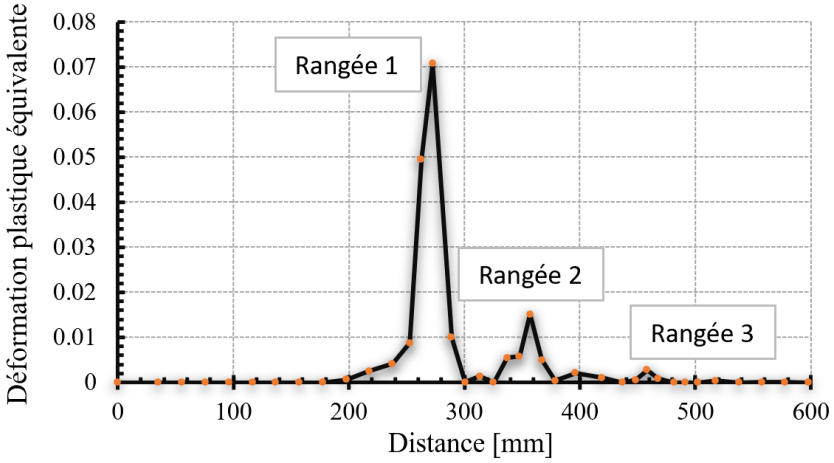


Figure V- 32: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (T101.010)

Les courbes de déplacement hors plan de l'âme du poteau suivant sa largeur montrent, pour les deux configurations, une répartition globalement symétrique, avec un déplacement maximal dans la zone centrale et une diminution progressive vers les bords. Cette évolution traduit le fait que la partie centrale de l'âme constitue la zone la plus libre de se déformer, tandis que les extrémités restent davantage contraintes par les semelles du poteau. La première rangée présente systématiquement des déplacements hors plan plus élevés que la deuxième.

La comparaison des deux configurations met cependant en évidence une différence nette d'amplitude. L'âme du poteau la plus élancée développe des déplacements hors plan plus élevés sur l'ensemble de la largeur mobilisée atteignant 36mm, ce qui traduit une plus grande souplesse de la composante en flexion hors plan (Figure V-33). À l'inverse, l'âme la moins élancée présente des déplacements plus faibles, environ 22mm et une déformée plus resserrée. La variation du déplacement y devient plus marquée au voisinage des bords, en particulier dans les zones proches des congés de raccordement âme–semelle, ce qui traduit un étirement localisé de l'âme dans ces régions. (Figure V-34).

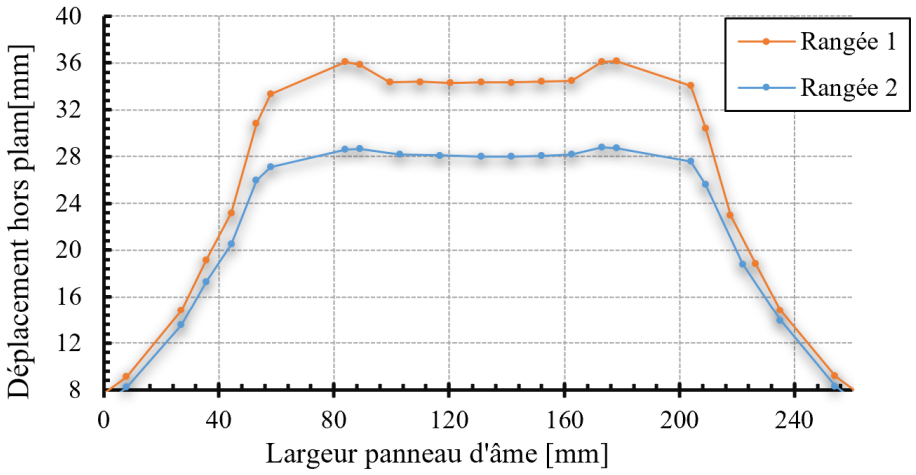


Figure V- 33: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (Test_B)

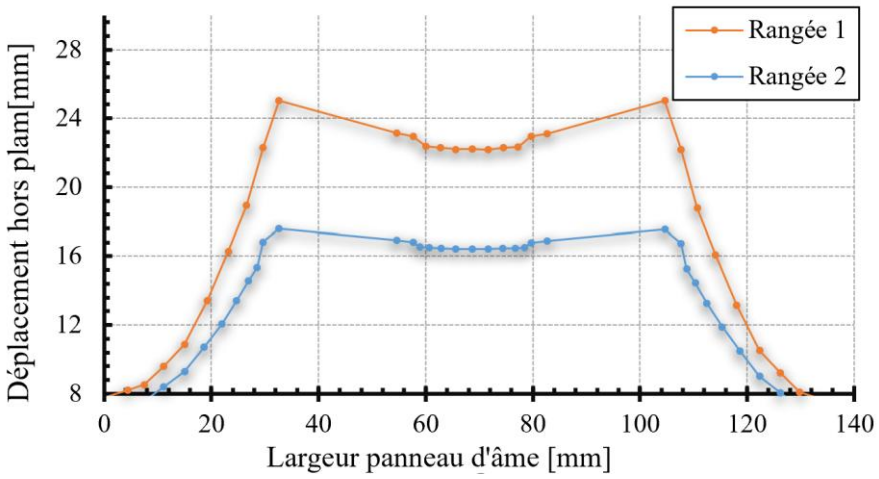


Figure V- 34: Évolution de PEEQ suivant la distance verticale de l'âme du poteau (T101.010)

V.6 CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude du comportement des assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée sollicités suivant l'axe faible. Contrairement aux assemblages d'axe fort, la réponse mécanique est ici fortement conditionnée par la flexion hors plan de l'âme du poteau, composante qui n'est pas explicitement traitée par la méthode des composants de l'Eurocode 3. L'objectif principal a donc consisté à examiner la capacité des formulations analytiques proposées dans la littérature, en particulier celles de Gomes pour la résistance plastique et de Neves pour la rigidité initiale, à représenter le comportement de cette composante et à les intégrer dans une démarche globale d'évaluation de l'assemblage. Le chapitre a ainsi articulé un état de l'art, une application analytique à deux configurations représentatives, puis une confrontation systématique avec les résultats numériques.

L'analyse bibliographique a d'abord confirmé que, dans les assemblages d'axe faible, la déformabilité hors plan de l'âme du poteau constitue le mécanisme déterminant de la rotation

globale de l'assemblage. Les travaux recensés ont également montré que la géométrie du poteau, l'étendue de la zone chargée, la présence de raidisseurs et l'élancement de l'âme influencent directement la rigidité, la résistance et les mécanismes de ruine. Sur cette base, le chapitre a retenu deux configurations présentant une même épaisseur d'âme, mais des élancements différents, de manière à isoler l'effet du rapport de l'âme du poteau sur la réponse de l'assemblage. Dans ce même objectif, un acier S355 a été adopté pour les deux modèles afin d'écarter l'influence de la nuance d'acier et de limiter l'analyse à l'effet de l'élancement.

L'application de la méthode analytique a montré que, pour les deux configurations étudiées, la composante gouvernante de l'assemblage est l'âme du poteau en flexion hors plan. L'analyse des mécanismes de ruine a mis en évidence deux comportements distincts. Cette distinction est essentielle, car elle montre que l'augmentation de l'élancement ne modifie pas seulement le niveau de résistance, mais également la nature du mécanisme résistant développé par l'âme du poteau.

Pour la rigidité initiale, l'évaluation du coefficient k_{21} a confirmé l'importance de la considération d'un assemblage d'axe faible seul ou avec la présence d'un assemblage d'axe fort en parallèle. L'introduction du facteur réducteur proposé par Neves pour les semelles partiellement fixes conduit à une diminution marquée de la rigidité. Plus généralement, les résultats analytiques ont montré que la rigidité et la force résistante de l'âme du poteau en flexion peuvent être estimées avec une précision satisfaisante, ce qui confirme la pertinence des formulations retenues pour la composante isolée. En revanche, leur transposition à l'assemblage complet apparaît plus délicate, car elle dépend aussi de la manière dont sont représentées les autres composantes actives, en particulier la platine d'about en flexion.

L'approche numérique a ensuite permis de valider et d'interpréter plus finement ces résultats. La comparaison des deux modèles EF a confirmé que la réponse globale de l'assemblage est très fortement corrélée à celle du panneau d'âme en déformation hors plan.

Dans l'ensemble, le chapitre montre que l'approche analytique de Gomes et Neves constitue une base pertinente pour introduire la composante « âme du poteau en flexion » dans l'évaluation des assemblages selon l'axe faible. Elle permet de représenter de manière satisfaisante la rigidité initiale et la résistance de la composante isolée, ainsi que la transition entre comportements localisés et répartis selon l'élancement de l'âme. En revanche, l'évaluation de l'assemblage complet reste plus sensible, notamment pour le moment résistant plastique et, dans certains cas, pour la rigidité rotationnelle initiale, ce qui indique que la transposition directe de certaines composantes issues des assemblages d'axe fort n'est pas entièrement suffisante. Une amélioration de la méthode des composants pour les assemblages d'axe faible devra donc intégrer plus explicitement les interactions entre l'âme du poteau, la platine d'about et les autres composantes de la zone d'attache. Dans cette perspective, le principal apport du chapitre réside dans la mise en évidence, à la fois analytique et numérique, du rôle central de la flexion hors plan de l'âme du poteau dans la réponse des assemblages d'axe faible, ainsi que dans la clarification de l'influence de son élancement sur la rigidité, la résistance et les mécanismes de ruine.

Chapitre VI : Modélisation des assemblages poutre -poteau avec platine d'about boulonnée sous des sollicitations autour de l'axe faible et fort

CHAPITRES VI : MODÉLISATION DES ASSEMBLAGES POUTRE POTEAU D'ABOUT BOULONNEE SOUS SOLLICITATIONS AUTOUR DE L'AXE FAIBLE ET FORT

VI.1 INTRODUCTION

Les assemblages poutre–poteau à platine d'about boulonnée se caractérisent par un comportement semi-rigide, assurant un compromis entre rigidité et capacité rotationnelle, tout en garantissant la transmission des moments fléchissants et des efforts tranchants. Leur analyse devient toutefois plus complexe dans les configurations tridimensionnelles, pour lesquelles les interactions entre l'axe fort et l'axe faible, associées aux flexions dans et hors plan, ne sont que partiellement prises en compte par les approches classiques, en particulier par la méthode des composants de l'Eurocode 3. Cette limite peut affecter la précision de l'évaluation de la rigidité et de la résistance des assemblages, ce qui justifie le recours à une modélisation numérique avancée. Dans ce contexte, le présent chapitre développe une série de modèles tridimensionnels par éléments finis sous Abaqus afin d'étudier le comportement mécanique d'assemblages poutre–poteau à platine d'about boulonnée sollicités suivant les deux axes. L'objectif principal est d'évaluer l'influence d'une sollicitation selon l'axe faible sur la réponse d'un assemblage sollicité selon l'axe fort, en termes de rigidité, de résistance, de rotation de la poutre d'axe fort et de sollicitation du panneau d'âme du poteau. L'étude est menée sur les deux configurations déjà présentées dans les chapitres précédents, reprises ici dans un cadre tridimensionnel afin d'analyser l'influence de la sollicitation tridimensionnelle sur des assemblages caractérisés par un faible et un fort élancement de l'âme du poteau. Les résultats numériques obtenus sont ensuite confrontés aux prévisions issues du calcul d'un assemblage d'axe fort selon l'Eurocode 3, afin d'apprécier dans quelle mesure cette approche reste applicable aux assemblages tridimensionnels connectés sur deux faces du poteau, ou si des adaptations doivent être envisagées.

VI.2 ETAT DE L'ART

Dans un travail expérimental, Janss (Janss et al., 1987) ont étudié le comportement d'assemblages poutre–poteau sollicités selon l'axe faible ainsi que celui d'assemblages tridimensionnels, afin de combler l'absence de données disponibles pour ces configurations par rapport aux assemblages d'axe fort. Leur programme a porté sur trois types d'assemblages boulonnés courants, platines d'about, cornières doubles d'âme et cornières sur semelles, en faisant varier principalement la rigidité relative poutre–poteau et l'élancement de l'âme du poteau h_a/a , identifié comme paramètre gouvernant. Les essais ont été instrumentés de manière à séparer la rotation propre de l'assemblage de la rotation due à la flexibilité en cisaillement de l'âme du poteau. L'étude a consisté à maintenir constant le chargement appliqué à la poutre d'axe faible, puis à augmenter progressivement celui appliqué à la poutre d'axe fort afin de définir des points d'une courbe d'interaction. Les résultats ont montré que la présence simultanée d'une poutre sollicitée selon l'axe faible accentue nettement la déformation en cisaillement de l'âme du poteau et conduit à une plastification plus progressive que dans le cas d'un assemblage sollicité seulement selon l'axe fort. Toutefois, à l'approche de l'état ultime, cette influence tend à s'atténuer. Les auteurs ont ainsi mis en évidence l'existence d'une interaction réelle entre les sollicitations selon les deux directions, tout en indiquant qu'un

nombre plus important d'essais restait nécessaire pour établir une loi d'interaction de calcul fiable pour les assemblages 3D.

Vértes (Vértes and Iványi, 2005) ont abordé en premier lieu la question des assemblages par platine d'about boulonnée sollicités selon l'axe faible et dans une configuration tridimensionnelle, en partant du constat que ces assemblages sont courants en pratique alors que leur description reste insuffisamment traitée par les règles de calcul usuelles. Leur démarche a combiné essais et modélisation numérique afin d'identifier le comportement global, la rigidité, la résistance et les modes de ruine. Le programme expérimental a été structuré autour de cinq éprouvettes, dont l'éprouvette 3 dédiée à l'axe faible et les éprouvettes 4 et 5 destinées aux assemblages tridimensionnels, avec deux séries d'essais : une série dans un domaine de rigidité élastique faisant varier l'effort normal dans le poteau et la précontrainte des boulons, puis une série de ruine visant la résistance et la capacité de déformation. En parallèle, les assemblages ont été modélisés sous Ansys au moyen d'éléments solides BRICK45 non linéaires et d'une modélisation détaillée des contacts dans la liaison boulonnée. Les auteurs ont montré que les courbes force–déplacement et les déformées ultimes issues du calcul reproduisaient correctement les tendances expérimentales, même si la résistance ultime n'était pas parfaitement restituée lorsque les grandes déformations devenaient très importantes. Surtout, l'étude a mis en évidence que, pour les configurations d'axe faible et tridimensionnelles, apparaît une composante supplémentaire absente de l'Eurocode 3, à savoir l'âme du poteau en flexion, sollicitée en traction et en compression, ce qui a fourni la base mécanique nécessaire à une extension ultérieure de la méthode des composants. Par la suite, ils ont prolongé ce travail par une formulation analytique destinée au calcul de la rigidité et de la résistance des assemblages d'axe faible et tridimensionnels à platine d'about non débordante(Vértés and Iványi, 2008). Leur contribution essentielle a consisté à intégrer explicitement la nouvelle composante « âme du poteau en flexion » dans le cadre de la méthode des composants pour les assemblages tridimensionnels, ils ont introduit un facteur ψ afin de tenir compte de l'influence de l'assemblage selon l'axe fort sur la rigidité de la composante d'axe faible (équation VI-1) Concernant la résistance, ils ont conservé les composantes EC3 usuelles, mais ont proposé pour l'âme du poteau en flexion deux mécanismes distincts, local et global, tous les deux déduits de mécanismes de lignes de rupture, puis ont signalé qu'en 3D l'interaction avec les sollicitations dans le plan du panneau devait être prise en compte par un facteur réducteur supplémentaire.

$$S_{j,\mathrm{ini},3D} = \frac{M}{\Phi} = \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k_i}} = \frac{Ez^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{10}} + \frac{1}{k_{cwt}} + \frac{1}{k_{cvc}} - \frac{\psi}{\nu k_3}} \tag{VI.1}$$

Plus récemment, Cabrero et Bayo ont proposé une contribution en deux volets consacrés au comportement semi-rigide des assemblages poutre–poteau tridimensionnels par platine d'about soumis à un chargement proportionnel selon les deux axes. Dans la première partie, de nature expérimentale (Cabrero and Bayo, 2007a), ils ont étudié un nouveau détail d'assemblage tridimensionnel dans lequel les poutres d'axe faible ne sont pas boulonnées directement à l'âme du poteau, mais à une plaque additionnelle soudée aux semelles du poteau (Figure VI-1). Le programme expérimental a porté sur deux séries d'éprouvettes, différenciées par l'épaisseur de

la platine d'about, avec essais en chargement dans le plan et en chargement tridimensionnel proportionnel. Les résultats ont montré que l'augmentation de l'épaisseur de la platine accroît à la fois la rigidité rotationnelle initiale et la résistance en flexion, au prix d'une diminution de la capacité de rotation. Ils ont également mis en évidence que le chargement tridimensionnel augmente sensiblement la rigidité initiale des assemblages, aussi bien selon l'axe fort que selon l'axe faible, ce renforcement étant attribué, pour les assemblages d'axe faible, au comportement plus rigide de la plaque additionnelle. Les auteurs ont en outre observé, pour les assemblages d'axe fort, que l'Eurocode 3 tend à surestimer la rigidité initiale, tandis qu'il fournit des estimations prudentes de la résistance. Cette étude a ainsi établi, sur une base expérimentale, que la sollicitation simultanée selon les deux directions modifie effectivement la réponse des assemblages et qu'elle doit être prise en compte dans toute modélisation mécanique réaliste.

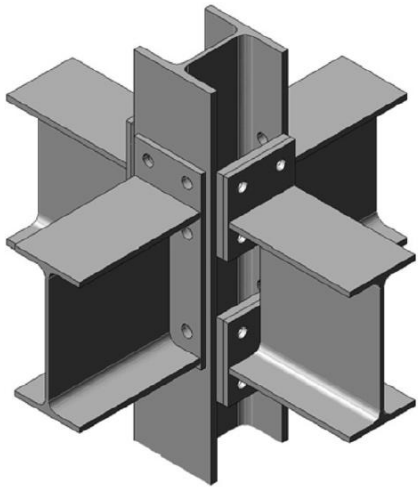


Figure VI- 1: Modèle propose de plaque additionnelle soudée (Cabrero and Bayo, 2007a)

Dans une seconde partie, (Cabrero and Bayo, 2007b) ont développé un modèle théorique correspondant et l'ont validé à partir des résultats expérimentaux de la première étude. Leur objectif a été d'étendre la méthode des composants aux assemblages d'axe faible et tridimensionnels, en introduisant un nouveau modèle élastique pour les plaques fléchies avec appui latéral, appliqué ici à l'âme du poteau en flexion et à la plaque additionnelle en flexion. Le modèle repose sur une bande équivalente, mais se distingue des formulations antérieures par une prise en compte explicite de la déformabilité en cisaillement dès l'établissement de la matrice de flexibilité. Les auteurs ont proposé des expressions spécifiques pour la plaque additionnelle en traction et en compression, puis étudié numériquement l'effet du chargement tridimensionnel proportionnel au moyen d'un paramètre r_m, reliant les forces associées aux moments d'axe fort et d'axe faible, (éequation VI-2). L'analyse paramétrique a montré que l'augmentation de r_m rigidifie nettement les assemblages d'axe faible, principalement par effet de traction membrane dans la plaque additionnelle et dans certaines composantes voisines.

$$r_m = \frac{2F_{i,m}}{2F_{i,n}} = \frac{\dfrac{M_{i,m}}{h_{i,m}}}{\dfrac{M_{i,n}}{h_{i,n}}} = \frac{M_{i,m}h_{i,n}}{M_{i,n}h_{i,m}}. \qquad \text{(VI.2)}$$

Où l'indice m se rapporte aux assemblages selon l'axe fort et l'indice n aux assemblages selon l'axe faible.

Dabaon (Dabaon et al., 2009) ont testé et modélisé cinq assemblages poutre–poteau tridimensionnels, deux en acier nu (SJ-1, SJ-2) et trois mixtes acier–béton (SJ-3, SJ-4, SJ-5), afin d'étudier l'influence de la sollicitation selon l'axe faible sur le comportement global des assemblages autour de l'axe fort et d'évaluer la pertinence des expressions de rigidité de l'Eurocode 3 et de l'Eurocode 4. Dans toutes les configurations, la poutre principale est connectée à la semelle du poteau par une platine d'about boulonnée débordante, tandis qu'une poutre secondaire est reliée à l'âme du poteau par une platine d'about plus petite, ce qui constitue un assemblage réellement 3D. Le programme expérimental impose simultanément :
(i) un effort axial constant dans le poteau, (ii) une charge verticale monotone sur la poutre principale (axe fort), et (iii) une charge verticale appliquée sur la poutre secondaire (axe faible). Selon les cas, cette troisième charge engendre soit un effort vertical seul dans la poutre d'axe faible (SJ-1 et SJ-3), soit un effort et un moment (SJ-2, SJ-4, SJ-5).
Les résultats montrent que la présence d'une poutre d'axe faible est loin d'être négligeable : pour les assemblages en acier nu, le passage de « effort seul » (SJ-1) à « effort + moment » (SJ-2) réduit la charge élastique d'environ 20 % et la charge ultime d'environ 10 %. Pour les assemblages en acier nu, la ruine de SJ-2 s'est produite dans l'âme du poteau, sous l'effet des bi-moments issus des flexions autour des axes fort et faible, tandis que, dans SJ-1, la ruine s'est manifestée par une défaillance locale de la semelle du poteau, provoquée par la réaction verticale transmise par la poutre d'axe faible (Figure VI-2).
Parallèlement aux essais, (Dabaon et al., 2009) ont validé les résultats expérimentaux au moyen d'une modélisation numérique sous ANSYS, en reproduisant les cinq configurations testées. L'aspect essentiel de cette partie est que les auteurs ont examiné, pour les assemblages SJ-1 et SJ-3, une configuration sans poutre d'axe faible. Les courbes moment–rotation obtenues dans ce cas montrent que la rigidité initiale issue du modèle EF devient alors très proche de celle fournie par l'Eurocode. En revanche, lorsque la poutre secondaire d'axe faible est effectivement présente et chargée, les rigidités initiales expérimentales et numériques deviennent nettement plus faibles que les valeurs EC3/EC4.

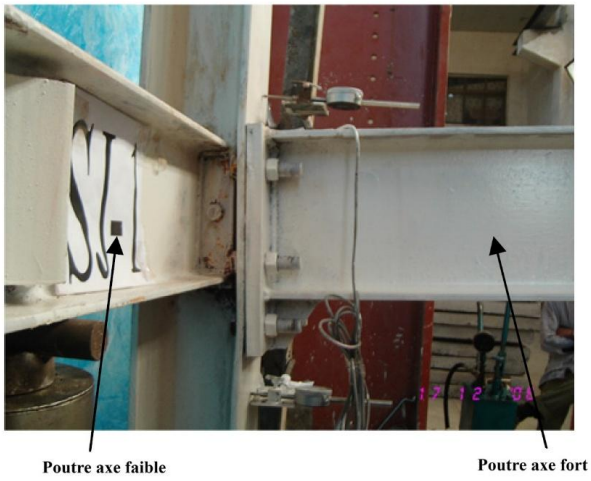


Figure VI- 2: Mode de rupture Spécimen SJ-1 (Dabaon et al., 2009)

CHAPITRES VI : MODÉLISATION DES ASSEMBLAGES POUTRE POTEAU D'ABOUT BOULONNEE SOUS SOLLICITATIONS AUTOUR DE L'AXE FAIBLE ET FORT

Díaz et al. (2018) ont exploité un modèle numérique comme outil d'étude paramétrique du comportement des assemblages sollicités selon les deux axes. Les configurations étudiées correspondent à des assemblages tridimensionnels par platines d'about débordantes, dans lequels la poutre d'axe faible n'est pas reliée directement à l'âme du poteau, mais à une plaque additionnelle soudée aux semelles du poteau qui est de base la configuration étudiée expérimentalement par (Cabrero and Bayo, 2007a). Les platines d'about et la plaque additionnelle sont constituées de deux demi-platines dans les zones tendues et comprimées, (Figure VI-3). Trois volets ont été examinés. Le premier a porté sur l'effet du chargement tridimensionnel proportionnel, en faisant varier le rapport entre la charge appliquée selon l'axe faible et celle appliquée selon l'axe fort $\left(\frac{P_n}{P_M} = 0; 0.25; 0.50; 1\right)$ pour des configurations de Poteau intérieur, extérieur et d'angle. Les résultats ont montré que l'augmentation de la sollicitation selon l'axe faible accroît systématiquement la rigidité initiale selon l'axe fort. Cet effet est particulièrement marqué pour la configuration interne, où les rigidités initiales passent d'environ 77 118 à 126 542 kN·m/rad, alors qu'il reste plus modéré pour les autres configurations. Les auteurs ont ainsi mis en évidence une interaction bidirectionnelle nette, absente des formulations de l'Eurocode 3. Le deuxième volet a concerné l'influence de la seule présence des poutres d'axe faible sur la réponse selon l'axe fort. Cette analyse, menée sur les configurations intérieurs, extérieurs, et d'angle, (Figure VI-3.a;b;c), a montré que la rigidité initiale selon l'axe fort reste plus élevée lorsque les poutres d'axe faible sont présentes que dans la configuration plane correspondante. Le troisième volet a porté sur l'effet de l'exécution des platines d'about et des plaques additionnelles de l'axe faible sous forme de plaques complètes au lieu de plaques partielles. Cette variation géométrique a été étudiée pour les trois types de configurations, sous différents niveaux de chargement tridimensionnel. Les auteurs ont montré que cette modification n'altère pas fondamentalement le comportement global, mais qu'elle peut entraîner une augmentation supplémentaire de la rigidité et de la résistance, selon la configuration considérée.

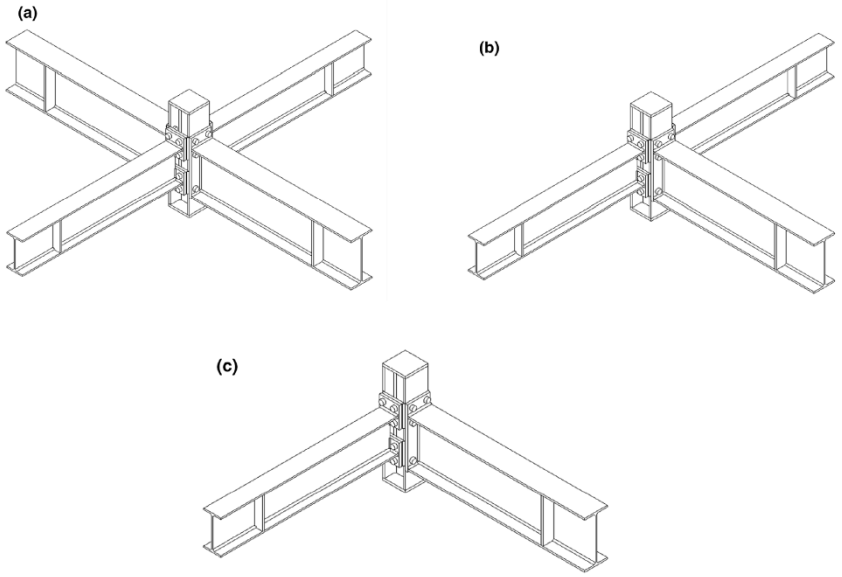


Figure VI- 3: Assemblages poutre–poteau tridimensionnels à platine d'about débordante boulonnée : a) intérieur ; b) extérieur ; c) d'angle

CHAPITRES VI : MODÉLISATION DES ASSEMBLAGES POUTRE POTEAU D'ABOUT BOULONNEE SOUS SOLLICITATIONS AUTOUR DE L'AXE FAIBLE ET FORT

Chen (Chen et al., 2019) ont étudié la rigidité rotationnelle initiale d'assemblages poutre–poteau spatiaux à platine d'about, en partant du constat que les assemblages réels sont soumis à une interaction entre sollicitations selon l'axe fort et selon l'axe faible, alors que les approches usuelles, notamment celle de l'Eurocode 3, restent essentiellement fondées sur des configurations planes. L'objectif de l'étude a donc été double : d'une part, mettre en évidence les différences de comportement entre assemblages plans et assemblages spatiaux, d'autre part, proposer un modèle analytique capable d'évaluer la rigidité rotationnelle initiale des assemblages spatiaux à partir de la méthode des composants. Pour cela, les auteurs ont d'abord considéré deux éprouvettes planes de référence à platine d'about, (Figure VI-4), MZ-1 correspondant à un assemblage intérieur selon l'axe fort avec platine débordante, et MZ-2 correspondant à un assemblage intérieur selon l'axe faible avec platine non débordante avec application d'un chargement symétrique des extrémités de poutre. Les résultats expérimentaux ont ensuite servi à valider une modélisation numérique tridimensionnelle sous ANSYS, pour passer par la suite à un développement de modèles numériques d'assemblages spatiaux de type intérieur, de rive et d'angle afin d'évaluer l'influence du caractère spatial du chargement (Figure VI-5). Les résultats ont montré que, pour un même assemblage spatial, la rigidité rotationnelle initiale et le moment élastique limite restent très proches entre chargement plan et chargement spatial, avec des écarts faibles sur la rigidité initiale. En revanche, le chargement spatial accélère l'entrée en plasticité et réduit la capacité portante ultime, l'effet étant particulièrement marqué pour l'assemblage d'angle, pour lequel la diminution a atteint environ 13 %. Les auteurs ont également mis en évidence que les assemblages intérieurs et de rive présentent une rigidité initiale supérieure à celle des assemblages d'angle, en raison du rôle défavorable de la déformation de cisaillement de l'âme du poteau dans cette dernière configuration. Ainsi, l'étude a confirmé que le comportement d'un assemblage spatial ne peut pas être correctement représenté par une lecture strictement plane, surtout dès que le développement plastique et la répartition tridimensionnelle des sollicitations deviennent prépondérants.

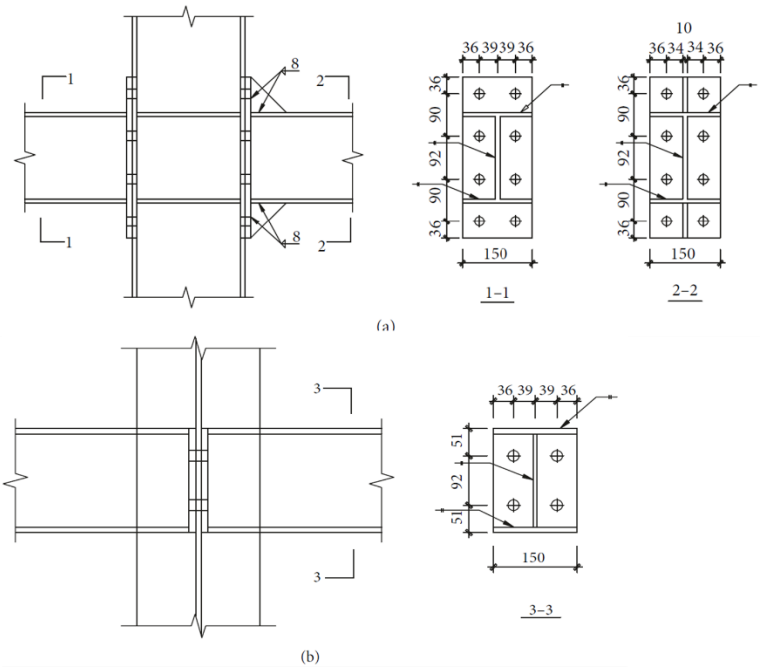


Figure VI- 4: Détails des éprouvettes : a) MZ-1 ; b) MZ-2 (Chen et al., 2019)

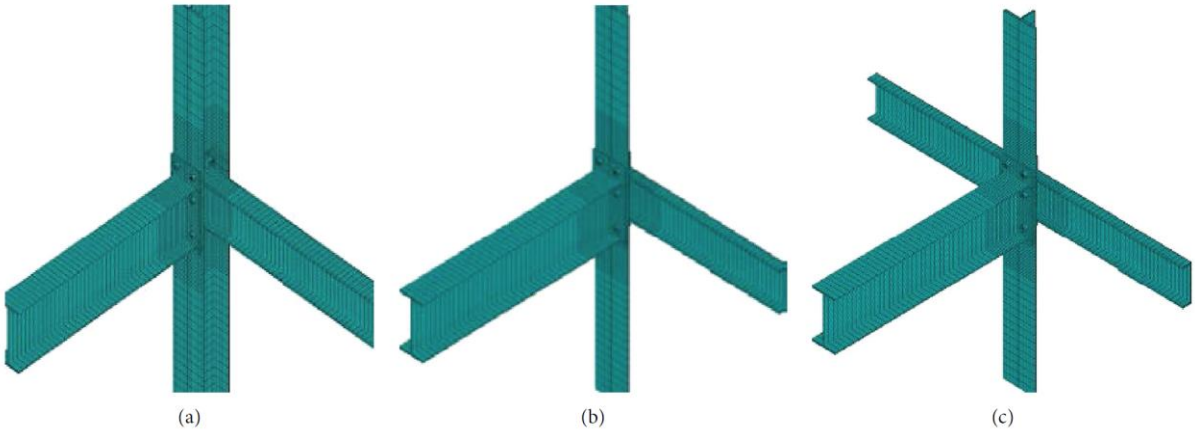


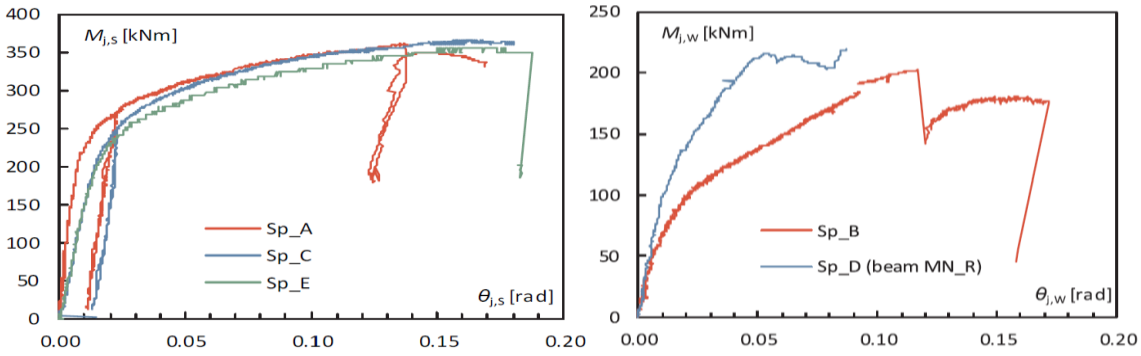
Figure VI- 5: Modèles EF par conditions de symétrie des assemblages spatiaux

a) d'angle ; b) rive ; c) d'intérieur

Enfin, Costa (Costa et al., 2019) ont réalisé une étude expérimentale consacrée au comportement tridimensionnel d'assemblages poutre–poteau en acier à platine d'about boulonnée, avec poteaux non renforcés, afin d'évaluer deux effets encore peu documentés : d'une part, l'influence des assemblages selon l'axe faible sur le comportement des assemblages selon l'axe fort, d'autre part, l'interaction mutuelle entre deux assemblages selon l'axe faible. L'étude a porté sur cinq sous-structures à l'échelle réelle, représentatives de nœuds de portiques non contreventés, comportant une à trois poutres connectées au même poteau. Les auteurs ont ainsi défini un cas de référence selon l'axe fort (Test_A), un cas de référence selon l'axe faible (Test_B), un cas combinant un assemblage d'axe fort et un assemblage d'axe faible (Test_C), un cas avec deux assemblages d'axe faible opposés (Test_D), puis un cas combinant un assemblage d'axe fort et deux assemblages d'axe faible (Test_E). La procédure de chargement a été conçue pour reproduire des états de sollicitation 3D dans l'âme du poteau : dans les configurations interactives, un ou deux assemblages d'axe faible ont d'abord été chargés jusqu'à environ 60 % de leur moment plastique, puis l'assemblage restant a été sollicité jusqu'à la ruine, tout en maintenant constants les efforts déjà appliqués.

Les résultats ont montré que, pour l'élancement d'âme étudié, la présence d'un ou de deux assemblages selon l'axe faible n'a pas modifié de manière significative le moment élastique des assemblages d'axe fort, mais a réduit nettement leur rigidité rotationnelle initiale, ce qui traduit une influence directe sur les composantes d'introduction des efforts dans l'âme du poteau, notamment en traction et en compression. À titre indicatif, la rigidité initiale de l'assemblage d'axe fort est passée d'environ 29 443 kN·m/rad pour le cas de référence à 15 851 kN·m/rad avec un assemblage d'axe faible et à 14 888 kN·m/rad avec deux assemblages d'axe faible (Figure VI-6.a), tandis que le moment élastique est resté du même ordre de grandeur. En parallèle, l'interaction entre deux assemblages d'axe faible s'est révélée beaucoup plus marquée par rapport au cas à un seul assemblage d'axe faible, une augmentation du moment élastique, de la rigidité initiale et de la rigidité post-élastique, liée au fait que les deux platines opposées limitent l'enfoncement local des boulons dans l'âme du poteau et renforcent ainsi son comportement hors plan (Figure VI-6.b). Les auteurs ont ainsi conclu que l'hypothèse d'un assemblage d'axe faible assimilable à une articulation devient trop conservatrice lorsque deux

assemblages d'axe faible interagissent au sein d'un même nœud 3D. Ils ont toutefois souligné que ces conclusions restent liées au nombre limité d'essais et à une seule configuration d'élancement de l'âme du poteau, ce qui justifie des travaux complémentaires, notamment par analyses numériques paramétriques.



a) b)

Figure VI- 6: Courbes moment rotation des assemblages : a) Axe fort ; b) Axe faible (Costa et al., 2019)

VI.3 CONCLUSION DE L'ETAT DE L'ART :

En conclusion, cet état de l'art montre que les assemblages sollicités suivant les deux directions ne relèvent pas d'un simple prolongement du comportement des assemblages plans. L'interaction entre les sollicitations selon l'axe fort et l'axe faible modifie directement la réponse mécanique du nœud, en influençant la répartition des efforts entre ses différentes composantes. Il ressort aussi des travaux examinés que les effets tridimensionnels ne produisent pas tous la même influence d'un cas à l'autre. Ils dépendent fortement de la configuration géométrique, des choix constructifs et du mode de transmission des efforts selon l'axe faible. Ces constats confirment l'intérêt d'une approche dédiée, apte à décrire plus fidèlement les mécanismes de réponse de ces assemblages et à prendre en compte l'interaction entre rigidité, résistance et redistribution tridimensionnelle des efforts.

VI.4 ETUDE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES D'AXE FORT DANS UNE CONFIGURATION D'ANGLE

VI.4.1 Introduction

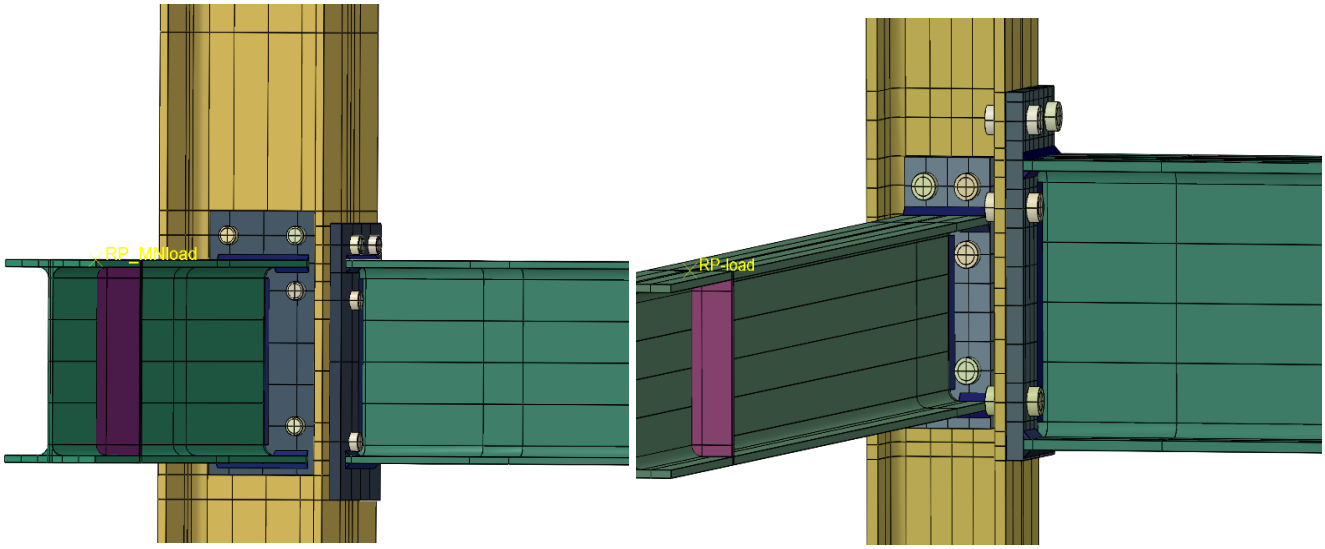
Cette partie du chapitre est consacrée à l'étude numérique du comportement des assemblages d'axe fort dans une configuration d'angle, obtenue par transposition des configurations déjà analysées aux chapitres IV et V. L'objectif est d'évaluer l'influence de la présence d'une poutre connectée selon l'axe faible, ainsi que de la sollicitation associée mobilisant la déformation hors plan de l'âme du poteau, sur la réponse de l'assemblage d'axe fort. Une attention particulière est portée à l'effet de cette interaction tridimensionnelle sur les caractéristiques mécaniques de l'assemblage et sur le comportement du panneau d'âme du poteau en

cisaillement. Les résultats obtenus sont ensuite confrontés aux prédictions de l'Eurocode 3, établies pour des assemblages plans.

VI.4.2 Descriptions des modèles EF

Les deux configurations de référence déjà étudiées dans les chapitres précédents sont transposées à un nœud d'angle : d'une part l'essai Test_A, qui sert ici de base à la famille Test_C issue de la campagne expérimentale de Costa (Costa et al., 2019) et d'autre part l'essai T101.010, retenu comme seconde configuration de référence.
La notation adoptée est la suivante : l'indice « F » désigne une configuration dans laquelle seul l'assemblage selon l'axe fort est sollicité, malgré la présence de la poutre d'axe faible dans la configuration, tandis que l'indice « f-F » correspond à une sollicitation simultanée des assemblages selon l'axe faible et selon l'axe fort. Sur cette base, les configurations étudiées sont : Test_C–F et Test_C–f-F pour la première famille, puis T101.010–F et T101.010–f-F pour la seconde. La configuration Test_C–f-F correspond au cas expérimental tridimensionnel complet et servira à la validation numérique, alors que les configurations notées « F » permettent d'isoler l'effet de la seule présence de la poutre secondaire sans chargement selon l'axe faible.

Ainsi, pour chacune des deux géométries retenues, trois niveaux de comparaison peuvent être établis : l'assemblage de référence selon l'axe fort seul, la configuration d'angle avec présence de la poutre d'axe faible mais sans sollicitation de celle-ci, puis la configuration d'angle avec sollicitation simultanée selon les deux directions. Cette démarche permet d'identifier séparément l'effet géométrique de la poutre d'axe faible et l'effet mécanique de son chargement sur la réponse de l'assemblage selon l'axe fort. Les paramètres géométriques et la disposition des différents éléments de l'assemblage sont identiques à ceux retenus au chapitre IV pour l'assemblage d'axe fort et au chapitre V pour l'assemblage d'axe faible. Les modèles par éléments finis correspondants sont illustrés à la (Figure VI-7).



a b

Figure VI- 7: Modèles EF_ a)Test_C_F et Test_C_f-F ; b) T101.010_F et T101.010_f-F

VI.4.3 Procédure de chargement

La procédure de chargement des quatre modèles étudiés est présentée dans le (Tableau VI-1). La notation 'f' renvoie à la poutre connectée selon l'axe faible, tandis que la notation 'F' désigne la poutre connectée selon l'axe fort. Dans les configurations f-F, la poutre d'axe faible est d'abord soumise à une force constante équivalente à la valeur du moment élastique de l'assemblage, soit 65,5 kN pour Test_C et 23,6 kN pour T101.010. La poutre d'axe fort est ensuite chargée monotoniquement jusqu'à la ruine ou à la non-convergence du calcul.

Modèle	Poutre f	Poutre F
Test_C_F	——	Ruine
Test_C_f-F	Force constante	Ruine
T101.010_F	——	Ruine
T101.010_f-F	Force constante	Ruine

Tableau VI- 1: Protocole de chargement

VI.4.4 Résultats de modélisation

VI.4.4.1 Comportement de l'assemblage d'axe fort

L'ensemble des résultats d comportement de l'assemblage d'axe fort sont illustrés aux (Figures VI-8 et VI-9) et au (Tableau VI-2), et montrent que l'introduction d'une configuration d'angle modifie sensiblement la réponse de l'assemblage selon l'axe fort, mais que cet effet dépend fortement de la géométrie du nœud étudié. Pour la famille issue de Test_A, la seule présence de la poutre d'axe faible, sans sollicitation de celle-ci (Test_C_F), conduit à une légère diminution du moment résistant (244,8 à 219,1kN·m), mais à une augmentation de la rigidité rotationnelle initiale (30906,2 à 32415,2kN·m/rad) et surtout de la rigidité post-élastique (843,4 à 1245,1kN·m/rad). Cela indique que la présence de la poutre secondaire modifie déjà les conditions de déformation du nœud et apporte un effet de maintien qui rigidifie la réponse, même sans chargement selon l'axe faible. En revanche, lorsque les deux directions sont sollicitées simultanément (Test_C_f-F), le moment résistant augmente jusqu'à 255,3kN·m, mais cette augmentation s'accompagne d'une baisse marquée de la rigidité initiale (19851,5 kN·m/rad) et de la rigidité post-élastique (553 kN·m/rad). La sollicitation bidirectionnelle tend donc ici à rendre l'assemblage plus souple, tout en permettant une mobilisation plus importante de sa capacité résistante, (Figure VI-8).

Pour la famille issue de T101.010, l'effet de la configuration d'angle est plus modéré sur le moment résistant, mais plus contrasté sur les rigidités. La configuration T101.010_F, où seule la poutre d'axe fort est chargée, présente un moment résistant supérieur à celui du cas de référence (105,2 contre 88,6kN·m), alors que la rigidité initiale diminue légèrement (24633,5 à 23143,6kN·m/rad) et que la rigidité post-élastique chute fortement (761,7 à 274,1kN·m/rad). Lorsque la sollicitation devient bidirectionnelle (T101.010_f-F), le moment résistant revient à une valeur très proche de celle du cas de référence (90,1 kN·m), tandis que la rigidité initiale diminue encore légèrement (21595,3 kN·m/rad). En revanche, la rigidité post-élastique remonte à 607,3kN·m/rad, donc à un niveau intermédiaire entre le cas de référence et le cas T101.010_F. Cela montre que, pour cette seconde géométrie, la tridimensionnalité n'a aucun

effet sur la résistance et la rigidité initiale, mais modifie la manière dont l'assemblage se déforme après le début de la plastification, (Figure VI-9).

Paramètre / Référence	$M_{j,Rd}[kN.m]$	$S_{j,ini}[kNm/rad]$	$S_{Pl}[kNm/rad]$
Test_A	244,8	30906.2	843.4
Test_C_F	219.1	32415.2	1245.1
Test_C_f-F	255.3	19851.5	553
T101.010	88,6	24633.5	761.7
T101.010_F	105.2	23143,6	274.1
T101.010_f-F	90.1	21595.3	607.3

Tableau VI- 2: Résultats des caractéristiques mécaniques des assemblages d'axe fort

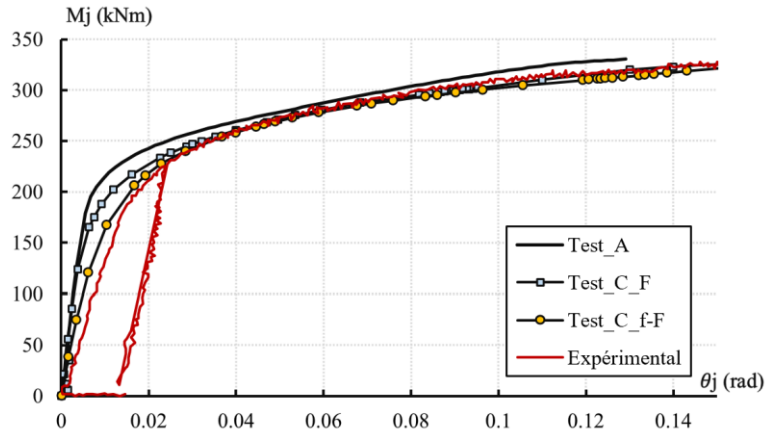


Figure VI- 8: Courbe moment rotation assemblages d'axe fort pour la famille du Test_A

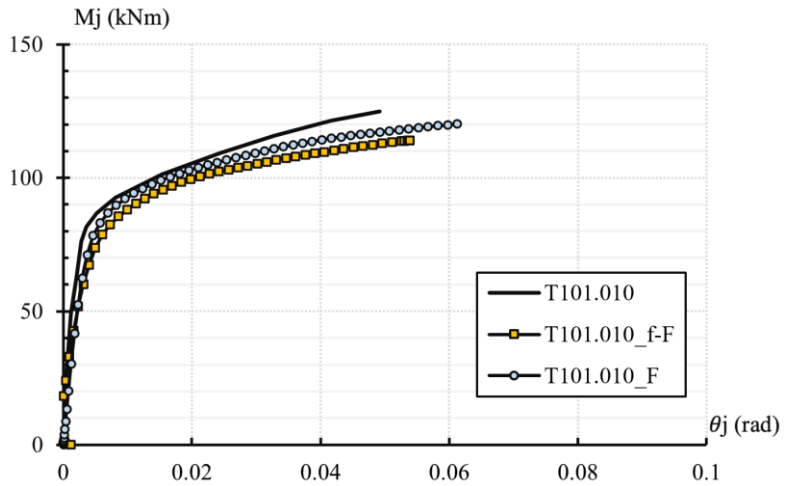


Figure VI- 9: Courbe moment rotation assemblages d'axe fort pour la famille du T101.010

VI.4.4.2 Comportement du panneau d'âme en cisaillement

Les courbes et les caractéristiques mécaniques du panneau d'âme en cisaillement illustrées aux (Figures VI-10 et VI-11) montrent que, dans une configuration d'angle, la réponse du panneau ne peut plus être lue comme un cisaillement dans le plan uniquement. La présence de la poutre d'axe faible modifie déjà les conditions de déformation de l'âme du poteau, et lorsque cette poutre est elle-même sollicitée, une déformation hors plan vient se superposer à la distorsion en cisaillement dans le plan. Les valeurs extraites traduisent donc l'effet combiné de ces deux mécanismes.

Pour la première famille de configurations, la comparaison entre Test_A, Test_C_F et Test_C_f-F met en évidence une influence marquée de cette interaction. La seule présence de la poutre d'axe faible, sans sollicitation de celle-ci, conduit à une augmentation de la rigidité initiale du panneau d'âme, qui passe de 103427,9 à 123981,5 kN·m/rad, ainsi qu'à une augmentation sensible de la rigidité post-élastique, de 1592,6 à 3206,4 kN·m/rad. En revanche, le moment résistant diminue légèrement de 241,4 à 221,2kN·m, (Tableau VI-3). Cela montre que la poutre secondaire, même non chargée, modifie la cinématique locale du nœud et tend à raidir la phase initiale du cisaillement du panneau, tout en modifiant la répartition des contraintes dans l'âme. Lorsque les deux directions sont sollicitées simultanément, la rigidité initiale chute nettement à 66500,4 kN·m/rad, tandis que le moment résistant remonte légèrement à 239,1 kN·m très proche du cas de référence, et que la rigidité post-élastique augmente encore jusqu'à 4885,8 kN·m/rad. Cette évolution montre que la combinaison entre la déformation hors plan induite par l'assemblage d'angle et le cisaillement dans le plan pénalise surtout la réponse initiale du panneau, alors qu'après plastification une redistribution plus large des efforts permet de maintenir une résistance élevée.

Pour la seconde famille, la réponse est plus modérée. Le passage de T101.010 à T101.010_F conduit à une légère augmentation du moment résistant, de 81.6 à 99.1 kN.m, sans effet notable sur la rigidité initiale. En revanche, la rigidité post-élastique diminue nettement, de 910.5 à 509. 4kN.m/rad. L'effet de chargement de la poutre d'axe faible reste limité sur le moment résistant et sur la rigidité initiale, dont les valeurs demeurent proches de celles du cas de référence. En revanche, son influence devient nettement plus marquée sur la rigidité post-élastique. La configuration d'angle agit donc ici principalement sur la déformabilité post-élastique du panneau d'âme.

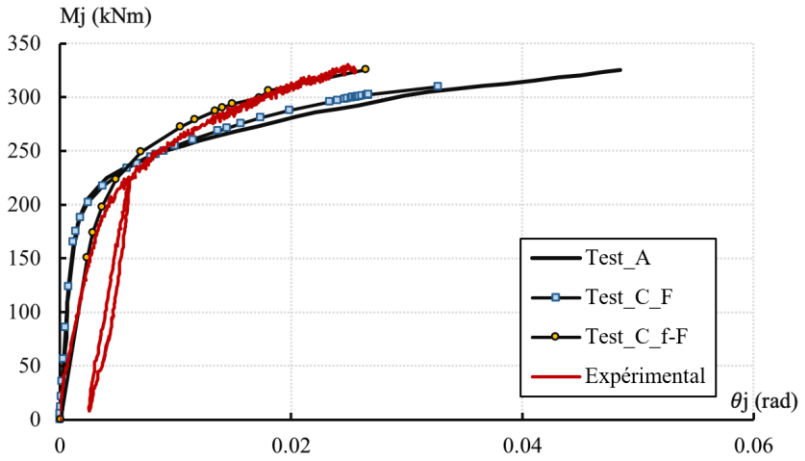


Figure VI- 10: Courbe M-θ du panneau d'âme en cisaillement pour la famille du Test_A

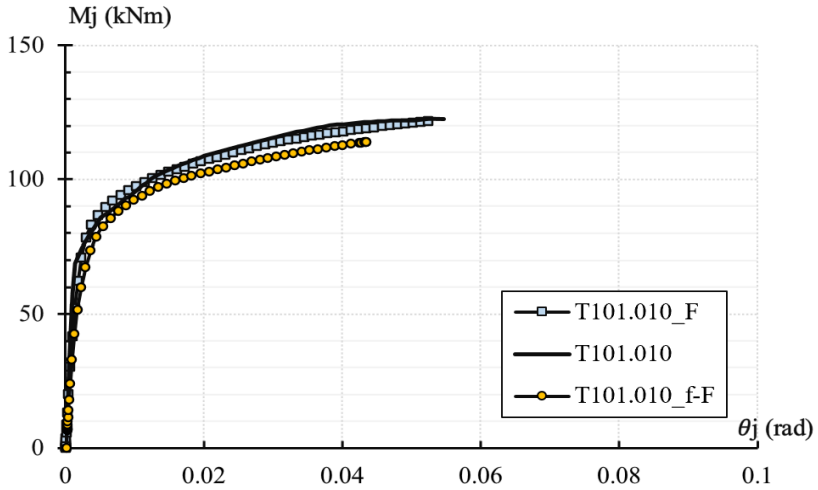


Figure VI- 11: Courbe M-θ du panneau d'âme en cisaillement pour la famille du T101.010

Paramètre / Référence	$M_{j,Rd}[kN.m]$	$S_{j,ini}[kNm/rad]$	$S_{Pl}[kNm/rad]$
Test_A	241.4	103427.9	1592.6
Test_C_F	221.2	123981.5	3206.4
Test_C_f-F	239.1	66500.4	4885,8
T101.010	81,6	39897,9	910.5
T101.010_F	99.1	40908.7	509.3
T101.010_f-F	92.2	39047.6	630.1

Tableau VI- 3: Résultats des caractéristiques mécaniques du panneau d'âme en cisaillement

D'un point de vue mécanique, le chargement sur la poutre d'axe faible agit surtout à travers la souplesse hors plan de l'âme du poteau. Une âme peu élancée reste relativement stable et conserve une réponse proche de celle du cas de référence, même en présence de l'assemblage d'axe faible. En revanche, une âme plus élancée se déforme beaucoup plus facilement hors plan. Cette souplesse réduit nettement la rigidité initiale, mais elle permet aussi, après plastification, une redistribution plus large des efforts dans le panneau. L'influence du chargement selon l'axe faible devient alors beaucoup plus marquée sur la réponse globale de l'assemblage.

VI.4.4.3 Déformation hors plan du panneau d'âme

Les (Figures VI-12 et VI-13) montrent d'abord que, sous une sollicitation selon l'axe faible seule, les deux configurations développent une flexion hors plan de l'âme du poteau, mais avec des amplitudes différentes. Pour Test_C_f-F comme pour T101.010_f-F, la phase correspondant à 50% de $f$conduit à une déformée régulière, sans concentration brutale, mais l'ordre de grandeur du déplacement reste plus élevé pour la première configuration, entre 8 à 9mm, contre environ 3 à 4 mm pour la seconde. L'activation progressive de la sollicitation selon l'axe fort

modifie ensuite la forme de la déformée, et cet effet devient distinct selon la configuration. Pour Test_C_f-F, l'augmentation de F conduit surtout à une amplification progressive d'une déformation déjà installée, qui reste répartie sur une hauteur relativement importante de l'âme et atteint environ 20mm en zone de compression. En revanche, pour T101.010_f-F, l'effet de l'activation de la charge selon l'axe fort est plus marqué. À partir des niveaux élevés de chargement, en particulier vers 75%F puis à F_{max}, le profil de déplacement évolue plus fortement dans la zone comprimée associée à la platine d'about de l'axe fort.

La déformée numérique, (Figure VI-14) montre ainsi, pour Test_C_f-F, une flexion hors plan plus diffuse du panneau. Pour T101.010_f-F, elle met en évidence une déformation plus localisée dans la zone comprimée, en cohérence avec l'apparition d'un voilement local.

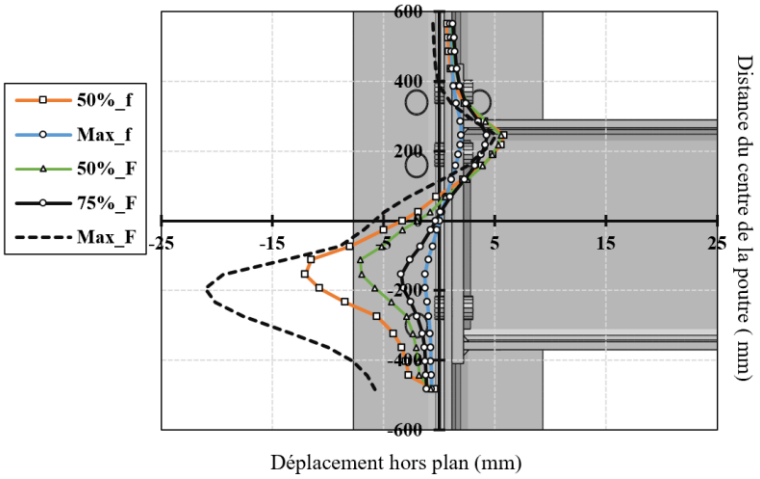


Figure VI- 12: Déplacement hors plan de l'âme du poteau pour Test_C_f-F

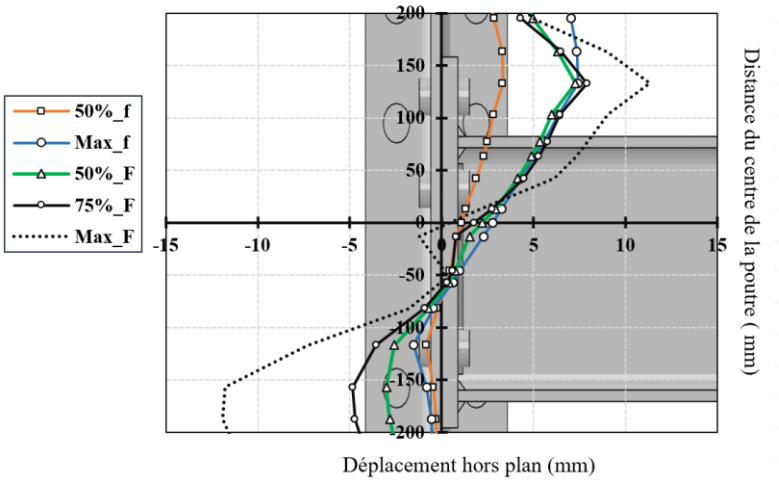


Figure VI- 13: Déplacement hors plan de l'âme du poteau pour T101.010_f-F

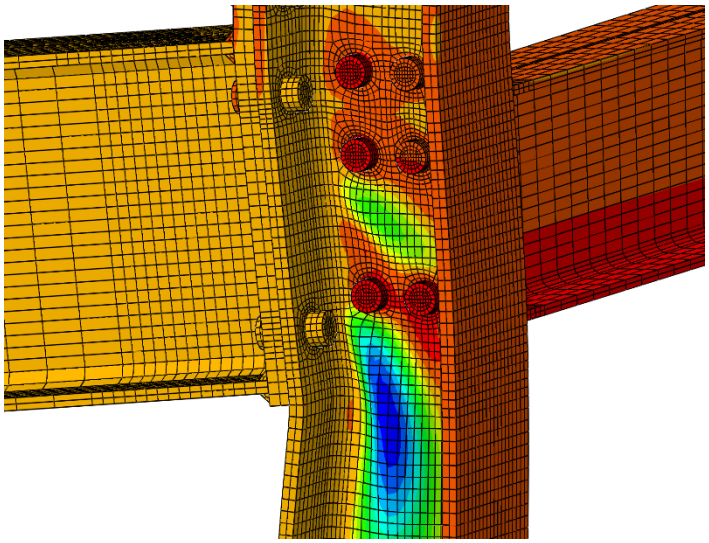


Figure VI- 14: Voilement local de la partie comprimée de l'âme panneau d'âme

VI.4.4.4 Allongement des boulons

L'analyse des courbes d'allongement des boulons montre que, pour la configuration associée à un élancement faible de l'âme du poteau T101.010_f-F, les deux boulons appartenant à une même rangée présentent des allongements relativement proches (Figure VI-15.a), ce qui traduit une réponse plus régulière et une mobilisation plus symétrique de la traction. En revanche, pour la configuration à plus fort élancement, ce sont les boulons alignés verticalement qui présentent des allongements proches, alors que les deux boulons d'une même rangée horizontale présentent des allongements nettement différents, révélant une dissymétrie plus marquée de la transmission des efforts (Figure VI-15.b).

Les déformées numériques montrent que la répartition des allongements des boulons est directement liée à la déformation hors plan de l'âme du poteau. Dans la configuration à faible élancement, cette déformation reste plus contenue, ce qui favorise une mobilisation plus homogène et plus symétrique des boulons d'une même rangée (Figure VI-16.a). En revanche, dans la configuration à plus fort élancement, la déformation hors plan de l'âme devient plus prononcée et altère cette symétrie. Les boulons situés du côté non associé à la poutre d'axe faible présentent alors les allongements les plus élevés, tandis que ceux situés du côté opposé restent moins sollicités (Figure VI-16.b). Ainsi, l'augmentation de la déformation hors plan de l'âme du poteau s'accompagne d'une répartition plus dissymétrique des allongements des boulons.

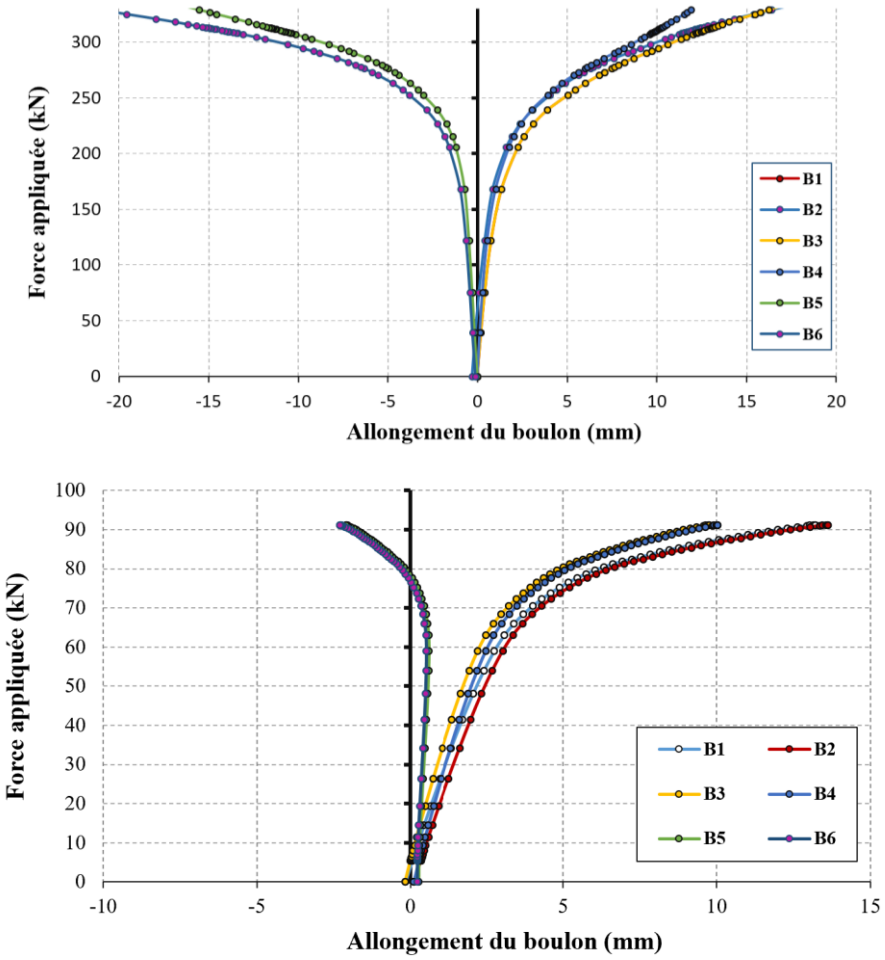
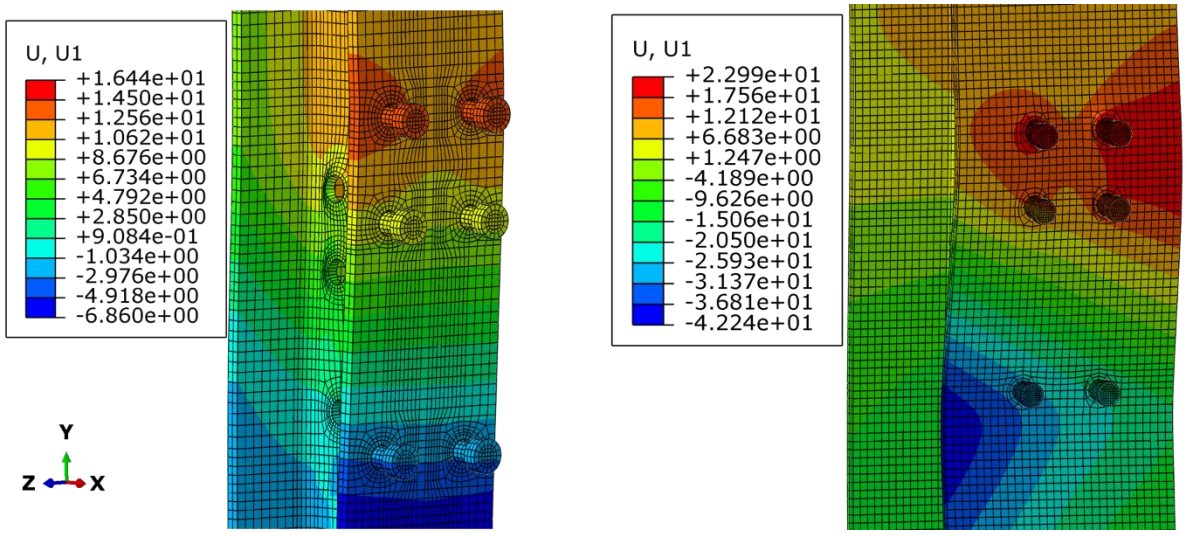


Figure VI- 15: Évolution de l'allongement des boulons en fonction de la force appliquée

a) Test_C_f-F ; Tb) T101.010_f-F



a) b)

Figure VI- 16: Déformée numérique des boulons

VI.5 ANALYSE DU COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES DANS UNE CONFIGURATION SPATIALE

Dans cette partie, l'étude est prolongée à une configuration spatiale, et ce qu'on appelle un assemblage de poteau intérieur (Chen et al., 2019), à partir de la famille issue du Test_C, correspondant à une âme de poteau élancée. L'objectif est d'examiner l'influence de la sollicitation selon l'axe faible sur le comportement de l'assemblage selon l'axe fort dans un nœud connecté dans les quatre directions. À cet effet, un modèle numérique par éléments finis comportant quatre poutres est développé. Cette configuration garantit que toute variation de la réponse est uniquement liée aux changements du schéma de chargement, et non à des différences de géométrie ou de disposition de l'assemblage.

VI.5.1 Procédure de chargement

Les conditions de chargement retenues pour la configuration spatiale sont réparties en deux groupes. Le premier correspond à un chargement unilatéral, appliqué sur une seule poutre selon l'axe fort, deux modèles sont alors considérés : le modèle C–F01, dans lequel une seule poutre selon l'axe fort est chargée verticalement, et le modèle C–f-F01, dans lequel une poutre selon l'axe fort et une poutre selon l'axe faible sont chargées verticalement, en conservant les mêmes intensités de chargement que celles de configurations d'angle. Ces deux modèles numériques permettent ainsi une comparaison directe avec les configurations d'angle étudiées précédemment. Le second groupe correspond à un chargement bilatéral, deux modèles y sont également considérés : le modèle C–F02, dans lequel les deux poutres selon l'axe fort sont soumises à des chargements verticaux opposés, et le modèle C–f-F02, dans ce cas, les deux poutres selon l'axe faible sont soumises à des chargements opposés, tandis que les deux poutres selon l'axe fort sont également sollicitées par des chargements opposés, de manière à accentuer la déformation hors plan et le cisaillement du panneau. Ce deuxième groupe se distingue donc du premier par une sollicitation spatiale complète du nœud.
Les positions de chargement retenues pour ces modèles sont illustrées à la (Figure VI-17).

VI.5.2 Prévisions selon l'Eurocode 3

Les courbes moment–rotation issues des modèles de configurations d'angle (C_F) et (C_f-F), ainsi que les configurations spatiales (C_F01) et (C_f-F-01) sont évaluées à l'aide de la formulation pour assemblage unilatéral prescrite par l'Eurocode 3 (EN 1993-1-8, 2005), qui conduit à une valeur de moment résistant égale à $M_{j,Rd}$= 163.4kN.m, et une rigidité initiale $S_{j;ini}$= 29835kN.m. À l'inverse, pour les configurations en chargement bilatéral, (C_F02) et (C_f-F-02), l'influence du panneau de cisaillement devient prédominante, et la formulation analytique est alors gouvernée par un paramètre de transformation β≈2, ce qui conduit à $M_{j,Rd}$= 123.5kN.m et $S_{j;ini}$= 21093.5kN.m.

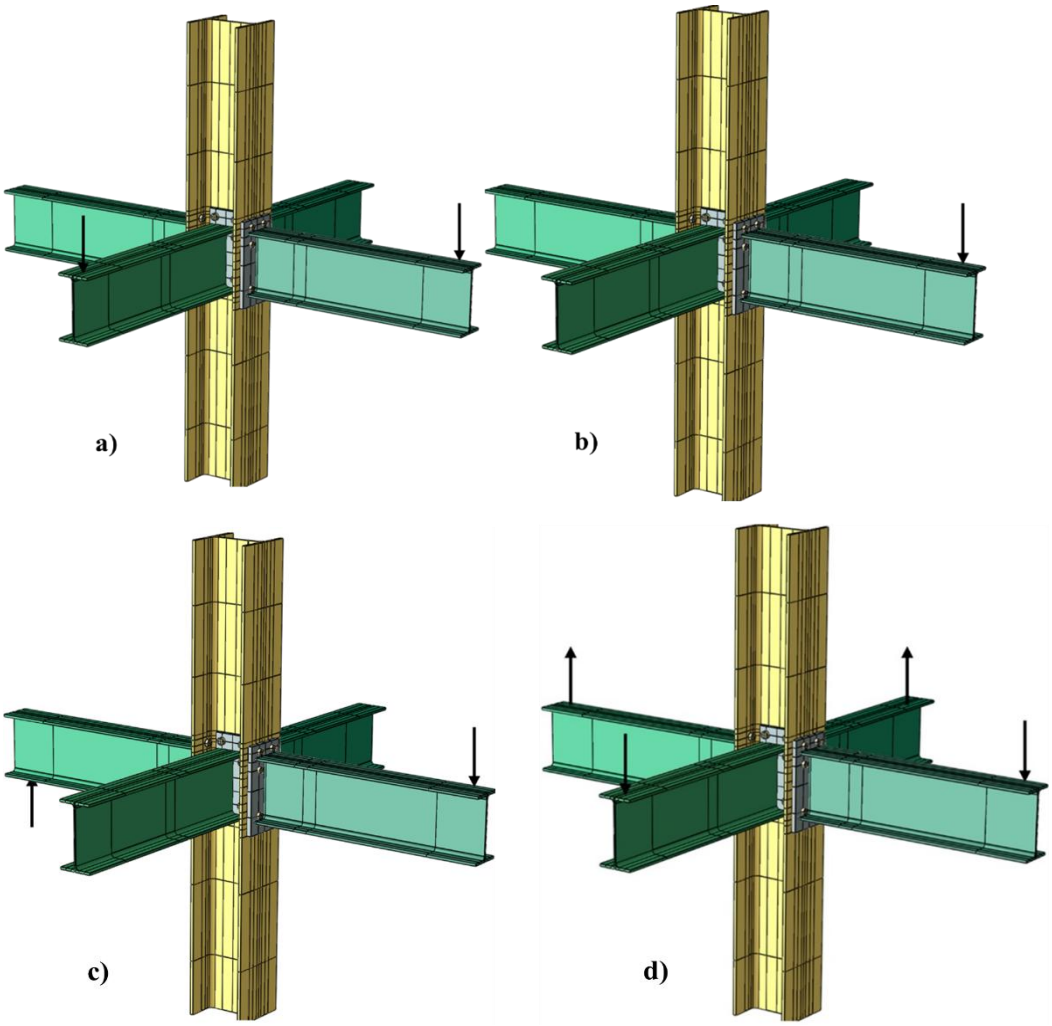


Figure VI- 17: Positions de chargement de la configuration spatiale

a) C_F01 ; b) C_f-F-01 ; c) C_F-02 ; d) C_f-F-02

VI.5.2.1 Interprétation du comportement numérique

Les (Figures VI-18, VI-19) et le (Tableau VI-4) représentent les comparaisons entre les courbes moments rotation, et les caractéristiques mécaniques des assemblages d'axe fort des configurations d'angle et spatiales, ainsi que les prédictions analytiques dérivées de l'Eurocode 3. Les observations suivantes peuvent être formulées :

1. la configuration spatiale avec la poutre d'axe fort chargée seule présente une rigidité initiale plus faible que celle de la configuration d'angle, avec un rapport de 0,77, car la déformation n'est plus concentrée uniquement dans l'assemblage sollicité, elle se répartit davantage à l'échelle du nœud, ce qui rend la réponse initiale plus souple. En revanche, la résistance augmente nettement pour atteindre 296,1 kN·m, soit environ 1,35 fois celle de la configuration d'angle. Ce gain montre que la configuration spatiale favorise au cours du chargement une mobilisation plus large et plus progressive des composants du nœud. La continuité de l'assemblage dans les quatre directions tend ainsi à freiner l'apparition précoce de mécanismes localisés, à améliorer la redistribution des efforts entre les différents composants du nœud et,

par conséquent, à retarder l'atteinte de l'état ultime. Il en résulte une capacité résistante plus élevée, associée à une participation plus étendue des composantes de l'assemblage.

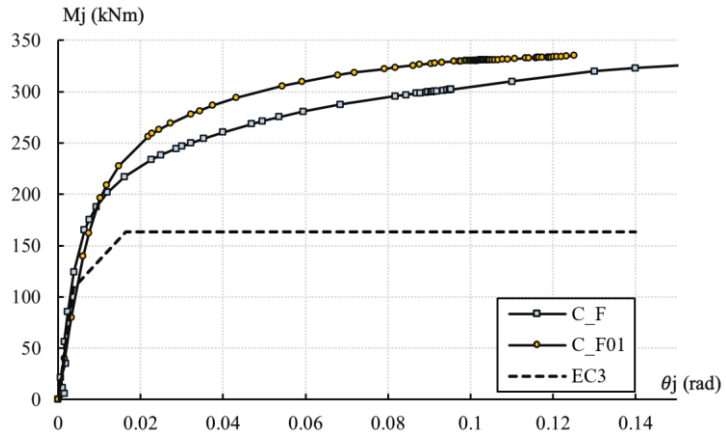


Figure VI- 18: Comparaison courbes M-θ pour : C_F, C_F01, EC3

2. Dans le cas des configurations, où les assemblages selon l'axe faible et selon l'axe fort sont sollicités simultanément, la rigidité initiale de la configuration spatiale reste dans le même ordre de grandeur que celle de la configuration d'angle. En revanche, le moment résistant augmente encore, de 255,3 à 292.1kN.m, ce qui montre que la participation de la déformation hors plan de l'âme du poteau modifie les conditions locales de transmission des efforts et semble favoriser une mobilisation plus progressive des composants, conduisant ainsi à une capacité résistante plus élevée.

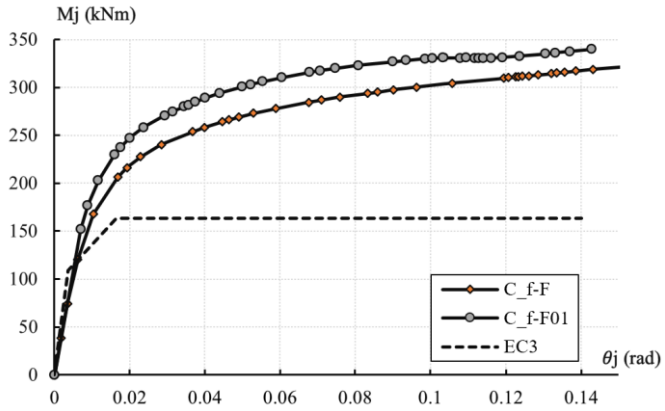


Figure VI- 19: Comparaison courbes M-θ pour : C_f-F, C_f-F01, EC3

3. La rigidité post-élastique diminue dans les deux configurations spatiales. Elle passe à 463.9 kNm/rad pour C_F01, et à 486,1 kN.m/rad pour C_f-F01, soit respectivement 0,38et 0,88des valeurs obtenues dans les configurations d'angle correspondantes. (Tableau VI-4). Cela indique qu'après plastification. La déformation post-élastique se redistribue davantage dans la configuration, notamment à travers le poteau, le panneau d'âme et les poutres non chargées, ce qui réduit la pente de la courbe moment–rotation. La configuration spatiale apparaît ainsi plus souple après plastification, sans empêcher pour autant le développement d'un moment résistant plus élevé.

	$M_{j,Rd}$	$S_{j,ini}$	S_{pl}
C_F01	296.1	24898.2	469.3
$\Delta\left(\frac{\mathbf{C_F01}}{\mathbf{C_F}}\right)$	1.35	0.77	0.38
C_f-F01	292.1	21654.3	486.1
$\Delta\left(\frac{\mathbf{C_f-F01}}{\mathbf{C_f-F}}\right)$	1.14	1.09	0.88

Tableau VI- 4: $M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$ et S_{pl} pour les configurations de référence et spatiales

L'analyse de la (Figure VI-20) et le (Tableau VI-5) montre que les deux configurations de chargement bilatéral présentent une réponse très proche, ce qui confirme que le comportement de l'assemblage reste principalement gouverné par le cisaillement du panneau d'âme. Dans le cas de C_F02, les deux poutres d'axe fort sont chargées en sens opposés, ce qui sollicite directement le panneau d'âme en cisaillement. Le moment résistant devient alors nettement plus faible que dans les configurations à chargement unilatéral, qui passe de 290 à 147.5kN.m, l'ajout des sollicitations selon les deux poutres d'axe fort ne modifie pas significativement le comportement de l'assemblage, ce qui montre que l'état de cisaillement imposé dans le panneau est suffisamment prépondérant pour que la contribution supplémentaire de la flexion hors plan de l'âme n'entraîne qu'une influence limitée sur la réponse globale. Il reste toutefois possible qu'une tendance différente apparaisse dans une configuration où la déformation hors plan de l'âme serait plus importante.

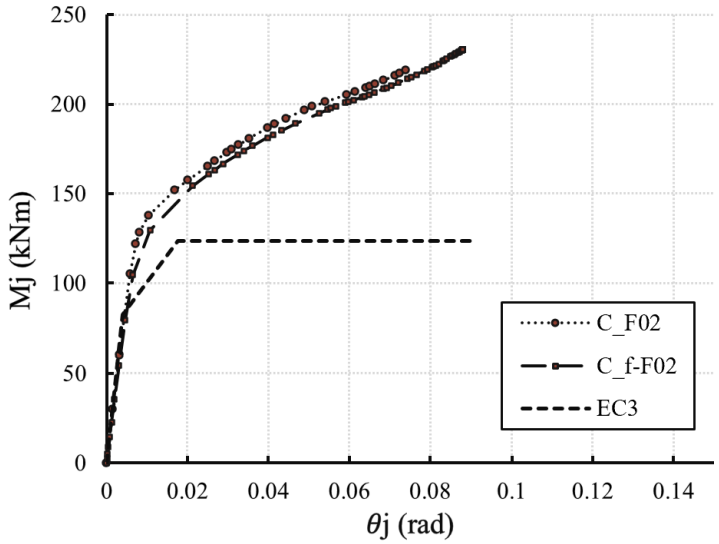


Figure VI- 20: Comparaison courbes M-θ pour : C_ F02, C_f-F02, EC3

	$M_{j,Rd}$	$S_{j,ini}$	S_{pl}
C_F02	145.7	19075.3	1257.3
C_f-F02	147.5	18096.1	1069.2
$\Delta\left(\frac{C_f - F02}{C_F02}\right)$	1.01	1.09	0.88

Tableau VI- 5: $M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$ et S_{pl} pour les configurations avec chargement bilatéral

VI.5.2.2 Interprétation des résultats à partir de l'Eurocode 3

Le (Tableau VI-6) met en évidence que l'Eurocode 3 n'évalue pas correctement le comportement des assemblages tridimensionnels étudiés. Dans la majorité des configurations, il surestime la rigidité initiale $S_{j,ini}$, avec des écarts atteignant environ 50 %, tandis qu'il sous-estime nettement le moment résistant $M_{j,Rd}$, avec des écarts pouvant dépasser 40 %. Cette tendance montre que le calcul analytique, établi pour des assemblages plans, ne rend pas correctement compte de la réponse réelle des assemblages 3D, qu'il s'agisse des configurations spatiales ou des configurations d'angle. En particulier, il ne restitue pas de manière satisfaisante l'effet de la tridimensionnalité de l'assemblage, de la redistribution des efforts entre poutres adjacentes et de la modification des mécanismes locaux induite par la présence de poutres connectées selon plusieurs directions. Les deux configurations bilatérales présentent toutefois les écarts les plus faibles, en particulier pour le moment résistant. Ce résultat peut s'expliquer par le fait que, dans ces cas, la réponse de l'assemblage est davantage gouvernée par le cisaillement du panneau d'âme, mécanisme que l'approche de l'Eurocode 3 capte relativement mieux. Néanmoins, même dans ces configurations, les écarts restent notables, ce qui confirme que l'application directe des formulations planes de l'Eurocode 3 demeure insuffisante pour représenter avec précision le comportement des assemblages tridimensionnels.

Modèle EF	$S_{j,ini}$	$M_{j,Rd}$
	$\left(\frac{EC3}{FEM} - 1\right)\%$	$\left(\frac{EC3}{FEM} - 1\right)\%$
C_F	-7.9	−25,4
C_F01	19.8	−44,8
C_f-F	50.3	−36,0
C_f-F01	37.8	−44,1
C_F02	10.6	−15,5
C_f-F02	16,6	−16,5

Tableau VI- 6: Écarts relatifs entre les prédictions de l'Eurocode 3 et les résultats numériques

VI.5.2.3 Analyse numérique des modes de ruine

La (Figure VI-21) illustre la déformée numérique de la configuration C_f-F01 qui met en évidence une forte concentration des contraintes dans l'âme du poteau, principalement du côté de l'assemblage sollicité selon l'axe fort. Cette concentration s'étend également à l'âme de la poutre et devient plus marquée dans la zone comprimée, au voisinage de la semelle inférieure. Celle-ci transmet un effort de compression important vers l'âme du poteau, ce qui engendre une concentration locale des contraintes accompagnée d'un voilement local de la semelle inférieure. Dans la même configuration, la (Figure VI-22) montre que, la platine d'about développe une flexion principalement localisée dans sa partie supérieure, avec l'apparition d'une ligne de plastification au niveau de la première rangée de boulons, dans l'alignement du centre de traction associé à la semelle supérieure de la poutre selon l'axe faible. Cette zone concentre les plus fortes déformations de la platine et traduit une mobilisation dominante de sa partie supérieure. En revanche, vers la partie inférieure, la déformation diminue nettement, ce qui indique que cette zone reste peu mobilisée et apparaît davantage bloquée, ce blocage est attribué à la présence de l'assemblage selon l'axe faible, qui tend à limiter sa déformation

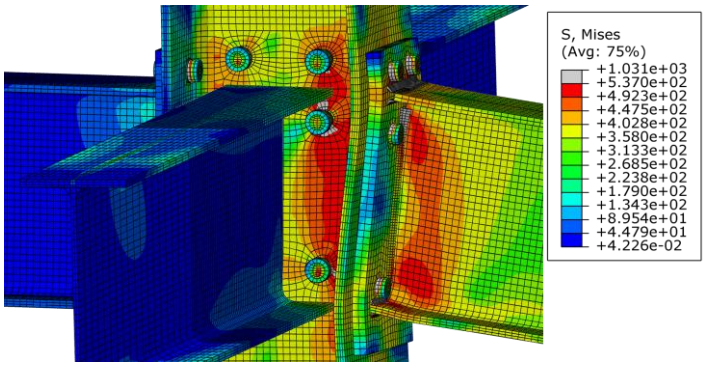


Figure VI- 21:Distribution des contraintes et déformations locales des composants – configuration C_f-F01

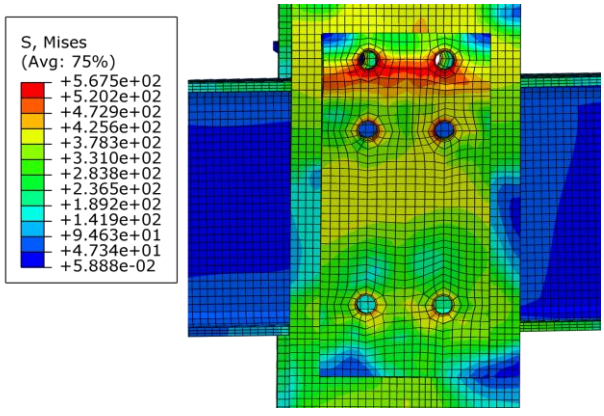


Figure VI- 22: Mode de ruine de la platine d'about – configuration C_f-F01

La déformée numérique associées aux configurations C_F02 et C_f-F02 (Figure VI- 23) montrent que le cisaillement du panneau d'âme est bien activé. Toutefois, contrairement à un panneau d'âme sollicité en cisaillement dans une configuration usuelle, la répartition des contraintes ne s'étend pas uniformément à l'ensemble de l'âme du poteau. Les concentrations

de contraintes se localisent principalement au voisinage des coins de la zone sollicitée et autour des zones d'introduction des efforts, tandis que la partie centrale et les régions plus éloignées restent relativement moins mobilisées. Cette localisation traduit le fait que la présence des deux poutres connectées de part et d'autre de l'âme modifie fortement le mode de transfert des efforts et limite le développement d'un champ de cisaillement pleinement réparti sur tout le panneau. Il en résulte une mobilisation locale du panneau d'âme, ce qui explique le niveau très faible du moment résistant observé dans ces deux configurations.

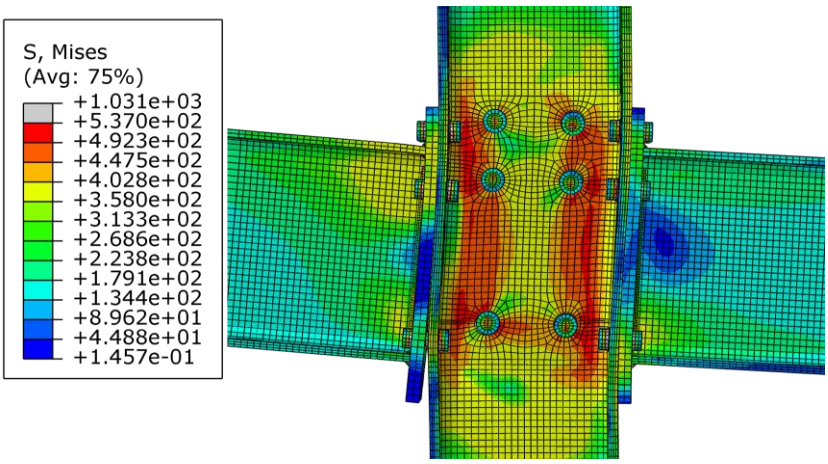


Figure VI- 23: Cisaillement du panneau d'âme – configuration C_f-F02

VI.6 CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'étendre l'étude numérique des assemblages par platine d'about à des configurations tridimensionnelles plus représentatives, d'abord sous forme de configurations d'angle, puis dans une configuration spatiale complète. L'analyse a montré que la présence d'une poutre connectée selon l'axe faible, même lorsqu'elle n'est pas sollicitée, modifie déjà la réponse de l'assemblage selon l'axe fort en agissant sur les conditions de déformation de l'ensemble de l'assemblage. Lorsque cette poutre est effectivement chargée, son influence devient plus marquée et se traduit par une interaction entre le comportement de l'assemblage principal et la déformation hors plan de l'âme du poteau.

Les résultats obtenus dans les configurations d'angle ont mis en évidence que cette interaction tridimensionnelle affecte à la fois le comportement global de l'assemblage et celui du panneau d'âme du poteau. Son effet n'est toutefois pas uniforme et dépend fortement de la géométrie du poteau, en particulier de l'élancement de son âme. Dans la famille associée à l'âme la plus élancée, la sollicitation selon l'axe faible réduit nettement la rigidité initiale de l'assemblage, tout en favorisant une augmentation de la résistance ultime et une modification sensible de la réponse post-élastique. Pour la famille à plus faible élancement, son influence sur la résistance et sur la rigidité initiale demeure plus limitée, mais elle reste notable sur la déformabilité post-élastique du panneau d'âme. Ces résultats confirment ainsi que la souplesse hors plan de l'âme joue un rôle déterminant dans l'intensité du couplage entre les deux directions de sollicitation.

L'analyse détaillée des déformées numériques a également montré que la réponse de l'assemblage ne peut pas être interprétée à partir du seul cisaillement dans le plan du panneau

d'âme. Selon la configuration considérée, cette distorsion se combine avec une flexion hors plan plus ou moins diffuse de l'âme, avec des conséquences directes sur la répartition des contraintes, sur la localisation des déformations plastiques et sur la mobilisation dissymétrique des boulons. Il en résulte des mécanismes de réponse différents selon la géométrie étudiée, allant d'une déformation globale plus répartie à des localisations plus marquées dans les zones comprimées ou au voisinage de certaines rangées de boulons.

L'extension à la configuration spatiale a confirmé ces tendances tout en montrant que le passage d'une configuration d'angle à une configuration connectée dans les quatre directions modifie encore la cinématique de déformation et la redistribution des efforts. Dans les cas de chargement unilatéral, la configuration spatiale tend à réduire la rigidité initiale tout en augmentant la capacité résistante, ce qui traduit une mobilisation plus progressive et plus étendue des composants de l'assemblage. En revanche, dans les cas de chargement bilatéral, la réponse est principalement gouvernée par le cisaillement du panneau d'âme, l'effet supplémentaire de la sollicitation selon l'axe faible restant alors plus limité. Ces observations montrent que l'influence de la tridimensionnalité dépend non seulement de la géométrie du poteau, mais également du schéma de chargement appliqué à l'assemblage.

La comparaison avec les prévisions de l'Eurocode 3 a montré que les formulations planes usuelles ne permettent pas de représenter correctement le comportement de ces assemblages tridimensionnels. L'Eurocode 3 surestime généralement la rigidité initiale et sous-estime la résistance ultime, ce qui met en évidence l'insuffisance d'une lecture purement plane lorsqu'interviennent simultanément le cisaillement du panneau, la déformation hors plan de l'âme et la redistribution spatiale des efforts.

Enfin, l'analyse des déformées numériques met ainsi en évidence une interaction tridimensionnelle qui se manifeste simultanément à plusieurs niveaux de l'assemblage. D'une part, dans la configuration C_{f-F02}, le cisaillement du panneau d'âme reste bien activé, mais sa distribution demeure localisée au voisinage des coins de l'âmeD'autre part, dans la zone de l'assemblage selon l'axe fort, les plus fortes concentrations de contraintes se développent dans l'âme du poteau et dans la zone comprimée, où apparaît également un voilement local de la semelle inférieure. Enfin, la platine d'about présente une flexion non uniforme, essentiellement concentrée dans sa partie supérieure avec une ligne de plastification marquée au niveau de la première rangée, tandis que sa partie inférieure reste peu mobilisée en raison de l'effet de blocage imposé par l'assemblage selon l'axe faible.

Dans l'ensemble, ce chapitre confirme que la tridimensionnalité modifie non seulement la réponse globale de l'assemblage, mais aussi les mécanismes locaux de déformation et de transmission des efforts. D'où, la nécessité d'une approche spécifique pour l'analyse des assemblages tridimensionnels, capable de prendre en compte explicitement l'interaction entre sollicitations selon l'axe fort et selon l'axe faible, ainsi que le rôle central de l'âme du poteau dans cette interaction.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives

Cette thèse a porté sur le comportement des assemblages poutre–poteau par platine d'about boulonnée soumis à des sollicitations autour de l'axe faible, avec une attention particulière portée aux limites de la méthode des composants de l'Eurocode 3 dès que la réponse de l'assemblage n'est plus gouvernée uniquement par des mécanismes plans selon l'axe fort. L'objectif général a consisté à analyser, par une démarche progressive mêlant étude analytique, validation numérique et confrontation aux résultats expérimentaux, l'influence de la flexion hors plan de l'âme du poteau et des interactions tridimensionnelles sur la rigidité, la résistance et les mécanismes de ruine des assemblages. La stratégie retenue a été construite en plusieurs étapes, depuis l'étude du tronçon en T équivalent jusqu'à l'analyse d'assemblages tridimensionnels complets.

Le premier chapitre a permis de poser le cadre général de l'étude. Il a rappelé les principales notions relatives aux assemblages, leurs sources de déformabilité, leur modélisation dans l'analyse globale des ossatures, ainsi que leur classification selon l'Eurocode 3 en termes de rigidité, de résistance et de ductilité. Il a également mis en évidence, dès cette première étape, que les assemblages sollicités selon l'axe faible restent insuffisamment couverts par les formulations usuelles, ce qui justifie l'orientation de la thèse vers cette problématique.

Le deuxième chapitre a été consacré à la caractérisation des assemblages par platine d'about boulonnée selon l'Eurocode 3. Il a présenté les différentes méthodes de prédiction du comportement rotationnel, puis a détaillé la méthode des composants en termes de rigidité initiale, de résistance plastique, d'assemblage des composantes et de comportement du tronçon en T. Cette étape a constitué le socle analytique de la thèse, en clarifiant les hypothèses, les domaines de validité et les limites de la formulation réglementaire, notamment pour les configurations qui s'écartent des assemblages plans classiques selon l'axe fort.

Le troisième chapitre a porté sur l'analyse numérique du comportement du tronçon en T, retenu comme composante représentative de la zone tendue des attaches boulonnées. L'objectif a été d'établir et de valider les choix de modélisation éléments finis avant de passer à l'assemblage complet. Les études de convergence de maillage, l'analyse de l'introduction de la précontrainte, le choix des lois de comportement, la prise en compte des interfaces de contact et la modélisation du boulon ont permis de définir une stratégie numérique robuste. Ce chapitre a ainsi fourni la base méthodologique nécessaire pour la modélisation des assemblages complets dans les chapitres suivants.

Le quatrième chapitre a étendu l'analyse à un assemblage poutre–poteau par platine d'about débordante boulonnée sollicité selon l'axe fort. Après un état de l'art et une exploitation structurée des campagnes expérimentales disponibles, un modèle 3D complet a été développé sous Abaqus, calibré puis validé sur deux configurations expérimentales de référence. Les résultats ont montré que le modèle reproduit de manière satisfaisante la réponse moment–rotation de l'assemblage, ainsi que les principaux mécanismes de déformation observés expérimentalement. La confrontation à l'Eurocode 3 a également montré que la qualité de

prédiction dépend du paramètre mécanique considéré et de la composante gouvernante. Enfin, l'étude paramétrique consacrée à la doublure d'âme a mis en évidence que sa présence améliore nettement le comportement de l'assemblage, tandis que l'augmentation de son épaisseur ou de sa nuance d'acier agit surtout sur la réponse post-élastique et sur la capacité résistante du panneau d'âme.

Le cinquième chapitre a constitué le cœur de la problématique de la thèse, en traitant explicitement les assemblages selon l'axe faible. Après une revue des études analytiques, expérimentales et numériques disponibles, l'approche analytique de Gomes pour la résistance plastique et celle de Neves pour la rigidité initiale ont été appliquées à deux configurations présentant des élancements d'âme différents. Les résultats ont montré que la composante déterminante de ces assemblages est l'âme du poteau en flexion hors plan, non couverte par la méthode des composants de l'Eurocode 3 dans sa forme courante. L'analyse a mis en évidence que l'élancement de l'âme ne modifie pas seulement le niveau de résistance et de rigidité, mais aussi la nature du mécanisme résistant : une âme plus élancée favorise une mobilisation plus répartie entre les zones de traction et de compression, tandis qu'une âme moins élancée concentre davantage la réponse dans la zone tendue. La comparaison avec les modèles éléments finis a confirmé la pertinence des formulations analytiques pour la composante isolée, tout en montrant que leur extension à l'assemblage complet reste plus sensible, notamment en raison de la représentation de la platine d'about et des interactions entre composantes.

Le sixième chapitre a enfin abordé le comportement des assemblages dans une configuration tridimensionnelle, en étudiant l'interaction entre sollicitations selon l'axe fort et selon l'axe faible. Dans ce cadre, des modèles 3D complets ont été développés pour analyser l'influence d'un ou de deux assemblages d'axe faible sur la réponse d'un assemblage d'axe fort, puis pour prolonger l'étude à une configuration spatiale. Les résultats ont montré que la présence d'assemblages selon l'axe faible modifie peu le moment élastique de l'assemblage d'axe fort, mais réduit de manière significative sa rigidité rotationnelle initiale. Ils ont également mis en évidence que l'interaction entre deux assemblages d'axe faible est plus marquée que dans le cas d'un seul assemblage, du fait du renforcement du comportement hors plan de l'âme du poteau par les deux platines opposées. L'analyse locale a par ailleurs montré que cette interaction tridimensionnelle se traduit par une modification des mécanismes de déformation, avec combinaison entre cisaillement dans le plan du panneau d'âme, déformation hors plan de l'âme du poteau, flexion non uniforme de la platine et concentrations locales de contraintes dans les zones comprimées. Ces observations confirment que le comportement tridimensionnel ne peut pas être déduit par simple superposition de réponses planes indépendantes et qu'une modélisation dédiée est nécessaire pour décrire correctement ces assemblages.

À l'issue de ce travail, il apparaît que la méthode des composants, dans sa formulation réglementaire actuelle, fournit une base satisfaisante pour les assemblages sollicités selon l'axe fort, mais demeure insuffisante pour représenter de manière rigoureuse les assemblages selon l'axe faible et les configurations tridimensionnelles. La thèse a montré qu'une composante supplémentaire, associée à la flexion hors plan de l'âme du poteau, doit être introduite pour rendre compte du comportement des assemblages d'axe faible, et que les effets d'interaction tridimensionnelle influencent directement la rigidité, la résistance et les mécanismes de ruine.

Elle a également établi qu'une modélisation numérique tridimensionnelle, correctement calibrée et validée, constitue un outil pertinent pour compléter les approches analytiques et identifier les limites des formulations simplifiées.

Les perspectives ouvertes par cette recherche concernent principalement l'enrichissement de la méthode des composants pour les assemblages d'axe faible et tridimensionnels, l'introduction plus explicite des interactions entre composantes, ainsi que l'élargissement des validations à un nombre plus important de configurations géométriques, de niveaux d'élancement et de conditions de chargement. Une telle extension permettrait d'aboutir à des formulations de calcul plus générales, mieux adaptées à la réalité mécanique des assemblages poutre–poteau soumis à des sollicitations multiaxiales.

Références Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A

Abaqus 2016 Online Documentation. Dassault Systèmes; 2016.

Abdalla KM, Chen WF. EXPANDED DATABASE OF SEMI-RIGID STEEL CONNECTIONS. Comput Struct 1995;56:553–64.

Abidelah A, Bouchaïr A, Kerdal DE. Influence of the flexural rigidity of the bolt on the behavior of the T-stub steel connection. Eng Struct 2014;81:181–94. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.041.

Abidelah A, Bouchaïr A, Kerdal DE. Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners. J Constr Steel Res 2012;76:13–27. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.04.004.

Agerskov H. High-Strength Bolted Connections Subject to Prying. Journal of the Structural Division 1976;102:161–75. https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004253.

Aggarwal AK. Comparative tests on endplate beam-to-column connections. J Constr Steel Res 1994;30:151–75. https://doi.org/10.1016/0143-974X(94)90048-5.

Aggarwal AK, Coates RC. Moment-rotation characteristics of bolted beam-column connections. J Constr Steel Res 1986;6:303–18. https://doi.org/10.1016/0143-974X(86)90010-6.

Al-Khatab Z, Bouchaïr A. Analysis of a bolted T-stub strengthened by backing-plates with regard to Eurocode 3. J Constr Steel Res 2007a;63:1603–15. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.01.012.

Al-Khatab Z, Bouchaïr A. Analysis of a bolted T-stub strengthened by backing-plates with regard to Eurocode 3. J Constr Steel Res 2007b;63:1603–15. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.01.012.

Attiogbe E, Morris G. Moment-Rotation Functions For Steel Connections. Journal of Structural Engineering 1991;117:1703–18. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:6(1703).

Azizinamini A, Bradburn JH, Radziminski JB. Static and cyclic behaviour of steel beam–column connections. Structural Research Studies. 1985.

B

Bahaari MR, Sherbourne AN. Behavior of eight-bolt large capacity endplate connections. Comput Struct 2000;77:315–25. https://doi.org/10.1016/S0045-7949(99)00218-7.

Bahaari MR, Sherbourne AN. Computer modelling of an extended end-plate bolted connection. Comput Struct 1994;52:879–93.

Baniotopoulos CC. Numerical Simulation: Principles, Methods and Models. Semi-rigid joints in structural steelwork, Springer; 2000, p. 289–347.

Bathe K-J. Finite element procedures. Klaus-Jurgen Bathe; 2006.

Batho C. Riveted and bolted connections. 1st Rep. Steel Structures Research Committee, Great Britain Dept of Scientific & Industrial Research 1932.

Batho C, Lash SD. Further investigations on beam and stanchion connections. Final Report, Steel Structures Research Committee, Department of Scientific and Industrial Research, London 1936;1936:276–363.

Batho C, Rowan HC. Second Report. Steel Structure Research Committee, Department of Scientific and Industrial Research of Britain, London 1934;193.

Bernuzzi C, Zandonini R, Zanon P. Rotational behaviour of end plate connections. Costruzioni Metalliche 1991;2:74–103.

Bursi O, Jaspart J-P. A refined finite element model for tee-stub and endplate steel connections. Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio, 1995.

Bursi OS. An Experimental-Numerical Method for the Modelling of Plastic Failure Mechanism of Extended End-plate Steel Connections. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING 1991;3:111–9.

Bursi OS, Jaspart JP. Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections. Comput Struct 1998;69:361–82. https://doi.org/10.1016/S0045-7949(98)00136-9.

Bursi OS, Jaspart JP. Benchmarks for finite element modelling of bolted steel connections. J Constr Steel Res 1997a;43:17–42. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(97)00031-X.

Bursi OS, Jaspart JP. Calibration of a finite element model for isolated bolted end-plate steel connections. J Constr Steel Res 1997b;44:225–62. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(97)00056-4.

C

Cabrero JM, Bayo E. The semi-rigid behaviour of three-dimensional steel beam-to-column joints subjected to proportional loading. Part I. Experimental evaluation. J Constr Steel Res 2007a;63:1241–53. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.11.004.

Cabrero JM, Bayo E. The semi-rigid behaviour of three-dimensional steel beam-to-column steel joints subjected to proportional loading. Part II: Theoretical model and validation. J Constr Steel Res 2007b;63:1254–67. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.11.005.

CEN. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.8: Design of joints. Brussels: British Standards Institution; 2005.

Chen WF, Kishi N, Matsuoka KG, Nomachi SG. Moment–rotation relation of top and seat angle with double web angle connections. Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design, London: Elsevier Applied Science; 1988a.

Chen WF, Kishi N, Matsuoka KG, Nomachi SG. Moment–rotation relation of single double web angle connections. Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design, London: Elsevier Applied Science; 1988b.

Coelho AMG. Characterization of the ductility of bolted end plate beam-to-column steel connections. University of Coimbra, 2004.

Cosenza E, De Luca A, Faella C. Inelastic buckling of semirigid sway frames. Structural connections: Stability and Strength, GBR; 1989, p. 297–335.

Costa R, Valdez J, Oliveira S, Simões da Silva L, Bayo E. Experimental behaviour of 3D end-plate beam-to-column bolted steel joints. Eng Struct 2019;188:277–89. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.017.

Cruz PJS, Simões da Silva LAP, Rodrigues DS, Simões RAD. Database for the Semi-rigid Behaviour of Beam-to-column Connections in Seismic Regions. J Constr Steel Res 1998;46:233–4.

D

Davison JB, Kirby PA, Nethercot DA. Rotational stiffness characteristics of steel beam-to-column connections. J Constr Steel Res 1987;8:17–54.

Díaz C, Victoria M, Martí P, Querin OM. FE model of beam-to-column extended end-plate joints. J Constr Steel Res 2011;67:1578–90. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.04.002.

Díaz C, Victoria M, Querin OM, Martí P. FE Model of Three-Dimensional Steel Beam-to-Column Bolted Extended End-Plate Joint. International Journal of Steel Structures 2018;18:843–67. https://doi.org/10.1007/s13296-018-0033-y.

Douty RT, McGuire W. High strength bolted moment connections. Journal of the Structural Division 1965;91:101–28.

E

EN 1993-1-14. Eurocode 3: Design of steel structures–Part 1-14: Design assisted by finite element analysis 2020.

European Committee for Standardisation (CEN). Eurocode 3: Annex J: joints in building frames (ENV 1993-1-1:1992/A2). Brussels: 1998.

F

Faella C, Piluso V, Rizzano G. Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design, and Software. vol. 21. CRC Press; 1999.

Faella C, Piluso V, Rizzano G. Experimental Analysis of Bolted Connections: Snug versus Preloaded Bolts. Journal of Structural Engineering 1998;124:765–74. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:7(765).

Faella C, Piluso V, Rizzano G. A new method to design extended end plate connections and semirigid braced frames. J Constr Steel Res 1997;41:61–91. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(97)00001-1.

Faella C, Piluso V, Rizzano G. Some proposals to improve EC3 — annex J approach for predicting the moment–rotation curve of extended end-plate connections. Costruzioni Metalliche 1996;4:15–31.

Faella C, Piluso V, Rizzano G. Proposals to improve Eurocode 3 approach for predicting the rotational stiffness of extended end plate connections. 1995.

Frye MJ, Morris GA. Analysis of Flexibly Connected Steel Frames. Canadian Journal of Civil Engineering 1975;2:280–91. https://doi.org/10.1139/l75-026.

G

Gantes CJ, Lemonis ME. Influence of equivalent bolt length in finite element modeling of T-stub steel connections. Comput Struct 2003;81:595–604. https://doi.org/10.1016/S0045-7949(03)00004-X.

Gao JD, Yuan HX, Qian H, Chen XW. Structural behaviour and design of stainless steel end-plate beam-to-exterior column minor-axis joints. Thin-Walled Structures 2022;181:110119. https://doi.org/10.1016/j.tws.2022.110119.

Gebbeken N, Wanzek T. Numerical aspects for the simulation of end plate connections. Proceeding of the International Conference on control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections, Liège, Belgium, 1998, p. 487–96.

Gebbeken N, Wanzek T, Petersen C. Semi-rigid connections, T-Stub-Modelle: Versuchsbericht. Inst. für Mechanik und Statik, Univ. der Bundeswehr München; 1997.

Gerardy JC, Schleich JB. Semi-rigid action in steel frame structures, Report no. 7210-SAl507. Luxembourg: 1991.

Ghobarah A, Osman A, Korol RM. Behaviour of extended end-plate connections under cyclic loading. Eng Struct 1990;12:15–27.

Gil B, Bijlaard F, Bayo E. T-stub behavior under out-of-plane bending. II: Parametric study and analytical characterization. Eng Struct 2015;98:241–50. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.039.

Gil B, Goñi R, Bayo E. Initial stiffness and strength characterization of minor axis T-stub under out-of-plane bending. J Constr Steel Res 2018;140:208–21. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.10.028.

Girão Coelho AM, Bijlaard FSK. Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections. J Constr Steel Res 2007;63:1228–40. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.11.010.

Girão Coelho Ana M, Bijlaard FSK, Gresnigt N, Simões da Silva L. Experimental assessment of the behaviour of bolted T-stub connections made up of welded plates. J Constr Steel Res 2004;60:269–311. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2003.08.008.

Girão Coelho Ana M., Bijlaard FSK, Simões da Silva L. Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections. Eng Struct 2004;26:1185–206. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2000.09.001.

Goldberg JE, Richard RM. Analysis of Nonlinear Structures. Journal of the Structural Division 1963;89:333–51. https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0000948.

Gomes F, Jaspart J, Maquoi R. Behaviour of minor-axis joints and 3D joints. Proceedings of the Second State of the Art COST C1 Workshop, 1994, p. 111–20.

Gomes F, Jaspart J-P, Maquoi R. Moment capacity of beam-to-column minor-axis joints. Proceedings of the IABSE International Colloquium: Semi-Rigid Structural Connections 1996:319–26.

Gomes FC, Neves LF, Sliva L, Simoes R. Numerical simulation of a T-stub. COST C1–WG 6 Fifth Numerical Simulation Meeting, 1995.

Goverdhan AV. A Collection of Experimental Moment-rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-rigid Connections. Master's Thesis. Vanderbilt University, 1983.

H

Holmes M, Martin LH. Analysis and design of structural connections: Reinforced concrete and steel. Chichester, UK: Ellis Horwood Limited; 1983.

Huber G, Tschemmernegg F. Modelling of beam-to-column joints. J Constr Steel Res 1998;45:199–216. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(97)00072-2.

I

Ivanyi M. Semi-Rigid Joints Instructural Steelwork. Springer; 2000.

J

Janss J, Jaspart J-P, Maquoi R. Experimental study of the non-linear behaviour of beam-to-column bolted joints. State-of-the art workshop on connections and the behaviour, strength and design of steel structures., Elsevier Applied Science Publishers; 1988.

Jaspart J-P. Contributions to recent advances in the field of steel joints. Column bases and further configurations for beam-to-column joints and and beam splices. Aggregation thesis. University of Liège, 1997.

Jaspart JP. Numerical simulation of a T-stubÐ Experimental Data. COST C1Ðnumerical simulation working group. C1WD6/94/091±9; 1994.

Jaspart JP. Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier. University of Liège, 1991.

Jaspart J-P, Maquoi R. Effect of bolt preloading on joint behaviour. First European Conference on Steel Structures, 1995.

Jenkins WM, Tong CS, Prescott AT. Moment-transmitting endplate connections in steel construction, and a proposed basis for flush endplate design. Structural Engineer Part A 1986;64:121–32.

K

Kim S-D, Kim S-S, Ju YK. Strength evaluation of beam–column connection in the weak axis of H-shaped column. Eng Struct 2008;30:1699–710. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.11.008.

Kishi N, Chen W. Moment-Rotation Relations of Semirigid Connections with Angles. Journal of Structural Engineering 1990;116:1813–34. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:7(1813).

Kishi N, Chen WF. Database of steel beam - to- column connections, Vols I and II. Structural Engineering Report no. CE-STR-86-26. W. Lafayette, IN: 1986a.

Kishi N, Chen WF. Steel connection data bank program. Structural Engineering Report no. CE-STR-86-18. W. Lafayette, IN: 1986b.

Krishnamurthy N. A Fresh Look at Bolted End-Plate Behavior and Design. Engineering Journal 1978a;15:39–49.

Krishnamurthy N. Analytical investigation of bolted stiffened tee-stubs. Report no.CE-MBMA-1902. Nashville, TN: 1978b.

Kukreti AR, Ghassemieh M, Murray TM. Behavior and Design of Large-Capacity Moment End Plates. Journal of Structural Engineering 1990;116:809–28. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:3(809).

Kukreti AR, Murray TM, Abolmaali A. End-plate connection moment-rotation relationship. J Constr Steel Res 1987;8:137–57. https://doi.org/10.1016/0143-974X(87)90057-5.

L

de Lima LRO, de Andrade SAL, da S. Vellasco PCG, da Silva LS. Experimental and mechanical model for predicting the behaviour of minor axis beam-to-column semi-rigid joints. Int J Mech Sci 2002a;44:1047–65. https://doi.org/10.1016/S0020-7403(02)00013-9.

Loureiro A, López M, Gutiérrez R, Reinosa JM. A new analytical formulation for the E-stub strength calculation in three dimensional steel joints with additional plates welded to the weak axis. Eng Struct 2013a;56:2263–72. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.037.

Loureiro A, López M, Gutiérrez R, Reinosa JM. Experimental and numerical analysis of E-stubs in three dimensional joints: A new analytical formulation for the stiffness calculation. Eng Struct 2013b;53:1–9. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.03.035.

Loureiro A, Moreno A, Gutiérrez R, Reinosa JM. Experimental and numerical analysis of three-dimensional semi-rigid steel joints under non-proportional loading. Eng Struct 2012;38:68–77. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.12.048.

M

Maquoi R, Jaspart JP, Guisse S, Lognard B, Taquet F. Étude expérimentale et théorique du comportement des nœuds poutre-colonne d'axe faible, Recherche COST C1 Région Wallonne – Sixième rapport semestriel. Liège, Belgique: 1995.

Massimo L, Gianvittorio R, Aldina S, da Silva Luis S. Experimental analysis and mechanical modeling of T-stubs with four bolts per row. J Constr Steel Res 2014;101:158–74. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.05.004.

Mistakidis ES, Baniotopoulos CC, Bisbos CD, Panagiotopoulos PD. Steel T-Stub connections under static loading: an effective 2-D numerical model. J Constr Steel Res 1997;44:51–67. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(97)00037-0.

Mistakidis ES, Baniotopoulos CC, Bisbos CD, Panagiotopoulos PD. A 2-D numerical method for the analysis of steel T-stub connections. Proceedings of 2nd National (Greek) Conference on Computational Mechanics, Chania, 1996, p. 777–84.

N

Nethercot DA. Steel beam-to-column connections-a review of test data and their applicability to the evaluation of the joint behaviour of the performance of steel frames. London: 1985.

Neves LC, Gomes F. Semi-Rigid behaviour of beam-to-column minor-axis joints. In: Eth-Honggerberg ZS, editor. Proceedings of the IABSE International Colloquium on Semi-Rigid Structural Connections, Istanbul, Turkey: 1996, p. 16–207.

Neves LC, Simões Da Silva L, Vellasco PCGS. A model for predicting the stiffness of beam to concrete filled column and minor axis joints under static monotonic loading. Hoffmeister, B. and Hechler, O. (eds.), Eurosteel 2005 – 4th European Conference on Steel and Composite Structures – Research – Eurocodes – Practice, Druck und Verlagshaus Mainz GmbH, Aachen, vol. C, pp. 4.10.131-138 ., 2005.

P

Packer JA, LJ M. A limit state design method for the tension region of bolted beam-column connections. 1977.

Packer JA, Morris GA, Davies G. A Limit States Design Method for Welded Tension Connections to I-Section Webs. vol. 12. 1989.

Piluso V, Faella C, Rizzano G. Ultimate Behavior of Bolted T-Stubs. I: Theoretical Model. Journal of Structural Engineering 2001a;127:686–93. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:6(686).

Piluso V, Faella C, Rizzano G. Ultimate Behavior of Bolted T-Stubs. II: Model Validation. Journal of Structural Engineering 2001b;127:694–704. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:6(694).

Piluso V, Faella C, Rizzano G. Structural Semi-Rigid Connections: Theory, Design and Software. Boca Raton, FL, USA: CRC Press; 2000.

Piluso V, Rizzano G. Experimental analysis and modelling of bolted T-stubs under cyclic loads. J Constr Steel Res 2008;64:655–69. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.12.009.

R

Radziminski JB, Azizinamini A. Prediction of moment–rotation behaviour of semi-rigid beam-to-column connections. Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design, London: Elsevier Applied Science Publishers; 1988.

Rathbun JC. Elastic properties of riveted connections. Transactions of the American Society of Civil Engineers 1936;101:524–63.

Rentschler GP, Chen WF, Driscoll GC. Tests of Beam-to-Column Web Moment Connections. Journal of the Structural Division 1980;106:1005–22. https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0005412.

Ribeiro LFL, Gonçalves RM, Castiglioni CA. Beam-to-column end plate connections—An experimental analysis. J Constr Steel Res 1998;46:264–6.

S

Sherbourne AN, Bahaari MR. 3D simulation of bolted connections to unstiffened columns—I. T-stub connections. J Constr Steel Res 1996;40:169–87. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(96)00048-X.

Shi Y, Shi G, Wang Y. Experimental and theoretical analysis of the moment–rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections. J Constr Steel Res 2007;63:1279–93. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.11.008.

Simões da Silva L, Santiago A, Vila Real P. Post-limit stiffness and ductility of end-plate beam-to-column steel joints. Comput Struct 2002;80:515–31. https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00014-7.

Steenhuis M, Jaspart J-P, Gomes FCT, Leino T. Application of the component method to steel joints. In COST C1 International Conference, 1998.

Swanson JA. Characterization of the strength, stiffness, and ductility behavior of T-stub connections. Georgia Institute of Technology; 1999.

Swanson JA, Kokan DS, Leon RT. Advanced finite element modeling of bolted T-stub connection components. J Constr Steel Res 2002;58:1015–31. https://doi.org/10.1016/S0143-974X(01)00098-0.

Swanson JA, Leon RT. Bolted Steel Connections: Tests on T-Stub Components. Journal of Structural Engineering 2000;126:50–6. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:1(50).

T

Tahir MM, Juki I, Yong LH, Mohammad S, Ngian SP. Finite element analysis of flush end-plate connections connected to column web. International Journal of Steel Structures 2011;11:247–58. https://doi.org/10.1007/s13296-011-3001-3.

V

Valdez JEM, da Silva LAPS, Costa RJT. Numerical and experimental characterization of the interaction between major and minor axis joints. Universidade De Coimbra, 2017.

Vasarhelyi DD, Chiang KC. Coefficient of friction in joints of various steels. Journal of the Structural Division 1967;93:227–44.

Virdi KS. Guidance on good practice in simulation of semi-rigid connections by the finite element method. Numerical Simulation of Semi-Rigid Connections by the Finite Element Method, COST C1, Rep of Working Group 6—Numerical Simulation 1999:1–12.

W

Wanzek T, Gebbeken N. Numerical aspects for the simulation of end plate connections. Virdi KS, Rep of Working Group 6—Numerical Simulation of Semirigid Connections by the Finite Element Method 1999:13–31.

Weynand K, Huter M, Kirby PA, da Silva LAP, Cruz PJS. SERICON–Databank on Joints in Building Frames. Proceedings of the 1st COST C1 Workshop, Strasbourg, 1992, p. 28–30.

Wilson WM, Moore HF. Tests to Determine the Rigidity of Riveted Joints in Steel Structures. Engineering Experiment Station. Bulletin 104. Urbana, USA: 1917.

Y

Yee YL, Melchers RE. Moment-Rotation Curves for Bolted Connections. Journal of Structural Engineering 1986;112:615–35. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:3(615).

Young CR, Jackson KB. The relative rigidity of welded and riveted connections. Can J Res 1934;11:62–100.

Z

Zajdel M. Numerical analysis of bolted tee-stub connections. TNO-Rep 1997.

Zoetemeijer p. Summary_of_the_Research_on_Bolted_Beam_t. Stevin rapport 6-90-2; 1990.

Zoetemeijer P. A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connections. Helon 1974a;24.

Zoetemeijer P, Munter H. Proposal for the standardization of extended end plate connections based on test analysis. Report 6-83-23. Delft, Netherlands: 1983.

Annexes

ANNEXE A

Formulation des longueurs efficaces des semelles du tronçon en T équivalent (semelle du poteau et platine d'about) selon l'EN-1993-1.8 [2005]

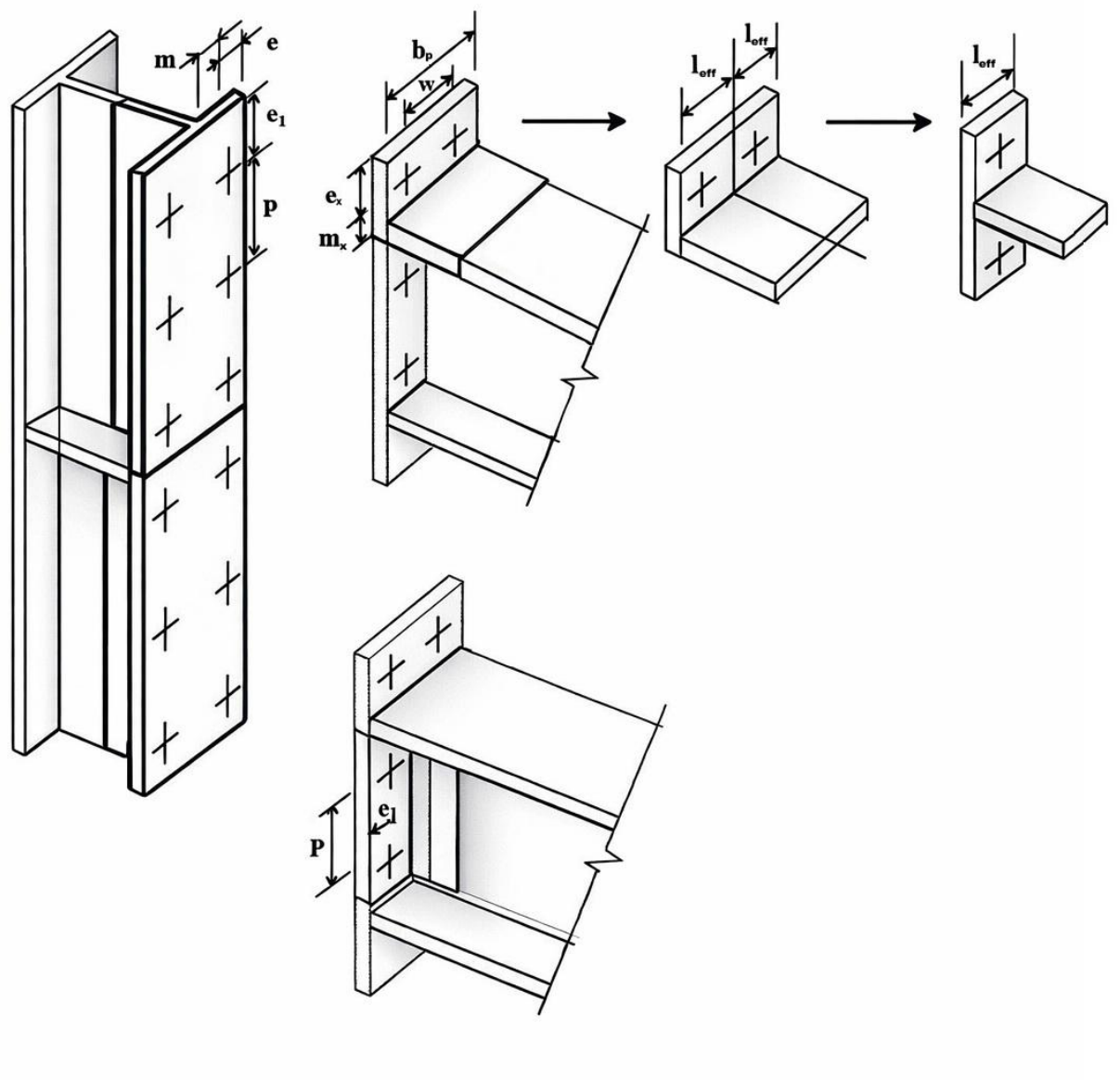
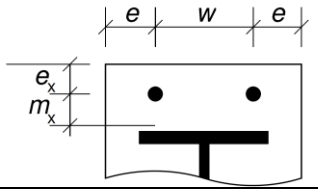
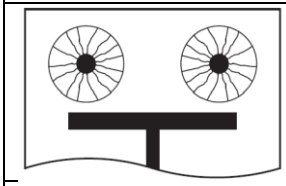
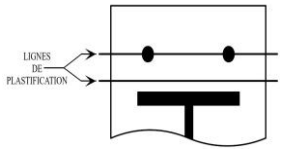
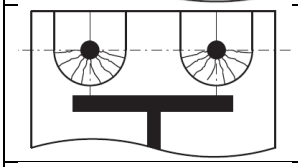
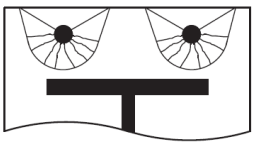
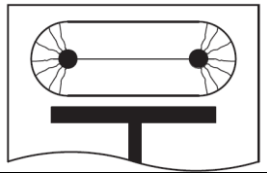
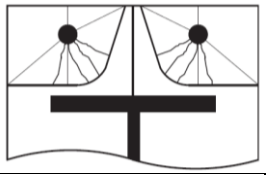
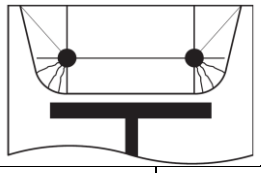


Figure A- 1: Modélisation d'un assemblage poutre poteau raidi par platine d'about débordante par des tronçons en T

(a) Paire de boulons dans la partie débordante d'une platine d'about non raidie

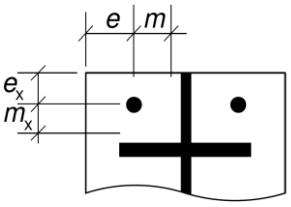
Remarque : Dans les expressions de $F_{T,1,Rd}$ et $F_{T,2,Rd}$, il convient d'utiliser m_x à la place de m et e_x à la place de n

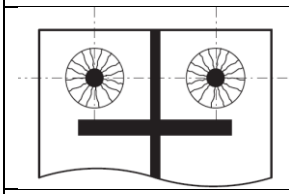
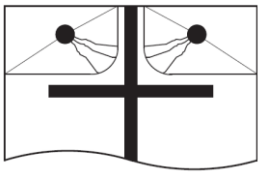
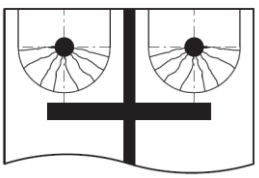
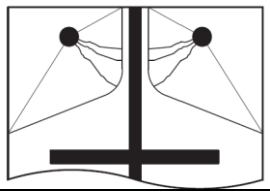
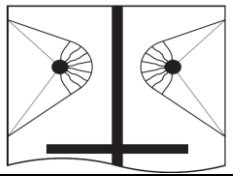


Mécanisme circulaires $L_{eff,cp} = \min(L_{eff,1,cp}; L_{eff,2,cp}; L_{eff,3,cp})$		**Mécanisme non circulaires** $L_{eff,nc} = \min(L_{eff,1,nc}; L_{eff,2,nc}; L_{eff,3,nc}; L_{eff,4,nc})$	
	Plastification circulaire $2\pi m_x$		Double courbure $0.5b_p$
	Plastification locale en extrémité $\pi m_x + 2e$		Plastification locale en extrémité $4m_x + 1.25e_x$
	Plastification circulaire de groupe $\pi m_x + w$		Plastification en angle $e + 2m_x + 0.625e_x$
			Plastification de groupe en extrémité $0.5w + 2m_x + 0.625e_x$

(b) Paire de boulons dans la partie débordante d'une platine d'about raidie ou en extrémité du poteau

Remarque : les expressions ci-après peuvent également être utilisées pour un poteau non raidi ; toutefois, le mécanisme de plastification d'angle n'est pas applicable dans ce cas.



Mécanisme circulaires $L_{eff,cp} = \min(L_{eff,1,cp}; L_{eff,2,cp})$		**Mécanisme non circulaires** $L_{eff,nc} = \min(L_{eff,1,nc}; L_{eff,2,nc}; L_{eff,3,nc})$	
	Plastification circulaire $2\pi m$		Plastification d'angle $\alpha m - (2m + 0.625e) + e_x$
	Plastification locale en extrémité $\pi m + 2e_x$ Dans le cas du poteau e est utilise à la place de e_x		Plastification d'angle loin du raidisseur ou de la semelle (valeur élevée de m_x). $2m + 0.625e + e_x$
			Plastification latérale (valeurs élevées de m_x et e_x) $4m + 1.25e$

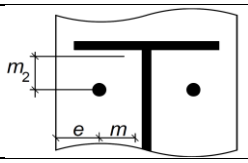
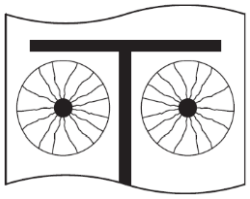
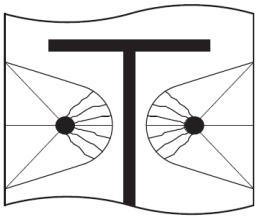
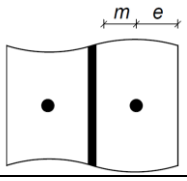
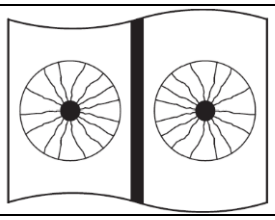
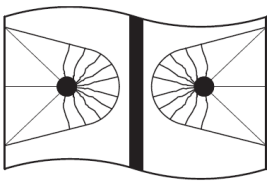
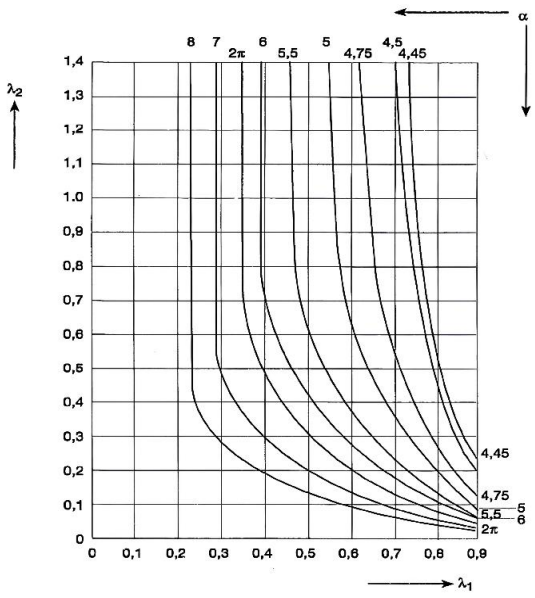
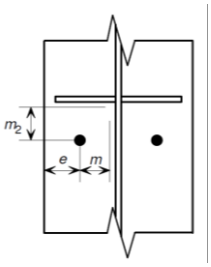
(c) Paire de boulons située dans la semelle du poteau sous un raidisseur, ou dans une platine d'about sous la semelle de la poutre.			
Mécanisme circulaires $L_{eff,cp}$		**Mécanisme non circulaires** $L_{eff,nc}$	
	Plastification circulaire $2\pi m$		Plastification latérale à proximité de semelle ou de raidisseur αm
(d) Paire de boulons située dans la semelle du poteau, ou dans une platine d'about, éloignée de semelle ou de raidisseur			
Mécanisme circulaires $L_{eff,cp}$		**Mécanisme non circulaires** $L_{eff,nc}$	
	Plastification circulaire $2\pi m$		Plastification latérale $4m+1.25e$
$L_{eff,1}=\min\left(L_{eff,nc},L_{eff,cp}\right)$ $\quad L_{eff,2}=L_{eff,nc}$ Le paramètre α dépend des dimensions m et m_2 et est déterminée à partir du diagramme en Fig...			

Tableau A- 1: Longueurs efficaces des tronçons en T équivalents pour une rangée de boulons isolée

Détermination de α :





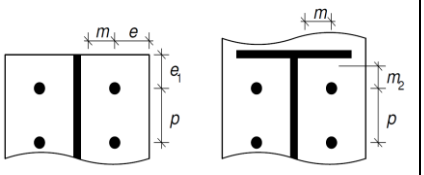
$$\lambda_1=\frac{m}{m+e}$$

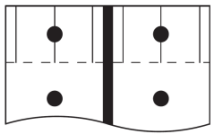
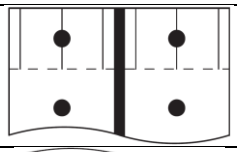
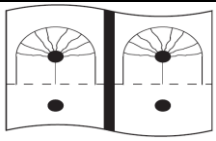
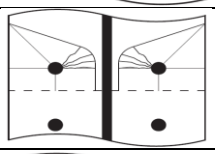
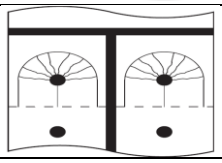
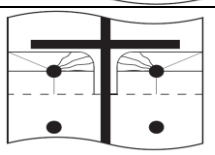
$$\lambda_2=\frac{m_2}{m+e}$$

Figure A- 2: Valeurs de pour une platine d'about et une semelle de poteau raidie

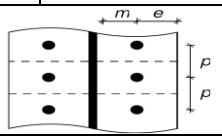
En l'absence de raidisseur ou de semelle entre les rangées de boulons, un mécanisme de lignes de plastification peut se développer autour de l'ensemble de ces rangées ; celles-ci sont alors considérées comme agissant en groupe. Ce dernier comprend une rangée supérieure, une ou plusieurs rangées intermédiaires (si le groupe comporte au moins trois rangées) et une rangée inférieure. La longueur efficace du groupe est obtenue par la somme des longueurs efficaces attribuées à chacune des rangées. Conformément aux expressions ci-après.

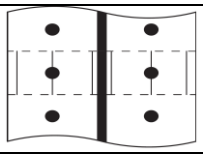
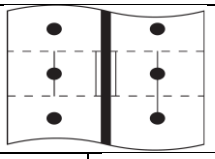
(a) Rangée supérieure
Dans un poteau non raidi
Dans une platine d'about débordante raidie (lorsqu'il y a plus d'une rangée)
Au dessous d'un raidisseur de poteau ou une semelle de poutre



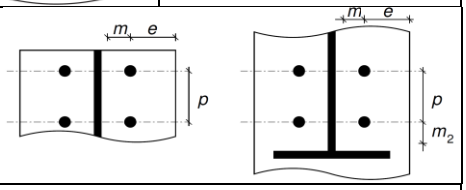
Mécanisme circulaires $L_{eff,cp}$		Mécanisme non circulaires $L_{eff,nc}$	
	À proximité d'un bord libre $2e_1 + p$		À proximité d'un bord libre $e_1 + 0,5p$
	Loin d'un bord libre $\pi m + p$		Loin d'un bord libre $2m + 0.625e + 0.5p$
	Proche d'un raidisseur/semelle $\pi m + p$		Proche d'un raidisseur/semelle $\alpha m + 0.5p - (2m + 0.625e)$

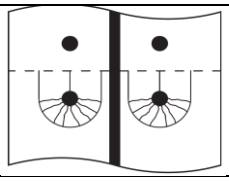
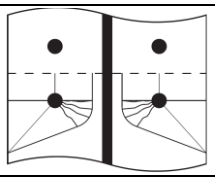
(b) Rangée intérieure



Mécanisme circulaires $L_{eff,cp}$		Mécanisme non circulaires $L_{eff,nc}$	
	2p		p

(c) Rangée extérieure



Mécanisme circulaires $L_{eff,cp}$		Mécanisme non circulaires $L_{eff,nc}$	
	Loin d'un raidisseur/semelle $\pi m + p$		Loin d'un raidisseur/semelle $2m + 0.625e + 0.5p$

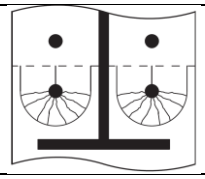
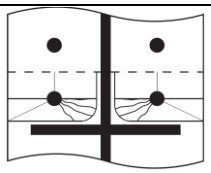
	Proche d'un raidisseur/semelle $\pi m + p$		Proche d'un raidisseur/semelle $\alpha m + 0.5p$ $-(2m + 0.625e)$

Tableau A- 2: Longueurs efficaces pour des rangées de boulons agissant en groupes

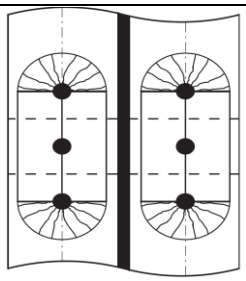
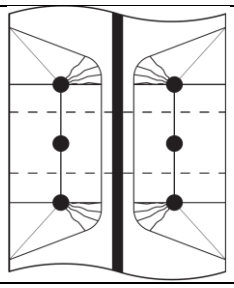
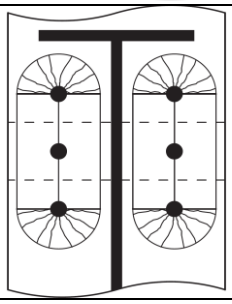
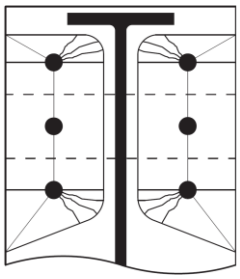
Mécanisme circulaires $L_{eff,cp}$		Mécanisme non circulaires $L_{eff,nc}$	
	Groupe de trois rangées dans une longueur libre $L_{eff,cp} = \pi m + p + 2p + \pi m + p = 2\pi m + 4p$		Groupe de trois rangées dans une longueur libre $L_{eff,nc} = 2m + 0.625e + 0.5p + p + 2m + 0.625e + 0.5p = 4m + 1.25e + 2p$
	Groupe de trois rangées proches à un raidisseur /semelle $L_{eff,cp} = \pi m + p + 2p + \pi m + p = 2\pi m + 4p$		Groupe de trois rangées proches à un raidisseur /semelle $L_{eff,nc} = \alpha m - (2m + 0.625e) + 0.5p + p + 2m + 0.625e + 0.5p = \alpha m + 2p$

Tableau A- 3: Exemples typiques de longueurs efficaces pour des rangées de boulons agissant en groupe

Annexe B

Caractéristiques géométriques des assemblages entiers cités dans la bibliographie du chapitre IV

Référence	Platine	Nombre	Chargement	Paramètres étudiés
(Ostrander, 1970)	n-d	24	M*	Raidisseur du poteau, t_{ep}
(Bailey, 1970)	d	13	M	$t_{ep}, b_{ep}, h_b, , d_b, n_b,$ Poteau renforcé
(Zoetemeijer, 1974b)	nd / d	12	M	Contre plaque, $t_{ep,} b_{ep}, h_b, , d_b$
(Zoetemeijer and Kolstein, 1975)	n-d	12	M	Raidisseur du poteau
(Graham, 1981)	d	21	M	$t_{ep}, t_{cf}, P_t; d_b; f_y$
(Phillips and Packer, 1981)	n-d	5	M	t_{ep}
(Bose, 1981)	n-d	1	M	h_b
(Zoetemeijer, 1981)	n-d	23	M	t_{ep}, disposition des boulons
(Morris and Newsome, 1981)	n-d	4	M	Raidisseur du poteau
(Mann and Morris, 1981)	n-d	6	M	Défaut d'ajustement de la platine
(Tarpy and Cardinal, 1981)	d	16	M	t_{ep}, h_b, h_c
(Srouji, 1983)	n-d	14	M	$t_{ep}, h_b, d_b *, n_b *$
(Hendrick, 1985)	n-d	8	M	t_{ep}, h_b, d_b, n_b , raidisseur du poteau
(Tong, 1985)	n-d/d	6	M	$t_{ep}, P_t *$, disposition des boulons
(Jenkins et al., 1986)	n-d	4	M	t_{ep}
(Zandonini and Zanon, 1986)	n-d	3	M	n_b , disposition des boulons
(Aggarwal and Coates, 1986)	d	8	M	t_{ep}, d_b
(Janss et al., 1987)	d			h_c , assemblage axe fort ou 3D
(Prescott, 1987)	n-d/d	6	M	t_{ep}, P_t, raidisseur du poteau
(Davison et al., 1987)	n-d	3	M	Comparaison axe faible axe fort
(Chakrabarti, 1987)	n-d	1	M	Renfoncement du poteau

(Janss et al., 1988)	d	22	M/C	P_t, dimensions poutre/poteau, historique de chargement
(Kim, 1988)	d	21	M	$t_{ep}, b_{ep}, h_b n_b$
(Bond, 1989)	n-d	5	M	t_{ep}, h_b, d_b *
(Ghobarah et al., 1990)	n-d	5	C*	t_{ep}, P_t, raidisseur du poteau
(Aggarwal, 1994)	nd / d	4	M	t_{ep}, d_b
(Bernuzzi et al., 1996)	d	2	C	d_b, n_b
(Wang, 1996)	n-d	6	M	t_{ep}, n_b, d_b
(Abolmaali et al., 2009)	nd / d	12	M	t_{ep}, h_b, d_b, b_{ep}
(Boorse, 1999)	n-d	7	C	d_b, n_b
(Wald and Švarc, 2001)	n-d	3	M	N_b *
(Thomson and Broderick, 2002)	nd / d	16	M/C	Historique de chargement, t_{ep}, d_b
(Aribert et al., 2004)	n-d	3	C	e_t, e_c, p_i
(da Silva et al., 2004)	n-d	8	M	N_b
(Vértes and Iványi, 2008)	n-d	14	M	t_{ep}, assemblage axe fort ou 3D
(G. Shi et al., 2007)	d	2	M/C	Poteau renforcé, historique de chargement
(Girão Coelho and Bijlaard, 2007)	n-d / d	10	M	t_{ep}, d_b, nuance d'acier
(Tahir et al., 2009)	n-d	6	M	t_{ep}, n_b, d_b, dimensions poutre/poteau
(Tahir et al., 2011)	n-d	5	M	h_b, h_c Assemblage selon l'axe faible
(Abidelah et al., 2012)	n-d / d	2	M	Raidisseur de platine d'about
(Shek et al., 2012)	n-d	4	M	h_b, platines d'about partiellement soudées
(Prinz et al., 2014)	d	2	M	t_{cf}
(Tahir et al., 2014)	n-d / d	6	M	h_b, t_{ep}, d_b, Assemblage selon l'axe faible
(Hassanien et al., 2016)	n-d	6	C	t_{ep}, d_b, nuance des boulons
(Pan et al., 2018)	n-d	1	M	Assemblage selon l'axe faible
(Elflah et al., 2019a, 2019b)	n-d / d	3	M	Assemblages en acier inoxydable
(Aleksander and Damian, 2019)	n-d / d	3	M	t_{ep}, grade acier
(Costa et al., 2019)	d	5	M	Assemblage axe fort et faible
(Song et al., 2022)	d	2	M	Assemblages en acier inoxydable

Tableau B- 1: Récapitulatif des programmes d'essais collectés

* : M : monotone ; C : cyclique ; d_b : diamètre du boulon ; P_t : précontrainte du boulon ; n_b : nombre de boulons ; N_b = effort axial dans la poutre ; d : débordante ; n-d: non débordante

ANNEXE C

Détermination de la résistance d'un assemblage poutre poteau par platine d'about boulonne selon (EN 1993-1-8, 2005)

Caractéristiques mécaniques

	Limite d'élasticité	Limite ultime
Âme de la poutre	f_{ywb}	-
Semelle de la poutre	f_{yfb}	-
Platine d'extrémité	f_{yp}	f_{up}
Boulons	-	f_{ub}
Âme du poteau	f_{ywc}	-
Semelle du poteau	f_{yfc}	-

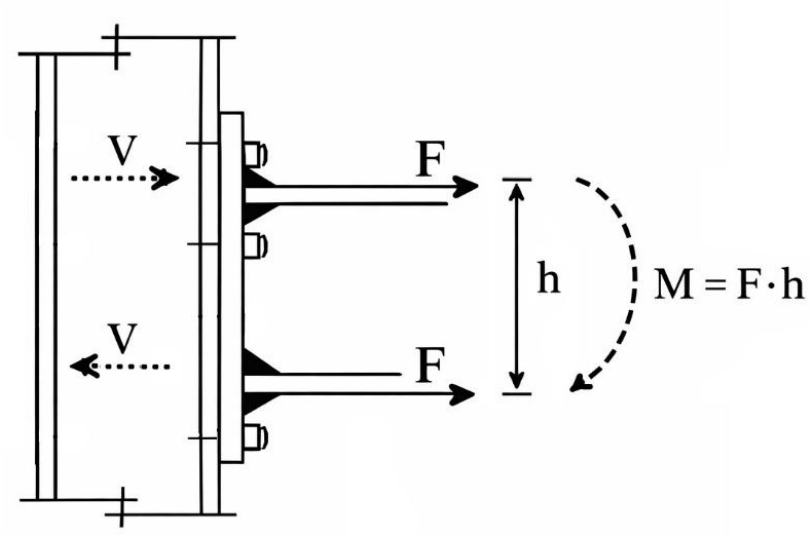
Pour les profilés laminés et platine : $f_{ywb} = f_{yfb} = f_{yp} = 405.5$ MPa

Boulon M24 Classe 10.9 : $f_{ub} = 1000MPa$

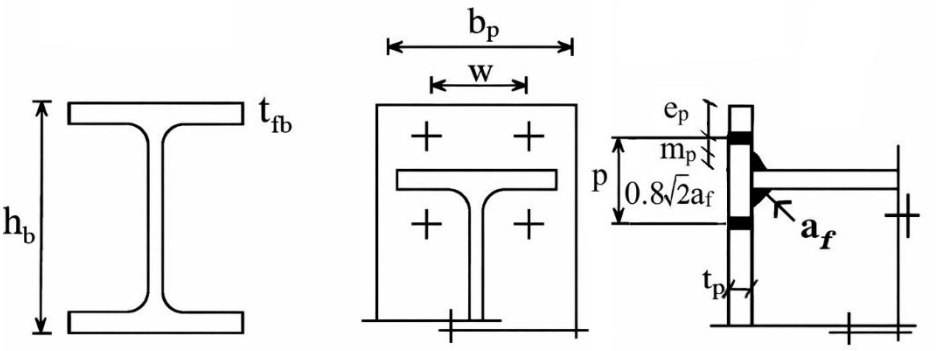
Coefficient partiels $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1{,}0$; $\gamma_{M2} = 1{,}25$

Caractéristiques géométriques

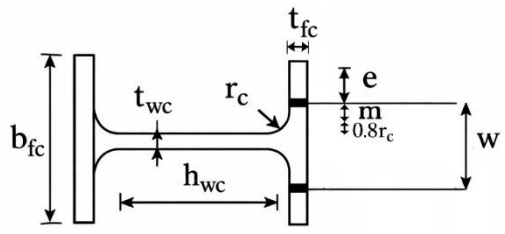
Assemblage



Coté platine



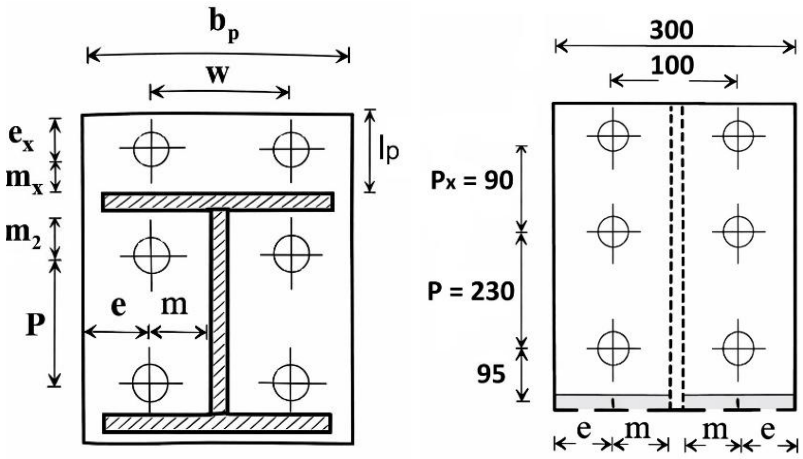
Coté poteau



$$A_{vc} = A_c - 2\,b_c\,t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)\,t_{fc}$$

A_c = surface de la section

Exemple d'application : Test_A (Costa et al., 2019)



Platine d'about (t_p = 20mm)

$p = 230$; $e = 60$; $b_p = 220$; $w = 100$; $e_x = 35$; $l_p = 60mm$

$m_x = l_p - e_x - 0{,}8a_f\sqrt{2} = 60 - 35 - 0{,}8 \times 6\sqrt{2} = 18{,}21$

$m_2 = p_x - (l_p - e_x) - t_{fb} - 0{,}8.2.a_f\sqrt{2} = 90 - (60 - 35) - 11{,}5 - 0{,}7 \times 2 \times 6\sqrt{2} = 40$

$m_2 = 0{,}5(w - t_{wc}) - 0{,}8a_w\sqrt{2} = 41{,}71$

Semelle du poteau

$e = 100$

$m = 0{,}5(w - t_{wc}) - 0{,}8r_c = 0{,}5\ (100 - 8{,}5) - 0{,}8 \times 27 = 24.15$

<u>Semelle de poteau fléchie transversalement</u>

- **Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels) :**

Rangée 1 (individuelle) : rangée d'extrémité

$e = 100\text{mm}$; $m = 24{,}15\text{mm}$

$l_{\text{eff},cp} = \min(2\pi m; \pi m + 2e) = \min(151{,}74; 277{,}9) = 151{,}74\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = (4m + 1.25e) = 221{,}6mm$

$l_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}) = 151{,}74\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 221{,}6\text{mm}$

Rangée 2 (individuelle) : rangée intérieure

$l_{\text{eff},cp} = 2\pi m = 151{,}7\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = 4m + 1.25e = 221{,}6\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}) = 151{,}74\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 221{,}6\text{mm}$

Rangée 3(individuelle) : rangée d'extrémité

$l_{\text{eff},1} = 151,74\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = 221,6\text{mm}$

- **Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes) :**

Rangée 1 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité

$e = 100\text{mm}$; $m = 24,15\text{mm}$; $p_x = 90mm$

$l_{\text{eff},cp} = \pi m + p_x = 165,9\text{mm}$

$\text{l}_{\text{eff,nc}} = 2\text{m} + 0.625\text{e} + 0.5\text{p}_\text{x} = 156\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 156\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 156\text{mm}$

Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité ou intérieure

Groupe 1-2 : (rangée d'extrémité)

$e = 100\text{mm}$; $m = 24,15\text{mm}$; $p_x = 90mm$; $p = 230mm$

$l_{\text{eff},1} = 156\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = 156\text{mm}$

Groupe 2-3 : (rangée d'extrémité)

$l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 305,9\text{mm}$

$\text{l}_{\text{eff,nc}} = 2\text{m} + 0.625\text{e} + 0.5\text{p} = 225,8\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 225,8\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 225,8\text{mm}$

Groupe 1-2-3 : (rangée intérieure)

$l_{\text{eff},cp} = 2p = p_x + p = 320\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = p = 0.5\left(p_x + p\right) = 160\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 160\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 160\text{mm}$

Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité

$e = 100\text{mm}$; $m = 24,15\text{mm}$; $p = 230mm$

$l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 305,9\text{mm}$

$\text{l}_{\text{eff,nc}} = 2\text{m} + 0.625\text{e} + 0.5\text{p} = 225,8\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 225,8\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 225,8\text{mm}$

- **Somme des longueurs efficaces (mécanismes individuels)**

Pour toutes les rangées, en mécanismes individuels, le mécanisme circulaire est plus déterminant que le circulaire. Ces valeurs sont à comparer aux mécanismes de groupes.

$l_{\text{eff},cp}(1+2+3) = 151,74 + 151,74 + 151,74 = 455,22\text{mm}$

$l_{\text{eff},cp}(1+2) = 151,74 + 151,74 = 303,48\text{mm}$

$l_{\text{eff},cp}(2+3) = 151,74 + 151,74 = 303,48\text{mm}$

- **Somme des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)**

$l_{\text{eff},nc}(1-2-3) = 156 + 160 + 225,8 = 541,8\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc}(1-2) = 156 + 156 = 312\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc}(2-3) = 225,8 + 225,8 = 451,6\text{mm}$

Les mécanismes individuels sont déterminants, car pour tous les groupes considérés, les sommes des longueurs efficaces obtenues en mécanisme individuel restent inférieures aux longueurs efficaces correspondantes des mécanismes de groupe. Aucune réduction supplémentaire des rangées n'est donc nécessaire

Rangée 1 **Rangée 2** **Rangée 3**

$l_{\text{eff},cp} = 151,74\text{mm}$ $l_{\text{eff},cp} = 151,74\text{mm}$ $l_{\text{eff},cp} = 151,74\text{mm}$

<u>Platine d'about fléchie</u>

- **Calcul des longueurs efficaces (mécanismes individuels) :**

Rangée 1 (individuelle) : rangée située sur la partie débordante

$e = 60\text{mm}\ ; e_x = 35mm ; w = 100mm\ ; m_x = 18,21\text{mm}$

$l_{\text{eff},cp} = \min\left(2\pi m_x ; \pi m_x + 2e ; \pi m_x + w\right) = \min(114,43 ; 177,21 ; 157,21) = 114,43\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = \left(4m_x + 1.25e_x ; e + 2m_x + 0.625e_x ; 0.5b_p ; 0.5w + 2m_x + 0.625e_x\right)$

$= (116,6 ; 118,3 ; 110 ; 108,3) = 108,3mm$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc} ; l_{\text{eff},cp}\right) = 108,3\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 108,3\text{mm}$

Rangée 2 (individuelle) : première rangée sous la semelle tendue

$e = 60\text{mm}\ ; m = 41,72mm\ ; m_2 = 40\text{mm}$

$l_{\text{eff},cp} = 2\pi m = 262,16\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = \alpha m = 246{,}17\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 246{,}17\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 246{,}17\text{mm}$

Rangée 3(individuelle) : rangée d'extrémité

$l_{\text{eff},cp} = 2\pi m = 262{,}16\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = 4m + 1{,}25e = 241{,}9\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 241{,}9\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 241{,}9\text{mm}$

- **Calcul des longueurs efficaces (mécanismes de groupes) :**

Rangée 2 (dans un mécanisme de groupe) : première rangée sous la semelle

$e = 100\text{mm}$; $m = 24{,}15\text{mm}$; $p_x = 90mm$; $p = 230mm$

$l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 361{,}1\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = \alpha m + 0.5p - (2m + 0.625e) = 240{,}23\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 240{,}23\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 240{,}23\text{mm}$

Rangée 3 (dans un mécanisme de groupe) : rangée d'extrémité

$l_{\text{eff},cp} = \pi m + p = 361{,}1\text{mm}$

$l_{\text{eff},nc} = \min(2m + 0.625e + 0.5p; \alpha m + 0.5p - (2m + 0.625e)) = \min(236; 240{,}23) = 236\text{mm}$

$l_{\text{eff},1} = \min\left(l_{\text{eff},nc}; l_{\text{eff},cp}\right) = 236\text{mm}$; $l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 236\text{mm}$

Pour toutes les rangées, en mécanismes individuels ou en groupe, le mécanisme non circulaire est plus déterminant que le circulaire. On aura donc la même longueur efficace entre les modes 1 et 2.

- **Somme des longueurs efficaces (mécanismes individuels)**

$l_{\text{eff},cp}(2+3) = 246{,}17 + 241{,}9 = 488{,}07\text{mm}$

Somme des longueurs efficaces (mécanismes de groupes)

$l_{\text{eff},nc}(2+3) = 240{,}23 + 236 = 476{,}23\text{mm}$

On remarque que le mécanisme de groupe (2-3) donne une somme des longueurs efficaces plus faible que celle du mécanisme individuel. Au final, pour la platine d'about, nous retenons le mécanisme individuel pour la rangée 2 en réduisant celui de la rangée 3 (de manière à ne pas dépasser la valeur de ruine de groupe).

Rangée 1

$l_{\text{eff},nc} = 108,3\text{mm}$ **(Mécanisme individuel)**

Rangée 2

$l_{\text{eff},nc} = 246,17\text{mm}$ **(Mécanisme individuel)**

Rangée 3

$l_{\text{eff},nc} = 476,23 - 246,17 = 230,06\text{mm}$ **(Mécanisme de groupe)**

En résumé, les longueurs efficaces retenues pour le calcul des résistances de la semelle et de la platine d'about fléchies sont données dans le tableau suivant.

Rangée	Poteau	Platine
1	151,74	108,3
2	151,74	246,17
3	151,74	230,06

En utilisant les résistances de calcul des modes 1 et 2 et 3, les résistances des différentes rangées sont donnes dans le tableau :

Rangée	Poteau	Mode	Platine	Mode
1	393.40	2	499.43	2
2	444.50	2	495.09	2
3	407.93	2	481.17	2

- **<u>Résistance de l'âme du poteau tendue transversalement</u>**

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t,wc,Rd} = 486.64kN$ (Supérieure à la résistance de la semelle en flexion)

- **<u>Résistance de l'âme de poutre tendue transversalement</u>**

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

$$\begin{cases} F_{t,wb,Rd} = 749\text{kN} & \text{(Rangée 2)} \\ F_{t,wb,Rd} = 700\text{kN} & \text{(Rangée 3)} \end{cases}$$ (Supérieure à la résistance de la platine d'about en flexion)

Résistance du panneau d'âme de poteau en cisaillement

$$\boxed{V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 405,6 \times 3728}{\sqrt{3} \times 1.0} = 785.70 k\text{N}}$$

Résistance âme du poteau comprimée transversalement

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,695 \times 1 \times 265 \times 8,5 \times 405,6}{1.0} = 752,331\text{kN}$$

$$Mais\ F_{c,wc,Rd} \le \frac{\omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,695 \times 1 \times 0,69 \times 265 \times 8,5 \times 405,6}{1.0} = 520kN$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_f + 5(t_{fc} + s) + s_p = 11,5 + 2\sqrt{2}.6 + 5(14 + 27) + 31,51 = 265mm$$

$$s = r_c = 27\text{mm} \qquad \text{et} \qquad s_p = t_p + \left(t_p - a_f\sqrt{2}\right) = 15 + \left(15 - 5\sqrt{2}\right) = 31,51\text{mm}$$

Assemblage unilatéral >> $\beta \approx 1$:

$$\omega = \omega_1 ; \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3\left(\frac{b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3\left(\frac{265.8,5}{3728}\right)^2}} = 0,824$$

$$\sigma_{comp,Ed} \le 0.7 f_{y,wc} \quad \Rightarrow \quad k_{wc} = 1$$

$$\lambda_p = 0.932\sqrt{\frac{b_{\text{eff},c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} = \sqrt{\frac{265.208.405,6}{184320.8,5^2}} = 1,21$$

$$d_{wc} = h_c - 2\left(t_{fc} + r_c\right) = 290 - 2(14 + 27) = 208$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.72 \quad ; \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,21 - 0.2}{1,21^2} = 0,69$$

$$\boxed{F_{c,wc,Rd} = 520kN}$$

Semelle et âme de poutre comprimée

$$M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 804,3.\frac{405,6}{1,0} = 326,22kN.mm$$

$$\boxed{F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} = \frac{326,22}{330 - 11,5} = 1024,25kN}$$

Reduction éventuelle des rangées des boulons

$$\sum_r F_{t,r,\text{Rd}} = 393.4 + 444.5 + 407.93 = 1245,83\text{kN}$$

Cette valeur dépasse la résistance de l'âme du poteau en compression. Il est donc nécessaire de réduire les résistances des rangées à utiliser dans le calcul du moment résistant de la valeur suivante, en commençant par la rangée inferieure :

$$\sum_r F_{t,r,\mathrm{Rd}} - F_{c,wc,Rd} = 725,84kN$$

Ainsi les efforts à retenir pour le calcul du moment résistant sont :

$$F_{t1,Rd} = 393,4kN$$

$$F_{t2,Rd} = 127,43kN$$

Moment résistant de l'assemblage

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{t,r,Rd} = 393,4 \times 349,25 + 127,43 \times 259,25 = 170,2\mathrm{kN} \cdot \mathrm{m}$$