

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث 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 3^{ème} Cycle**

En : Génie Civil

Spécialité : Construction Métallique

Par : BENYELLES Chemseddine Mehdi

Thème

**COMPORTEMENT MECANIQUE GLOBAL DES
ASSEMBLAGES DES PIEDS DES POTEAUX EN
ACIER**

Soutenue publiquement le 17/ 12 / 2023 devant le jury composé de :

M. HAMDAOUI Karim	Professeur	Président	Université de Tlemcen
M. BOUMECHRA Nadir	Professeur	Encadrant	Université de Tlemcen
M. BOUCHAIR Abdelhamid	Professeur	Co- Encadrant	Université Clermont-Auvergne
M. IHADDOUDENE Nacer	Professeur	Examineur	USTHB, Alger
M. ABIDELAH Anis	Professeur	Examineur	USTO-MB Oran
M. MISSOUM Abdelghani	MCB	Invité	Université de Tlemcen
M. DURIF Sébastien	MC	Invité	Université Clermont-Auvergne

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers :

Allah, le Clément, le Miséricordieux, pour m'avoir donné la volonté, la patience et l'opportunité de réaliser ce modeste travail,

Je tiens à exprimer une immense reconnaissance envers mes parents, ma femme, mon frère, mes sœurs, pour les bienfaits qu'ils m'ont accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand Amour. Ainsi que toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu tout au long de ces années de travail assidu.

J'aimerais exprimer ma gratitude envers Monsieur HAMDAOUI Karim, qui a eu l'honneur de présider le jury.

Je tiens également à remercier le Professeur IHADDOUDENE Nacer et le Professeur ABIDELAH Anis pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail et pour avoir accepté d'être mes examinateurs.

Je suis reconnaissant envers notre aimable invité, le Docteur Sébastien DURIF, pour sa présence et sa participation.

Il m'est agréable d'exprimer ma profonde gratitude, mon plus grand respect et mes sincères remerciements à nos illustres encadrants, le Professeur BOUMECHRA Nadir et le Professeur BOUCHAIR Abdelhamid et le Docteur MISSOUM Abdelghani, afin qu'ils puissent trouver ici l'expression de ma considération et le témoignage de ma profonde reconnaissance pour le temps, la patience qu'ils ont mis à ma disposition et les judicieux conseils qu'ils m'ont prodigué tout le long de cette recherche. Je leur suis profondément reconnaissant.

J'ai une pensée spéciale pour tous les enseignants du département de Génie Civil ainsi que pour toutes les équipes des laboratoires de recherche EOLE et RISAM de l'Université de Tlemcen, qui m'ont offert une formation didactique et enrichissante tout au long de mon parcours.

J'aimerais également remercier l'équipe de recherche et les doctorants de l'Université Clermont Auvergne (Polytech et Institut Pascal) pour leur chaleureux accueil et leur bonne humeur qui ont accompagné mon année de stage.

Mes remerciements vont également à l'ensemble du personnel de l'entreprise BHM Construction pour leur gentillesse, leur disponibilité et leur aide pendant toute la durée de ma recherche.

Enfin, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué, chacune à sa manière, à la réalisation de ce projet.

Résumé

Les pieds de poteaux métalliques revêtent une importance cruciale en assurant la stabilité des structures métalliques. Leur fonction principale consiste à soutenir et à ancrer fermement les poteaux dans les fondations. Leur conception adéquate garantit une transmission efficace des charges de la structure vers le sol, assurant ainsi la solidité, et la sécurité des constructions métalliques. Dans le cadre de cette thèse, nous nous concentrons sur l'étude des assemblages métalliques de type pied de poteau. Notre recherche se concentre sur le comportement mécanique des pieds de poteaux, en analysant l'influence des raidisseurs. La présence de ces derniers dans ces assemblages modifie la rigidité globale et le mode de ruine de l'ensemble. Nous présentons également un aperçu des approches analytiques, numériques et expérimentales utilisées dans la littérature pour étudier les assemblages métalliques des pieds de poteau.

La première partie de cette thèse se concentre sur l'utilisation de l'analyse par éléments finis avec le logiciel ANSYS pour étudier les pieds de poteaux sans raidisseur. Un modèle numérique 3D a été développé, prenant en compte les non-linéarités matérielles et géométriques, et a été validé en comparant les résultats aux données expérimentales disponibles dans la littérature. Les résultats numériques ont également été comparés aux formules analytiques de l'Eurocode 3, en se basant sur les lois de comportement moment-rotation et les modes de ruine. Une attention particulière a été portée aux efforts internes dans l'assemblage, tels que les efforts dans les tiges d'ancrage, les efforts de levier dans la zone tendue de l'assemblage et l'effort de compression. Une étude paramétrique a été réalisée pour évaluer l'influence de certains paramètres, tels que la précontrainte, le diamètre des tiges d'ancrage et l'épaisseur de la platine de base, sur le comportement global des pieds de poteaux.

La deuxième partie de la thèse se focalise sur le développement d'un modèle numérique tridimensionnel non linéaire d'un pied de poteau, incluant des raidisseurs. Ce modèle permet de prendre en compte les non-linéarités matérielles et géométriques, y compris le contact, la plasticité et les grands déplacements, ainsi que la précontrainte et les instabilités. L'analyse se concentre sur les efforts internes dans l'assemblage de pied de poteau, notamment les efforts dans les tiges d'ancrage, les efforts de levier dans la zone tendue de l'assemblage et l'effort de compression en présence de raidisseurs. Une étude paramétrique est également réalisée pour étudier l'influence de plusieurs paramètres, notamment les géométries des raidisseurs dans les zones tendues et comprimées de l'assemblage.

Mots clés : Assemblage, pied de poteau, Platine de base, Tiges d'ancrage, Raidisseurs, Rigidité, Modélisation éléments finis, Effort de levier.

Abstract

Steel column bases play a crucial role in the stability of metal structures by supporting and securing the vertical columns in the foundations. Their proper design ensures efficient transfer of loads from the structure to the ground, ensuring the strength and safety of metal constructions. In this thesis, our focus is on the study of metal column base connections. We investigate the mechanical behavior of column bases and analyze the influence of stiffeners. The presence of stiffeners in these connections alters the overall stiffness and failure mode of the system. Furthermore, we provide an overview of the analytical, numerical, and experimental approaches used in the literature to study metal column base connections.

The first part of this thesis focuses on the use of finite element analysis using the ANSYS software to study column bases without stiffeners. A 3D numerical model was developed, taking into account material and geometric nonlinearities, and was validated by comparing the results to available experimental data. Additionally, the numerical results were compared to analytical formulations from Eurocode 3, based on moment-rotation behavior and failure modes. Special attention was given to the internal forces in the connection, such as forces in the anchor rods, prying forces in the tension zone of the connection, and compressive force. A parametric study was conducted to assess the influence of parameters such as prestressing, anchor rod diameter, and base plate thickness on the overall behavior of the column bases.

The second part of the thesis focuses on the development of a nonlinear 3D numerical model incorporating stiffeners. The model allows for the representation of real behavior of the connections, considering material and geometric nonlinearities (contact, plasticity, large displacements), as well as prestressing and instabilities. The analysis focuses on the internal forces in the column base connection, including forces in the anchor rods, prying forces in the tension zone of the connection, and compressive force in the presence of stiffeners. A parametric study is also conducted to highlight the influence of various parameters, particularly the geometries of the stiffeners in the tension and compression zones of the connection.

Keywords: Column base connection, Base plate, Anchor rods, Stiffeners, Stiffness, Finite element modeling, Prying forces.

الملخص

تلعب أقدام الأعمدة المعدنية دورًا أساسيًا في استقرار الهياكل المعدنية من خلال دعم وتثبيت الأعمدة العمودية في الأساسات. تضمن تصميمها المناسب نقلًا فعالًا للأحمال من الهيكل إلى التربة، مما يضمن قوة وسلامة الهياكل المعدنية. في إطار هذه الأطروحة، نركز على دراسة تجمعات أقدام الأعمدة المعدنية. نركز بحثنا على السلوك الميكانيكي لأقدام الأعمدة، من خلال تحليل تأثير مقويات. يعد وجود مقويات في هذه التجمعات يؤثر على الصلابة الشاملة ونمط الفشل للمجموعة. نقدم أيضًا نظرة عامة على النهج التحليلي والعددي والتجريبي المستخدم في الأدب العلمي لدراسة تجمعات أقدام الأعمدة المعدنية.

تركز الجزء الأول من هذه الأطروحة على استخدام تحليل العناصر المحدودة باستخدام برنامج ANSYS لدراسة أقدام الأعمدة بدون عناصر تقوية. تم تطوير نموذج رقمي ثلاثي الأبعاد يأخذ في الاعتبار غير الخطية المادية والهندسية وتم التحقق من صحته من خلال مقارنة النتائج مع البيانات التجريبية المتوفرة في الأدبيات. تمت أيضًا مقارنة النتائج العددية مع الصيغ التحليلية Eurocode3، بناءً على قوانين السلوك للعزوم-الانحناء وأوضاع الفشل. تم إيلاء اهتمام خاص للجهود الداخلية في التجميع، مثل الجهود في قضبان التثبيت، وجهود التقوية في المنطقة المشدودة من التجميع، والجهود الانضغاطية. تم إجراء دراسة معلمية لتقييم تأثير بعض المعلمات، مثل القبضة المسبقة، وقطر قضبان التثبيت، وسمك صفيحة القاعدة، على السلوك العام لأقدام الأعمدة.

الجزء الثاني من الأطروحة يركز على تطوير نموذج رقمي ثلاثي الأبعاد غير خطي يشمل التقوية. يتيح هذا النموذج اعتبار غير الخطية المادية والهندسية، بما في ذلك الاتصال، واللدونة، والتحركات الكبيرة، بالإضافة إلى التوتر المسبق والاستقرار. يركز التحليل على الجهود الداخلية في تجميع أقدام الأعمدة، بما في ذلك الجهود في قضبان التثبيت، والجهود العزمية في منطقة الشد في التجميع، والجهود الانضغاطية بوجود التقوية. تم أيضًا إجراء دراسة معلمية لتأثير عدة متغيرات، بما في ذلك هندسة التقوية في مناطق الشد والانضغاط في التجميع.

الكلمات الرئيسية: تجميع أقدام الأعمدة، لوحة أساسية، قضبان التثبيت، التقوية، الصلابة، نمذجة العناصر المحدودة، جهد العزم

Table des matières

Remerciements	II
Résumé	III
Abstract	IV
المخلص	V
Table des matières	VI
Liste des figures	IX
Liste des tableaux	XIII
Annotations	XIV
Introduction Générale.....	1
I – Introduction.....	1
II - Objectifs de la thèse	2
III – Organisation de la thèse	3
Chapitre I : Assemblage Pied De Poteau Revue Littérature.....	4
I.1 – Introduction.....	5
I.2 – Moyens d'assemblages.....	5
I.2.1 – Rivetage	6
I.2.2 – Boulonnage	7
I.2.3 – Soudage.....	11
I.3 – Types d’assemblage dans une structure métallique	12
I.4 – Classification des assemblages	14
I.5 – Conception des pieds de poteaux	16
I.5.1 – Plaque d’assise	16
I.5.2 – Bloc en béton	17
I.5.3 – Les tiges d’ancrage.....	17
I.5.4 – Bêche d’ancrage.....	18
I.5.4 – Couche de mortier	19
I.6 – Classification des assemblages selon l'EC3.....	19
I.6.1 – Classification par la rigidité.....	20
I.6.2 – Classification par résistance	21
I.6.3 – Classification par capacité de rotation	22
I.7 – Modélisation analyse globale.....	23

I.7.1 – Analyse globale.....	23
I.7.2 – Loi de comportement	24
I.8 – Renforcement des assemblages	25
I.9 – Conclusions.....	28
Chapitre II : Approche analytique des assemblages des pieds des poteaux en acier	29
II.1 – Introduction	30
II. 2 – Préambule de la méthode des composantes	30
II.2.1 – Introduction au comportement d’un tronçon en T tendu.....	31
II.2.2 – L’impact de l’effet de levier	34
II.2.3 – Longueurs des tronçons en T tendus	35
II.2.4 – Détermination de la résistance de calcul des rangées.....	36
II.2.5 – Introduction au comportement d’un tronçon en T comprimé.....	37
II.2.6 – Rigidité des tronçons en té.....	41
II.2.7 – Moment résistant M_{jRd}	47
II.3 – Influence des raidisseurs sur le comportement des assemblages	49
II.4 – Conclusion	49
Chapitre III : Etude numérique d’un assemblage de pied de poteau sans raidisseurs ..	50
III.1 – Introduction	51
III.2 – Caractéristiques des assemblages étudiés.....	53
III.2.1 – Description du dispositif d'essais	53
III.2.2 – Données géométriques du spécimen étudié.....	54
III.2.3 – Loi de comportement des matériaux	55
III.3 – Développement du modèle numérique.....	55
III.3.1 – Eléments de maillage.....	55
III.3.2 – Conditions aux limites et modélisation du contact et de la précontrainte des tiges d’ancrage	56
III.3.3 – Type d’analyse	57
III.4 – Résultats numériques.....	57
III.4.1 – Validation du modèle	57
III.4.2 – Etude du comportement mécanique du pied du poteau.....	58
III.4.3 – Déformation de la platine d’extrémité.....	58
III.4.3 – Modes de ruine	59
III.4.4 – Effet de levier	61
III.4.5 – Efforts dans les tiges d’ancrage.....	64

III.4.6 – Répartitions des contraintes dans la tige d’ancrage.....	66
III.4.7 – Moment fléchissant de la tige d’ancrage sans précontrainte	67
III.4.8 – Allongement des tiges d’ancrage	68
III.5 – Etude paramétrique.....	69
III.5.1 – Effet de la compression sur le pied de poteau	70
III.5.2 – Effet de la précontrainte sur les tiges d’ancrage.....	71
III.5.3 – Effet de l’épaisseur de la platine de base	74
III.5.4 – Effet de l’épaisseur de la plaque sur l’effet de levier	77
III.5.5 – Effet du diamètre des tiges d’ancrage	78
III.5.6 – Effet de la longueur des tiges d’ancrage	80
III.5.7 – Effet de la longueur de la plaque de base	81
III.5.8 – Effet de la plaque de base et la tige d’ancrage sur la rigidité de l’assemblage ..	81
III.6 – Conclusions	82
Chapitre IV :Etude numérique d’un assemblage de pied de poteau avec raidisseurs	85
IV.1 – Introduction	86
IV.2 – Etude de l’effet du raidissage sur le comportement du pied de poteau.....	87
IV.2.1 – Effet de la position du raidisseur.....	90
IV.2.2 – Effet de la position du raidisseur sur l’effet de levier	93
IV.2.3 – Effort dans les tiges d’ancrage en présence des raidisseurs.....	96
IV.2.4 – Effet de la hauteur des raidisseurs.....	97
IV.2.5 – Effet de la hauteur du raidisseur sur l’effet de levier	99
IV.2.6 – Effet de la forme du raidisseur sur l’assemblage	102
IV.3 – Conclusion	104
Conclusion générale et perspectives	106
Bibliographie.....	110
Travaux cités.....	110
Annexes	114
Annexe A – Longueurs efficaces	115
Annexe B – Formulation des éléments de maillage	116

Liste des figures

Chapitre I : Assemblage Pied De Poteau Revue Littérature

Figure I. 1 – Assemblage courant d’un portique métallique : poteau-poutre, poutre- poutre et poteau-fondation.....	5
Figure I. 2 – Types de rivets.....	6
Figure I. 3 – Mise en oeuvre du rivet	6
Figure I. 4 – Composant d’un boulon.	7
Figure I. 5 – Pincés et entraxes minimales.....	11
Figure I. 6 – Emplacement des différents types d'assemblages dans une structure métallique.	12
Figure I. 7 – Assemblage par platine d'about/ de base.....	14
Figure I. 8 – Diagrammes de moment fléchissant pour divers modes de liaison.....	15
Figure I. 9 – Modélisation d’assemblages (analyse élastique).....	15
Figure I. 10 – Assemblage pied de poteau	16
Figure I. 11 – Les différents éléments d’un pied de poteau.....	16
Figure I. 12 – Représentation de la largeur C	17
Figure I. 13 – Comportement du pied de poteau sous un moment de flexion	18
Figure I. 14 – Les différentes tiges d’ancrage.....	18
Figure I. 15 – Pied de poteau avec une bêche d’ancrage	19
Figure I. 16 – Zone de rigidité	20
Figure I. 17 – Limites de classification des assemblages par résistance.....	22
Figure I. 18 – Bornes de classification par capacité de rotation	22
Figure I. 19 – Modélisation d'un assemblage de pied de poteau dans une analyse globale.....	23
Figure I. 20 – Loi de comportement moment-rotation ($M-\theta$).	24
Figure I. 21 – Idéalisations des courbes $M-\theta$ selon le type d'analyse.	25
Figure I. 22 – Renforcement par raidisseurs rectangulaire pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.....	26
Figure I. 23 – Renforcement par raidisseurs polygonale pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.....	26
Figure I. 24 – Renforcement par raidisseurs triangulaire pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.....	27
Figure I. 25 – Renforcement par raidisseurs triangulaire (dans les deux sens) pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.....	27

Chapitre II : Approche analytique des assemblages des pieds des poteaux en acier

Figure II. 1 – Tronçons en T d’un pied de poteau soumis à une combinaison d’efforts M-N avec un moment dominant.	31
Figure II. 2 – Tronçons en té tendu d’un pied de poteau	32
Figure II. 3 – Situation des tronçons en té tendu dans l’assemblage du pied de poteau avec quatre tiges d’ancrage.....	32
Figure II. 4 – Les modes de ruine éventuels d’un tronçon en té tendu.	34
Figure II. 5 – Représentation de l’effort de levier et son effet sur les tiges d’ancrage	34

Figure II. 6 – Diagrammes des moments en fonction des modes de ruines.....	37
Figure II. 7 – Aire d’un tronçon en té équivalent comprimé (NF EN 1993-1-8).....	38
Figure II. 8 – Représentation du tronçon en té comprimé des semelles du poteau pour les deux projections	40
Figure II. 9 – Représentation du tronçon en té d’âme du poteau	41
Figure II. 10 – Déformation de la plaque d’extrémité sans effet de levier	42
Figure II. 11 – Déformation de la plaque d’extrémité avec effet de levier	43
Figure II. 12 – Représentation de l’assemblage du pied de poteau.....	44

Chapitre III : Etude numérique d’un assemblage de pied de poteau sans raidisseurs

Figure III. 1– Détails figuré de l’essai expérimental (Massimo et al.2014).....	54
Figure III. 2– Géométrie du spécimen testé	54
Figure III. 3– Maillage de l’assemblage.....	55
Figure III. 4 – Maillage de la tige d’ancrage.....	55
Figure III. 5– Conditions aux limites et zones de contact.....	56
Figure III. 6– Section de précontrainte.....	56
Figure III. 7–Procédure de chargement dans le modèle numérique.	57
Figure III. 8–Validation du modèle et caractéristiques de la courbe M- ϕ	57
Figure III. 9– Déformation du modèle et distribution des contraintes de Von Mises.....	59
Figure III. 10– Représentation numérique du mode de ruine	60
Figure III. 11– Comparaison des courbe moment-rotation numérique, expérimental et de l’EC3	61
Figure III. 12– Pressions de contact de la platine avec le béton (vue sur la fibre inférieure)..	62
Figure III. 13– Résultante des pressions de contact dans le pied de poteau.	63
Figure III. 14–Evolution de la pression du contact pour différentes valeurs de moment sur le poteau.	64
Figure III. 15– Evolution de l’effort dans la tige tendue et la zone comprimée fonction du moment appliqué (Direction axiale de la tige)	65
Figure III. 16–Efforts dans les tiges d’ancrage pour différents niveaux de chargement	66
Figure III. 17– Répartition des contraintes dans la tige tendue (section proche de la tête)	66
Figure III. 18– Répartition des contraintes dans la tige tendue (section loin de la tête).....	67
Figure III. 19– Répartition des contraintes dans la tige tendue	68
Figure III. 20–Courbe force –déplacement de la tige d’ancrage.....	69
Figure III. 21–Courbe moment-rotation (effet de la compression).....	70
Figure III. 22–Courbes moment-rotation (effet de la précontrainte)	72
Figure III. 23–Courbes moments-efforts tiges d’ancrage (avec et sans précontrainte)	73
Figure III. 24–Courbes moments-efforts tiges (comparaison des différents diamètres dans le cas sans précontrainte)	74
Figure III. 25–Courbes moments-efforts tiges (comparaison des différents diamètres dans le cas avec précontrainte)	74
Figure III. 26–Courbes moment-rotation (effet de l’épaisseur de la plaque de base).....	74
Figure III. 27–Déformée du modèle sous moment ultime Mu	75
Figure III. 28–Déformée du modèle pour $t_p=15\text{mm}$	75

Figure III. 29–Déformée du modèle $t_p=17\text{mm}$	75
Figure III.30–Déformée du modèle $t_p=20\text{mm}$	75
Figure III. 31–Déformée du modèle pour $t_p=22\text{mm}$	75
Figure III. 32–Déformée du modèle pour $t_p=25\text{mm}$	75
Figure III. 33–Effet de l'épaisseur de la platine sur les modes de ruine de la plaque et des tiges	76
Figure III. 34– Comparaison de l'effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau dans la zone comprimée pour différentes épaisseurs.	77
Figure III. 35–Comparaison de l'effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau dans la zone tendue pour différentes épaisseurs.....	78
Figure III. 36– Courbes moment-rotation (effet du diamètre de la tige)	78
Figure III. 37–Mode de ruine pour les tiges M20 et M27.....	79
Figure III. 38– Courbes moment-rotation (effet de la longueur de la tige)	80
Figure III. 39 –Courbes moment-rotation (effet de la longueur de la plaque de base).....	81
Figure III. 40–Effet de l'épaisseur de la plaque de base sur la rigidité initiale	82
Figure III. 41–Effet du diamètre des tiges d'ancrage sur la rigidité initiale (Epaisseur de la platine 15mm)	82

Chapitre IV : Etude numérique d'un assemblage de pied de poteau avec raidisseurs

Figure IV. 1 – Raidisseurs dans le prolongement des semelles du pied de poteau	87
Figure IV. 2 – Raidisseurs dans le prolongement de l'âme du pied de poteau	88
Figure IV. 3 – Raidisseurs dans l'extrémité des semelles du pied de poteau	89
Figure IV. 4 – Raidisseurs dans les deux directions du pied de poteau	89
Figure IV. 5 – Disposition des raidisseurs à éviter	90
Figure IV. 6 – Déformation des pieds des poteaux pour les différents spécimens	91
Figure IV. 7 – Effet de la disposition des raidisseurs sur le comportement moment-rotation.	92
Figure IV. 8 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire dans la zone comprimé R-C	94
Figure IV. 9 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire dans la zone tracté R-T.....	94
Figure IV. 10 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire dans la zone tracté et comprimé R-TC.....	94
Figure IV. 11 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau sans raidisseur triangulaire SR.....	95
Figure IV. 12 – Comparaison de l'effort de levier pour les différents assemblages.....	95
Figure IV. 13 – Comparaison de la position de levier et le centre de compression pour les différents assemblages.....	95
Figure IV. 14 – Répartition des contraintes de levier dans la zone tendue et des contraintes de compression dans la zone comprimée pour les différents assemblages des pieds de poteaux.	96
Figure IV. 15 – Comparaison de l'effort dans les tiges d'ancrages dans la zone tendue pour les différents assemblages en présence des raidisseurs	97
Figure IV. 16 – Représentation de la géométrie du Raidisseur.....	97

Figure IV. 17 – Déformation de l'assemblage du pied de poteau pour différentes hauteurs du raidisseur	98
Figure IV. 18 – Courbe moment-rotation pour les différentes hauteurs des raidisseurs.....	99
Figure IV. 19 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×50mm).....	100
Figure IV. 20 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×100mm).....	100
Figure IV. 21 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×150mm).....	100
Figure IV. 22 – Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×200mm).....	101
Figure IV. 23 – Comparaison de l'effort de levier pour les différents assemblages.....	101
Figure IV. 24 – Comparaison de la position de levier et le centre de compression pour les différents assemblages.....	101
Figure IV. 25 – Contrainte maximal de Von Mises relevés dans le raidisseur comprimé.....	103
Figure IV. 26 – Contrainte maximal de Von Mises relevés dans le raidisseur tracté	103
Figure IV. 27 – Contrainte de Von Mises relevée dans le raidisseur triangulaire en zone tendue (8×90×100)	104
Figure IV. 28 – Contrainte de Von Mises relevée dans le raidisseur rectangulaire dans la zone tendue (8×90×100)	104
Figure IV. 29 – Contrainte de Von Mises relevée dans le raidisseur comprimé (8×90×100)	104
Figure IV. 30 – Contrainte de Von Mises relevés dans le raidisseur comprimé (8×90×100)	104

Liste des tableaux

Chapitre I : Assemblage Pied De Poteau Revue Littérature

Tableau I. 1 – Caractéristiques géométriques des boulons (EN 1993-1-8) et (Muzeau, 2012) .	7
Tableau I. 2 – Classes et résistance des boulons (EN 1993-1-8).	8
Tableau I. 3 – Valeur du coefficient de frottement (EN 1993-1-8).....	9
Tableau I. 4 – Valeur du coefficient K_t (EN 1993-1-8).	9
Tableau I. 5 – Différentes formes de soudure dans un assemblage.	11
Tableau I. 6 – Définition de l'assemblage dans une analyse globale.	23
Tableau I. 7 – Types d'analyse globale de la structure.	23

Chapitre II : Approche analytique des assemblages des pieds des poteaux en acier

Tableau II. 1 – Rigidité initiale en rotation pour un assemblage de pied de poteau.	45
Tableau II. 2 – Répartition des efforts dans un assemblage encastré de pied de poteau.....	47
Tableau II. 3 – Calcul du moment résistant M_{Rd}	48

Chapitre III : Etude numérique d'un assemblage de pied de poteau sans raidisseurs

Tableau III. 1 – Caractéristiques du spécimen testé.....	54
Tableau III. 2 – Comparaison des résultats EC3, expérimental et numérique	58
Tableau III. 3 – Représentation de la contrainte normale et la contrainte du au moment.....	68
Tableau III. 4 – Effet de la compression sur le pied de poteau.	70
Tableau III. 5 – Effet de la précontrainte sur l'assemblage du pied de poteau	72
Tableau III. 6 – Comparaison des résultats numériques et de l'EC3	77
Tableau III. 7	80
Tableau III. 8 – Effet de l'épaisseur sur la rigidité initiale.....	82
Tableau III. 9 – Effet du diamètre des tiges sur la rigidité initiale.....	82

Chapitre IV : Etude numérique d'un assemblage de pied de poteau avec raidisseurs

Tableau IV. 1 – L'effet du raidisseur sur la rigidité initiale et le moment plastique	93
Tableau IV. 2 Spécimens Raidisseurs	98
Tableau IV. 3 – Effet de la hauteur du raidisseur h_s sur la rigidité initiale et le moment plastique	99
Tableau IV. 4 – Effet de la hauteur du raidisseur h_s sur la rigidité initiale et le moment plastique	102

Annotations

Majuscules Latines

A	: Aire de la partie non filetée du boulon
A_s	: Aire de la partie filetée du boulon ou de la tige d'ancrage
A_0	: Diamètre trou rivet
P_1	: Entraxe dans le sens longitudinal
P_2 ou W	: Entraxe dans le sens transversal
L_b	: Longueur réelle de la tige d'ancrage
L_b^*	: Longueur théorique de la tige d'ancrage
L_c	: Hauteur d'étage du poteau
L	: Profondeur de la bêche
$F_{t,Rd}$: Résistance théorique d'un boulon à la traction
$F_{v,Rd}$: Résistance théorique d'un boulon au cisaillement
$F_{t,Ed}$: Effort de traction sollicitant
$F_{c,Ed}$: Effort de compression sollicitant
$F_{v,Ed}$: Effort de cisaillement sollicitant
F_{Rd}	: Résistance théorique du rivet
$F_{p,cd}$: La force de précontrainte
F_S	: La résistance au glissement
K_S	: Coefficient du trou du boulon
$F_{T,1,Rd}$: Résistance du mode 1
$F_{T,1-2,Rd}$: Résistance du mode 1-2
$F_{T,2,Rd}$: Résistance du mode 2
$F_{T,3,Rd}$: Résistance du mode 3
$F_{T,4,Rd}$: Résistance du mode 4
$M_{pl,1,Rd}$: Moment plastique résistant de la platine d'extrémité du mode 1
$M_{pl,2,Rd}$: Moment plastique résistant de la platine d'extrémité du mode 2
$N_{j,Ed}$: Effort normal sollicitant de l'assemblage
$N_{j,Rd}$: Effort normal résistant de l'assemblage
$N_{c,Rd}$: Résistance de calcul d'un assemblage de pied de poteau en compression
$M_{j,Ed}$: Moment sollicitant de l'assemblage
$M_{j,Rd}$: Moment résistant de l'assemblage
F	: Effort appliqué
F1	: Charge axial
F2	: Charge horizontal
Fzc	: Effort de levier dans la zone comprimé
Fzt	: Effort de levier dans la zone tendue
Plzc	: Position de levier dans la zone comprimé
Plzt	: Position de levier dans la zone tendue
Ft	: Position de la semelle du poteau dans la zone tendue
fc	: Position de la semelle du poteau dans la zone comprimée
Tt	: Position des tiges d'ancrage dans la zone tendue
Tc	: Position des tiges dans la zone comprimée.

$F_{T,Rd}$: Résistance de calcul en traction du côté tendu de l'assemblage
$F_{c,fc,Rd}$: Résistance en compression d'un tronçon en té de semelle
$F_{c,bw,Rd}$: Résistance en compression d'un tronçon en té d'âme
$F_{C,Rd}$: Résistance de calcul du côté en compression de l'assemblage
$F_{t,Rd,anc}$: Résistance de la tige d'ancrage à la traction
F_{spzt}	: Effort dans la tige tendue sans précontrainte
F_{apzt}	: Effort dans la tige tendue avec précontrainte
F_t	: Effort ultime dans la tige d'ancrage
N	: Effort normal appliqué
M	: Moment appliqué
M_e	: Moment élastique de l'assemblage
M_p	: Moment plastique de l'assemblage
M_u	: Moment ultime de l'assemblage
$S_{j,ini}$: Rigidité initiale de l'assemblage
S_j	: Rigidité sécante de l'assemblage
F_{pr}	: Effort de précontrainte
S_{pr}	: Contrainte de prétention
F_{anc} ou B	: Force de traction des tiges d'ancrage
Q	: Force de levier
F_c	: Force de compression en zone comprimée
Z_{eq}	: Distance du ressort équivalent tendu au centre de compression
E	: Module de Young
E_c	: Module d'élasticité du béton
G	: Module de cisaillement
SR	: Sans raidisseur
$R-TC$: Avec raidisseur
$R-T$: Raidisseur zone tendue
$R-C$: Raidisseur zone comprimée

Minuscules Latines

d	: Diamètre nominal du boulon ou de la tige d'ancrage
j	: Jeu du trou
d_0	: Diamètre du trou
d_h	: Diamètre de la tête de boulon
d_e	: Diamètre de l'écrou
d_r	: Diamètre des rondelles
t_h	: Epaisseur de la tête de boulon
t_e	: Epaisseur de l'écrou
t_r	: Epaisseur des rondelles
$f_{y,bl}$: Limite élastique du boulon
$f_{u,bl}$: Limite ultime du boulon
f_{ur}	: Limite ultime du rivet
e_1	: Pince dans le sens longitudinal

e_2 : Pince dans le sens transversal
 k_{13} : Raideur de la partie comprimée de l'assemblage
 k_{15} : Coefficient de rigidité de la plaque de base sous traction
 k_{16} : Coefficient de rigidité des tiges d'ancrage tendues
 k_C : Rigidité de la partie comprimée de l'assemblage
 k_T : Rigidité de la partie tendue de l'assemblage
 z_T : Bras de levier partie tendue
 z_C : Bras de levier partie comprimée
 l_{eff} : Longueur efficace du tronçon en té
 b_{eff} : Largeur efficace du tronçon en té
 c : Largeur d'appuis additionnelle
 r : Congé de raccordement
 m : Distance entre l'axe de la tige jusqu'à 0.8 r dans le sens transversal
 m_x ou m_2 : Distance entre l'axe de la tige jusqu'à 0.8 r dans le sens longitudinal
 e ou e_y : Pince correspondant à e_2
 e_x : Pince correspondant à e_1
 e_N : Excentricité effective
 n : Distance entre l'axe de la tige et la résultante de levier
 h : Hauteur des profilés
 b : Largeur des profilés
 f_t : Position de la semelle du poteau dans la zone tendue
 f_c : Position de la semelle du poteau dans la zone comprimée
 t_w : Epaisseur de l'âme de poteau
 t_{fc} : Epaisseur de la semelle de poteau
 h_p : Longueur de la platine de base
 h_c : Hauteur de la section du poteau
 b_p : Largeur de la platine de base
 t_p : Epaisseur de la platine de base
 h_s : Hauteur de raidisseur
 l_s : Largeur de raidisseur
 t_s : Epaisseur de raidisseur
 bt : Position des tiges d'ancrage dans la zone tendue
 bc : Position des tiges dans la zone comprimée.
 b : Largeur du profilé constituant la bêche
 t_f : épaisseur de la semelle de la bêche
 f_y : Limite d'élasticité
 f_{yp} : Limite d'élasticité de la platine de base
 f_u : Limite de rupture
 f_{cd} : Résistance de calcul à la compression du béton
 f_{jd} : Résistance de calcul à la pression localisée du béton de la fondation
 I_c : Inertie du poteau selon l'axe de flexion
 i_c : Rayon de giration du poteau selon l'axe de flexion
 d_f : Profondeur de la fondation
 f_{ck} : Résistance en compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours

e_h et e_b : Distances minimales des bords de la platine d'extrémité rectangulaire aux bords de la fondation rectangulaire

Majuscules Grecs

γ_{M2} : Coefficient de sécurité
 β_c : Dépend du poteau et de la platine de base
 Δp : Déformation de la plaque de base
 Φ_{Cd} : Capacité de rotation de l'assemblage

Minuscules Grecs

$\bar{\lambda}_0$: Élancement du poteau
 η : Coefficient pour déterminer la rigidité sécante S_j
 Ψ : Coefficient en fonction de μ
 μ : Coefficient de frottement
 α_{bf} : Coefficient qui correspond à la diffusion d'une force concentrée dans la fondation
 α_v : Coefficient de classe de boulon

Indices

APR : Avec précontrainte
SPR : Sans précontrainte
MEF : Méthode des éléments finis
EXP : Expérimental

Introduction Générale

I – Introduction

L'acier est un matériau issu de la réduction du minerai de fer ou de la récupération de ferrailles. Le fer est un élément très répandu dans l'écorce terrestre dont il représente 5 % mais on ne le découvre pas en forme pure mais en oxyde de fer. La réduction de cet oxyde demande l'emploi d'un combustible : du charbon de bois jusqu'au 18^{ème} siècle, puis du charbon de terre. Le métal obtenu est de la fonte qui renferme 96 % de fer et 3 à 4 % de carbone. Après quelques décennies et plusieurs innovations technologiques de l'industrie sidérurgique, on a réussi à fabriquer un matériau plus homogène, résistant et ductile qui s'appelle l'acier.

Les constructions en acier ont présenté de grands avantages par rapport à d'autres formes de constructions tels, que le bois, le béton ou la pierre. Les principales raisons qui ont amené à favoriser l'acier sont : un bon rapport résistance/volume, un large choix de ses applications éventuels, la possibilité d'avoir de nombreuses pièces standardisées, sa fiabilité et sa disposition à réaliser presque tous les désirs architecturaux.

Les constructions métalliques utilisent énormément des produits laminés et surtout à chaud. Elles utilisent, en particulier, les tôles et les profilés. Les constructions formées à partir de ces éléments demandent des opérations préalables de découpage, de perçage et de soudage en usine. Les travaux sur site sont limités à des assemblages ou montages de modules primaires après des opérations de levage, permettant de rapprocher les zones d'assemblage. Le coût élevé des matériaux de base conduit à chercher le poids minimal et à développer l'emploi de l'acier pour des domaines très particuliers acceptant de mettre en valeur les vertus suivantes : la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adéquation aux transformations ultérieures et les propriétés mécaniques hautes (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue). Les domaines d'application des constructions métalliques sont très abondants. Ils concernent les bâtiments, les ouvrages d'art (ponts, grandes couvertures) et ouvrages industriels.

Une construction métallique est composée de plusieurs éléments (poteau, poutre, poutrelle, contreventement, massifs de fondations...), ces éléments sont liés entre eux grâce à des assemblages en acier, qui permettent de garantir la liaison ainsi que la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments précités. Pour construire une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler soit bout à bout (éclissages, rabotages), ou soit concourantes (attaches poteau/poutre, treillis et systèmes réticulés). Selon les schémas classique de la résistance des matériaux, on distingue des assemblages nommés articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants, et des assemblages dits rigides, qui transmettent en outre les divers moments ; cependant ces conditions sont rarement satisfaites dans la réalité, car les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi-articulés, semi-rigides).

On distingue plusieurs modes d'assemblage : soit par rivetage, boulonnage, soudage ou collage. Actuellement, dans la construction métallique, on utilise principalement le boulonnage et le soudage comme moyens d'assemblages. Chacun de ces procédés présentent

des avantages et des inconvénients. Souvent, les assemblages boulonnés sont favorisés pour leurs commodités de mise en œuvre lors du montage. Les assemblages forment des zones particulières que les zones courantes des pièces, car les sections sont diminuées du fait des percages où le comportement de l'acier est affaibli par le soudage.

L'un des plus importantes difficultés des constructions en charpente métallique est la jonction entre les différents éléments, que ce soit les assemblages poteau/poutre, poutre-poutrelle, contreventement-poteau ou pied de poteau. Les propriétés mécaniques de chaque assemblage ont une grande influence sur le comportement de la construction. Les pieds de poteaux sont les éléments les plus importants dans une structure en charpente métallique, car leur mission est de transférer les actions de la superstructure au massif d'ancrage de la fondation. Leur particularité par rapport aux autres types d'assemblages, tel que les assemblages poteau-poutre et poutre-poutrelle, est leur liaison avec le massif en béton de la fondation par l'intermédiaire de tiges d'ancrage assez longues ancrées dans le béton.

En comparaison aux assemblages poteau-poutre, poutre-poutre ou autres qui ont été largement étudiés expérimentalement et numériquement depuis un certain temps, les assemblages des pieds de poteaux ont pris une part non équitable dans les travaux de recherche (expérimentaux, numériques ou analytiques) et aussi de leur justification dans les documents techniques règlementaires. Ces travaux ont suscité un faible intérêt dans le domaine de la construction.

Concernant l'approche analytique, utilisée pour l'étude des pieds de poteaux, est l'application des règles de la norme l'EN 1993-1-8 dite 'Méthode des Composantes'. Cette méthode considère que l'assemblage est formé d'un ensemble des composantes élémentaires, en zones tendues, comprimées et cisailées, ce qui permet de prédire la rigidité, la résistance et les modes de ruine des pieds de poteaux. Cette méthode (l'EN 1993-1-8), ne procure pas d'informations concernant le renforcement par raidisseurs.

Vu la position de l'assemblage du pied de poteau dans la stabilité de l'ouvrage, ainsi que dans sa particularité structurelle et le nombre important de composantes rentrant dans l'évaluation de son comportement élastique et plastique, il était intéressant d'analyser les effets des différents paramètres qui le compose.

II - Objectifs de la thèse

L'objectif principal de cette thèse est d'étudier le comportement structurel des pieds de poteau qui est soumis à une flexion composée. Pour cela, le développement d'un modèle numérique 3D en éléments finis assez précis a permis de présenter d'une manière correcte le comportement des assemblages du pied de poteau. Des travaux expérimentaux (Massimo et al.2014) relevant de la littérature ont permis de valider le modèle numérique développé. Ce modèle en éléments finis tient compte des non linéarités géométriques et matérielles des éléments qui composent l'assemblage ainsi que la prise en compte de l'effet du contact entre ces derniers. En outre, un modèle analytique est élaboré conformément à la norme (EN 1993-1-8) en utilisant la méthode des composantes, en vue d'une comparaison avec les résultats obtenus numériquement et expérimentalement.

Une analyse approfondie est menée pour mettre en évidence l'influence de chacun des paramètres géométriques du pied du poteau tels que la plaque de base, les tiges d'ancrage. Il était aussi intéressant d'étudier l'influence du raidissage adopté sur la plaque de base dans le comportement mécanique de l'assemblage en évaluant leurs effets sur la rigidité, la résistance et les modes de ruines possibles.

III – Organisation de la thèse

Le mémoire de la thèse est organisé en quatre chapitres distincts finalisés par une conclusion générale et des annexes. La première partie de la thèse comprend une introduction générale sur notre sujet de recherche, ainsi que la définition des objectifs et la présentation de la structure organisationnelle, précédant ainsi le premier chapitre

Le premier chapitre comporte une revue de littérature sur les pieds de poteau, en commençant par une introduction, ainsi qu'une généralité sur les assemblages des structures métalliques. Ce chapitre contient également la classification des assemblages selon l'Eurocode 3.

Le deuxième chapitre présente la procédure générale de dimensionnement selon la norme EN 1993 1-8 appelée « la méthode des composantes » et ceci dans le cas des pieds de poteau en montrant les formules principales de calcul de la caractéristique mécanique liée à chaque composant, ainsi que la détermination de la rigidité initiale et la résistance des assemblages de pied de poteau (courbe moment –rotation).

Le troisième chapitre est dédié au développement d'un modèle en éléments finis 3D, qui représente un assemblage du pied de poteau sans raidisseurs à l'aide du code en éléments finis ANSYS. Le modèle tient en compte des non linéarités matérielles et géométriques (plasticité, contact, grands déplacements) et pouvant aussi tenir compte de la précontrainte dans les tiges d'ancrage. Ce modèle est validé avec les résultats d'essais trouvés dans la littérature en termes de moment-rotation et aussi une comparaison avec le modèle analytique retenu par l'EC3 (méthode des composantes). Par la suite, une étude paramétrique détaillée est menée sur les différents composants du pied de poteau (plaque de base, précontrainte de la tige d'ancrage) en variant les épaisseurs, diamètre de ces derniers. Les résultats de l'analyse du modèle numérique ont permis de mieux comprendre l'effet du levier et aussi les types de déformations relevées sur les tiges d'ancrage.

Le quatrième chapitre présente l'étude du comportement du pied de poteau raidi en le comparant avec un modèle sans raidisseur pour évaluer son rendement en résistance et en rigidité. Une étude paramétrique a été menée sur les raidisseurs en variant différents paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique et la position du raidisseur tout en étudiant l'effet de ce dernier sur l'effort du levier et le centre de compression du poteau métallique.

A la fin du mémoire, une conclusion générale du travail accompli et des différents résultats recueillis est présentée avec quelques réflexions sur des perspectives éventuelles à développer par la suite.

Chapitre I : Assemblage Pied De Poteau Revue Littérature

I.1 – Introduction

Dans ce chapitre, une revue générale est exposée concernant les différents types d'assemblages dans une structure métallique, ainsi que les différentes configurations de ces assemblages. La classification des assemblages des pieds de poteau selon l'Eurocode 3 est présentée en fonction de la rigidité et de la résistance ainsi que le renforcement des pieds des poteaux par des raidisseurs.

Une construction métallique est composée de plusieurs éléments (poteau, poutre, contreventement,...). Ces éléments sont reliés entre eux par des assemblages en assurant la diffusion et la distribution des diverses sollicitations entre les éléments. Pour mener les calculs classiques des structures, les assemblages sont considérés comme des nœuds de liaison, soit articulé ou encastré, mais en réalité l'assemblage a un comportement intermédiaire, c'est-à-dire semi-rigide, qui est plus compliqué à analyser.(figure.I.1).

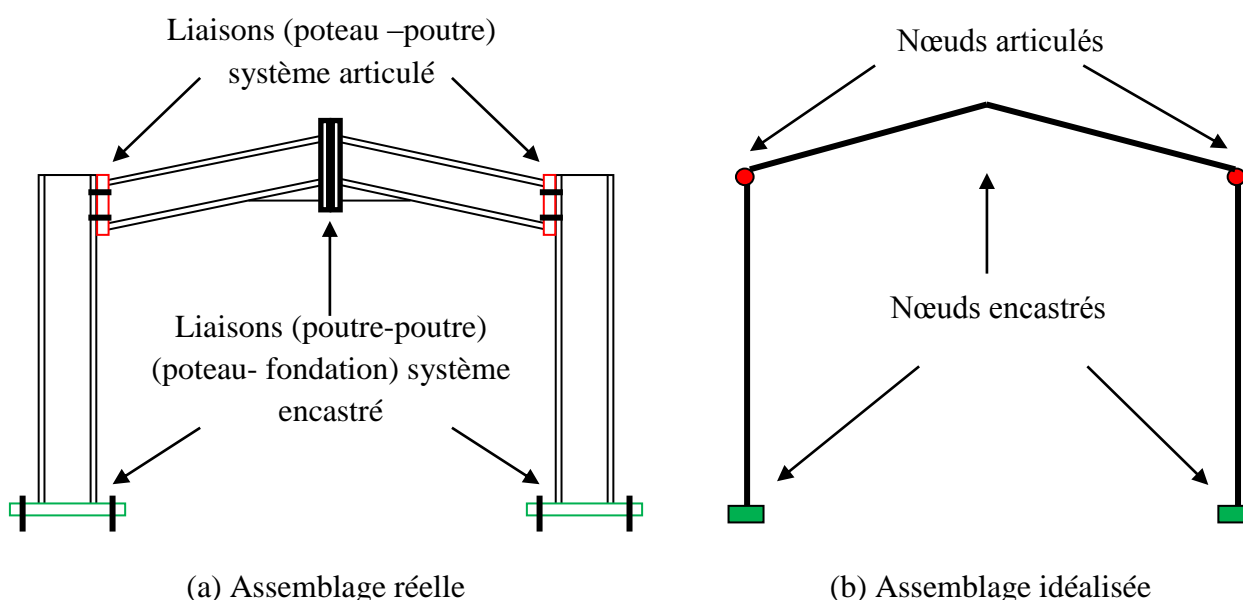


Figure I. 1– Assemblage courant d'un portique métallique : poteau-poutre, poutre- poutre et poteau-fondation.

I.2 – Moyens d'assemblages

L'assemblage dans une structure métallique nécessite une fixation permettant de transmettre les efforts soutenus par la structure. Les principaux modes de fixation sont comme suit : le rivetage, le boulonnage, le soudage.

On distingue deux types de fonctionnement, soit par obstacle soit par adhérence. Le fonctionnement par obstacle concerne le cas des boulons ordinaires non-précontraints (résistance par cisaillement des tiges).

Le fonctionnement par adhérence concerne le soudage, le collage et le boulonnage par boulon à haute adhérence, dite HR.

On peut ajouter le fonctionnement mixte (obstacle + adhérence), le cas des rivets, qui assurent la transmission des efforts par adhérence jusqu'à une certaine limite ; sitôt que cette dernière est dépassée, les rivets vont fonctionner alors par obstacle au cisaillement.

I.2.1 – Rivetage

Le rivetage est parmi les plus anciens moyens d'assemblage dans l'histoire de la construction métallique. Elle a été, pendant plusieurs décennies, le moyen le plus efficace d'assemblage en construction métallique, mécanique, aéronautique et naval. Il est considéré comme un bon moyen d'assemblage vu ses caractéristiques mécaniques. Les seuls défauts d'un rivet est sa mise en œuvre délicate dans le chantier et l'impossibilité ou la difficulté de démonter un assemblage sans détruire le rivet.

Il existe deux formes principales de rivets : (figure. I.2)

- Le rivet à tête ronde
- Le rivet à tête frisée

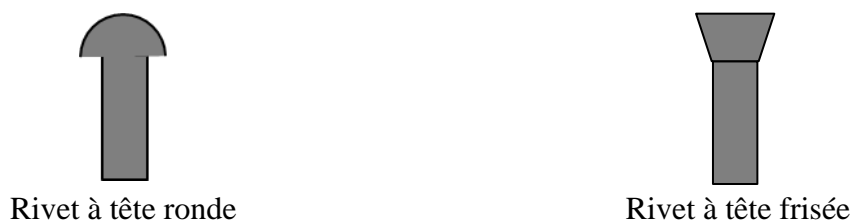


Figure I. 2– Types de rivets

Les rivets sont posés en chantier à chaud dans une température variant entre 900 et 950°C. La mise en œuvre du rivet est son positionnement dans le trou percé de l'assemblage. La deuxième tête est formée par le soutien d'une bouterolle et d'une contre bouterolle. Cette dernière est placée au niveau de la tête existante pour empêcher tout déplacement. La contre bouterolle est martelée à la main pour établir la deuxième tête (Voir la figure.I.3).

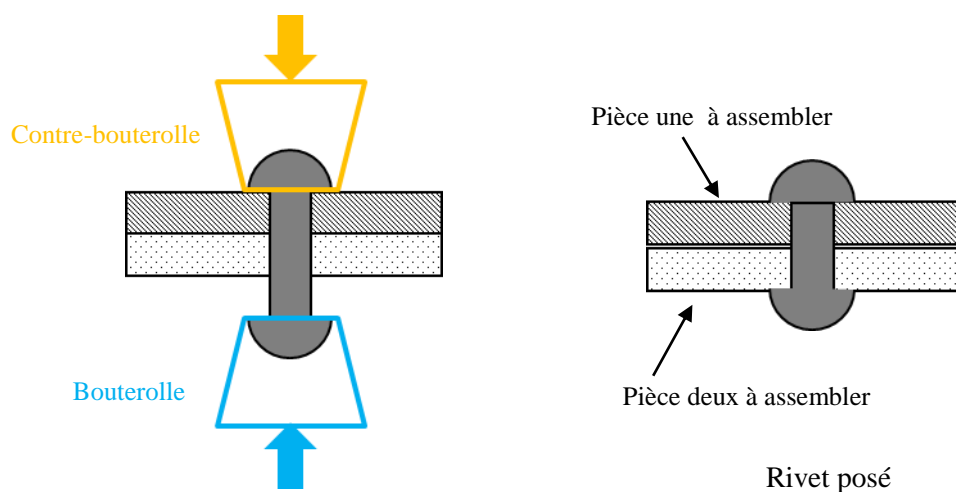


Figure I. 3 – Mise en oeuvre du rivet

Le rivetage est un moyen d'assemblage qui est rarement utilisé de nos jours, mais n'empêche que l'EC3 (EN 1993-1-8) a procuré une formule (équation I.1) permettant d'estimer la résistance à la traction et au cisaillement du rivet.

$$F_{Rd} = \frac{0.6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}} \dots \text{équation I.1}$$

Avec :

f_{ur} : Résistance ultime à la traction ;

A_0 : Aire du trou de rivet ($A_0 = \pi \cdot d_0^2 / 4$) (figure I.3) ;

γ_{M2} : coefficient de sécurité égale à 1.25

d_0 : diamètre de la tige du rivet

I.2.2 – Boulonnage

i - Caractéristiques des boulons

Le boulonnage est l'un des moyens les plus utilisés dans la construction métallique, du fait de sa facilité de mise en œuvre et aussi de la possibilité du réglage et de démontabilité. Un boulon est composé d'une vis, d'un écrou et d'une rondelle. La forme de la tête de la vis et de l'écrou est généralement hexagonale (voir figure I.4), ce qui donne une facilité du serrage par le moyen d'une clef. L'appellation d'un boulon est caractérisée par son diamètre en millimètres et de sa tige non filetée. Le tableau I.1 montre les caractéristiques géométriques et matérielles des boulons les plus utilisés actuellement.

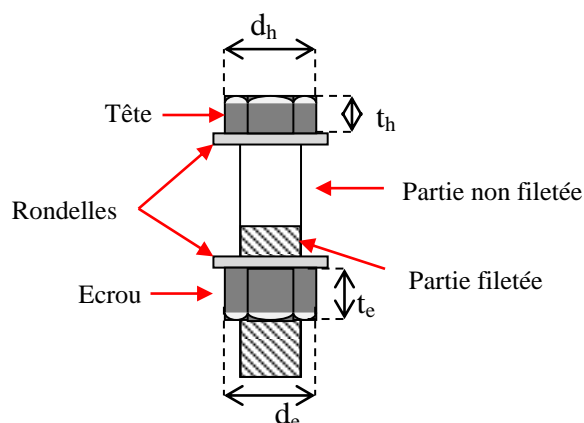


Figure I. 4 – Composant d'un boulon.

Tableau I. 1–Caractéristiques géométriques des boulons (EN 1993-1-8) et (Muzeau, 2012)

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27
j (mm)	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30
A (mm²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573
A_s (mm²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459
t_h (mm)	5.3	6.4	7.5	8.8	10	11.5	12.5	14	15	17.5
t_e (mm)	6.8	8.4	10.8	12.8	14.8	15.8	18	19.4	21.5	23.8
t_r (mm)	2	2	3	3	3	4	4	4	4	5
d_h (mm)	13	16	18	21	24	27	30	34	36	41
d_e (mm)	13	16	18	21	24	27	30	34	36	41
d_r (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50

Avec :

- d : Diamètre nominal du boulon ;
- j : Jeu du trou ;
- d_0 : Diamètre du trou ;
- A : Aire de la partie non filetée ;
- A_s : Aire de la partie filetée ;
- t_h : Hauteur de la tête de boulon ;
- t_e : Hauteur de l'écrou ;
- t_r : Hauteur des rondelles ;
- d_h : Diamètre de la tête de boulon ;
- d_e : Diamètre de l'écrou ;
- d_r : Diamètre des rondelles.

On différencie deux catégories de boulons dans un assemblage métallique :

a- Les Boulons ordinaires

Un boulon ordinaire est un boulon qui ne nécessite pas de mise en œuvre particulière. L'usage des rondelles n'est pas obligatoire. La propriété d'un boulon ordinaire est indiquée par des classes, ces classes se distinguent en fonction de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction ultime (voir [tableau I.2](#)). Un boulon ordinaire transmet des efforts de traction et de cisaillement seulement.

Tableau I. 2– Classes et résistance des boulons (EN 1993-1-8).

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{y,bl}$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{u,bl}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Avec :

- $f_{y,bl}$: Limite élastique du boulon.
- $f_{u,bl}$: Limite ultime du boulon.

b - Les boulons à haute résistance (HR)

Ils sont à base d'acier à haute limite d'élasticité. Leurs caractéristiques ont été obtenues par un traitement thermique spécial. Les boulons HR ne présentent pas de distinction géométrique par rapport à des boulons ordinaires à l'exception de la particularité de l'emploi des rondelles qui sont nécessaires. Les classes de résistance utilisées et exigées par l'EC3 sont le 8.8 et 10.9 voir [tableau I.2](#). Les boulons HR peuvent être utilisés avec ou sans précontrainte. La précontrainte de ces boulons dépend de la mise en œuvre, d'où la nécessité d'avoir une main d'œuvre qualifiée et de grande qualité. Le serrage doit être contrôlé à l'aide d'une clé dynamométrique qui indique (ou mentionne) la valeur du couple de serrage C. Un assemblage précontraint est affecté pour mobiliser l'effet du frottement entre les pièces assemblées. C'est grâce à la précontrainte établie qu'est garantie une puissante pression entre

les pièces assemblées. La vérification (EN 1993-1-8) des boulons précontraints est définie comme suit : (voir l'équation I.2 et I.3).

$$C = 0.19 d F_{p,cd} \dots \text{équation I. 2}$$

$$F_{p,cd} = 0.7 A_s f_{u,bl} \dots \text{équation I. 3}$$

Avec :

$F_{p,cd}$: La force de précontrainte

C : Couple de serrage

La résistance au glissement d'un boulon précontraint est déterminée comme suit : (voir l'équation I.4).

$$F_S = K_s n \mu F_{p,cd} / \gamma \dots \text{équation I. 4}$$

Avec :

γ : Coefficient de sécurité égale à 1.25

n : nombre de surface de frottement

μ : Coefficient de frottement des pièces assemblées, sa valeur varie selon l'état de surface des pièces. (Voir tableau I.3).

Tableau I. 3 – Valeur du coefficient de frottement (EN 1993-1-8).

Classe de surfaces de frottement	Coefficient de frottement μ
A	0.5
B	0.4
C	0.3
D	0.2

Avec :

A : Surface grenailées ou sablées

B : Surface grenailées sablées et peintes

C : Surface brossées

D : Surface non traitées

Les valeurs de K_s sont représentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I. 4– Valeur du coefficient K_s (EN 1993-1-8).

Description	K_s
Boulon utilisés dans des trous normaux	1
Boulons utilisés soit dans des trous surdimensionnés soit dans des trous oblongs courts dont l'axe longitudinal est perpendiculaire à la direction des efforts	0.85
Boulons utilisés soit dans des trous oblongs longs dont l'axe longitudinal est perpendiculaire à la direction des efforts	0.7
Boulons utilisés soit dans des trous oblongs courts dont l'axe longitudinal est parallèle à la direction des efforts	0.76
Boulons utilisés soit dans des trous oblongs longs dont l'axe longitudinal est parallèle à la direction des efforts	0.63

ii – Résistance des boulons

Le calcul de la résistance des boulons est défini par la norme (EN 1993-1-8). L'équation I.5 représente la résistance à la traction, l'équation I.6 et I.7 indique la résistance au cisaillement, ainsi que la combinaison entre la traction et le cisaillement qui est donné par l'équation I.8 (voir ci-dessous).

Résistance à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{u,bl} A_s}{\gamma_{M2}} \quad \dots\dots\dots\text{équation I.5}$$

Résistance au cisaillement de la partie non filetée de la tige :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{u,bl} A}{\gamma_{M2}} \quad \dots\dots\dots\text{équation I.6}$$

Résistance au cisaillement de la partie filetée de la tige :

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{u,bl} A_s}{\gamma_{M2}} \quad \dots\dots\dots\text{équation I.7}$$

Avec :

$\alpha_v = 0.6$ pour les classes 4.6, 5.6 et 8.8;

$\alpha_v = 0.5$ pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9.

Traction et cisaillement combinés :

$$\frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots\text{équation I.8}$$

Avec :

$F_{t,Ed}$: Effort de traction sollicitant ;

$F_{v,Ed}$: Effort de cisaillement sollicitant.

iii – Disposition constructive

Pour avoir un assemblage correct, certaines conditions doivent être respectées, telles que les distances entre axes des boulons ainsi que les distances entre ces axes et les bords, appelées pinces (figure. I.5). Elles sont limitées par des valeurs minimales et des valeurs maximales, données par l'EC3 (EN 1993-1-8). Les valeurs minimales sont émises pour faciliter la mise en place des boulons ainsi que pour faciliter le passage des clés et aussi pour éviter le déchirement des tôles. Les valeurs maximales sont exigées pour garder un bon contact entre les pièces assemblées, ce qui donne un meilleur état de frottement ainsi qu'une protection contre la corrosion.

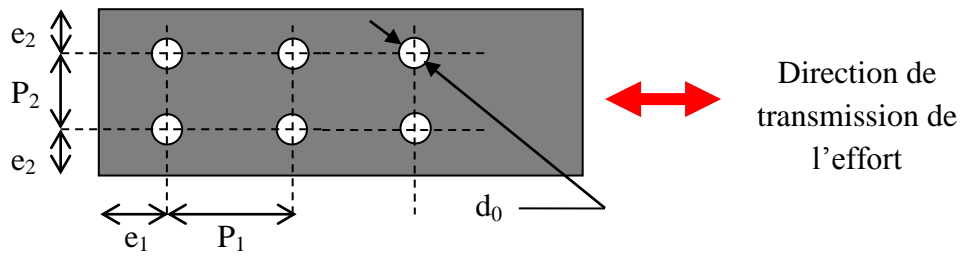


Figure I. 5– Pincés et entraxes minimales.

Avec :

Les Valeurs minimales

$$e_1 \geq 1.2 d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 d_0$$

$$P_1 \geq 2.2 d_0$$

$$P_2 \geq 3 d_0$$

d_0 : diamètre extérieur des trous d'assemblage

I.2.3 – Soudage

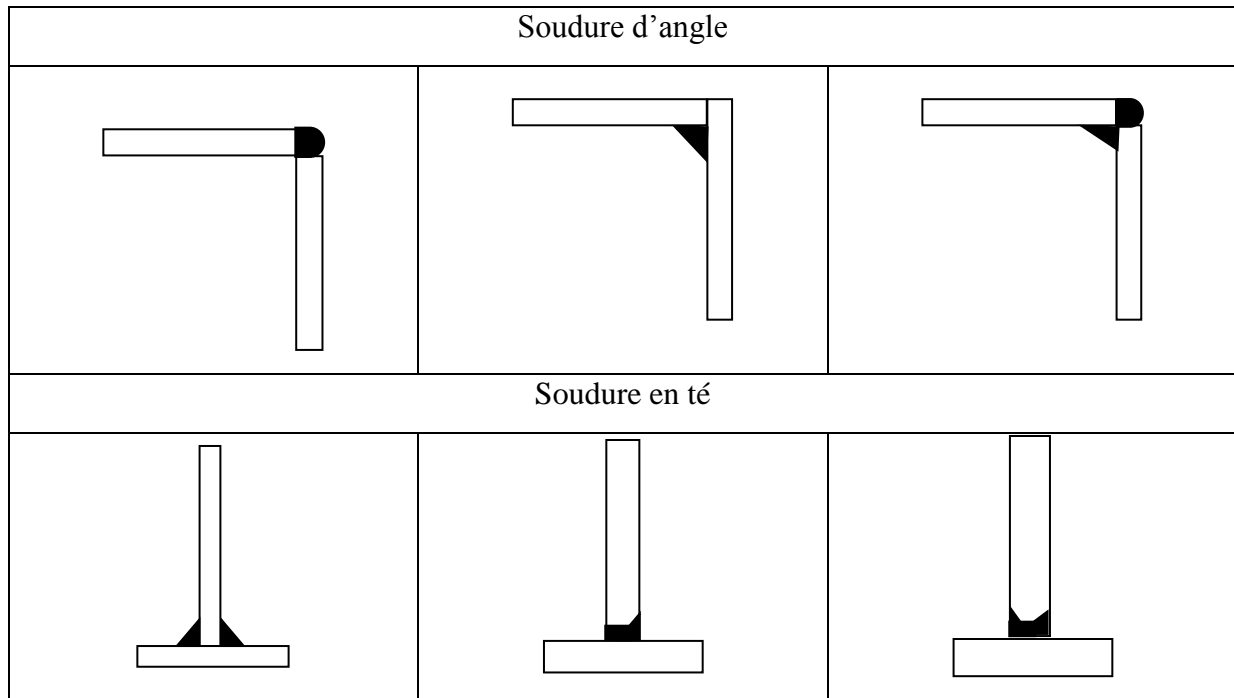
Le soudage est parmi les moyens les plus utilisés dans le monde de la construction métallique. Son principe consiste à fondre le métal d'apport en même temps que les pièces à assembler. Pour atteindre la température voulue, il existe trois méthodes : la flamme oxyacétylénique, la résistance par passage électrique et celle par arc électrique. Le soudage présente plusieurs avantages par rapport au boulonnage. Parmi ces avantages, on distingue la garantie de la continuité de la matière pour avoir une bonne diffusion des sollicitations, la facilitation de la mise en place des pièces secondaires (goussets, attaches, etc.). Cette méthode est moins gênante et plus esthétique que le boulonnage. Par contre, le soudage présente aussi des inconvénients : le métal de base doit être soudable, le contrôle de la soudure est obligatoire, il est coûteux et son exécution exige une main d'œuvre hautement qualifiée et un matériel particulier pour la soudure.

i – Disposition constructive

Il existe plusieurs types de soudure dans la construction métallique. On peut en citer quelques-unes : la soudure bout à bout, la soudure d'angle et la soudure en T (voir tableau I.5).

Tableau I. 5– Différentes formes de soudure dans un assemblage.

Soudure bout à bout		



I.3 –Types d'assemblage dans une structure métallique

Dans une structure métallique, on a plusieurs types d'assemblages. Ils sont classés selon leurs endroits qui se présentent comme suit (figure.I.6) :

1. Assemblage pied de poteau
2. Assemblage traverse-traverse
3. Assemblage poteau-poutre
4. Assemblage poutre-poutre
5. Assemblage poteau-poteau
6. Assemblage poteau-traverse

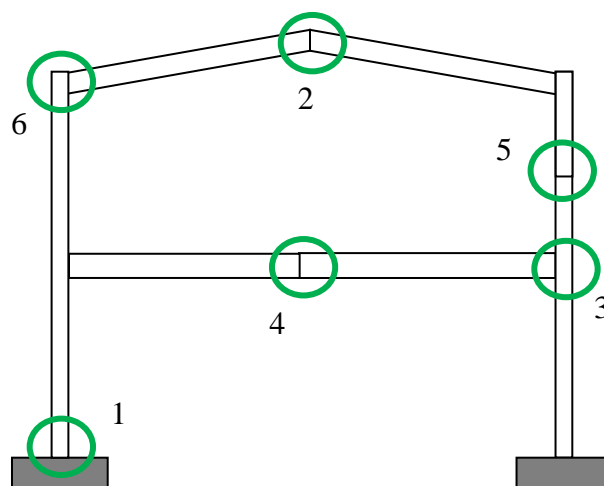
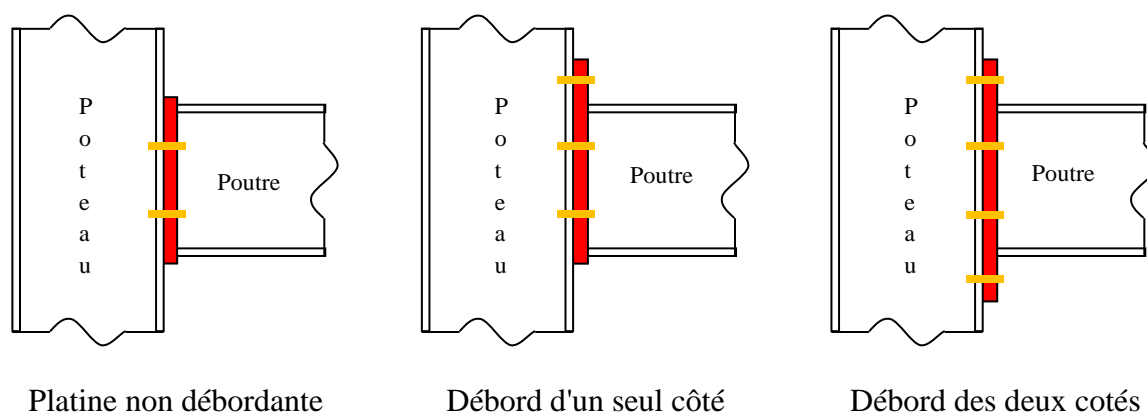


Figure I. 6– Emplacement des différents types d'assemblages dans une structure métallique.

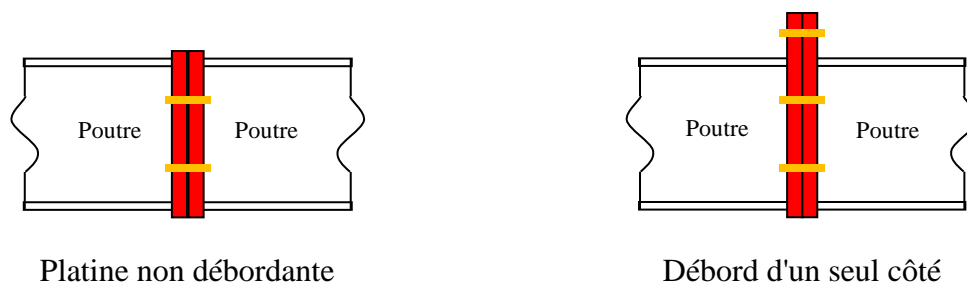
La [figure.1.6](#) représente les différents types d'assemblages dans une structure métallique. Les profilés utilisés pour les poteaux, poutres, traverses, sont généralement en I et H obtenus par laminage à chaud. Ils peuvent être sollicités soit par traction, compression, flexion simple, ou/et flexion composée. Chaque assemblage doit être dimensionné correctement pour transmettre les différentes sollicitations possibles qu'il peut subir.

i – Assemblage par platine d'about

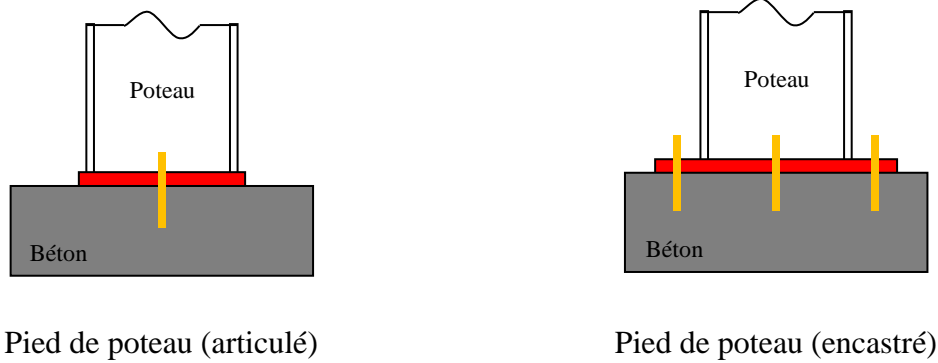
Ce type d'assemblage est couramment utilisé dans une structure métallique ([figure.I.7](#)). Il est réalisé grâce à une plaque d'about ([Meradboudia, 2022](#)) qu'on appelle aussi « platine de base » ou « d'assise » pour le cas des pieds de poteau. Cette plaque est fixée à l'aide des boulons ou d'une soudure. On distingue trois types en fonction du débord : une platine non débordante, débord d'un seul côté, débord de deux cotés ([figure.I.7-a](#)). Ce type d'assemblage est largement utilisé dans les assemblages poteau-poutre, de continuité ([figure.I.7-b](#)), ainsi que dans l'assemblage du pied de poteau ([figure.I.7-c](#)). Le pied de poteau est utilisé lorsqu'on veut relier la structure en acier à une base en béton. Le poteau est soudé à la plaque de base qui est boulonnée à la base du béton à l'aide des tiges d'ancrage. Le pied poteau peut être conçu comme articulé ou encasté. L'encastrement dépend de certains paramètres constructifs tels que le débord ou non de la plaque de base, le raidissage éventuel et la position des tiges d'ancrage.



(a) – Assemblage poteau-poutre.



(b) – Assemblage poutre-poutre.



(c) – Assemblage pied de poteau.

Figure I. 7– Assemblage par platine d'about/ de base.

I.4– Classification des assemblages

Dans la pratique, les assemblages dans une structure métallique sont classés en fonction de leur rigidité et de leur résistance. Un assemblage est généralement modélisé par des nœuds qui sont reliés entre eux par des barres. Les nœuds sont considérés comme articulés ou rigides.

i - Cas d'un assemblage articulé

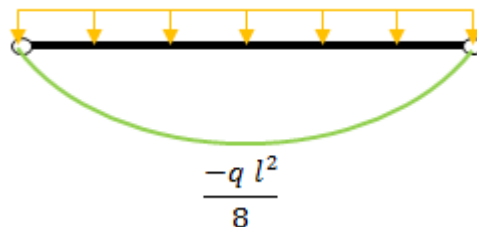
Un assemblage appelé « articulé » ne peut développer des moments qui peuvent être ajoutés défavorablement sur la structure. Les assemblages articulés doivent être capables de transmettre uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants à la fondation.

ii - Cas d'un assemblage rigide

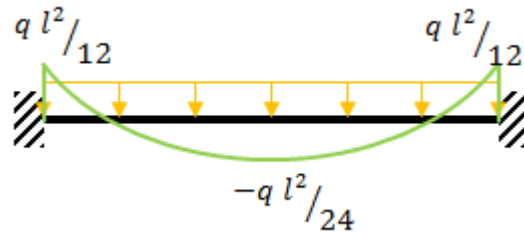
Un assemblage peut être considéré comme rigide s'il transmet tout type d'efforts (efforts normaux, tranchants) y compris le moment de flexion et empêchant toute rotation au niveau du nœud assemblé à la fondation.

iii - Cas d'un assemblage semi-rigide

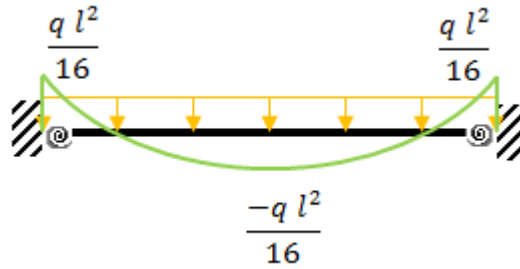
Dans la réalité, on ne peut pas réaliser une parfaite articulation ou un parfait encastrement, d'où la notion d'introduire le principe de la semi-rigidité dans les assemblages. Un assemblage semi-rigide doit être capable de transmettre un moment de flexion en tolérant une petite rotation du nœud, afin d'être plus proche de la réalité (Voir figure I.8).



(a) – Assemblage articulé



(b) - Assemblage rigide



(c) - Assemblage semi-rigide

Figure I. 8– Diagrammes de moment fléchissant pour divers modes de liaison.

La figure.I.9 représente la courbe moment-rotation pour les différentes liaisons d’assemblages. On suppose que l’analyse globale est effectuée dans le domaine élastique linéaire.

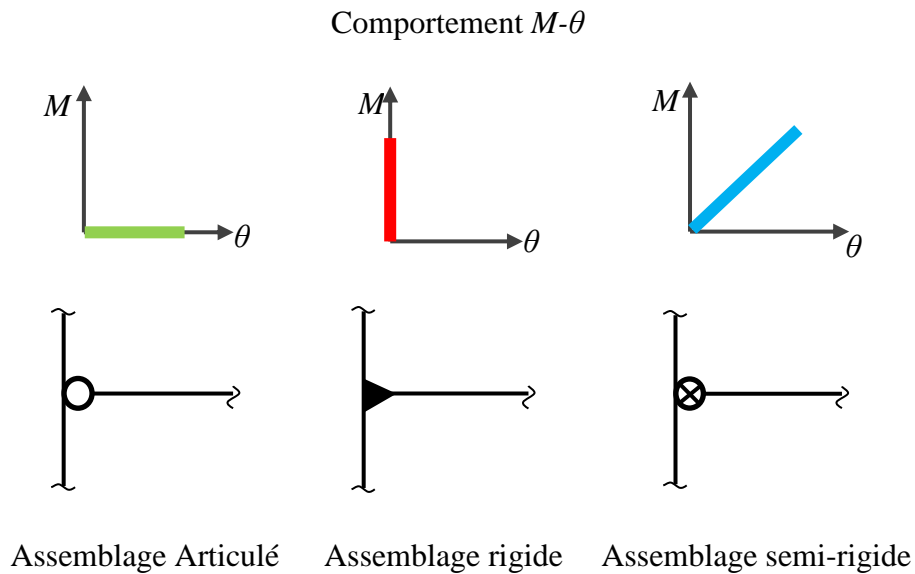


Figure I. 9–Modélisation d’assemblages (analyse élastique).

I.5 – Conception des pieds de poteaux

Les pieds des poteaux sont des éléments qui ont une importance stratégique dans une construction métallique. Ils ont le rôle de relier la construction métallique à sa fondation. La base du poteau est jointe à la plaque de base ou la platine de base à l'aide d'une soudure. La platine de base est boulonnée à la fondation en béton à l'aide des tiges d'ancrage (voir figure.I.10).

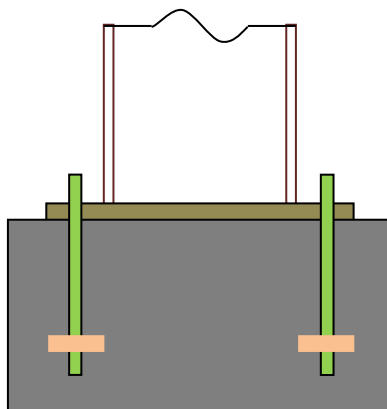


Figure I. 10– Assemblage pied de poteau

Le pied de poteau est donc composé de plusieurs éléments : la plaque de base ou plaque d'assise, le poteau lui-même, les tiges d'ancrage (Diaz, H, et al, 2020) qu'on peut voir sur la (figure I.11).

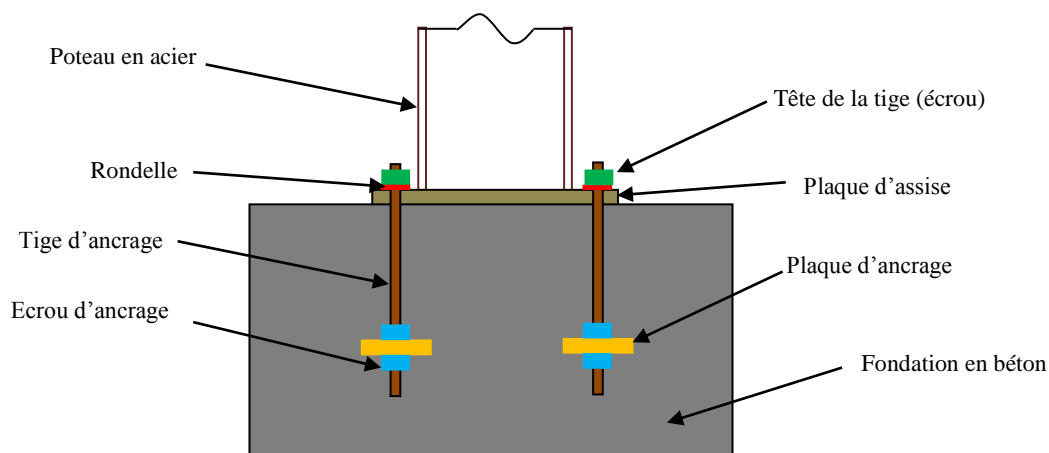


Figure I. 11– Les différents éléments d'un pied de poteau

La figure I.11 représente les différents éléments d'un pied de poteau. Celui-ci peut être rigidifié en ajoutant des raidisseurs soudés perpendiculairement à la plaque et au poteau, ainsi qu'une bêche d'ancrage soudée sur la plaque d'assise et ancrée dans le béton lorsqu'on est en présence d'un effort de cisaillement important.

I.5.1 – Plaque d'assise

La plaque d'assise est un élément important dans la composition du pied de poteau. C'est une tôle en acier soudée au poteau en acier. Son rôle fondamental est d'augmenter la surface de

contact entre le poteau en acier et le noyau en béton, ce qui diminuera la contrainte de compression. Ainsi elle évite l'écrasement du béton. Elle transmet aussi les efforts de traction aux tiges d'ancrage lorsque le poteau est en traction ou en flexion. Généralement la forme de la plaque d'assise est rectangulaire et sa dimension est déterminée par la méthode des composantes (EN 1993-1-8). Cette méthode prend en compte la surface effective pour attribuer les charges de compression à la fondation (noyau en béton). Le calcul de la surface de la plaque d'assise repose sur l'évaluation de la largeur effective C (voir figure.I.12).

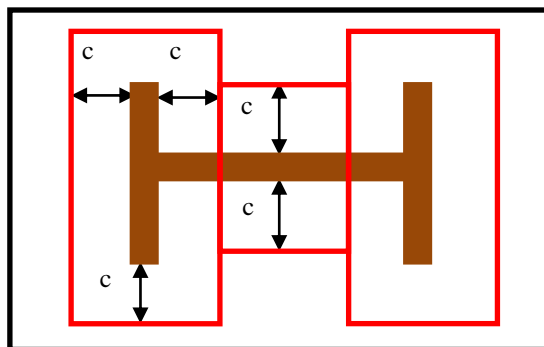


Figure I. 12– Représentation de la largeur C

La résistance de la plaque d'assise est proportionnelle à son épaisseur. Une plaque rigide ou une plaque épaisse signifie une plaque résistante, mais elle est en mesure de présenter un comportement non flexible dû à l'écrasement du béton ou à la rupture des tiges d'ancrage. Par contre, les plaques minces ou flexibles ont une aptitude à avoir un comportement ductile. Dans le cas des pieds des poteaux semi-rigides, la rupture peut se présenter dans la plaque d'assise ou les tiges d'ancrage.

I.5.2 – Bloc en béton

Le noyau en béton représente la fondation du pied de poteau dont la fonction est de transmettre les charges de la super structure au sol. Les dimensions du bloc en béton sont déterminées à partir des conditions particulières du sol. Le procédé de la conception du noyau en béton est basé sur le calcul de la surface effective sous la plaque d'assise donnée par l'EC3. La résistance de calcul f_{jd} du bloc de béton est déterminée à partir de la résistance du béton à la compression f_{cd} donné par la méthode des composantes (EN 1993-1-8).

I.5.3 – Les tiges d'ancrage

La tige d'ancrage est un élément très important dans la composition du pied de poteau. Son rôle principal est de maintenir droit et stable le poteau qui est soudé avec la platine de base et aussi de transférer les forces de traction à la fondation en béton. Ces forces peuvent se présenter sous la configuration d'une traction pure sur toutes les tiges de l'assemblage, ou d'une traction d'un côté de l'assemblage et une compression de l'autre côté, qui est provoquée par un moment de flexion (Falborski, T et al, 2020). (Voir figure.I.13).

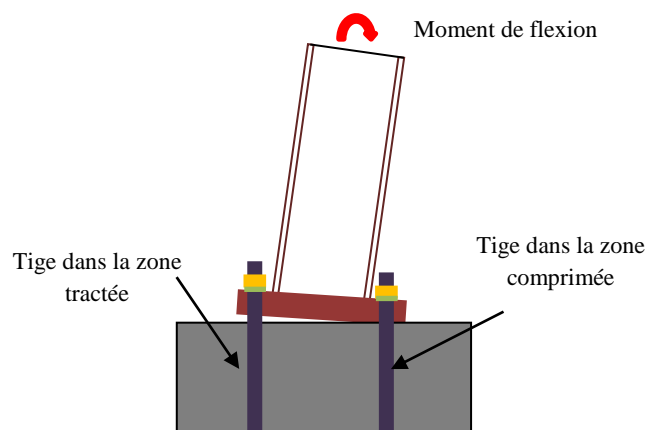


Figure I. 13– Comportement du pied de poteau sous un moment de flexion

Dans la pratique, il existe plusieurs types de tiges d'ancrage (voir figure.I.14). Ils nécessitent d'être conçus selon le cas étudié. Ces tiges sont installées pour anticiper tout décollement de la platine dû à une force de soulèvement ou un moment de flexion (Konstantinos Daniel Tsavdaridis et al, 2015). Selon la particularité des efforts, on peut concevoir des tiges d'ancrage droites, avec courbure ou bien avec plaque d'ancrage. Les plus utilisées sont les tiges coulées sur places avec plaque d'ancrage et celles avec courbure.

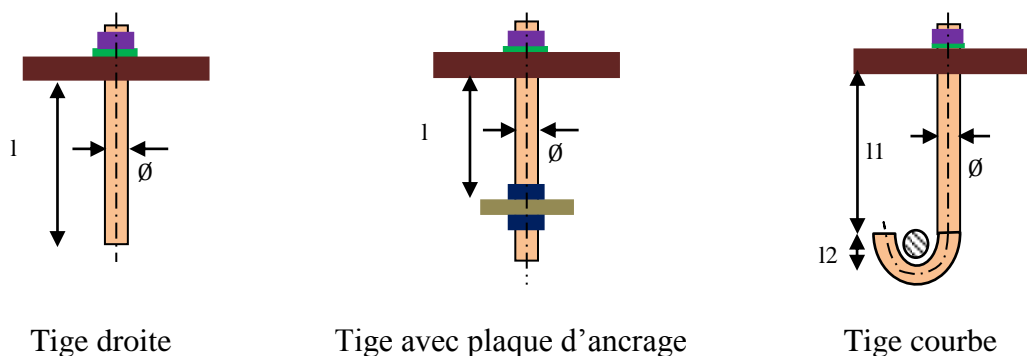


Figure I. 14– Les différentes tiges d'ancrage

Avec :

l : longueur d'ancrage

\emptyset : diamètre de la tige d'ancrage

Les tiges d'ancrage doivent éviter de reprendre les efforts de cisaillement pour assurer un bon comportement du pied de poteau. Pour cela, on doit prévoir une bêche. La partie droite de la tige reprend les efforts de traction par adhérence. Pour la partie courbe, elle reprend les efforts par frottement dû à la compression des tiges sur la fondation en béton. Pour les zones sismiques, la rupture du pied de poteau doit se faire dans la plaque de base, plutôt que dans les tiges d'ancrage car le mécanisme plastique dans la plaque de base assure un comportement ductile et une dissipation de l'énergie sismique (Wald, F et al., 2008).

I.5.4 – Bêche d'ancrage

Une bêche d'ancrage est un profilé de faible hauteur en I ou en H, soudée en dessous de la platine de base (Voir figure.I.15) et ancrée dans le massif en béton de la fondation. Son rôle est

d'assurer la reprise de l'effort tranchant en cas de frottement imparfait du pied de poteau, et probablement les moments de torsion d'encastrement.

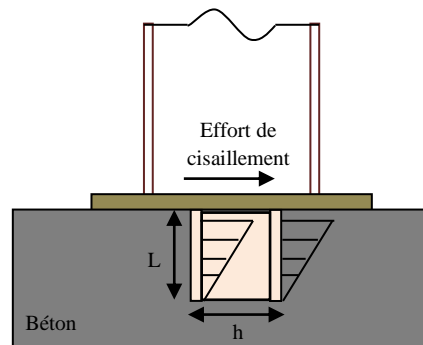


Figure I. 15– Pied de poteau avec une bêche d'ancrage

Avec :

h : hauteur du profilé constituant la bêche

L : profondeur de la bêche

Pour garantir une meilleure résistance de la bêche, l'EC3 exige une profondeur (L) comprise entre 6 cm et $1,5.h$.

Pour les efforts appliqués, on a en général une répartition triangulaire de la pression exercée par les ailes de la bêche sur le béton (Voir [figure.I.15](#)).

Les ailes de la bêche doivent montrer une bonne rigidité afin de garantir une bonne répartition de la pression sur le béton. L'EC3 exige que $b \leq 20.t_f$.

Avec :

b : largeur du profilé constituant la bêche

t_f : épaisseur de la semelle de la bêche

La vérification de la bêche doit se faire par rapport aux aspects suivants :

- Flexion à l'encastrement sous la platine
- Soudure de la bêche avec la platine
- La résistance au cisaillement dû à l'effort tranchant

I.5.4 – Couche de mortier

Pour mieux répartir les efforts de cisaillement du poteau au niveau de la fondation en béton par frottement, un mortier de calage est utilisé, et qui est en constant contact avec la platine d'assise et la fondation en béton, ([Lee et al, 2008](#)).

I.6 – Classification des assemblages selon l'EC3

La classification des assemblages repose sur des critères tels que la rigidité, la résistance, et la capacité de rotation. Les détails de cette classification sont présentés ci-dessous.

I.6.1 – Classification par la rigidité

La norme EN 1993-1-8 donne des règles pour la détermination de la rigidité des assemblages qu'elles que soit les différents assemblages : poutre-poteau, poutre-poutre et pieds de poteaux. La rigidité est déterminée par une relation entre la rigidité initiale de l'assemblage ($S_{j,ini} = M/\phi$, qui correspond au 2/3 du moment résistant flexionnel et de la rigidité flexionnelle du poteau ($E_c L_c / I_c$). On utilise cette condition pour classer un assemblage par comparaison de sa rigidité initiale avec celles décrivant les frontières entre les trois zones de classification (voir figure I.16) (EN 1993-1-8).

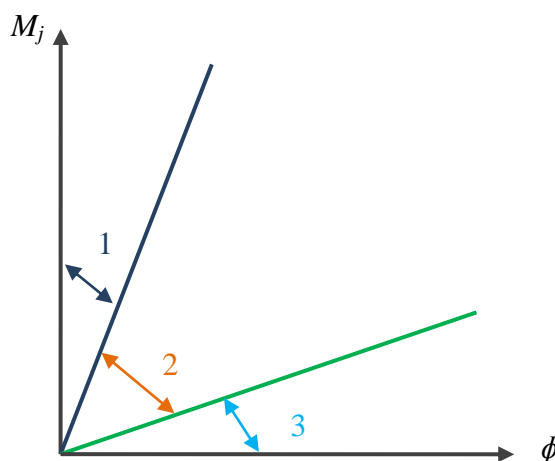


Figure I. 16– Zone de rigidité

Avec :

Zone 1 : Assemblage rigide

Zone 2 : Assemblage semi-Rigide

Zone 3 : Assemblage Articulé

La limite de classification entre les assemblages rigides et semi-rigide (NF EN 1993-1-8) distingue deux situations :

- assemblage dans une ossature contreventée (pour laquelle le système de contreventement réduit le déplacement horizontal d'au moins 80% selon l'ENV 1993-1-1).
- assemblage dans une ossature non contreventée.

La limite de classification pour les pieds de poteaux « rigides/semi-rigides/articulés » est défini comme suit :

Ossature contreventées :

Un assemblage est considéré comme rigide :

$$\text{Si } \bar{\lambda}_0 \leq 0,5 ;$$

$$\text{Si } 0,5 < \bar{\lambda}_0 < 3,93 \quad \text{et} \quad S_{j,ini} \geq 7 \cdot (2 \cdot \bar{\lambda}_0 - 1) \cdot \frac{E I_c}{L_c} ;$$

$$\text{Si } \overline{\lambda}_0 \geq 3,93 \quad \text{et} \quad S_{j,\text{ini}} \geq 48 \cdot \frac{E I_c}{L_c};$$

Avec

$$\overline{\lambda}_0 : \text{Élancement du poteau } \left(= \frac{L_c}{i_c \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right)$$

L_c : Hauteur d'étage du poteau

I_c : Inertie du poteau selon l'axe de flexion

i_c : Rayon de giration du poteau selon l'axe de flexion

E : module de Young de l'acier constituant le poteau

On constate que presque tous les assemblages du pied du poteau des bâtiments courants réalisés avec une charpente « contreventée » entrent dans la classification « rigide » (CTICM guide EC3).

Ossature non contreventées :

Un assemblage est considéré comme rigide :

$$\text{Si } S_{j,\text{ini}} \geq 30 \cdot \frac{E I_c}{L_c}$$

Pour les ossatures non contreventées, les critères à respecter sont logiquement plus sévères que ceux pour les ossatures contreventées à cause de leur plus grande sensibilité aux effets du second ordre (CTICM guide EC3).

Selon la NF EN 1993-1-8, un assemblage peut être considéré comme articulé si :

$$S_{j,\text{ini}} \leq \frac{0,5 E I_c}{L_c}$$

I.6.2 – Classification par résistance

Un assemblage peut être classé comme à résistance complète, nominalement articulé ou à résistance partielle en comparant son moment résistant $M_{j,Rd}$ avec les moments résistants des barres attachées. L'EC3 (NF EN 1993-1-8) définit les limitations suivantes (figure. I.17) :

-Assemblage nominalement articulés

Un assemblage peut être classé comme étant articulé si son moment résistant $M_{j,Rd}$ n'excède pas 0.25 fois le moment résistant exigé pour un assemblage à résistance complète, à condition qu'il possède également une capacité de rotation suffisante.

-Assemblage à pleine résistance

Un assemblage à résistance complète détient une résistance plus élevée que la résistance des éléments structuraux assemblés qui sont : poutre et poteau.

-Assemblage à résistance partielle

Un assemblage à résistance partielle représente le résultat intermédiaire entre les deux autres assemblages (articulé et résistance complète).

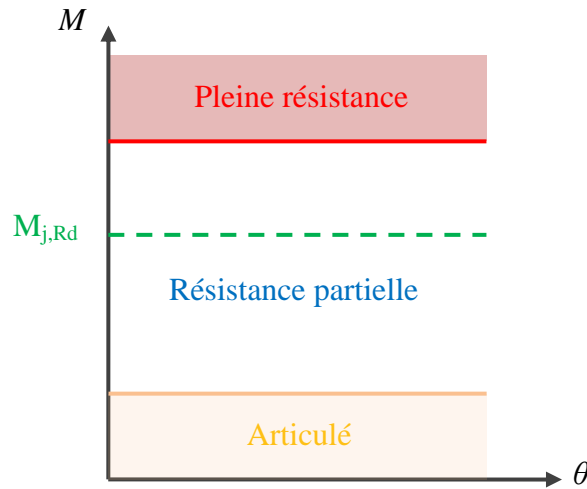


Figure I. 17– Limites de classification des assemblages par résistance.

I.6.3 – Classification par capacité de rotation

Les assemblages peuvent être classés selon la capacité de rotation d'après l'approche de l'EC3. La classification des assemblages par leur capacité de rotation reste toujours dans un domaine indéterminé. De plus, l'EC3 ne propose aucune limite en termes de capacité de rotation. L'avantage utile d'une telle classification est de vérifier la plasticité entre la poutre ou le poteau et l'assemblage afin d'empêcher une ruine fragile précoce d'un côté et, de l'autre côté, de vérifier si une analyse globale plastique peut être réalisée pour atteindre un mécanisme de ruine plastique; c'est-à-dire formation des rotules plastiques dans l'assemblage. Selon la littérature, Gomes, et al., (1998), Jaspard, (2000), (Da Silva, et al., (2002) ont classifié les assemblages par leur capacité de rotation relativement à celle de la poutre selon trois classes suivantes: ductile, semi-ductile et fragile (figure. I.18).

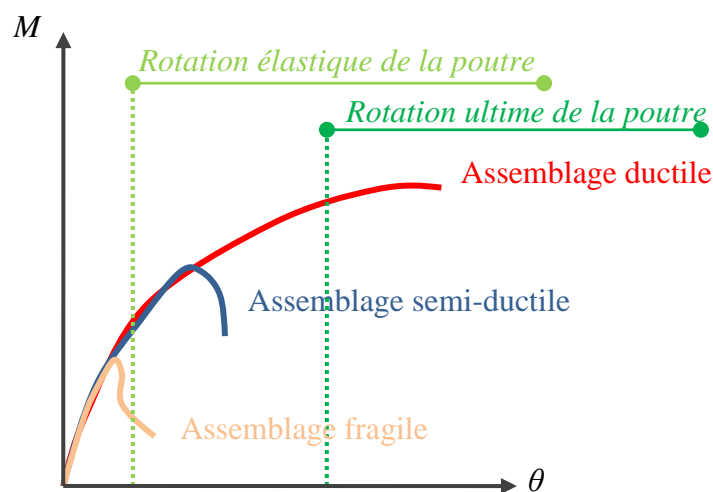


Figure I. 18– Bornes de classification par capacité de rotation

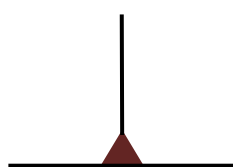
I.7 – Modélisation analyse globale

I.7.1 – Analyse globale

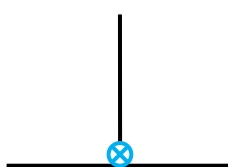
Le comportement des assemblages influe sur le comportement de la structure et doit donc faire l'objet d'une modélisation. L'EC3 (NF EN 1993-1-8) classe les assemblages en trois catégories : continues, semi-continues et articulées (voir figure I.19). Ces classifications résultent de la combinaison de la rigidité et de la résistance, comme présenté dans le tableau (tableau I.6).

Tableau I. 6– Définition de l'assemblage dans une analyse globale.

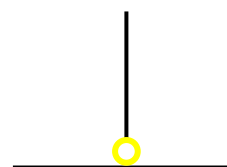
		Résistance		
		Pleine résistance	Résistance partielle	Articulé
Rigidité	Rigide	Continu	Semi-continu	-
	Semi-rigide	Semi-continu	Semi-continu	-
	Articulé	-	-	Articulé



(a) – assemblage continu



(b) – assemblage semi-continu



(c) – assemblage articulé

Figure I. 19– Modélisation d'un assemblage de pied de poteau dans une analyse globale

L'analyse globale élastique de la structure tient compte des caractéristiques de la rigidité initiale ($S_{j,ini}$) dans la modélisation des assemblages. Pour le cas de l'analyse rigide-plastique, seule la caractéristique de la résistance ($M_{j,Rd}$) est prise en compte. Dans le cas contraire, il s'agit de tenir compte des deux caractéristiques : la rigidité et la résistance pour la détermination d'un assemblage adéquat, voir le tableau ci-dessous (tableau I.7).

Tableau I. 7– Types d'analyse globale de la structure.

		Type d'analyse		
		Elastique	Elasto-plastique	Rigide-plastique
Modélisation	Continue	Rigide	Rigide / Pleine résistance	Pleine résistance
	Semi-continu	Semi-rigide	Rigide / Résistance partielle Semi-rigide / Résistance partielle Semi-rigide / Pleine résistance	Résistance partielle
	Articulé	Articulé	Articulé	Articulé

Les assemblages articulés et rigides représentent des simplifications conventionnelles conduisant à des calculs fondamentaux, bien que la réalité soit souvent située quelque part entre ces deux extrêmes (articulé et rigide). Afin d'obtenir une analyse élasto-plastique globale de la structure, l'assemblage est modélisé à l'aide de ressorts définis par une raideur, telle que préconisée par L'EC3 (NF EN 1993-1-8).

I.7.2 – Loi de comportement

La courbe moment-rotation ($M-\theta$) des assemblages est fréquemment représentée à l'aide d'une courbe non-linéaire (figure I.20). Elle est déterminée à l'aide des essais expérimentaux ou par un modèle numérique. L'EC3 (NF EN 1993-1-8) définit les courbes moment-rotation des assemblages idéalisés par des modèles tri-linéaires, bilinéaires ou linéaires. Le choix d'une idéalisation est lié à la méthode d'analyse utilisée. (Voir figure. I.21).

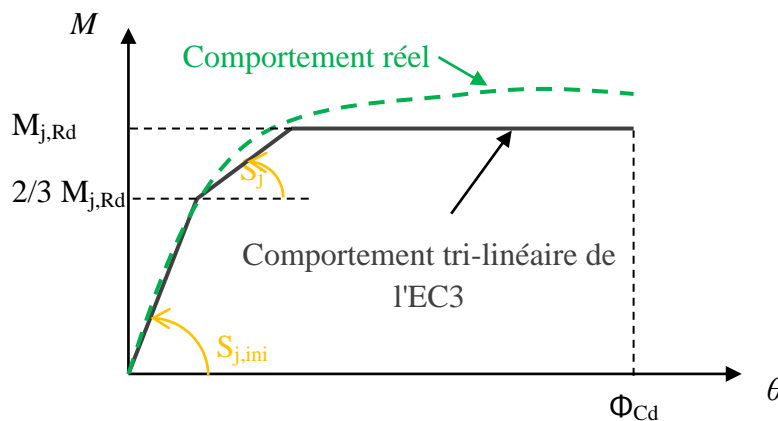


Figure I. 20– Loi de comportement moment-rotation ($M-\theta$).

Avec :

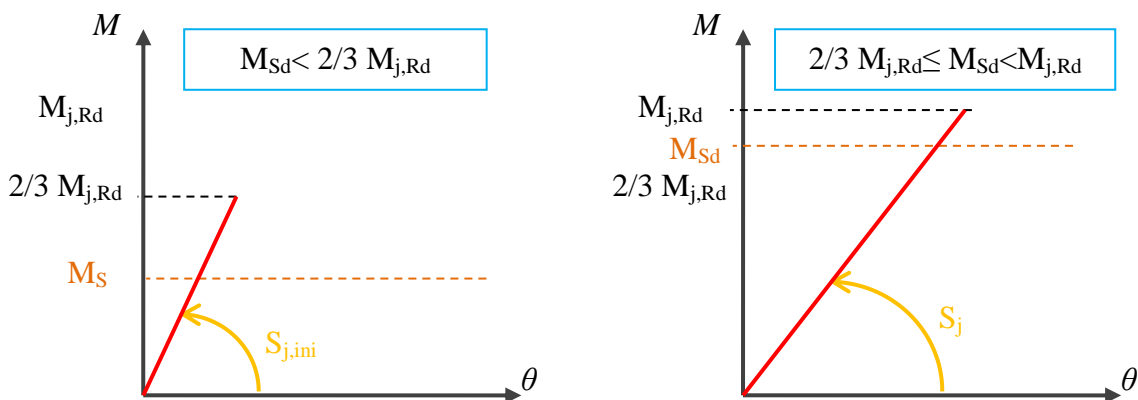
$S_{j,ini}$: Rigidité initiale de l'assemblage (pente élastique) ;

S_j : Rigidité sécante de l'assemblage ;

$M_{j,Rd}$: Moment résistant plastique de l'assemblage ;

$2/3 M_{j,Rd}$: Moment élastique de l'assemblage ;

Φ_{Cd} : Capacité de rotation de l'assemblage.



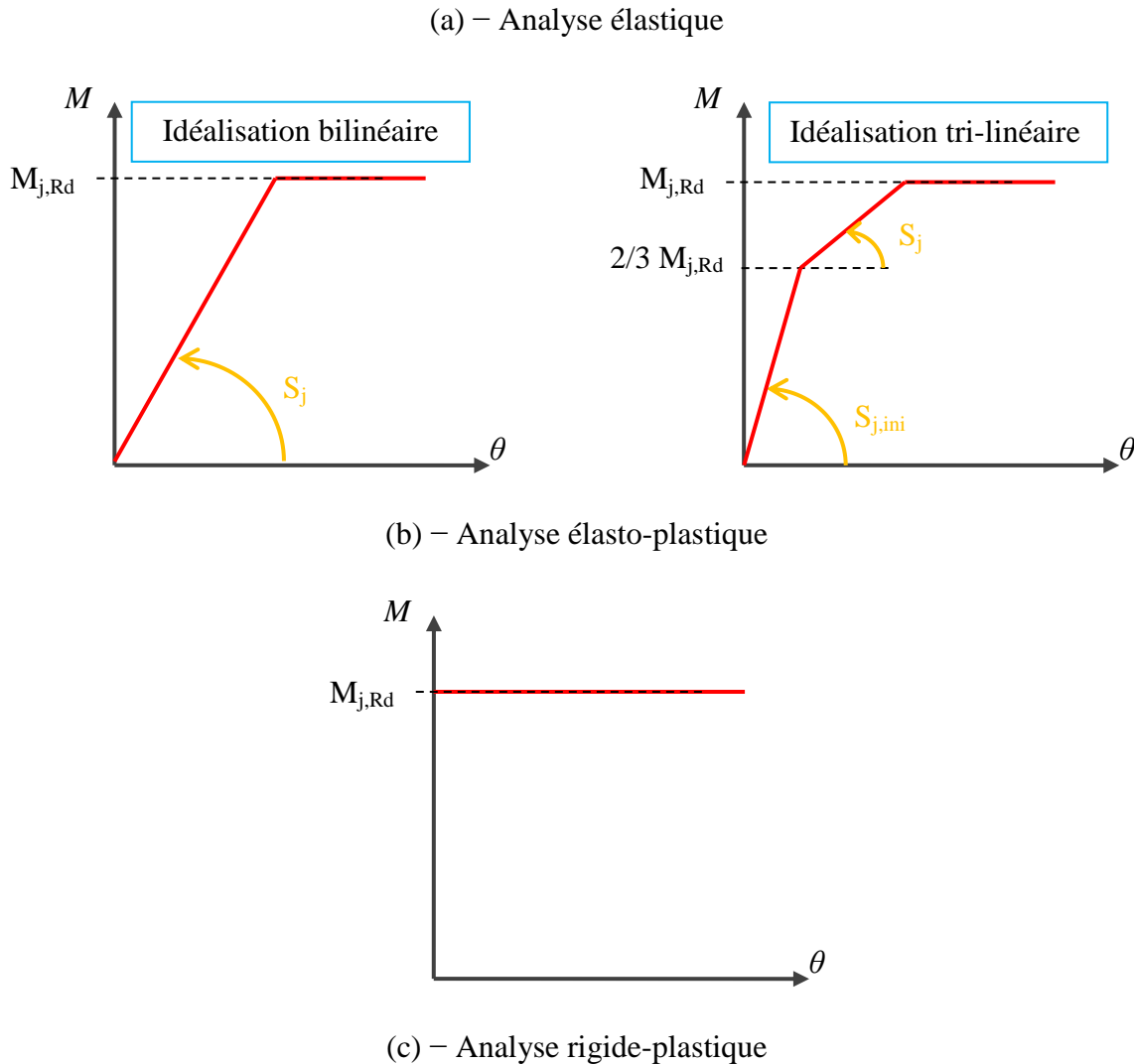


Figure I. 21– Idéalisations des courbes $M-\theta$ selon le type d'analyse.

I.8 – Renforcement des assemblages

Dans les assemblages courant poteau-poutre ou poutre-poutre, l'EC3 propose plusieurs solutions de renforcement, soit par raidisseurs, par jarret ou avec plaque. Par contre, dans les assemblages des pieds des poteaux, l'EC3 ne donne pas de solution ou aucune recommandation pour un renforcement par un quelconque type de raidisseur.

Le travail de cette thèse tente d'aborder ce problème et c'est dans cette optique qu'il sera présenté en détail dans le dernier chapitre (voir [figure I.22](#)).

La [figure \(a\)-I.22](#) illustre un renforcement par un raidisseur rectangulaire dans la zone tendue de l'assemblage du pied de poteau soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression. La [figure \(b\)-I.22](#) montre un renforcement par un raidisseur rectangulaire dans la zone comprimée de l'assemblage du pied de poteau soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression. Enfin, la [figure \(c\)-I.22](#) dépeint un renforcement par des raidisseurs rectangulaires à la fois dans la zone comprimée et dans la zone tendue de l'assemblage du pied de poteau, soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression.

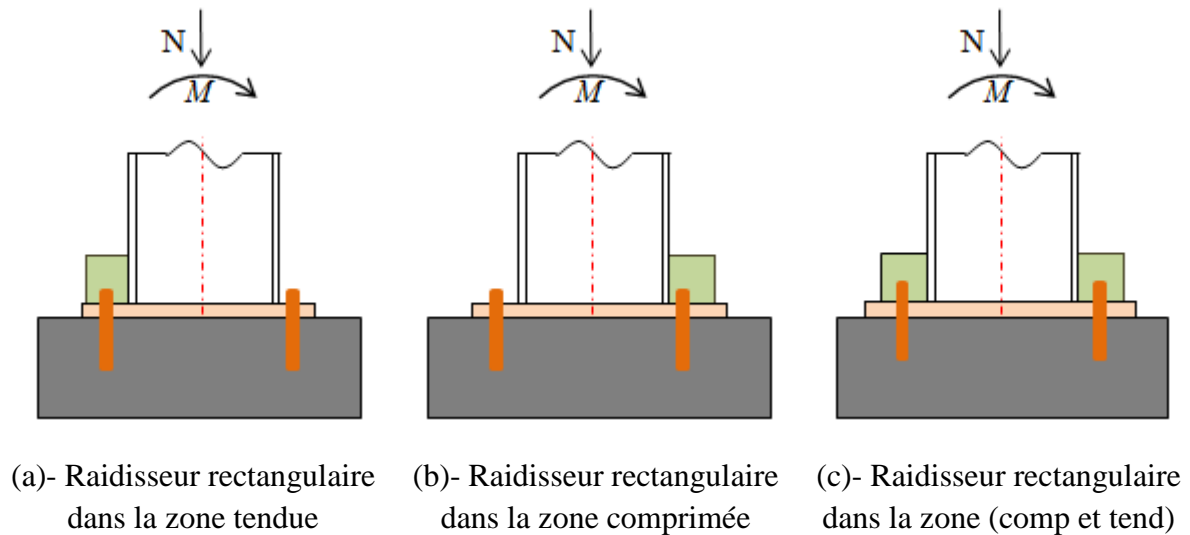


Figure I. 22– Renforcement par raidisseurs rectangulaire pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.

La figure.I.23 représente un renforcement par un raidisseur de type polygonale dans les différentes zones (comprimée, tendue) de l’assemblage de pied de poteau.

La figure (a)-I.23 présente un renforcement au moyen d'un raidisseur polygonal dans la zone tendue de l'assemblage du pied de poteau soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression. La figure (b)-I.23 expose un renforcement par un raidisseur polygonal dans la zone comprimée de l'assemblage du pied de poteau, également soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression. Quant à la figure (c)-I.23, elle illustre un renforcement effectué à l'aide de raidisseurs polygonaux à la fois dans la zone comprimée et dans la zone tendue de l'assemblage du pied de poteau, toujours soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression.

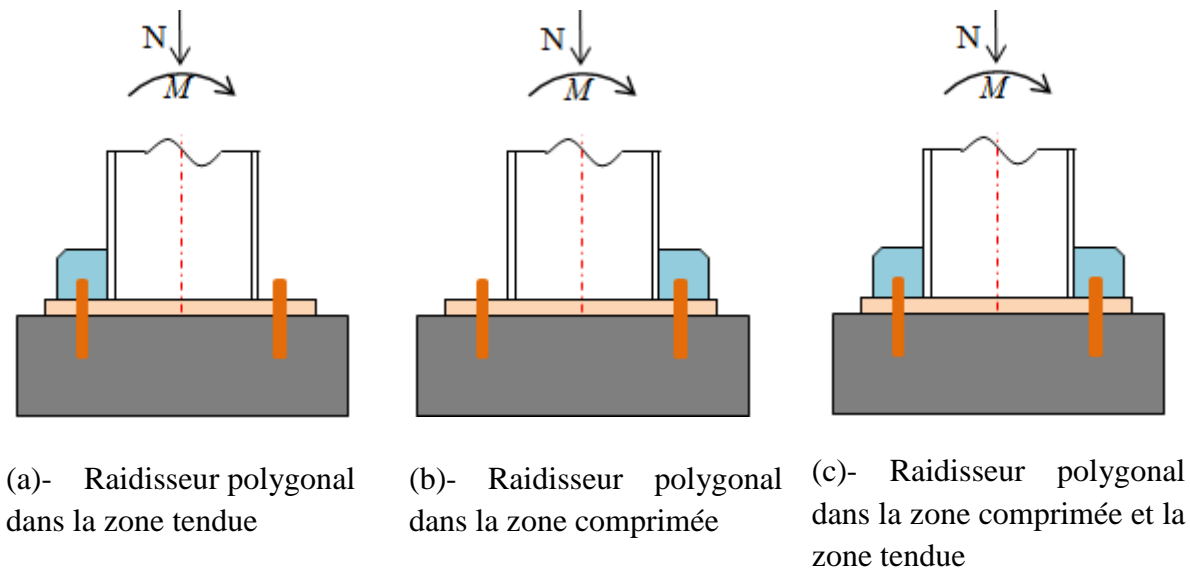
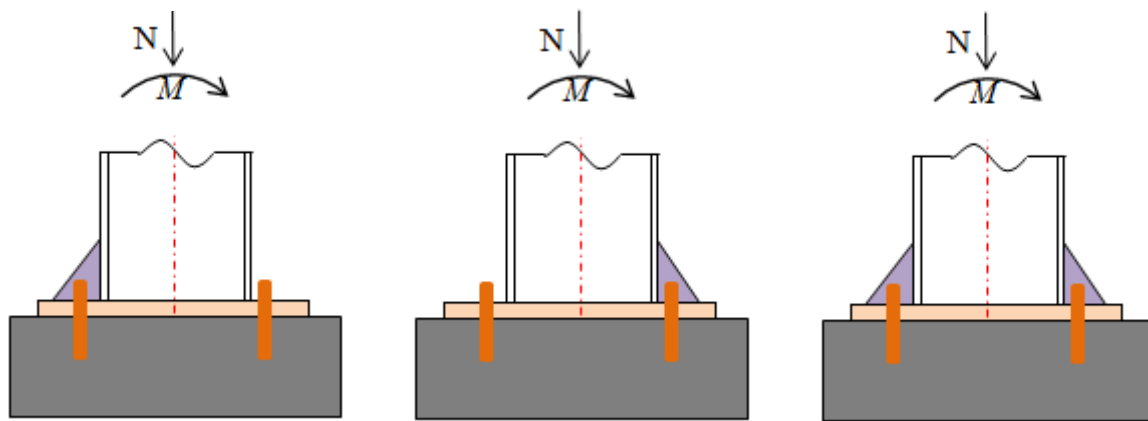


Figure I. 23– Renforcement par raidisseur polygonal pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.

La [figure.I.24](#) illustre un renforcement au moyen d'un raidisseur de type triangulaire dans les différentes zones (comprimée, tendue) de l'assemblage du pied de poteau. La [figure \(a\)-I.24](#) représente un renforcement par un raidisseur triangulaire dans la zone tendue de l'assemblage du pied de poteau, soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression. La [figure \(b\)-I.24](#) présente un renforcement par un raidisseur triangulaire dans la zone comprimée de l'assemblage du pied de poteau, également soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression. Enfin, la [figure \(c\)-I.24](#) dépeint un renforcement par des raidisseurs triangulaires à la fois dans la zone comprimée et dans la zone tendue de l'assemblage du pied de poteau, soumis à un moment de flexion et un effort normal de compression.



(a)- Raidisseur triangulaire dans la zone tendue

(b)- Raidisseur triangulaire dans la zone comprimée

(c)- Raidisseur triangulaire dans la zone comprimée et la zone tendue

Figure I. 24– Renforcement par raidisseurs triangulaires pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.

La [figure. I.25](#) représente un renforcement par raidisseurs triangulaires dans les deux sens de l'assemblage du pied de poteau ; c'est-à-dire perpendiculaire à l'âme du poteau et perpendiculaire à la semelle du poteau. Ce type d'assemblage est utilisé lorsqu'on veut plus de rigidité dans l'assemblage du pied de poteau.

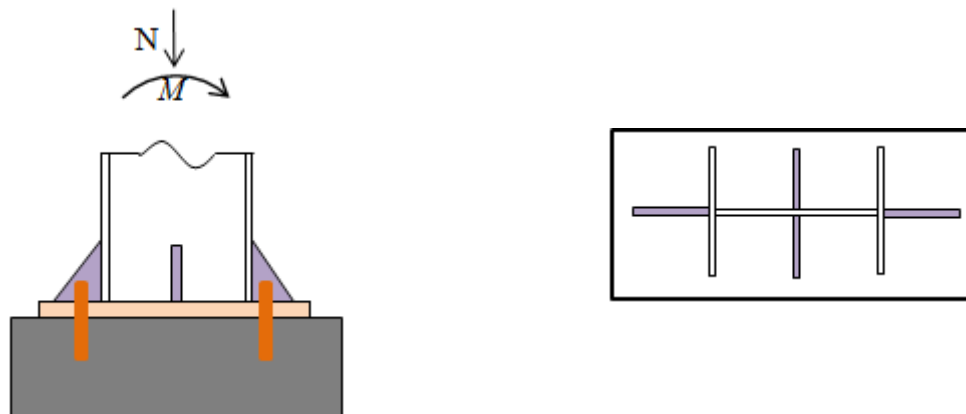


Figure I. 25– Renforcement par raidisseurs triangulaires (dans les deux sens) pour un assemblage de pied de poteau soumis à un effort normal et un moment de flexion.

I.9 – Conclusions

Ce chapitre présente une classification générale des assemblages métalliques aperçus dans la pratique. En premier lieu, il a été présenté les moyens de fixation existants (rivets, boulons et soudures) dans le monde de la construction. Après, les différents types d'assemblages dans une charpente métallique, ci-après énumérés : assemblages poutre-poteau, assemblages poutres-poutres, assemblages de continuité de poteaux et assemblages pieds des poteaux. Ces différents aspects ont été abordés en détail, et aussi, par la suite, leur classification portant sur le mode constructif.

En général, pour modéliser les assemblages métalliques en ingénierie, on doit les représenter soit par des nœuds rigides soit par des nœuds articulés. L'idée de la semi-rigidité d'un assemblage, proche de la réalité, a été introduite récemment. Elle permet de mettre en évidence le véritable comportement qui se distingue entre celui entièrement rigide et celui entièrement articulé. Par la suite, le mode constructif d'un assemblage de pied de poteau a été présenté avec une démonstration détaillée de chaque composante du pied de poteau, sujet sur lequel nous avons fait l'objectif principal de cette thèse. Une classification des assemblages selon l'EC3 est présentée aussi avec le comportement mécanique qui réunit les classes de rigidité, de résistance et de ductilité. La classification des assemblages dépend de la rigidité, de la résistance et de la capacité de rotation. Les assemblages peuvent être définis comme rigides, semi-rigides ou articulés suivant la rigidité, à pleine résistance ou à résistance partielle et selon le moment résistant. Concernant l'assemblage ductile, semi-ductile ou fragile, leur classification dépend de la capacité de rotation de ce dernier qui est en général non pris en compte par l'ingénieur dans sa conception.

Le comportement mécanique d'un assemblage s'interprète par une relation moment-rotation ainsi que du type d'analyse globale adoptée (élastique, élasto-plastique ou rigide-plastique). Le choix du type d'analyse est conditionné par les types de liaisons qui sont : continues, semi-continues, articulée

Finalement, les différents moyens de renforcement des assemblages du pied de poteau ont été exposés, avec les différents types de raidisseurs (triangulaire, polygonal, rectangulaire) et leurs positions éventuelles dans l'assemblage des pieds des poteaux.

Chapitre II : Approche analytique des assemblages des pieds des poteaux en acier

II.1 – Introduction

Dans ce chapitre, une vision complète de l'approche analytique des assemblages des pieds des poteaux sera présentée. Celle-ci se pose principalement sur le modèle mécanique de l'EC3 (NF EN 1993-1-8), appelée méthode des composants ou méthode des composantes. Cette méthode est la plus utilisée pour analyser les assemblages en acier (Meradboudia, et al, 2019) et mixte acier-béton. Les éléments constituant un assemblage de pied de poteau sont : poteau métallique, platine de base, tiges d'ancrages, béton/scellement, qui participent à la résistance de l'assemblage du pied de poteau. L'Eurocode 3 présente un assemblage comme formé d'un ensemble d'éléments simples, appelés composants. Ces composants, une fois réunis entre eux, assurent le comportement global de l'assemblage (résistance axiale, résistance en flexion, rigidité en flexion). La méthode des composantes considère l'assemblage comme un ensemble de composantes modélisées par des ressorts, chaque ressort tient sa propre loi de comportement et se définit par une résistance et une raideur. L'association des ressorts mène à évaluer les caractéristiques mécaniques (résistance et rigidité) de l'assemblage et à étudier également ses modes de ruines. Cette méthode donne la distribution des efforts internes entre les différents composants et permet d'obtenir les deux caractéristiques essentielles d'un assemblage soumis à un moment seul qui sont sa résistance de calcul et sa rigidité en flexion. Pour l'assemblage du pied de poteau, elle permet de déterminer des valeurs de résistance pour un couple effort axial/moment de flexion agissant en concomitance, ainsi que la rigidité en flexion de l'assemblage en tenant compte de la présence d'un effort axial (CTCIM Guides Eurocode Assemblage des pieds de poteaux en acier, 2010). La méthode des composantes est convenablement traditionnelle, elle accepte d'envelopper le calcul des différentes configurations géométriques des assemblages. Néanmoins, des insuffisances peuvent être relevées et intéressant l'ajout des raidisseurs au niveau des débords de platine de base présents en zone tendue ou/et en zone comprimée de l'assemblage du pied de poteau ainsi que l'effet de la précontrainte des tiges d'ancrage.

II. 2 – Préambule de la méthode des composantes

La méthode des composants examine tout assemblage en tant qu'ensemble de composants élémentaires individuels. Appliquer la méthode des composants à un assemblage implique la nécessité de suivre les étapes suivantes :

- Identification des composants constitutifs de l'assemblage.
- Evaluation des caractéristiques de résistance et de rigidité de chaque composant
- L'assemblage des composantes est effectué en vue d'obtenir la résistance et la rigidité globales de l'ensemble, agissant ainsi comme l'union des ressorts

et ce, dans la Supposition qu'on a par exemple un assemblage de pied de poteau soumis à une flexion composée (un moment de flexion M dominant et d'un effort normal N) qui donne une semelle du poteau en traction et l'autre en compression (figure.II.1).

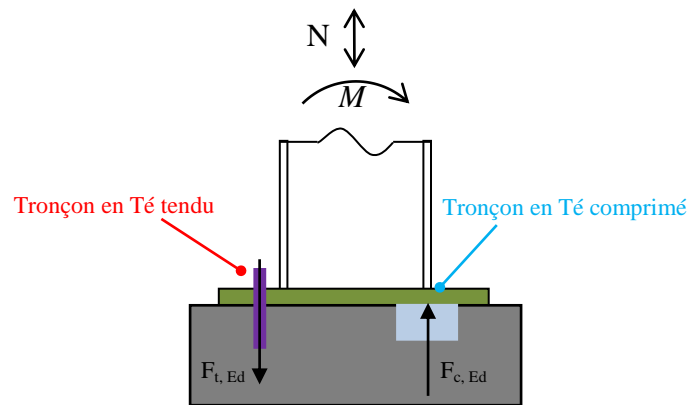


Figure II. 1– Tronçons en Té d'un pied de poteau soumis à une combinaison d'efforts M-N avec un moment dominant.

Avec :

$F_{t,Ed}$: effort de traction sollicitant

$F_{c,Ed}$: effort de compression sollicitant

Sur la [figure.II.1](#), le tronçon en Té tendu est composé des composants qui sont comme suit : une partie de la platine de base est en flexion, les tiges d'ancrage en traction et l'aile ou la semelle du poteau en traction.

Par la suite, on a le tronçon en Té comprimé qui est composé par une partie de la platine de base en compression et l'aile du poteau en compression.

On constate que la contribution de l'âme du poteau dans le tronçon en té comprimé est discrète pour un assemblage soumis à un moment dominant, par contre la contribution est significative lorsque l'effort de compression est dominant.

II.2.1 – Introduction au comportement d'un tronçon en T tendu

Pour l'estimation des propriétés de résistance et de rigidité d'une rangée des tiges d'ancrage travaillant avec la platine de base en flexion, l'EC3 ([NF EN 1993-1-8](#)) spécifie l'ensemble des composants (tige d'ancrage en traction, platine de base en flexion et semelle du poteau en traction) de la rangée en un seul élément nommé tronçon en té équivalent tendu. Ainsi est remplacée la zone tendue de la platine de base par un tronçon en té équivalent ([figure.II.2](#)) de longueur efficace l_{eff} .

Avec :

$F_{T,Rd}$: résistance de calcul en traction du côté tendu de l'assemblage.

l_{eff} : longueur efficace du tronçon en té tendu.

b_{eff} : largeur efficace du tronçon en té équivalent tendu.

m : distance transversale entre le trou de la tige dans la platine d'extrémité et la position de la rotule plastique à côté de l'élément tendu (soit l'âme ou semelle du poteau).

e : pince entre le centre du trou de la tige d'ancrage et le bord de la platine d'extrémité.

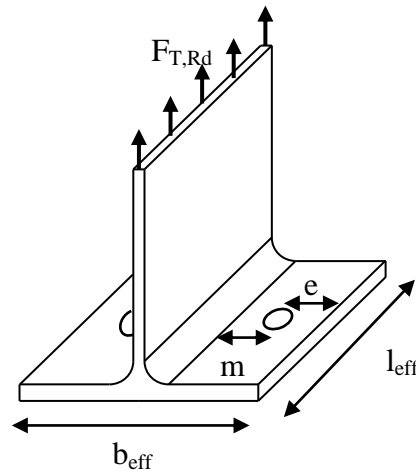


Figure II. 2 – Tronçons en té tendu d'un pied de poteau

Pour le calcul des résistances des rangées en traction qui correspondent à des tronçons en té tendus équivalents, on doit suivre les étapes suivantes :

- ✓ Distinguer la modélisation de la zone tendue à adopter.
- ✓ Spécifier les modes de ruine à examiner.
- ✓ Calculer la longueur du tronçon en té avec chaque rangée en traction.
- ✓ Déterminer les résistances de calcul des rangées.

Première partie : choisir la modélisation des parties tendues du tronçon en té équivalents

Prenons un exemple d'un pied de poteau encasté à quatre tiges d'ancrage, le débord de la platine d'extrémité du côté tendu est modélisé comme une semelle de tronçon en té tendu (figure.II.3). La résistance de calcul $F_{T,Rd}$ est appliquée au centre de gravité des deux tiges placées du côté tendu de l'assemblage du pied de poteau. Le principe est identique pour une configuration nommée articulée à deux tiges d'ancrage placées entre les semelles du poteau.

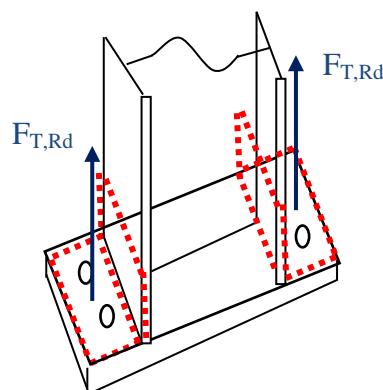


Figure II. 3– Situation des tronçons en té tendu dans l'assemblage du pied de poteau avec quatre tiges d'ancrage

Deuxième partie : identification des modes de ruine du tronçon en té tendu

Selon l'EC3, lorsqu'un tronçon en té est soumis à un effort de traction, sa déformation est liée d'une part au comportement des tiges d'ancrage sollicitées en traction et, d'autre part, à l'état de déformation de la platine de base en flexion. Les modes de ruines, déterminés selon l'EC3 résultent du rapport des résistances de la platine de base du tronçon en flexion et des tiges d'ancrage en traction (figure II.4). Pour les assemblages en acier, (NF EN 1993-1-8) stipule que pour un tronçon en té tendu, les trois modes principaux de ruine sont les modes 1,2 et 3. Il est requis d'ajouter un autre mode enveloppant la plastification de l'âme du té tendu, appelé le mode 4. Pour spécifiquement les assemblages de pieds de poteaux, un autre mode est ajouté. Il s'agit du mode 1-2 qui correspond à une ruine précoce de la platine en flexion due à l'allongement des tiges d'ancrage, ce qui entraîne une perte de contact entre les bords de la platine et le béton. On définit, dans ce qui suit, les différents modes de ruine.

i – Mode 1: nommé pareillement « mécanisme complet » ; il est formé par la plastification en flexion de la platine d'extrémité le long des lignes (rotules plastique) avant que la ruine des tiges d'ancrage ne soit aboutie. Les rotules plastiques se développent au niveau de l'axe des rangées des tiges d'ancrage et au début des congés de raccordement (distance 'm' à partir de l'axe des tiges d'ancrage) (figure II.4-a). L'effort de levier est présent dans ce mode que nous allons aborder par la suite.

ii – Mode 2: nommé aussi « mécanisme partiel », il est accompagné d'une rupture des tiges d'ancrage alors que les lignes de plastification se sont déjà étendues à la naissance du congé de raccordement entre la platine d'extrémité et l'âme du tronçon (figure II.4-b). L'effort de levier est présent dans ce mode.

iii – Mode 1-2: Pour ce mode, on a une plastification de la platine d'extrémité en flexion à proximité de l'âme du tronçon en té tendu, après perte de contact entre la platine d'extrémité et la fondation en béton qui est provoquée par l'allongement des tiges d'ancrage. Le fait d'utiliser ce mode, exclut le mode 1 et 2 de ruine. Dans ce mode, on n'a pas de présence de l'effet de levier (figure II.4-c).

iv – Mode 3: Celui-ci est défini principalement par la rupture des tiges d'ancrage, qui sont soumis à la traction (figure II.4-d). La platine d'extrémité relativement rigide du tronçon en té mène à une séparation des bords de la platine d'extrémité avec la fondation en béton sans apparition d'effort de levier.

v – Mode 4 : Ce mode est attaché particulièrement par la plastification de l'âme du tronçon en té qui est soumis à une sollicitation de traction (figure II.4-e).

Chacun des modes, cités précédemment, coïncide avec une résistance à la traction $F_{T,Rd}$ (résistance de calcul en traction du côté tendu de l'assemblage).

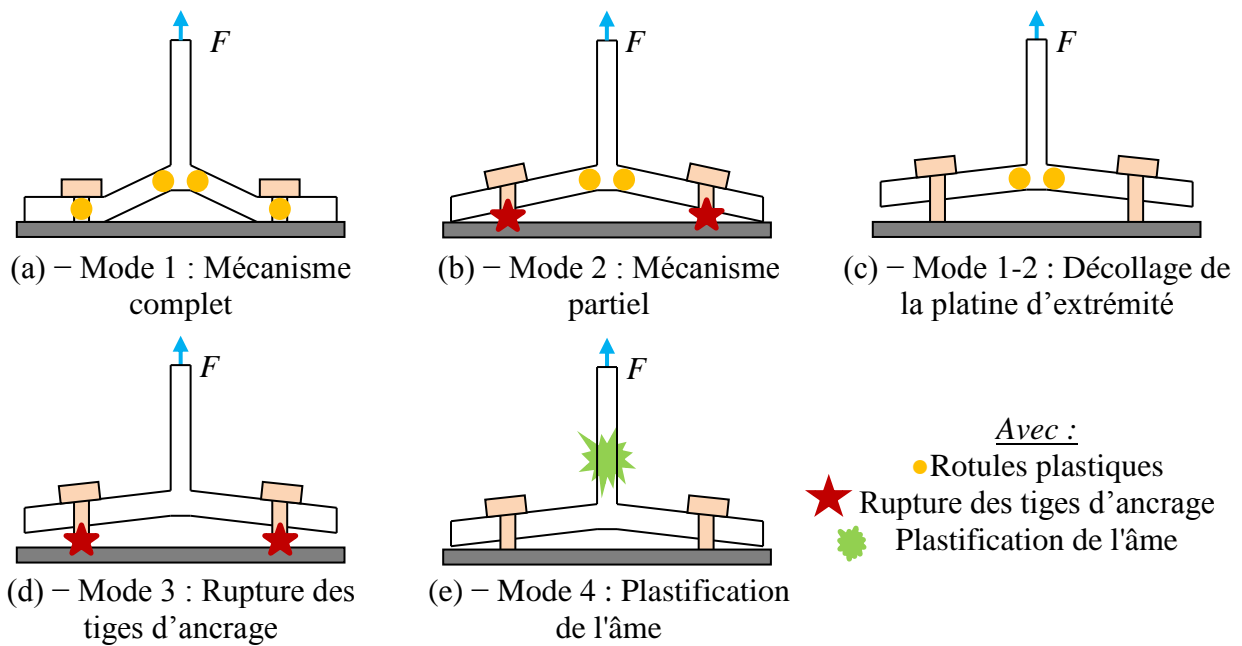


Figure II. 4– Les modes de ruine éventuels d'un tronçon en té tendu.

II.2.2 – L'impact de l'effet de levier

Parmi la particularité amplement importante du comportement des tronçons en té est le développement de forces de levier entre la platine d'extrémité des tronçons tendu lorsqu'elle est continuellement en contact avec la fondation en béton. Ces forces additionnelles, qui sont ajoutées dans les tiges d'ancrage, en plus de la traction directe, peuvent pousser un état de déformation menant à une rupture précoce de la tige d'ancrage. Selon le calcul, donné par l'EC3, l'effort de levier est perçu comme une force ponctuelle dont sa position par rapport à l'axe de la tige d'ancrage qui est changeante. Cette position est la résultante d'une charge non uniformément répartie. Elle peut s'étaler à partir de l'axe de la tige d'ancrage jusqu'au bout externe de la platine de base ou d'extrémité (figure.II.5). Dans la littérature sur les pieds de poteau, il est rare de trouver des recherches qui préconisent l'influence de cet effet sur le comportement des assemblages des pieds de poteaux.

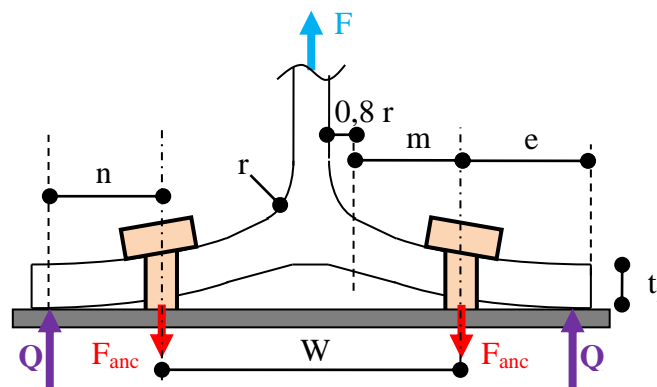


Figure II. 5– Représentation de l'effort de levier et son effet sur les tiges d'ancrage

En compagnie d'une force F affectée à l'âme du tronçon en té tendu, des forces de levier Q se dégagent en raison de la flexion de la platine d'extrémité (le mode 1 et le mode 2) ; ce qui va augmenter les efforts de traction dans les tiges d'ancrage. Donc l'équation de l'équilibre statique des forces verticales montre que la force dans une tige d'ancrage F_{anc} est égale à $0,5.F+Q$.

Avec :

F : Effort de traction appliqué ;

F_{anc} : Effort dans la tige d'ancrage ;

Q : Effort de levier ;

W : Entraxe ;

e : Pince ;

r : Congé de raccordement (Peut être aussi égale à $\sqrt{2} a$ pour les tronçons en té soudés) ;

m : Distance entre l'axe de la tige d'ancrage jusqu'à $0.8 r$;

n : Distance entre l'axe de la tige d'ancrage et la résultante de levier Q . $n = \min (1.25 m ; e)$.
(EC3)

Suivant l'EC3, le déclenchement de l'effort de levier est associé à la flexibilité des tiges d'ancrage par rapport à la platine de base du tronçon en té. Elle est interprétée par la relation suivante :

Si : $L_b \leq L_b^*$: Les tiges d'ancrage ne sont pas flexibles \Rightarrow présence de l'effet de levier.
 $L_b > L_b^*$: Les tiges d'ancrage sont flexibles \Rightarrow absence de l'effet de levier.

Avec :

L_b : La longueur réelle de la tige d'ancrage est définie par (NF EN 1993-1-8) comme étant la somme de

$=8d+t_p+e_m+t_{wa}+0,45k$: 8 fois le diamètre nominal de la tige d'ancrage qui est égal à $8 d$ (Torres-Rodas, P et al, 2022); de l'épaisseur de la couche de scellement, soit e_m ; de l'épaisseur de la platine d'extrémité, est présenté par t_p ; de l'épaisseur de la rondelle, soit t_{wa} ; de la moitié de la hauteur de l'écrou soit $0,45 k$

L_b^* : Longueur théorique de la tige d'ancrage qui dépend des caractéristiques géométriques du tronçon en té et qui est égale :

$$L_b^* = \frac{8.8 m^3 A_s}{l_{eff} t_p^3} \dots \dots \dots (\text{équation II. 1})$$

Avec :

A_s : Aire de la partie filetée de la tige d'ancrage ;

t_p : Epaisseur de la platine de base du tronçon en té ;

l_{eff} : Longueur efficace du tronçon (voir Annexe A).

II.2.3 – Longueurs des tronçons en T tendus

Le calcul de la longueur efficace du tronçon en té tendu équivalent à une rangée des tiges, extérieure ou intérieure est en fonction de :

- Du mode de ruine du tronçon en té ;

- La forme du mécanisme de ruine de la platine d'extrémité ;
- Le positionnement des tiges d'ancrage sur la semelle du tronçon en té.

Lors de la déformation de la platine d'extrémité, on distingue l'apparition successive des lignes de pliure plastifiées, qu'on appelle charnières plastiques. Ce phénomène apparaît à condition que les tiges d'ancrage ne se fracturent pas en premier.

On différencie deux types de mécanismes de ruine. Il s'agit des mécanismes circulaires et des mécanismes non circulaires. Les mécanismes non circulaires sont spécifiquement critiques pour les rangées extérieures et pour les rangées intérieures.

Les longueurs efficaces l_{eff} pour les rangées d'une platine d'extrémité sont données dans le tableau 6.6 (EN 1993 -1-8) et sont rappelées dans l'annexe A.

II.2.4 – Détermination de la résistance de calcul des rangées

La résistance à la traction du tronçon en té est prise égale à la plus petite des valeurs calculées pour chaque mode concerné :

Lorsqu'il y a un effet de levier sur les tiges d'ancrage $F_{T,Rd} = \min (F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd} ; F_{T,4,Rd})$.

Lorsqu'il n'y a pas un effet de levier sur les tiges d'ancrage $F_{T,Rd} = \min (F_{T,1-2,Rd} ; F_{T,3,Rd} ; F_{T,4,Rd})$.

Les formules des résistances de calcul $F_{T,Rd}$ des rangées en traction sont attribuées dans le tableau 6.2 de (NF EN 1993-1-8) et sont évoquées comme suit :

i – Mode 1: La résistance du tronçon en té est celle de la platine d'extrémité fléchie peut être présentée dans les deux formules suivantes :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} \dots \dots \dots \text{(équation II. 2)}$$

Formule simplifiée en considérant la tige comme une charge ponctuelle sur la platine de base (figure II.6-a).

$$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m + n)} \dots \dots \dots \text{(équation II. 3)}$$

Formule simplifiée en considérant la tige d'ancrage comme une charge répartie sur la platine de base (figure II.6-b).

ii – Mode 2: La résistance du tronçon en té est répartie entre la platine d'extrémité et les tiges d'ancrage tendu (figure II.6-c). Elle est présentée dans la formule suivante :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{M_{pl,2,Rd} + n \sum f_{t,Rd,anc}}{m + n} \dots \dots \dots \text{(équation II. 4)}$$

iii – Mode 1-2: La résistance du tronçon en té est celle de la platine d'extrémité fléchie sans effet de levier (figure II.6-d). Elle est présentée dans la formule suivante :

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m} \dots \dots \dots \text{(équation II. 5)}$$

iv – Mode 3: La résistance du tronçon en té est gérée par le comportement des tiges d’ancrage tendu (figure II.6-e) et peut être exprimée par la formule suivante :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd,anc} \dots \dots \dots \text{(équation II. 6)}$$

v – Mode 4: La résistance du tronçon en té est conduite par l’âme du tronçon tendu (figure II.6) est présentée dans la formule suivante :

$$F_{T,4,Rd} = \frac{l_{eff,1} t_w f_{y,w}}{\gamma_{M0}} \dots \dots \dots \text{(équation II. 7)}$$

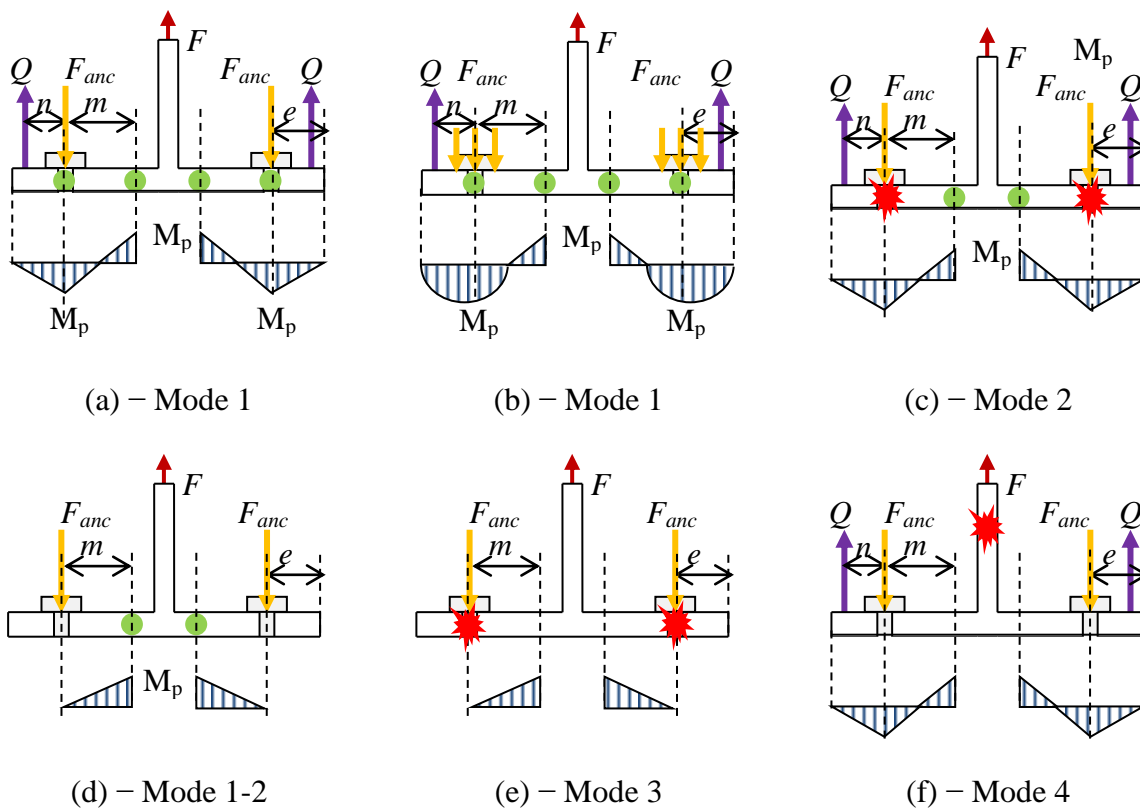


Figure II. 6– Diagrammes des moments en fonction des modes de ruines.

Avec :

$M_{pl,1,Rd}$: Moment plastique résistant de la patine d’extrémité du mode 1 ;

$M_{pl,2,Rd}$: Moment plastique résistant de la patine d’extrémité du mode 2 ;

$F_{t,Rd,anc}$: Résistance de la tige d’ancrage à la traction

II.2.5 – Introduction au comportement d’un tronçon en T comprimé

L’effort de compression transmis par chacun des éléments du poteau à la fondation est considéré uniformément réparti, en engendrant une pression uniforme sur l’aire de chaque tronçon en té comprimé équivalent de hauteur b_{eff} et de largeur l_{eff} .

Les dimensions b_{eff} et l_{eff} d'un tronçon en té comprimé découlent des paramètres suivants :

- Résistance à la pression localisée f_{jd} ;
- Dimensions de l'élément du poteau transmettant l'effort de compression ;
- Dimensions de la platine d'extrémité (type de projection) ;
- Résistance en flexion de la platine de base

Deux types élémentaires de platine de base sont adoptés dans la norme (NF EN 1993-1-8) : les platines d'extrémité à projection courte et les platines d'extrémité à projection étendue (voir figure.II.7)

Une platine d'extrémité à projection courte est une projection faisant saillie au-delà des deux semelles du poteau vers les bords de la platine d'extrémité qui est inférieure à la largeur additionnelle c , mais qui permet d'accomplir des soudures d'angle des semelles sur la platine d'extrémité (Voir figure.II.7-a).

La platine d'extrémité à projection étendue est caractérisée par la saillie de la platine de base dépassant le périmètre du poteau. Cette saillie correspond à la largeur d'appui additionnelle calculée de chaque côté des trois tronçons en forme de "T" équivalents. En général, elle est supérieure ou égale à la largeur additionnelle " c ". (Voir figure.II.7-b).

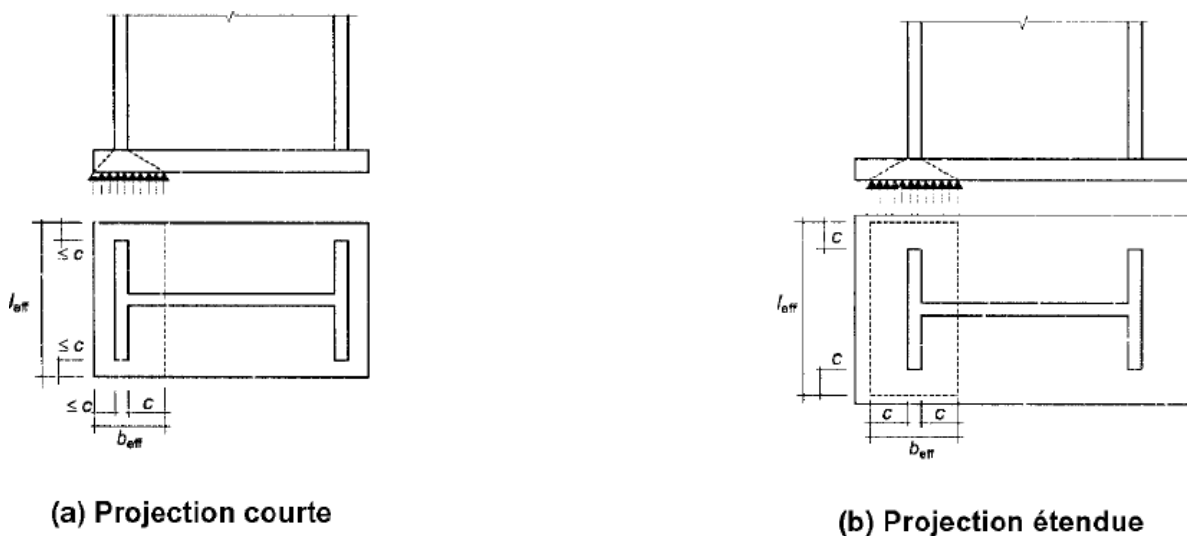


Figure II. 7– Aire d'un tronçon en té équivalent comprimé (NF EN 1993-1-8).

Au même titre que pour un tronçon en té tendu, un tronçon en té comprimé est défini par les points suivants :

- La résistance de calcul $F_{C,Rd}$;
- La rigidité initiale K_{13} (NF EN 1993-1-8).

Pour déterminer la résistance de calcul d'un tronçon en té comprimé, on doit suivre les étapes suivantes :

- Calcul de la résistance à la pression localisée f_{jd} ;
- Détermination de la largeur additionnelle d'appui c ;
- Identification des dimensions du tronçon comprimé hauteur b_{eff} et largeur l_{eff} ;
- Calcul de la résistance $F_{C,Rd}$ du tronçon comprimé.

- Calcul de la résistance à la pression localisée f_{jd}

La pression localisée f_{jd} de la fondation est comme suit :

$$f_{jd} = \alpha_{bf} \cdot \beta_j \cdot f_{cd} \dots \dots \text{(équation II. 8)}$$

Avec :

α_{bf} : coefficient qui correspond à la diffusion d'une force concentrée dans la fondation

$$\alpha_{bf} = \min \left[\left(1 + \frac{d_f}{\max(h_p, b_p)}\right); \left(1 + 2\frac{e_h}{h_p}\right); \left(1 + 2\frac{e_b}{b_p}\right); 3 \right] \dots \dots \text{(équation II. 9)}$$

Avec :

d_f : profondeur de la fondation ;

h_p : longueur de la platine d'extrémité ;

b_p : largeur de la platine d'extrémité ;

e_h et e_b : c'est les distances minimales des bords de la platine d'extrémité rectangulaire aux bords de la fondation rectangulaire ;

β_j : peut être pris égal à 2/3

f_{cd} : résistance de calcul à l'écrasement du béton : $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \dots \dots \text{(équation II. 10)}$

f_{ck} : résistance en compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours ; $\alpha_{cc} = 1$; $\gamma_c = 1,5$.

Dans le cas courant et le cas où les dimensions de la fondation sont inconnues on a $f_{jd} = f_{cd}$

- Détermination de la largeur additionnelle c

La largeur d'appui additionnelle c est déterminé à partir du moment M_{Rd} et M_{Ed}

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \dots \dots \text{(equation II. 11)}$$

Avec :

t_p : épaisseur de la platine d'extrémité

f_{yp} : nuance de l'acier de la platine d'extrémité

f_{jd} : pression localisée de la fondation

γ_{M0} : coefficient partiel relatif à la résistance à la traction de l'acier de la platine d'extrémité

- Type de projection et dimensions du tronçon en té comprimé

Les dimensions du tronçon en té pour une **semelle de poteau** (projection **étendue**)

- $l_{eff} = b_{fc} + 2 \cdot c ; \dots \dots \text{(equation II. 12)}$

- $b_{eff} = t_{fc} + 2 \cdot c \dots \dots \text{(equation II. 13)}$

Les dimensions du tronçon en té pour une **semelle de poteau** (projection **courte**)

- $l_{eff} = b_p ; \dots \dots \text{(equation II. 14)}$

- $b_{eff} = \beta c + t_{fc} + c \dots \dots \text{(equation II. 15)}$

Les dimensions du tronçon en té pour une **âme du poteau**

Pour l'âme du poteau, on a une projection étendue

- $l_{eff} = h_c - (2t_{fc} + 2.c) \geq 0 ; \dots \dots$ (equation II. 16)
- $b_{eff} = t_{wc} + 2.c \leq b_p. \dots \dots$ (equation II. 17)

Avec :

b_{fc} : largeur de la semelle du poteau

t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau

$$\beta c = \frac{(h_p - h_c)}{2}$$

h_c : hauteur de la section du poteau

h_p : longueur de la platine d'extrémité

Subséquentement, la sollicitation concédée par l'assemblage, soit par une compression seule ou combinée avec une flexion, trois tronçons en té comprimés peuvent se défaire qui sont : les tronçons des deux semelles du poteau et le tronçon de l'âme du poteau.

La résistance en compression d'un tronçon en **té de semelle** (voir figure.II.8) est comme suit :

$$F_{c,fc,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} \dots \dots$$
 (equation II. 18)

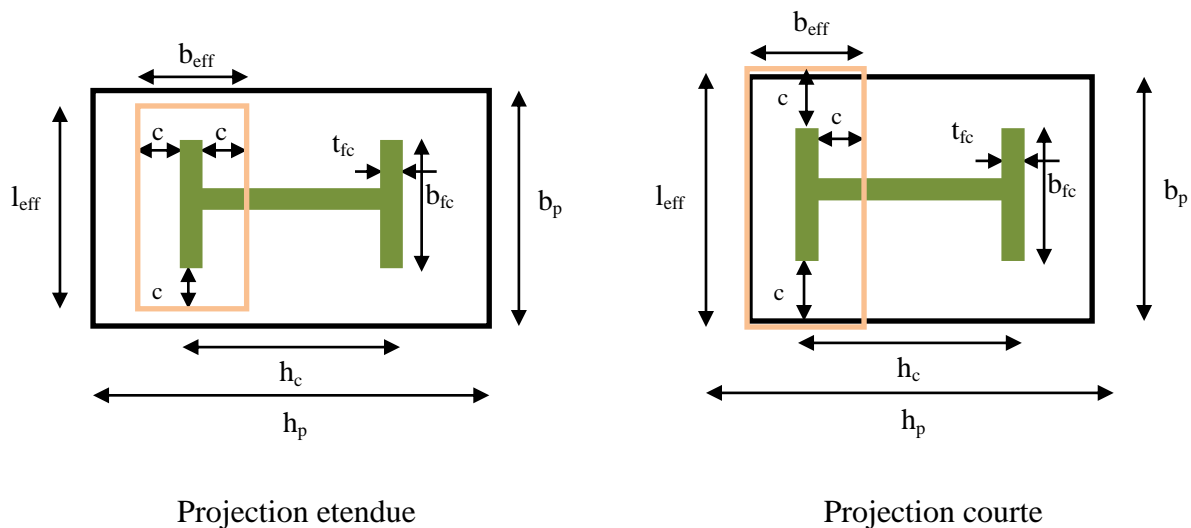


Figure II. 8– Représentation du tronçon en té comprimé des semelles du poteau pour les deux projections

Schéma de la résistance en compression d'un tronçon en **té d'âme** (voir figure.II.9) :

$$F_{c,bw,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} \dots \dots$$
 (equation II. 19)

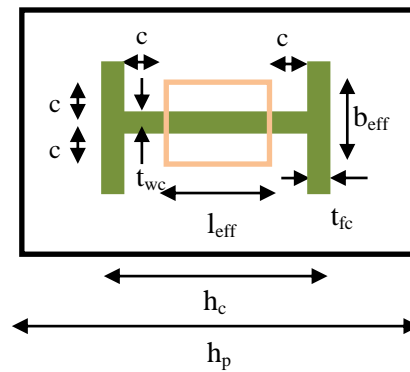


Figure II. 9– Représentation du tronçon en té d'âme du poteau

La résistance de calcul à la compression est égale à la somme des résistances de calcul pour les **trois tronçons** en té de compression, accordé à dire pour les deux tronçons de semelles et pour le tronçon d'âme. La relation est comme suit :

$$N_{c,Rd} = 2 F_{c,fc,Rd} + F_{c,bw,Rd} \dots \text{(equation II. 20)}$$

II.2.6 – Rigidité des tronçons en té

Un assemblage de pied de poteau est composé de plusieurs composants qui sont : le béton, la platine d'extrémité, les tiges d'ancrage, les semelles du poteau et l'âme du poteau. La rigidité ou la résistance de chacun de ces composants est déterminée à partir de règles bien précises.

En ce qui concerne la rigidité, chaque composant est évoqué d'une manière générale par un ressort équivalent qui travaille soit en compression soit en traction. Pour mieux comprendre on a :

La rigidité du tronçon en té tendu qui est composée d'une rangée des tiges en traction et d'une longueur de platine d'extrémité fléchie. Elle est symbolisée par celle d'un ressort axial équivalent qui assure un déplacement maximal au droit de l'effort utilisé sur l'axe central du tronçon en té.

La rigidité du tronçon en té comprimé est formée par un joint de scellement comprimé et d'une largeur de platine en console fléchie qui est dû à la pression sur le joint de scellement. Elle est représentée par un ressort axial équivalent qui offre le même déplacement maximal au droit de l'effort effectué sur l'axe central du tronçon en té.

Pour faciliter le calcul de la rigidité, l'assemblage est réduit à seulement deux ressorts axiaux équivalents, l'un en compression et l'autre en traction qui sont placés chacun au centre de compression et au centre de traction distincts par une distance qui est le bras levier.

Le résultat de l'existence d'un effort axial est pris en compte dans les formules données par l'EN 1993-1-8 pour la rigidité initiale de l'assemblage.

II.2.6.1– Coefficients de rigidité des composants et des tronçons en té

Moyennant chaque composant, la méthode de l'EN 1993-1-8 conduit à calculer un coefficient de rigidité préférablement à sa rigidité axiale elle-même. Le coefficient de rigidité est égal à la rigidité axiale du composant fractionnée par le module de Young E. L'unité du coefficient de rigidité est une longueur exprimée en 'mm'.

➤ Béton et platine d'extrémité en compression

L'élément béton est symbolisé par un ressort exécutant en compression. Son coefficient de rigidité est déterminé par :

$$k_c = k_{13} = \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot l_{eff}}}{1,275 \cdot E} \dots \dots \text{(equation II. 21)}$$

Avec:

b_{eff} : largeur efficace de la semelle du tronçon en té comprimé;

l_{eff} : longueur efficace de la semelle du tronçon en té comprimé ;

E_c : module d'élasticité du béton

➤ Les tiges d'ancrage

La constituante tige d'ancrage est évoquée par un ressort travaillant en traction. On différencie deux cas distincts : le premier présentant le cas avec un effet de levier augmentant l'effort dans les tiges d'ancrage campées dans la zone tracté et le deuxième cas est celui sans effet de levier. (Voir figure II.10).

- Sans effet de levier :

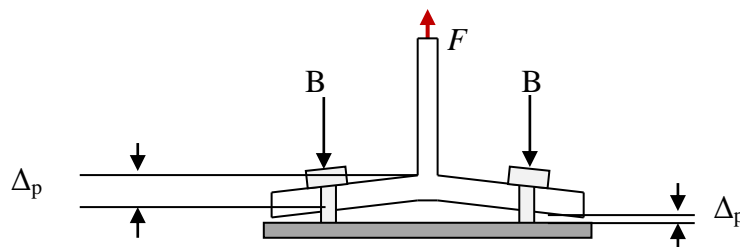


Figure II. 10–Déformation de la plaque d'extrémité sans effet de levier

La déformation de la plaque de base engendre une séparation avec le béton. Les efforts B utilisés par les tiges d'ancrage qui se répartissent par l'effort de traction F. L'équation devient :

$$\Delta p = \frac{F}{E \cdot k_{16}} = \frac{B}{E \cdot A_s} L_b \dots \dots \text{(equation II. 22)} \text{ avec } B = 0,5 \cdot F$$

Le coefficient de rigidité devient : $k_{16} = \frac{A_s}{0,5 \cdot L_b} = \frac{2 \cdot A_s}{L_b} \dots \dots \text{(equation II. 23)}$

- Avec effet de levier :

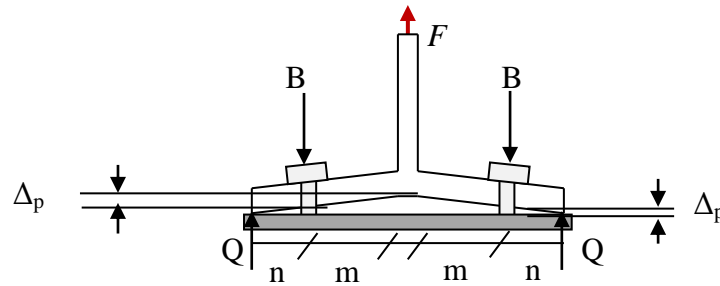


Figure II. 11–Déformation de la plaque d'extrémité avec effet de levier

La figure.II.11 représente la déformation de la plaque de base avec la présence de l'effet de levier. La NF EN 1993-1-8 estime que l'effet de levier est exposé par la force Q. Cette force fait augmenter la force dans les tiges d'ancrage (B) de 0,5 .F à 0,63 .F.

$$\Delta p = \frac{F}{E.k_{16}} = \frac{B}{E.A_s} L_b \dots \dots \text{(équation II. 24)} \quad \text{avec } B = 0,63 .F$$

Le coefficient de rigidité est alors défini selon la NF EN 1993-1-8 comme suit :

$$k_{16} = \frac{A_s}{0,63 .L_b} \text{ soit } k_{16} = \frac{1,6.A_s}{L_b} \dots \dots \dots \text{(équation II. 25)}$$

➤ **Platine d'extrémité en flexion**

Après le calcul, on obtient les valeurs suivantes pour le coefficient de rigidité axiale k_{15} :

- Avec effet de levier : $k_{15} = \frac{0,85.l_{eff}.t_p^3}{m_x^3}$; (equation II. 26)

- Sans effet de levier : $k_{15} = \frac{0,425.l_{eff}.t_p^3}{m_x^3}$; (equation II. 27)

Avec l_{eff} est la longueur efficace de la semelle du tronçon en té en zone tracté.

➤ **Regroupement des ressorts :**

Le regroupement se fera pour un assemblage avec deux rangées extérieures des tiges d'ancrage pour chaque côté de l'assemblage.

Pour une disposition à deux rangées de tiges d'ancrage, c'est à dire une dans la zone de traction et une dans la zone comprimée, on parvient à :

Pour le côté comprimé de l'assemblage, on a le coefficient de rigidité du tronçon en té comprimé qui est comme suit :

$$k_c = k_{13}$$

Du côté tendu de l'assemblage, pour le coefficient de rigidité du tronçon en té tendu, on obtient des ressorts axiaux relatifs d'une part aux 2 tiges (k_{16}) et d'autre part à la platine en flexion (k_{15}) :

$$k_{eff,r} = k_T = \frac{1}{\frac{1}{k_{16}} + \frac{1}{k_{15}}} = \frac{k_{15} \cdot k_{16}}{k_{15} + k_{16}} \dots \dots \dots \text{(equation II. 28)}$$

-Pour un assemblage avec **quatre rangées** de tiges d’ancrage, deux de chaque côté de l’assemblage :

Pour ce cas, on a deux rangées, une intérieure et l’autre extérieure .L’EC3 indique qu’il convient de représenter les composants relatifs à la totalité de ces rangées de tige par un seul et unique coefficient de rigidité équivalent k_{eq} . Ce qui donne pour cet exemple à quatre rangées de tiges d’ancrage (deux dans la zone de traction et deux dans la zone de compression).

- Concernant le coefficient de rigidité du tronçon en té comprimé : $k_c = k_{13}$

- Le coefficient de rigidité du côté tendu de l’assemblage du tronçon en té tendu :

$$k_T = k_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} \cdot h_r}{Z_{eq}} \dots \dots \dots \text{(equation II. 29)}$$

Avec:

h_r : Distance de la range r- intérieure ou extérieure au centre de compression qui est pris au centre de la semelle comprimée) ;

$k_{eff,r}$: coefficient de rigidité efficace du ressort équivalent de la rangée r ;

Z_{eq} : distance du ressort équivalent tendu au centre de compression.

$$k_{eff,r} = \frac{rk_{15} \cdot rk_{16}}{rk_{15} + rk_{16}} \dots \dots \dots \text{(equation II. 30)}$$

$$Z_{eq} = \frac{\sum k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum k_{eff,r} \cdot h_r} \dots \dots \dots \text{(equation II. 31)}$$

***Rigidité initiale $S_{j,ini}$ de l’assemblage en rotation :**

La représentation de l’assemblage, selon la NF EN 1993-1-8, est élaborée comme suit (voir [figure.II.12](#)).

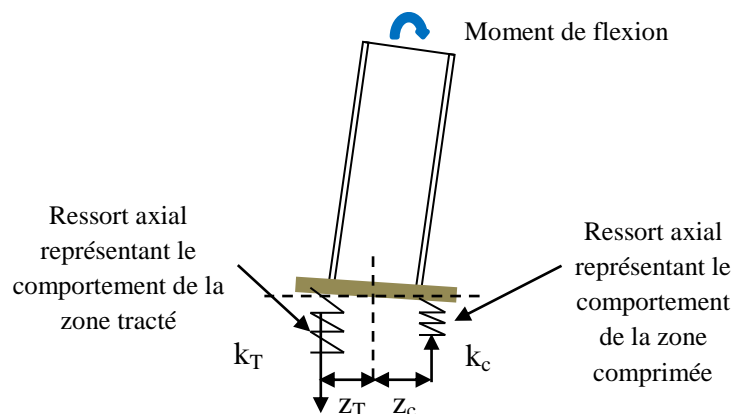


Figure II. 12–Représentation de l’assemblage du pied de poteau

La courbe moment-rotation de l'assemblage du pied de poteau est déterminée à partir des valeurs de la rigidité initiale $S_{j,ini}$ et le moment résistant M_{Rd} .

On remarque que la rigidité et la résistance de l'assemblage du pied de poteau sont estimées par la relation entre le moment et l'effort normal, ce qui donne la relation suivante : $e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$

Avec :

e_N : excentricité M_{Ed}/N_{Ed} ;

M_{Ed} : moment appliqué au pied de poteau ;

N_{Ed} : effort axial appliqué au pied de poteau.

Le **tableau II.1** représente les formules qui permettent de déterminer la rigidité initiale de l'assemblage de pied de poteau pour différent chargement.

Tableau II. 1 – Rigidité initiale en rotation pour un assemblage de pied de poteau.

Chargement	Bras de levier	Rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$	
		$N_{Ed} > 0$ et $e_N > z_T$	$N_{Ed} \leq 0$ et $e_N < -z_C$
Côté gauche tendu Côté droit comprimé Moment dominant positif avec Effort normal de compression ou de traction	$z = z_T + z_C$	$\frac{E \cdot z^2}{\left(\frac{1}{k_T} + \frac{1}{k_C}\right)} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_k}$	Avec : $\alpha_k = \frac{e_k}{e_N}$; $e_k = \frac{z_C \cdot k_C - z_T \cdot k_T}{k_T + k_C}$
		$N_{Ed} > 0$ et $-z_T \leq e_N \leq z_T$	
Deux cotés tendus Effort normal de traction dominant avec moment positif ou négatif	$z = 2 \cdot z_T$	$\frac{E \cdot z^2 \cdot k_T}{2}$	
Côté gauche comprimé Côté droit tendu Moment dominant positif avec Effort normal de compression ou de traction	$z = z_C + z_T$	$\frac{E \cdot z^2}{\left(\frac{1}{k_C} + \frac{1}{k_T}\right)} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_k}$	Avec : $\alpha_k = \frac{e_k}{e_N}$; $e_k = \frac{z_T \cdot k_T - z_C \cdot k_C}{k_C + k_T}$
		$N_{Ed} \leq 0$ et $-z_C \leq e_N \leq z_C$	
Deux cotés comprimés Effort normal de compression dominant avec moment positif ou négatif	$z = 2 \cdot z_C$	$\frac{E \cdot z^2 \cdot k_C}{2}$	
Avec : $e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$			

***limites de classification**

Pour classer un assemblage, il y a lieu d'estimer la valeur de $S_{j,ini}$ aux valeurs limites des zones de rigidité de la classification pour amener à définir la zone dans laquelle se situe l'assemblage. La limite de classification pour un assemblage rigides/semi-rigides est comme suit : on distingue deux cas :

1^{er} cas : Ossatures contreventées :

Un assemblage est considéré comme rigide :

$$\text{Si } \bar{\lambda}_0 \leq 0,5 ;$$

$$\text{Si } 0,5 < \bar{\lambda}_0 < 3,93 \quad \text{et} \quad S_{j,ini} \geq 7 \cdot (2 \cdot \bar{\lambda}_0 - 1) \cdot \frac{E I_c}{L_c} ;$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_0 \geq 3,93 \quad \text{et} \quad S_{j,ini} \geq 48 \cdot \frac{E I_c}{L_c} ;$$

Avec

$$\bar{\lambda}_0 : \text{Élancement du poteau } \left(= \frac{L_c}{i_c \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \right)$$

L_c : Hauteur d'étage du poteau

I_c : Inertie du poteau selon l'axe de flexion

i_c : Rayon de giration du poteau selon l'axe de flexion

E : module de Young du poteau

2^{ème} cas : Ossatures non contreventées :

Un assemblage est considéré comme rigide :

$$\text{-Si } S_{j,ini} \geq 30 \cdot \frac{E I_c}{L_c}$$

Selon la [NF EN 1993-1-8](#), un assemblage peut être considéré comme articulé si

$$S_{j,ini} \leq \frac{0,5 E I_c}{L_c} .$$

Le type d'assemblage au niveau du pied de poteau est défini comme semi-rigide. Cela implique que l'assemblage n'est ni complètement rigide ni totalement flexible. Dans le cadre de l'analyse globale, l'assemblage est modélisé sous forme d'un ressort rotationnel, ce qui permet une certaine flexibilité et déformation de l'assemblage. Cette méthode semi-rigide est employée pour prendre en compte la réalité de l'assemblage qui peut avoir une certaine flexibilité mais aussi une certaine résistance à la rotation. L'utilisation de cette technique semi-rigide permet de mener une analyse plus précise de la structure en prenant en compte les caractéristiques réelles de l'assemblage, ce qui est crucial pour la sécurité et la performance de la structure :

$$S_j = S_{j,ini} \quad \text{Si} \quad M_{jEd} \leq 2 M_{jRd} / 3$$

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} \text{Si} \quad 2 M_{jRd} / 3 \leq M_{jEd} \leq M_{jRd}$$

$$\mu = (1,5 M_{jEd} / M_{jRd}) ; \Psi = 2,7$$

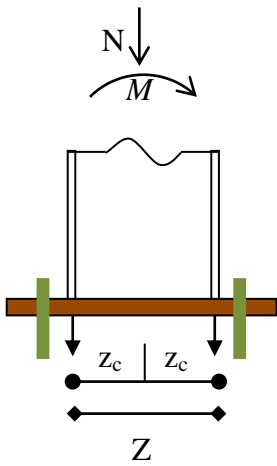
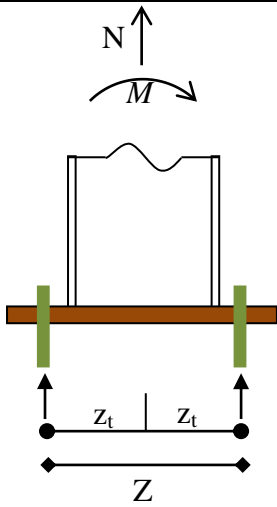
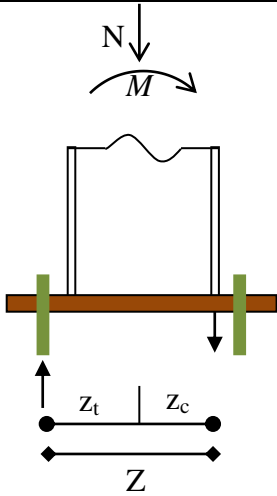
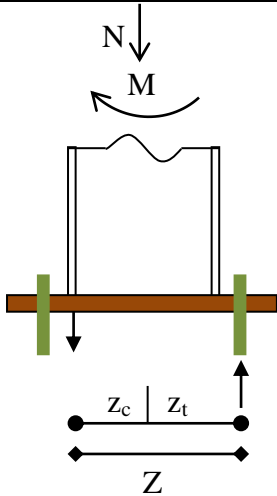
II.2.7 – Moment résistant M_{jRd}

L'assemblage de pied de poteau est considéré comme symétrique. Selon l'EC3, la modélisation du pied de poteau encastré est considérée en décomposant les tronçons en té équivalents :

- un tronçon pour chaque rangée des tiges d'ancrage en traction
- un tronçon pour chaque semelle de poteau en compression

Dans la norme NF EN 1993-1-8, la modélisation est simplifiée en négligeant le tronçon en té comprimé pour la partie de l'âme du poteau. D'une façon habituelle, pour un assemblage symétrique ou non, il est soumis à un couple de moment et d'effort axial, ce qui donne quatre répartitions d'efforts sous la plaque de base. (Voir le tableau.II.2).

Tableau II. 2– Répartition des efforts dans un assemblage encastré de pied de poteau.

Effort axial de compression dominant dans chaque côté de l'assemblage	Effort axial de traction dominant dans chaque côté de l'assemblage
	
Moment positif dominant, côté gauche en traction et côté droit en compression	Moment négatif dominant, côté gauche en compression et côté droit en traction
	

Il convient tout d'abord de déterminer la situation de l'assemblage en fonction de la combinaison de charges M_{Ed} et N_{Ed} appliquée. Il est donc nécessaire de prendre en compte les signes du moment et de l'effort axial afin de pouvoir calculer l'excentricité effective e_N .

$$e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (\text{L'excentricité effective } e_N \text{ peut prendre une valeur positive ou négative.})$$

Une fois le cas de chargement identifié pour la combinaison de charges M_{Ed} et N_{Ed} données, on peut alors déterminer le moment résistant $M_{j,Rd}$ de l'assemblage en présence de N_{Ed} , en utilisant l'approche de l'EC3.

Finalement, pour vérifier la résistance de l'assemblage, il convient de s'assurer que le moment résistant $M_{j,Rd}$ n'est pas inférieur au moment appliqué M_{Ed} .

Le [tableau II.3](#) présente ces formules pour un assemblage symétrique donné.

Tableau II. 3– Calcul du moment résistant M_{Rd} .

Cas de répartition	Bras de levier	Moment résistant M_{Rd} pour une valeur e_N donnée	
Compression de chaque côté (cas d'un effort normal de compression dominant)	$z = z_C + z_C$	$N_{Ed} \leq 0$ et $0 < e_N > z_C$	$N_{Ed} \leq 0$ et $-z_C < e_N \leq 0$
		Minimum de $\frac{-F_{C,Rd} \cdot z}{\frac{z_C}{e_N + 1}}$ et $\frac{-F_{C,Rd} \cdot z}{\frac{z_C}{e_N - 1}}$	
Traction de chaque côté (cas d'un effort normal de traction dominant)	$z = z_T + z_T$	$N_{Ed} > 0$ et $0 \leq e_N \leq z_T$	$N_{Ed} > 0$ et $-z_T < e_N \leq 0$
		Minimum de $\frac{-F_{T,Rd} \cdot z}{\frac{z_T}{e_N + 1}}$ et $\frac{-F_{T,Rd} \cdot z}{\frac{z_T}{e_N - 1}}$	
Un côté en traction et un côté en compression Cas d'un moment fléchissant dominant	$z = z_T + z_C$	$N_{Ed} \geq 0$ (effort normal nul ou de traction) et $e_N \geq z_T$ ou $e_N \leq -z_T$	$N_{Ed} \leq 0$ (effort normal nul ou de compression) et $e_N \leq -z_C$ ou $e_N \geq z_C$
		Minimum de $\frac{-F_{T,Rd} \cdot z}{\frac{z_C}{e_N + 1}}$ et $\frac{-F_{C,Rd} \cdot z}{\frac{z_T}{e_N - 1}}$	
<p>Avec : $e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$; $M_{j,Ed} > 0$ dans le sens des aiguilles d'une montre ; $N_{j,Ed} > 0$ dans le sens des aiguilles d'une montre ; $F_{T,Rd}$: résistance de calcul en traction du côté tendu de l'assemblage $F_{C,Rd}$: résistance de calcul en compression du côté comprimé de l'assemblage</p>			

II.3 – Influence des raidisseurs sur le comportement des assemblages

Il est important de mentionner que l'ajout de raidisseurs peut améliorer localement les propriétés mécaniques de la composante et donc potentiellement affecter le comportement global de l'assemblage et ses modes de défaillance. Les formules analytiques fournies par l'EC3 (NF EN 1993-1-8) décrivent l'effet de certains types de renforcement, comme les raidisseurs transversaux de poteau, les contre-plaques et les doublures d'âme pour les assemblages poteau-poutre. Toutefois, il est important de noter que des insuffisances existent, concernant l'assemblage des pieds des poteaux.

II.4 – Conclusion

Ce chapitre expose en détail l'approche analytique de l'EC3 pour les assemblages des pieds des poteaux, nommée 'méthode des composantes'. Cette méthode permet de calculer le moment résistant et la rigidité initiale de l'assemblage sous un moment de flexion et un effort normal de compression ou de traction. Nous avons détaillé les différentes zones de sollicitations et fourni les formulations analytiques correspondantes dans cette thèse.

Nous avons également abordé le comportement de la zone tendue et la zone comprimée d'un assemblage de pied de poteau en utilisant la notion des tronçons en té, qui sont des assemblages élémentaires caractérisés par une longueur efficace, une résistance plastique et une raideur initiale. Tous ces paramètres ont été présentés dans ce chapitre.

Nous avons parlé aussi, de la procédure de calcul du moment résistant d'un assemblage de pied de poteau, en mettant en évidence les limitations éventuelles liées à certains modes de rupture. Nous avons également présenté les différentes étapes de calcul permettant de déterminer la rigidité initiale de chaque composant de l'assemblage ainsi que celle de l'ensemble en utilisant des ressorts en série ou en parallèle.

La méthode des composantes elle permet de traiter une variété de configurations et de modes constructifs des assemblages des pieds des poteaux. Cependant, elle reste limitée dans certains cas, puisqu'elle ne tient pas compte de l'effet des raidisseurs des pieds des poteaux.

**Chapitre III : Etude numérique d'un assemblage
de pied de poteau sans raidisseurs**

III.1 – Introduction

Les pieds des poteaux métalliques peuvent être constitués de différents matériaux tels que l'acier, l'aluminium ou le béton, en fonction des exigences de la construction et de la charge qu'ils doivent supporter. Ils peuvent également avoir différentes formes, comme des plaques de base, des socles en forme de U, des supports en forme de T ou des plaques d'ancrage. Les pieds des poteaux métalliques doivent être soigneusement conçus pour assurer une stabilité optimale de la structure, tout en répondant aux normes de sécurité et de résistance aux charges imposées. Dans cette optique, ils sont souvent calculés selon des normes et des codes de construction pour garantir la sécurité de la structure dans son ensemble. La connexion du pied de poteau est le dernier maillon d'une chaîne qui transfère les charges entre une structure en acier et ses fondations. Ainsi, il est important que ces connexions soient conçues pour transférer ces charges en toute sécurité (Cloete et Roth, 2021), (Akiyama, H, 1985). L'assemblage du pied de poteau est l'un des composants les plus critiques pour la sécurité des structures en acier car il transmet les efforts verticaux, tranchants et les moments de flexion de la structure à la fondation (Asif Bin Kabir et al, 2021), (Hassan, A et al, 2021).

Comparés aux autres assemblages courants dans les structures métalliques, tels que les liaisons poteau-poutre ou poutre-poutre, l'étude du comportement mécanique des assemblages des pieds des poteaux est un problème d'une grande complexité. Plusieurs paramètres rentrent en jeu dans la rigidité, la résistance et la déformation de ces derniers. Ces paramètres peuvent être divisés en deux catégories : la première concerne la géométrie et la disposition des différents éléments de l'assemblage (poteau, platine de base, tiges d'ancrage, raidisseurs et fondation en béton), tandis que la deuxième catégorie est liée aux caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. Les expériences pour étudier ces assemblages sont souvent difficiles à mener et coûteuses à réaliser et sont limitées vu la spécificité des paramètres étudiés. Par conséquent, la méthode des éléments finis est une alternative efficace et précise pour fournir une approche plus réaliste et des simulations du comportement mécanique des assemblages des pieds des poteaux.

Malgré le rôle très important des liaisons du pied de poteaux et leur influence significative sur la réponse de la structure, il y a peu de travaux de recherches sur cet élément en comparant à ceux consacrés aux assemblages poutre-poteau et poutre-poutre, rigides et semi-rigides (Laura et al, 2021)

La prévision du comportement des pieds des poteaux, tel que la relation moment-rotation, est plus complexe que celle des assemblages poteau-poutre. Ceci est dû au fait que plusieurs facteurs interviennent dans cette relation, tels que la rigidité du poteau, les dimensions et la flexibilité de la plaque de base, le nombre et la position des tiges d'ancrage sur la plaque, le béton de fondation et l'effet de contact plaque en acier avec le béton de fondation (Massimo et al, 2014). Certains travaux ont examiné à caractériser les interactions moment – effort normal et leurs effets sur des aspects de la réponse en rotation des pieds de poteaux, plusieurs études expérimentales ont conduit au développement des méthodes de calcul de la résistance à la flexion des pieds de poteaux (DeWolf et Sarisley, 1980), (Thambiratnam et Paramasivan, 1986), (Astaneh et Bergsma, 1993), (Burda et Itani, 1999), (Drake et Elkin, 1999),

(Gomez et al,2010). Des études ont également été menées pour évaluer la rigidité en rotation des pieds de poteaux (Wald,1995),(Wald et al,1995),(Steenhuis et al,2008),(Kanvinde et al,2012), (Picard et Beaulieu,1985). Les pieds de poteaux se déforment principalement lorsque des efforts normaux, de cisaillement et des moments de flexion leur sont appliqués. Théoriquement, le comportement en rotation des pieds de poteaux est généralement idéalisé en considérant une rotule ou un encastrement parfait. Néanmoins, dans la majorité des cas, leur réponse en rotation est un cas intermédiaire entre ces deux comportements extrêmes, les pieds de poteaux sont alors dits « semi-rigides » (Jaspart et Vandegans,1998).

Certaines études théoriques et aussi expérimentales ont été menées sur les assemblages des pieds de poteaux par Jaspart et Vandegans,(1998) qui mettent en évidence que les principaux modes de ruine des pieds de poteau sont une défaillance des tiges d'ancrage, déformation de la plaque de base et écrasement du béton. Les effets de certains paramètres tels que l'épaisseur de la plaque de base et la taille des tiges d'ancrage ont été évaluées par Hon et Melchers,(1988), qui ont observé que la rigidité du pied de poteau augmente nettement avec l'augmentation de l'épaisseur de la plaque de base et le diamètre des tiges d'ancrage. Une formule analytique simple pour décrire la relation entre le moment et la rotation des pieds de poteau a été proposée par Ermopoulos et Stamatopoulos,(1996),

Des études expérimentales sur les pieds de poteau ont montré que les modes de défaillance typiques en chargement cyclique sont une rupture des tiges, une rupture de la plaque de base, une rupture combinée tige-plaque de base, voire une rupture avec voilement des poteaux (Kovacs et al,2004). La longueur effective de la tige d'ancrage est un des paramètres importants pour la détermination de la rigidité ; la longueur effective a été estimée à 8 fois le diamètre de la tige d'ancrage (Wald et al,2008). Il a été observé aussi à travers des études expérimentales et numériques qu'un assemblage de pied de poteau encasté avec 4 tiges d'ancrage a un bon comportement mécanique mais il a aussi deux problèmes qui sont : la plaque de base qui se déforme dans la zone tendue et un écrasement du béton dans la zone comprimée de l'assemblage (Lee et al,2008). Des études expérimentales ont été menées sur des assemblages avec des tiges d'ancrage et plaques noyées dans le béton (Delhomme et al,2010) ; On applique une précontrainte aux tiges d'ancrage afin de minimiser les effets de fatigue.. Ils ont montré que pour une force de précontrainte inférieure à 50% de la limite élastique de la tige d'ancrage, le béton ne se fissure pas autour de la plaque d'ancrage. D'autres études expérimentales ont été menées sur les tiges d'ancrage précontraintes noyées dans la roche (Yufei et al,2019). Il a été démontré que la précontrainte joue un rôle important dans la résistance au cisaillement.

Le présent chapitre vise à développer un modèle tridimensionnel en éléments finis qui simule le comportement non linéaire des assemblages des pieds des poteaux, en se basant sur les résultats des essais menés par Massimo et al,(2014). Le modèle ainsi développé sera validé par rapport aux résultats expérimentaux, notamment en termes de loi moment-rotation et modes de rupture observés. Par la suite, ce modèle sera soumis à une analyse approfondie pour déterminer d'autres résultats difficiles à mesurer physiquement, tels que l'évolution des efforts et des contraintes dans les tiges d'ancrage, l'évolution des efforts de levier dans la zone

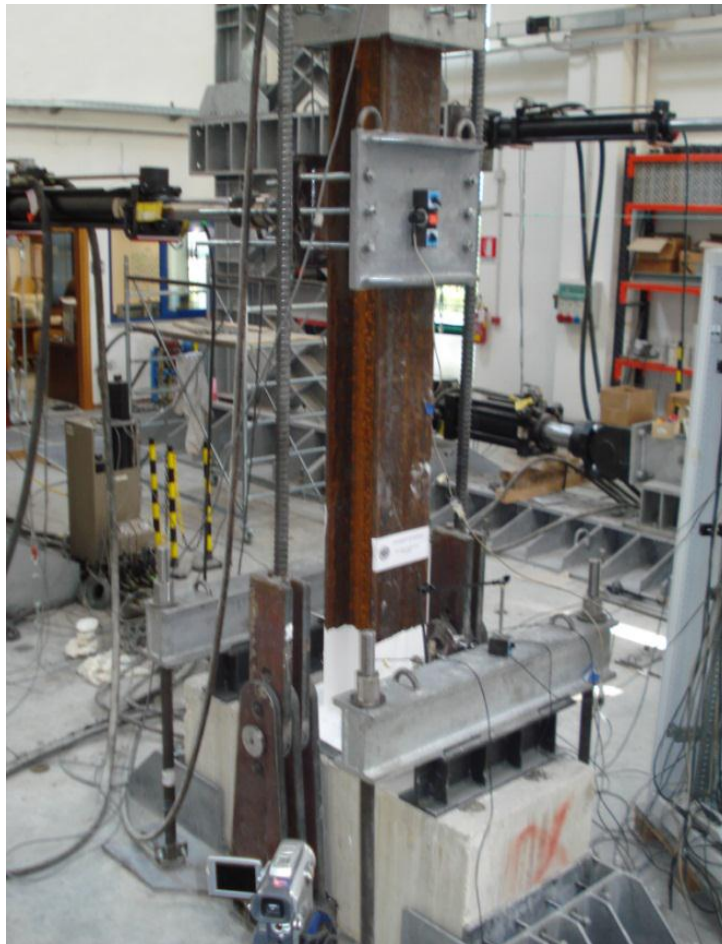
de contact, et d'autres paramètres clés liés au comportement mécanique des assemblages des pieds des poteaux.

III.2 – Caractéristiques des assemblages étudiés

III.2.1 – Description du dispositif d'essais

Les tests expérimentaux réalisés au laboratoire des matériaux et des structures de l'université de Salerno (Massimo et al.2014) sont une étape cruciale pour valider le modèle numérique en éléments finis. Ils ont été réalisés sur un poteau métallique relié à une base de béton à l'aide d'une plaque de base et de tiges d'ancrage. La base de béton est fixée au sol solide du laboratoire grâce à un système de quatre barres à haute résistance précontrainte, afin d'éviter la rotation du bloc de béton.

Lors de ces tests, une charge axiale verticale F_1 et une charge horizontale F_2 ont été appliquées au poteau à l'aide de vérins hydrauliques situés en haut du poteau (voir figure III.1. Dispositif expérimental du pied de poteau, université de Salerno Italie (Massimo et al, 2014)). La base du béton utilisée pour ces tests est de classe C20/25, tandis que la connexion entre la plaque de base et la base du béton a été réalisée au moyen de tiges d'ancrage M20 de classe 8.8 avec une précontrainte équivalente à 80% de la limite élastique



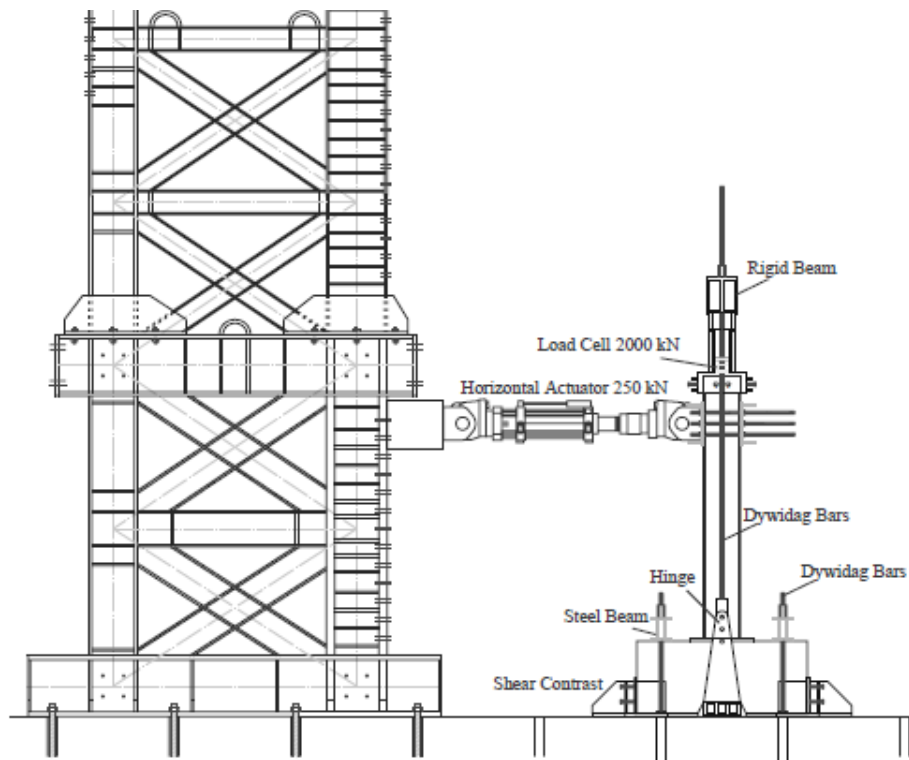


Figure III. 1– Détails figuré de l’essai expérimental (Massimo et al.2014)

III.2.2 – Données géométriques du spécimen étudié

Le spécimen étudié est composé d’un poteau HEA160 connecté à une base en béton d’une dimension de 1400×600×600mm. Le poteau est soudé à une plaque de base d’une épaisseur égale à 15 mm (voir figure.III.2 et Tableau III. 1).

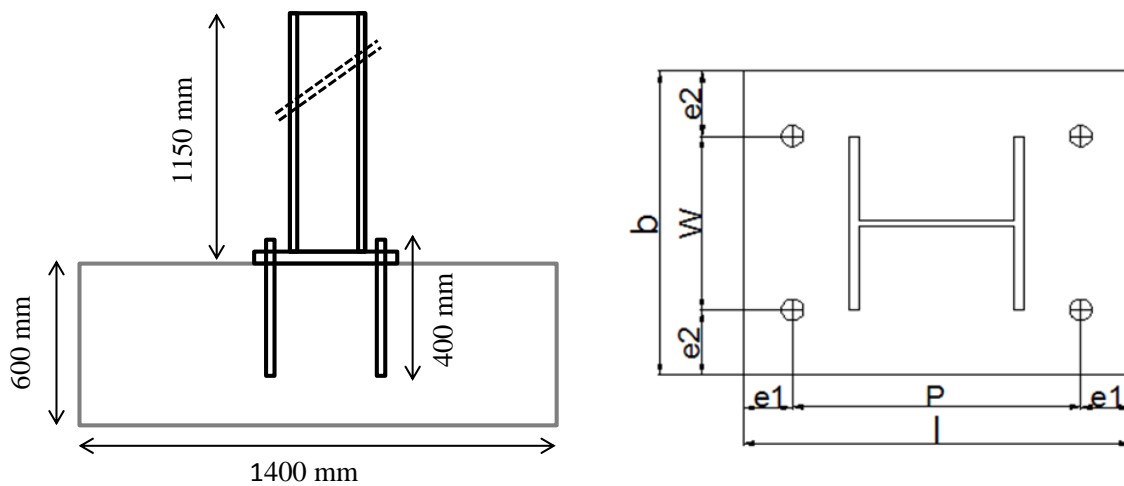


Figure III. 2– Géométrie du spécimen testé

Tableau III. 1– Caractéristiques du spécimen testé

Echantillon	Poteau	Tiges	l (mm)	b (mm)	P (mm)	W (mm)	e1 (mm)	e2 (mm)	tp (mm)
I	HEA160	4	335	280	245	160	45	60	15

III.2.3 – Loi de comportement des matériaux

Les auteurs [Massimo et al. \(2014\)](#) ont réalisé des tests expérimentaux sur des éprouvettes en acier normalisées pour obtenir les lois de comportement matérielles utilisées lors de l'assemblage.

Les caractéristiques mécaniques mesurées des éléments métalliques sont définies comme suit: $E=210000\text{MPa}$, $\nu=0.3$, $f_y=358\text{MPa}$, $f_u=551\text{MPa}$ définis par une loi de comportement élasto-plastique avec écrouissage. Le bloc en béton est considéré homogène, élastique et isotrope avec un module d'élasticité égal à 30000MPa . La tige d'ancrage a une longueur de 400mm , un diamètre (non fileté et constant sur toute sa longueur) de 20mm et une classe de résistance 8.8 avec une précontrainte égale à 80% de la limite élastique.

III.3 – Développement du modèle numérique

Le spécimen présenté sur la [figure III.2](#) a été modélisé à l'aide du logiciel « [ANSYS, 2015](#) ». Ce logiciel est affecté de nombreux onglets qui sont divisés en différents processeurs. Chaque processeur use de ses propres commandes et options, ce qui permet à l'utilisateur de désigner le type d'éléments finis, le modèle, les matériaux, les conditions aux limites, le chargement et le post-traitement des résultats.

III.3.1 – Eléments de maillage

En se basant sur plusieurs travaux relevés dans la littérature, nous avons opté pour l'utilisation de l'élément Solid45 qui est composé de huit nœuds et trois degrés de liberté par nœud. Il a été appliqué à tous les composants de l'assemblage du pied de poteau, c'est-à-dire le poteau, la platine de base, les tiges d'ancrage et le béton. Ce choix a été justifié en utilisant des modèles élémentaires pour lesquels une solution analytique est connue, tels que les poutres en flexion, ainsi que des modèles plus complexes, comme ceux des tronçons en té.

Le modèle numérique développé pour l'assemblage a été composé de plus de 70 000 nœuds et 60 000 éléments finis. La taille des éléments de maillage a varié en fonction de la zone et le maillage a été soigneusement raffiné en zone de contact (voir [figure III.3](#)). Pour la modélisation de la tige, on a considéré une tige cylindrique de diamètre constant égal à celui de sa partie non filetée (voir [figure III.4](#)) afin de faciliter la modélisation, comme indiqué dans l'article de [Vilela et al. \(2019\)](#).

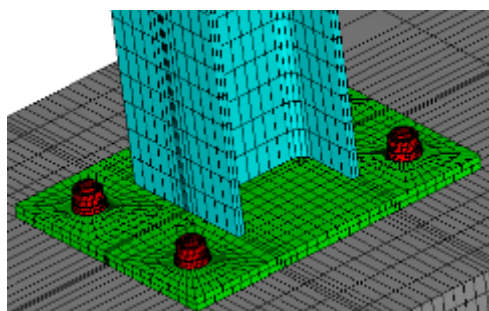


Figure III. 3– Maillage de l'assemblage

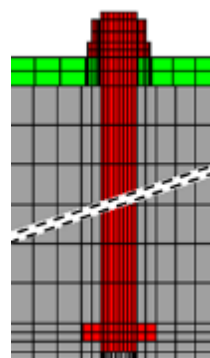


Figure III. 4 – Maillage de la tige d'ancrage

III.3.2 – Conditions aux limites et modélisation du contact et de la précontrainte des tiges d'ancrage

Lors de la modélisation, la prise en compte du contact entre les différents composants de l'assemblage est réalisée. Il a été considéré un contact surface-surface, qui est défini en quatre zones différentes, comme illustré dans la [figure III.5](#). Dans cette approche, le coefficient de frottement μ des surfaces traitées de la plaque de base/béton et de la tige d'ancrage/béton est considéré comme étant égal à 0,2 d'après les travaux de la littérature. Les quatre zones de contacts prises en compte sont les suivantes :

- 1– Contact platine de base / béton ;
- 2– Contact rondelle / platine de base ;
- 3– Contact plaque de base / tige d'ancrage ;
- 4– Contact tige d'ancrage / béton.

Les différentes conditions aux limites et de chargement appliqué au modèle sont présentées sur la [figure III.5](#). La charge axiale $F1$ de compression appliquée est prise égale à 34kN conformément au test expérimental (voir [Figure.III.5](#)).

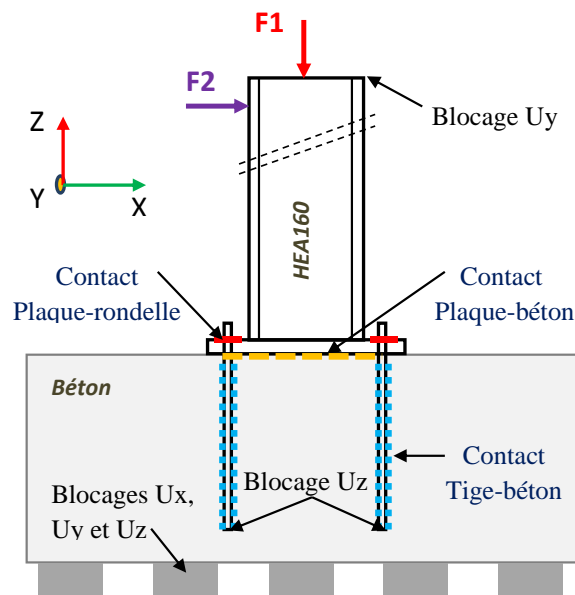


Figure III. 5– Conditions aux limites et zones de contact

La simulation de la précontrainte dans les boulons est également possible à l'aide du logiciel ANSYS (version 2013). Dans cette simulation, la précontrainte est définie par une force appliquée sur une section de la tige dans la direction Z, qui est ensuite transformée en contraintes sur les nœuds de la section, comme illustré sur la [figure III.6](#).

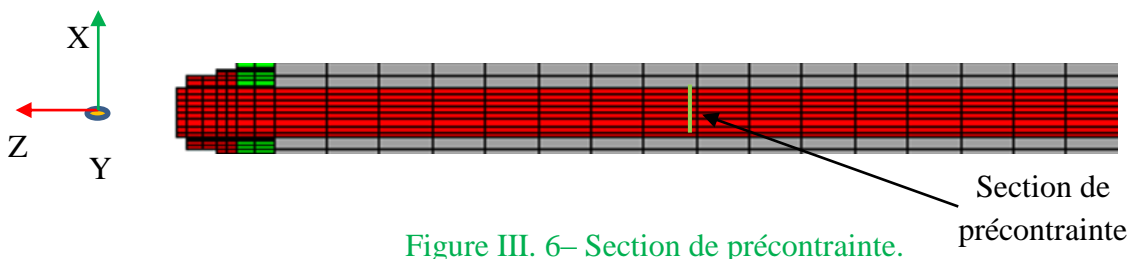


Figure III. 6– Section de précontrainte.

III.3.3 – Type d'analyse

L'analyse globale non linéaire de la structure est réalisée en trois étapes, tel qu'illustré sur la [figure III.7](#). La première étape consiste à appliquer une précontrainte aux tiges d'ancrage qui relie la platine de base avec la fondation en béton. Dans la deuxième étape, un effort de compression constant généré par une pression localisée à la tête du poteau. La dernière étape consiste à appliquer un moment de flexion qui est généré à l'extrémité libre du poteau en appliquant une charge contrôlée par un déplacement imposé.

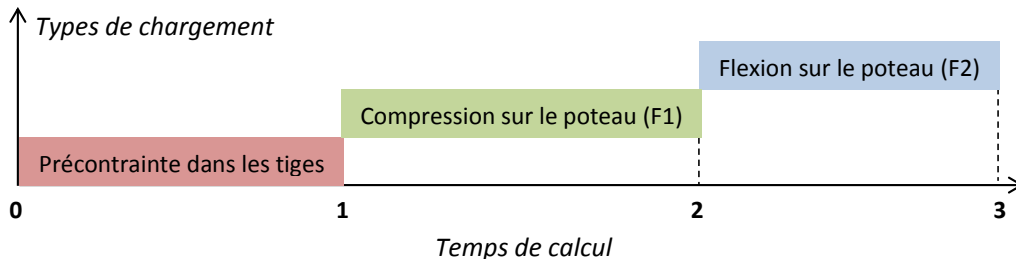


Figure III. 6–Procédure de chargement dans le modèle numérique.

III.4 – Résultats numériques

III.4.1 – Validation du modèle

La [figure.III.8-a](#) présente une comparaison des courbes moment-rotation expérimentales, numériques et analytiques selon l'EC3. On remarque que la rigidité initiale calculée à partir de l'EC3 est supérieure d'environ 11.8% par rapport à celle obtenue à l'aide du modèle numérique et de 25% par rapport aux essais expérimentaux. La rigidité initiale de la courbe numérique se situe entre la courbe analytique de l'EC3 et la courbe expérimentale.

Dans la partie plastique, la courbe numérique est proche de la courbe expérimentale, ce qui donne une différence de 1.5% dans la partie plastique, comparé avec la valeur trouvée expérimentalement. Par contre dans cette partie, l'EC3 a une valeur du moment résistant inférieure aux deux autres résultats numérique et expérimental (voir [figure.III.8-a](#) et [tableau.III.2](#)). Les moments élastique, plastique et ultime sont ajoutés sur la courbe numérique à la [figure.III.8-b](#).

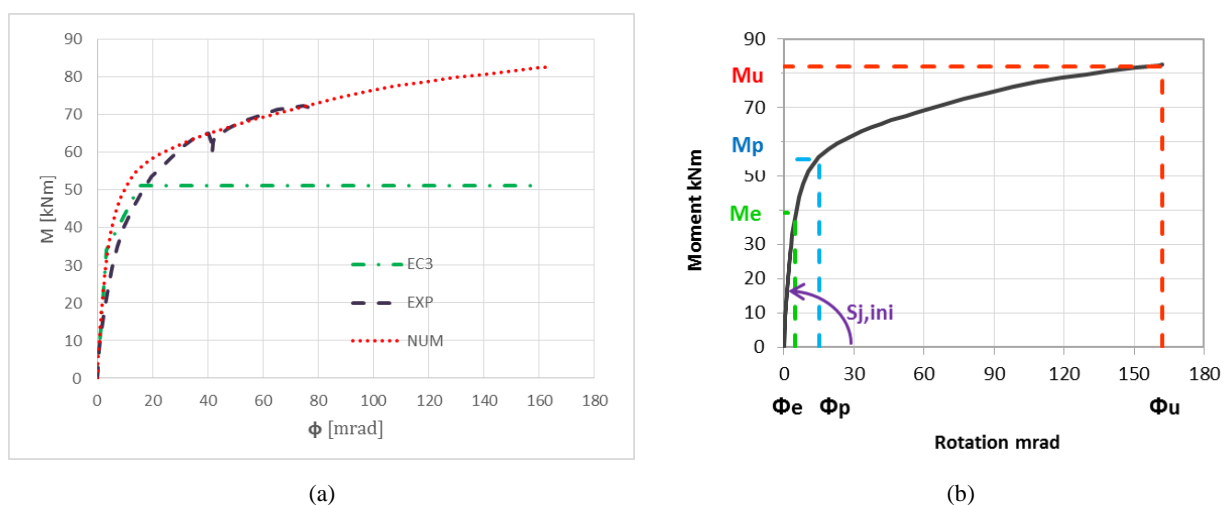


Figure III. 7–Validation du modèle et caractéristiques de la courbe M- ϕ .

Tableau III. 2– Comparaison des résultats EC3, expérimental et numérique

	EC3	Expérimental	Numérique	Num/Exp
Rigidité initiale $S_{j,in}$ (kN.m/mrad)	10.0	7.5 (-25.0 %)	8.8 (-11.8 %)	17%
Moment résistant $M_{j,rd}$ (kN.m)	51.1	54.2 (+6.1 %)	55.0 (+7.6 %)	1.5%

III.4.2 – Etude du comportement mécanique du pied du poteau

En prenant le spécimen décrit précédemment ([figure.III.2](#)), le modèle MEF est utilisé pour mener une analyse détaillée en vue d'analyser le comportement de chaque composant de l'assemblage du pied de poteau dans le domaine élastique, plastique et jusqu'à avoir un mécanisme de ruine. Les éléments pris en compte dans cette étude sont : la plaque de base (déformation élasto-plastique, modes de ruine, effet de levier, distribution des contraintes et effet de l'épaisseur) et les tiges d'ancrage (efforts internes, contraintes internes et moment local).

III.4.3 – Déformation de la platine d'extrémité

La déformation de la plaque de base sous un effort normal et un moment de flexion dépend de plusieurs facteurs, tels que la charge appliquée, la taille de la plaque de base, la rigidité de la plaque et la résistance du matériau de la plaque.

Lorsqu'une charge normale est appliquée sur la plaque de base, la plaque se déforme en fonction de la charge appliquée et de la rigidité de la plaque. Si la charge est importante, la plaque de base peut subir une déformation permanente.

Lorsqu'un moment de flexion est appliqué sur la plaque de base, la plaque va subir une déformation qui dépendra de la distance entre la ligne d'action du moment et le centre de la plaque de base. Plus la distance est grande, plus la déformation sera importante.

Pour réduire la déformation de la plaque de base, il est important d'utiliser une plaque de base de taille suffisante et de résistance appropriée, ainsi que de veiller à ce que la charge soit répartie de manière uniforme sur la plaque. Des calculs précis doivent être effectués pour s'assurer que la plaque de base est dimensionnée correctement pour les charges qui y seront appliquées.

La déformée du modèle en éléments finis est présentée pour le point de chargement maximum qui correspond à M_u et qui a donné une déformation de la plaque de base et de la tige d'ancrage avec une plastification de cette dernière ([figure.III.9-a](#)). Le point du déplacement maximum U_z se trouve au niveau de la semelle du poteau avec une valeur maximale de l'ordre de 25mm. La déformation de la plaque de base a engendré avec elle la déformation plastique de la tige tendue R1 soumise à un moment fléchissant local en plus de l'effort de traction. La flexibilité de la platine en contact avec le béton l'amène à avoir une participation

en rigidité et en résistance plus importante avec l'augmentation de l'intensité de la force appliquée de compression (Benyelles et al. 2015).

La (figure.III.9-b) montre la déformée de la platine de base, dans le plan de l'âme du poteau, pour les différentes phases de chargement (Me, Mp, et Mu).

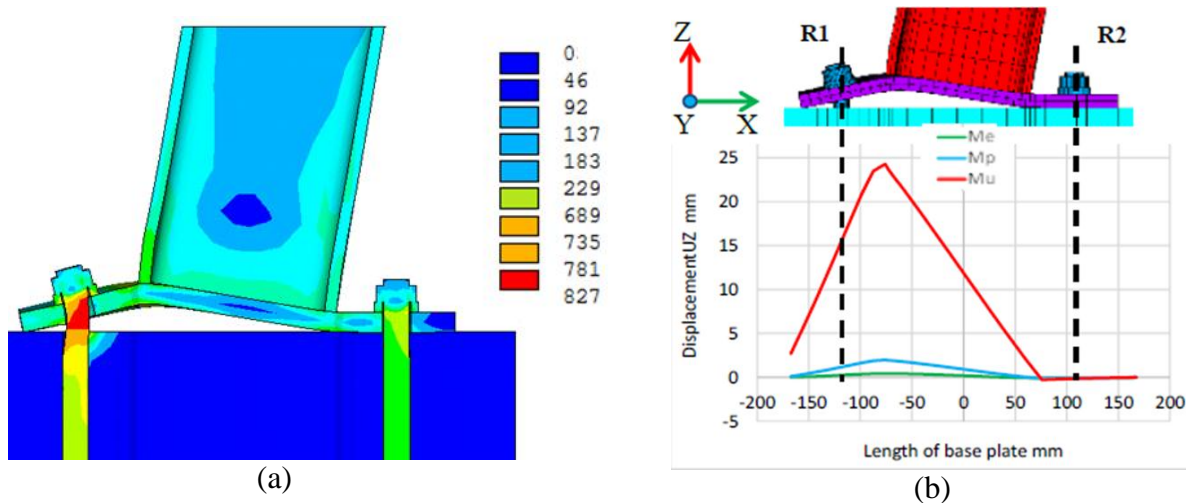


Figure III. 8– Déformation du modèle et distribution des contraintes de Von Mises

III.4.3 – Modes de ruine

Les modes de ruine des pieds de poteau dépendent de plusieurs facteurs, tels que la géométrie et les dimensions du pied de poteau, le type et la direction de la charge appliquée ainsi que la résistance et la rigidité du matériau utilisé.

Parmi les modes de rupture courants des pieds de poteau, on peut citer la rupture de la plaque de base par cisaillement, la rupture de la plaque de base par flexion, la rupture de la tige d'ancrage par cisaillement ou par flexion, la rupture de la tige d'ancrage au niveau du point d'ancrage et la rupture du poteau lui-même.

Pour éviter ces modes de rupture, il est important d'utiliser des matériaux de haute qualité et de dimensionner correctement les pieds de poteau en fonction des charges appliquées. Les pieds de poteau doivent être positionnés correctement et de manière sécurisée, conformément aux normes et aux réglementations en vigueur.

Les résultats de la déformation numérique, présentés dans la figure.III.10, correspondent au chargement ultime correspondant au moment Mu. Pour chacune de ces déformations, une comparaison est réalisée avec le calcul analytique de l'EC3 afin d'identifier le mode de rupture correspondant.

En traitant la plaque de base, décrite précédemment, par la formulation analytique de l'Eurocode 3 pour déterminer le mécanisme de ruine, l'ensemble des modes de ruine possibles sont comme suit :

Mode1 :

$$F_{1T,Rd} = \frac{(8n-2ew)*(M_{pl,1,Rd})}{(2mn)-ew*(m+n)} = 362,45 \text{ kN}$$

Mode2 :

$$F_{2T,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = 315,21 \text{ kN}$$

Mode3 :

$$F_{3T,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 452,16 \text{ kN}$$

On conclut que le mode de ruine 2 (formation d'un mécanisme partiel, accompagné d'une rupture des tiges en traction empêchant le développement du mécanisme complet) est le plus critique, donnant ainsi une résistance de calcul de $F_{T,Rd}=315,2 \text{ kN}$.

Par contre, en étudiant le modèle en éléments finis, l'effort de traction du tronçon en T obtenu numériquement pour le dernier pas de chargement, on a $F_{t,numérique} = f_{bz} - f_{tz} = 331 \text{ kN}$ avec F_{bz} est l'effort axial dans la tige et F_{tz} est l'effort de levier dans la zone tendue déterminés numériquement. La différence entre les deux résultats est de l'ordre de 5%, ce qui est intéressant.

Le mode de ruine obtenu numériquement correspond au mode 2 (mécanisme partiel) du calcul analytique selon l'EC3. Ceci est confirmé par la [figure.III.10](#) avec une plastification de la plaque de base par flexion ainsi que la tige d'ancrage. On conclut que le mode de ruine numérique est conforme à celui de l'EC3.

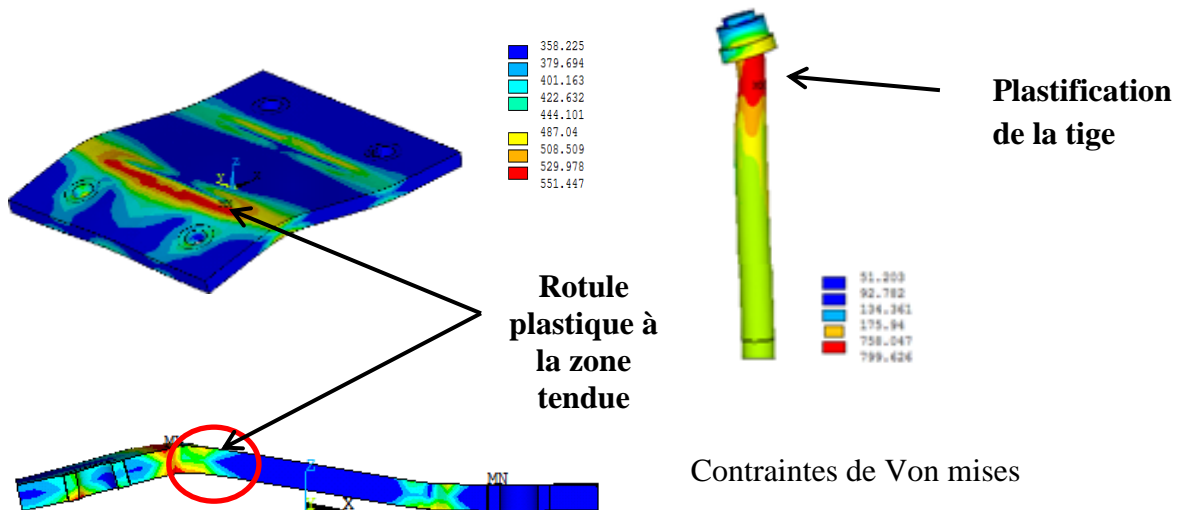


Figure III. 9– Représentation numérique du mode de ruine

La [figure.III.11](#) présente la loi comportement moment-rotation de l'assemblage du pied poteau et l'évolution des modes de ruine. Les points p1, p2, p3 et p4 représentent les différentes phases de déroulement des modes de ruine dans l'assemblage de pied de poteau tout en les comparant avec ceux observés expérimentalement et celui analytique de l'EC3. Le point p1 représente numériquement le début de la plastification de la platine au niveau de la

liaison avec le poteau dans la zone tendue. Le point p2 représente le début de la plastification de tige dans la zone tendue. Le point p3 correspond à une plastification importante de la tige d'ancrage dans la zone tendue de l'assemblage et, enfin, le point p4 représente un mécanisme plastique de la plaque de base au niveau de la liaison avec le poteau dans la zone tendue.

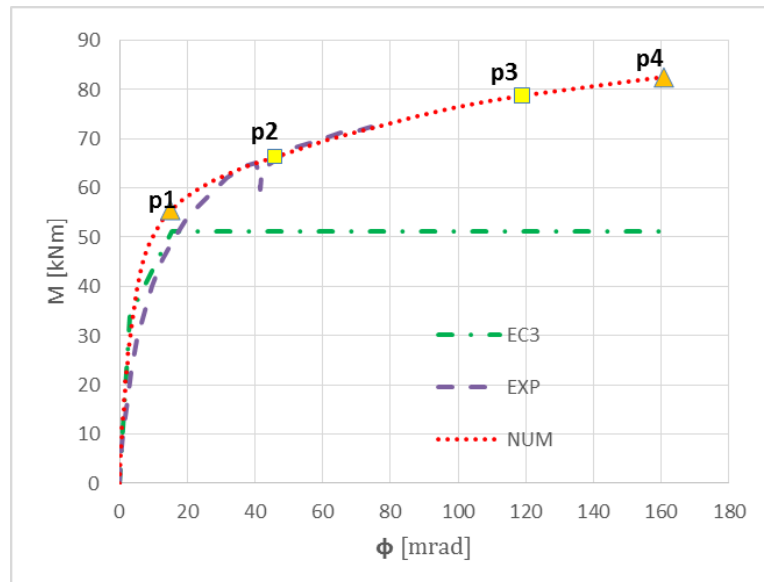


Figure III. 10– Comparaison des courbe moment-rotation numérique, expérimental et de l'EC3

III.4.4 – Effet de levier

L'effet de levier est un phénomène qui peut se produire dans les pieds de poteau lorsque la charge appliquée n'est pas alignée avec le centre de la base. Lorsqu'une charge est appliquée à une certaine distance du centre de la base du pied de poteau, elle peut créer un moment de flexion, ce qui peut entraîner une tension accrue dans la tige d'ancrage et la plaque de base.

L'effet de levier se produit lorsque la force appliquée sur le système est à une certaine distance de son point d'appui. Dans le cas d'un pied de poteau, la charge exerce une force sur le poteau qui est transmise à la base du pied de poteau. Plus la charge est importante et plus la distance entre le point d'application de la charge et le point d'appui est grande, plus l'effet de levier est important.

L'effet de levier peut être amplifié par des facteurs tels que la hauteur du poteau, la longueur de la tige d'ancrage et la rigidité de la plaque de base. Pour éviter l'effet de levier, il est important d'aligner correctement la charge avec le centre de la base du pied de poteau, ou de concevoir le pied de poteau avec une plaque de base plus grande ou une tige d'ancrage plus résistante pour compenser les effets du moment de flexion.

Il est également important de prendre en compte l'effet de levier dans la conception des fondations et des structures dans lesquelles les pieds de poteau seront utilisés, afin de s'assurer qu'ils sont suffisamment résistants et stables pour supporter les charges appliquées.

En analysant la distribution de la pression du contact de la plaque de base avec le béton due à l'effort de levier dans l'assemblage du pied de poteau, la pression engendrée par l'effort de levier se développe dans la zone tendue à partir des tiges d'ancrage précontraintes jusqu'à l'extrémité de la plaque de base. Dans la zone comprimée, le centre de compression se situe au niveau de la semelle du poteau (voir figure.III.12).

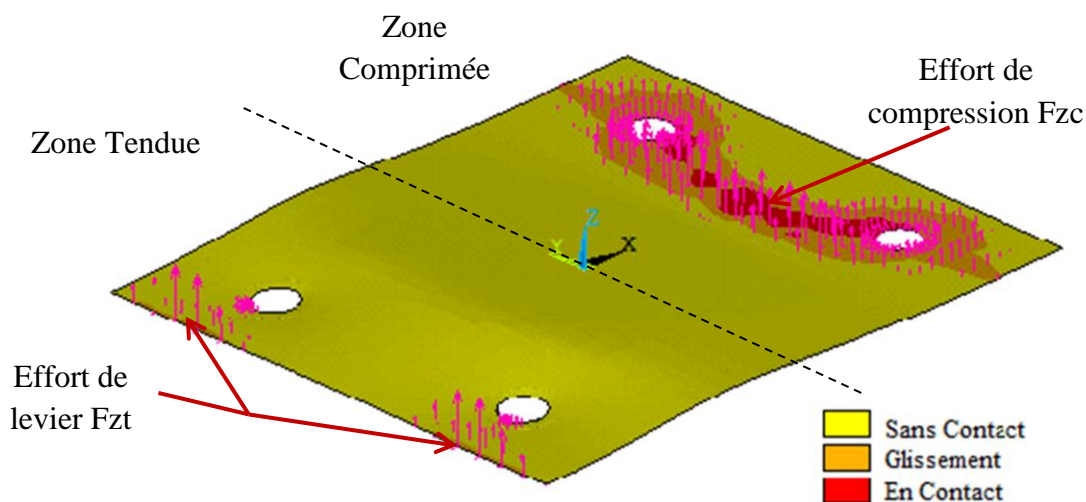


Figure III. 11– Pressions de contact de la platine avec le béton (vue sur la fibre inférieure).

L'effet de levier se développe en présence des modes de ruine 1 ou 2 de l'Eurocode 3. Le mode de ruine 2 est associé à l'augmentation des efforts de traction dans les tiges d'ancrage dû à la déformation de la platine de base en flexion qui provoque un soulèvement par rapport au béton sauf aux bords d'extrémité de la platine où l'effet de levier apparaît. Cela induit une réaction au bord, nommée Q . Cet effet fait augmenter de la même valeur Q l'effort de traction dans chaque tige d'ancrage. Lorsque les déformations de la platine sont importantes, il peut se produire une mise en flexion importante des tiges d'ancrage dans la zone tendue.

La résultante des pressions de contact est située au niveau des tiges d'ancrage au début du chargement du fait de la mise en précontrainte. Ensuite l'effet de levier commence à se développer vers le bord de la plaque de base dans la zone tendue PL_{zt} lors de l'application du moment fléchissant (voir figure.III.13-b). Par contre dans la partie comprimée, la résultante des pressions de contact PL_{zc} est située au-dessous de la tige (zone comprimée) au début du chargement. La figure.III.13-a représente les résultantes des pressions de contact des zones tendues et comprimées. Elles correspondent au début du chargement à l'effort de la précontrainte appliqué dans les tiges d'ancrage. L'effort F_{zt} diminue au cours du chargement, du fait du décollement de la platine par rapport au béton. Par contre l'effort F_{zc} augmente puisque cet effort est dû au moment fléchissant.

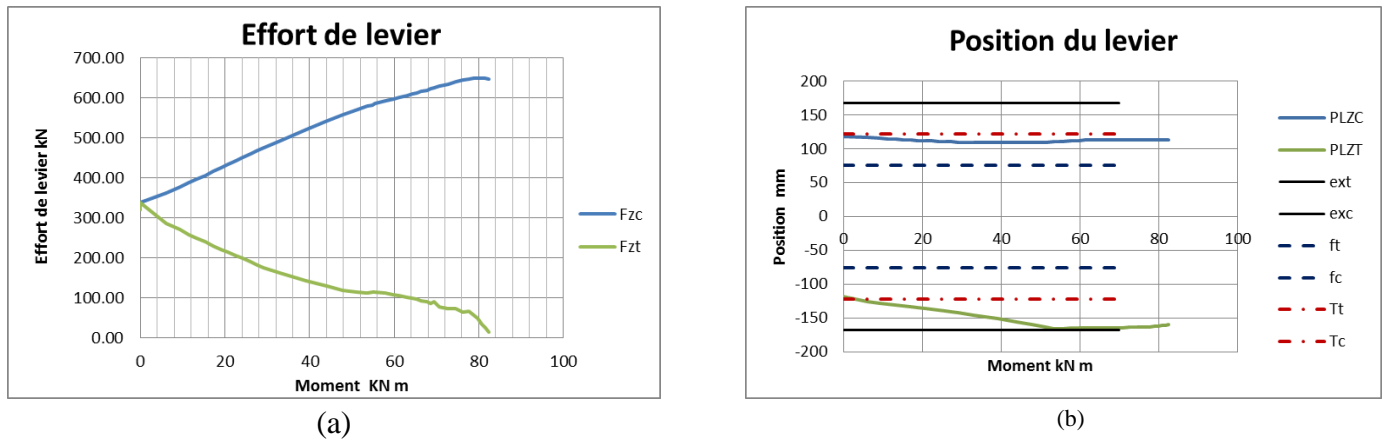


Figure III. 12– Résultante des pressions de contact dans le pied de poteau.

(a : Variation de la résultante en fonction du moment ; (b : Variation de la résultante en fonction du moment)

Avec :

F_{zc} : effort de levier dans la zone comprimé

F_{zt} : effort de levier dans la zone tendue

$Plzc$: position de levier dans la zone comprimé

$Plzt$: position de levier dans la zone tendue

ext : extrémité de la plaque dans la zone tendue

exc : extrémité de la plaque dans la zone comprimée

ft : position de la semelle du poteau dans la zone tendue

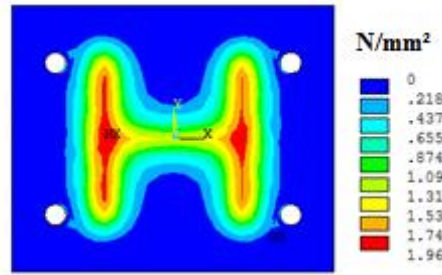
fc : position de la semelle du poteau dans la zone comprimée

Tt : position des tiges d'ancrage dans la zone tendue

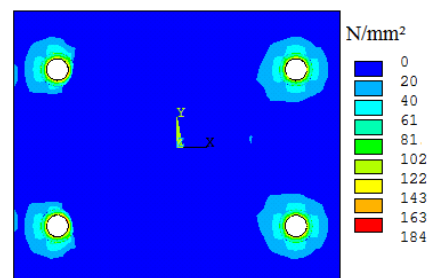
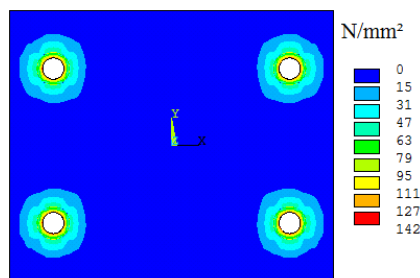
Tc : position des tiges dans la zone comprimée.

Le contact entre la platine de base et le béton est une partie importante de la construction de toute structure. La platine de base est généralement une plaque en acier qui est utilisée pour répartir la charge du poteau sur une surface plus grande du béton, ce qui permet de réduire la pression exercée sur le béton et d'assurer une meilleure stabilité.

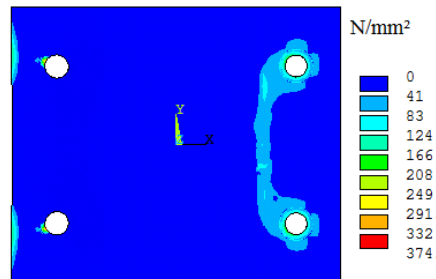
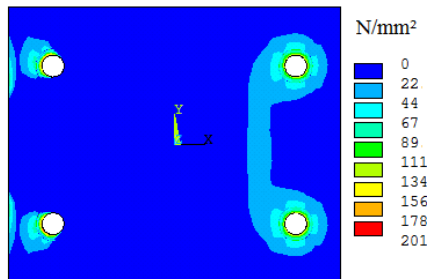
La figure.III.14 représente l'évolution de la surface de contact platine-béton en fonction des différents pas de chargement. Avant le chargement horizontal, la compression du poteau est la seule qui sollicite la platine ; ensuite l'effet de la précontrainte des tiges d'ancrage génèrent des pressions localisées autour des trous de la platine. Lors de l'évolution du chargement horizontal et donc du moment fléchissant sur l'assemblage, la déformation de la platine se développe par zones jusqu'à plasticité de celle-ci entraînant une concentration des pressions au niveau de la semelle du poteau (partie comprimée) et les bords de la platine (effets de levier sur la partie tractée).



**Distribution de pression verticale de contact sur la surface supérieure de la platine
(Poteau comprimé)**



Etape de mise en précontrainte des tiges Me (moment élastique)



Mp (moment plastique)

Mu (moment ultime)

Figure III. 13–Evolution de la pression du contact pour différentes valeurs de moment sur le poteau.

III.4.5 – Efforts dans les tiges d'ancrage

Les efforts dans les tiges d'ancrage font référence aux forces et contraintes qui sont appliquées le long de ces éléments structurels. Ces tiges, souvent utilisées pour ancrer des poteaux ou d'autres éléments de structure dans les fondations, sont soumises à des charges, notamment des forces de traction, de cisaillement ou des moments. L'analyse des efforts dans les tiges d'ancrage est cruciale pour évaluer la stabilité et la performance globale de la structure, en particulier dans des conditions telles que des charges dynamiques, des vents forts ou des séismes.

Il est important de noter que les forces appliquées sur les tiges d'ancrage peuvent varier en fonction de la conception et de l'emplacement du pied de poteau. Par exemple, un pied de poteau placé sur un sol instable peut subir des forces latérales supplémentaires, tandis qu'un pied de poteau peut subir des forces de compression importantes. Il est donc important de prendre en compte les conditions spécifiques du site lors de la conception et de l'installation des tiges d'ancrage.

En résumé, les tiges d'ancrage dans les pieds de poteaux doivent être conçues pour résister aux forces de compression, de traction, de flexion et de cisaillement exercées sur elles. Les tiges doivent être dimensionnées et fixées correctement pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure. Il est important de tenir compte des conditions spécifiques du site lors de la conception et de l'installation des tiges d'ancrage.

Il est intéressant de voir aussi le comportement de la tige d'ancrage dans la zone tendue. La [figure.III.15](#) montre l'évolution des efforts dans la tige tendue d'une part et dans la tige comprimée, d'autre part, en fonction du moment appliqué sur le pied du poteau. L'effort dans les tiges amorce avec une valeur d'environ 160kN qui correspond à la précontrainte appliquée dans les tiges. Pour les deux tiges (zone tendue et zone comprimée), jusqu'à un certain niveau de charge, la variation de l'effort dans les tiges n'est pas remarquable. Au-delà de cet effort, la tige tendue (F_{zt}) montre une variation de l'effort continu quasi proportionnelle au moment appliqué mais avec une tendance exponentielle, jusqu'à un effort de 201kN, ce qui donne une diminution de l'effort due à la déformation de la tige en zone tendue. Par contre, pour la tige située en zone comprimée (F_{zc}), on remarque que l'effort commence par la valeur de la précontrainte, ensuite il montre une faible décharge de la tige due à la déformation flexionnelle de la plaque de base.

Avec : F_t : effort ultime dans la tige d'ancrage ; $F_t=0,9.f_{ub}.A$

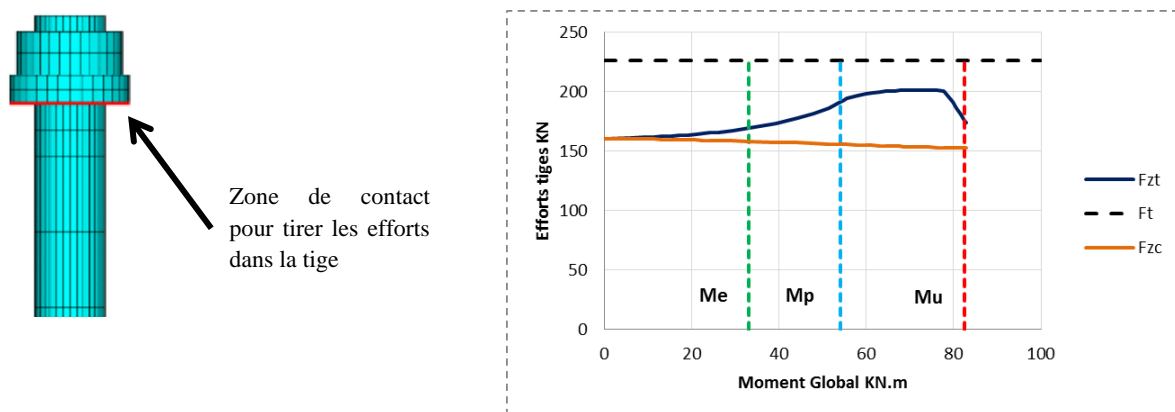


Figure III. 14– Evolution de l'effort dans la tige tendue et la zone comprimée fonction du moment appliqué (Direction axiale de la tige)

La [figure.III.16](#) présente les efforts dans les tiges d'ancrage en zones tendue et comprimée pour les différents niveaux de chargement. (M_e ; M_p ; M_u), Les résultats montrent que la tige tendue présente une évolution de la tension interne jusqu'à un moment M_p ; atteignant le

moment ultime M_u , la tension s'affaiblit. Pour la tige en zone comprimée, la tension interne est presque constante.

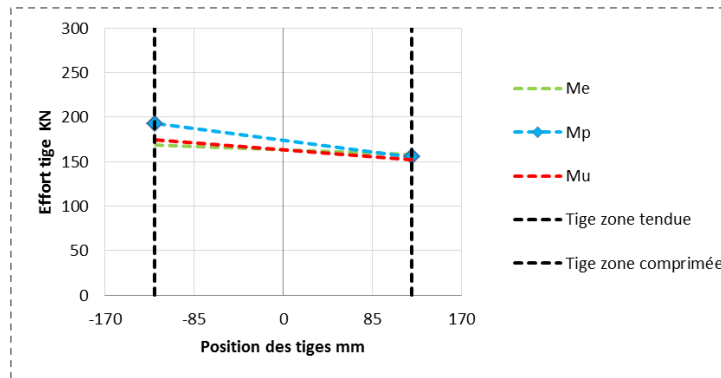


Figure III. 15– Efforts dans les tiges d'ancrage pour différents niveaux de chargement

III.4.6 – Répartitions des contraintes dans la tige d'ancrage

Lorsqu'une charge est appliquée sur un pied de poteau, les tiges d'ancrage qui relient le poteau à la fondation sont soumises à des contraintes. Les contraintes dans les tiges d'ancrage sont réparties sur toute la longueur de la tige, mais la répartition peut varier en fonction de plusieurs facteurs.

L'idée développée dans cette étude est d'analyser la répartition des contraintes dans la direction axiale de la tige (axe Z) en choisissant deux sections d'observation pour voir l'effet de la section de coupe proche de la tête et loin de la tête, pour vérifier aussi sa conformité avec état de contraintes : une section proche de la tête et l'autre section loin de la tête (figures.III.17 et III.18). Pour la section proche de la tête, il a été constaté que les contraintes dues aux moments élastiques (Me), plastique (Mp) et ultime (Mu) de l'assemblage n'ont pas une répartition constante attestant de la présence d'un moment fléchissant local dans la tige en plus de la traction. Ce dernier précipitera donc la ruine de la tige d'ancrage alors qu'il est utile de rappeler que l'EC3 ne tient pas compte du moment local dans la tige.

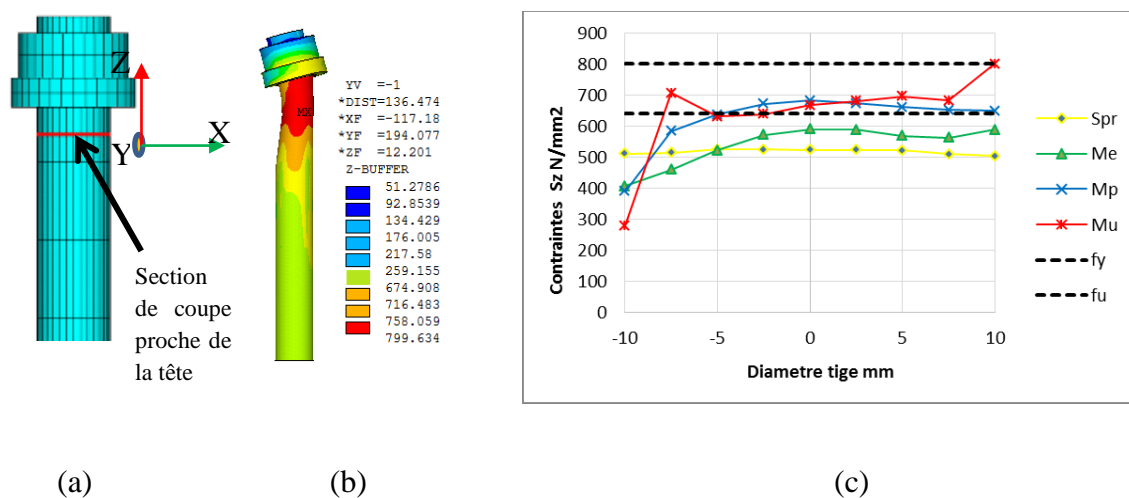


Figure III. 16– Répartition des contraintes dans la tige tendue (section proche de la tête) (a : Position de la section proche de la tête ; b : distribution des contraintes de Von Mises dans la tige avec déformation; c : distribution des contraintes normales sur la section proche de la tête)

La Figure.III.18 montre la répartition des contraintes dans la zone de la tige tendue dans une coupe loin de l'écrou. On constate, en général, que les contraintes de traction ont une répartition pratiquement constante.

Avec :

M_e : contraintes due au moment élastique

M_p : contraintes due au moment plastique

M_u : contraintes due au moment ultime

S_{pr} : contraintes due à la précontrainte dans la tige

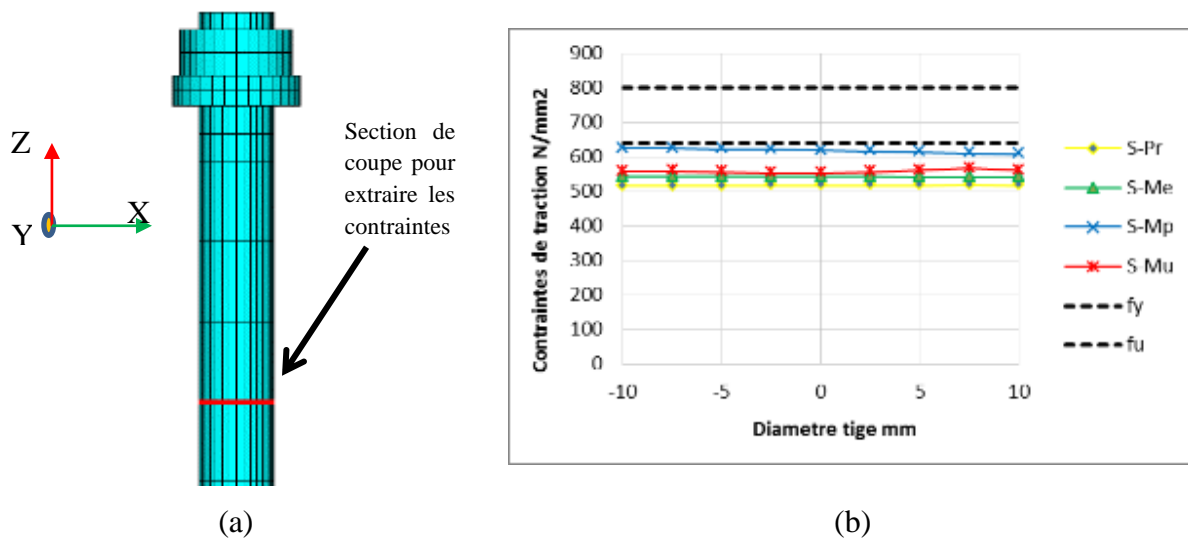


Figure III. 17– Répartition des contraintes dans la tige tendue (section loin de la tête).
(a : position de la section loin de la tête ; b : distribution des contraintes sur la section loin de la tête)

III.4.7 – Moment fléchissant de la tige d'ancrage sans précontrainte

La plastification de la tige d'ancrage due à un moment de flexion peut se produire lorsque la tige d'ancrage est soumise à une sollicitation de flexion excessive, ce qui peut entraîner une déformation permanente de la tige d'ancrage. Ce phénomène peut se produire lorsque la magnitude du moment de flexion dépasse la capacité de résistance de la tige d'ancrage.

La scission de la tige d'ancrage due à un moment de flexion peut se produire lorsqu'une tige d'ancrage est soumise à une sollicitation de flexion excessive qui dépasse sa capacité de résistance. Lorsque la tige d'ancrage subit une charge de flexion importante, elle peut fléchir jusqu'à ce qu'elle atteigne sa limite de résistance et se rompe.

La rupture de la tige d'ancrage due à un moment de flexion est différente de la rupture due à un effort de traction. Dans le cas de la rupture due à un effort de traction, la tige d'ancrage subit une force qui tire sur elle dans une direction opposée à sa résistance maximale. Dans le cas de la rupture due à un moment de flexion, la tige d'ancrage subit une force qui la plie, et la rupture se produit à un endroit où elle est soumise à la plus grande sollicitation de flexion.

Pour cela on va étudier le cas où la tige est sollicitée par un moment de flexion.

Le même spécimen est étudié sans précontrainte dans les tiges d'ancrage. Les tiges sont en M20 HR.8.8. L'effet du moment a été analysé sur le comportement de la tige d'ancrage et la distribution des contraintes internes.

L'influence du moment est importante sur la tige tendue (voir figure.III.19 et tableau.III.3). Les contraintes dues au moment de flexion et l'effort normal représentent approximativement, pour cet exemple, 2/3 et le 1/3 respectivement de la contrainte axiale totale S_{zz} . L'Eurocode 3 tient en compte seulement de l'effort normal et néglige la présence de la flexion sur la tige d'ancrage ; alors que la plasticité ou la rupture de la tige peut être plus précipitée à cause de la présence de ce moment local important.

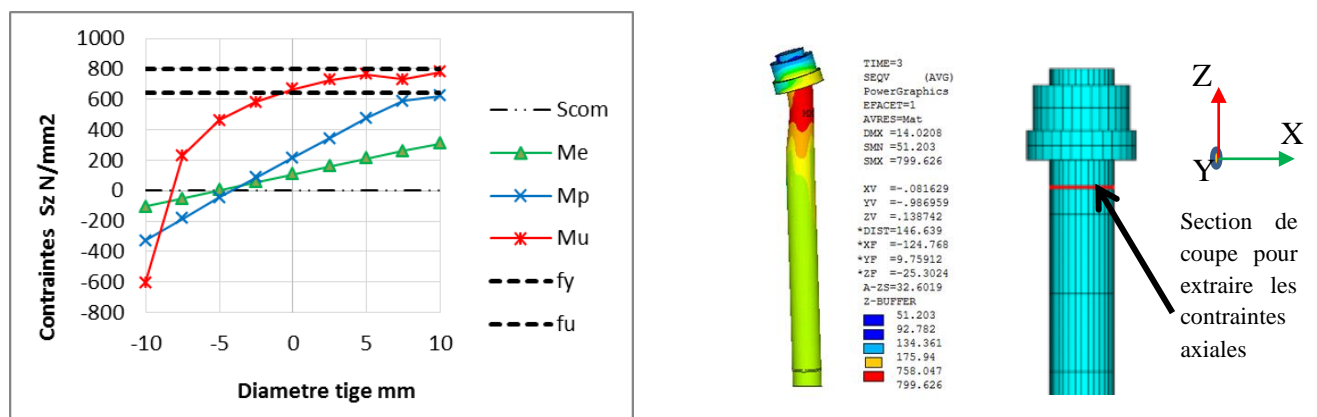


Figure III. 18– Répartition des contraintes dans la tige tendue

Tableau III. 3– Représentation de la contrainte normale et la contrainte du au moment

Contraintes dans les fibres extrêmes		Contrainte S_N (MPa)	Contrainte S_M (MPa)
Contrainte S_{Sup} (MPa)	Contrainte S_{Inf} (MPa)		
+239,5	-81,3	$(S_{Sup}+S_{Inf})/2 = 79,1$	$(S_{Sup}-S_{Inf})/2 = 160,4$

III.4.8 – Allongement des tiges d'ancrage

L'allongement des tiges d'ancrage peut se produire lorsqu'elles sont soumises à des charges qui dépassent leur limite élastique. La limite élastique est la contrainte maximale qu'une tige d'ancrage peut supporter avant de subir une déformation permanente.

Lorsque la tige d'ancrage est soumise à une charge excessive, elle peut se déformer élastiquement, c'est-à-dire qu'elle peut s'allonger temporairement. Si la charge est maintenue pendant une période de temps prolongée, la déformation élastique peut devenir permanente et la tige d'ancrage peut ne plus être capable de supporter la charge pour laquelle elle a été conçue.

L'allongement des tiges d'ancrage peut être évité en utilisant des tiges d'ancrage de qualité supérieure qui ont une limite élastique élevée et qui sont dimensionnées correctement pour les

charges prévues. Il est également important de s'assurer que les tiges d'ancrage sont correctement installées et que les charges sont réparties uniformément pour éviter une sollicitation excessive.

La [figure.III.20](#) montre l'allongement de la tige tendue dans le sens vertical Z, avec trois parties de la tige d'ancrage (tp : partie dans la platine ; anc : partie ancrée ; tot=tp+anc). Elle montre que l'effort dans la tige dépasse l'effort de la précontrainte jusqu'à atteindre un effort de 200 kN ; ce qui donne un allongement maximum de 5mm sur la longueur totale de la tige. L'effort interne diminue en fin de parcours dû à la plastification de la tige, avec une augmentation de l'allongement qui va atteindre une valeur de 9mm. La flèche au niveau de la plaque déformée est importante vu qu'il est presque égal à l'allongement au niveau de l'ancrage.

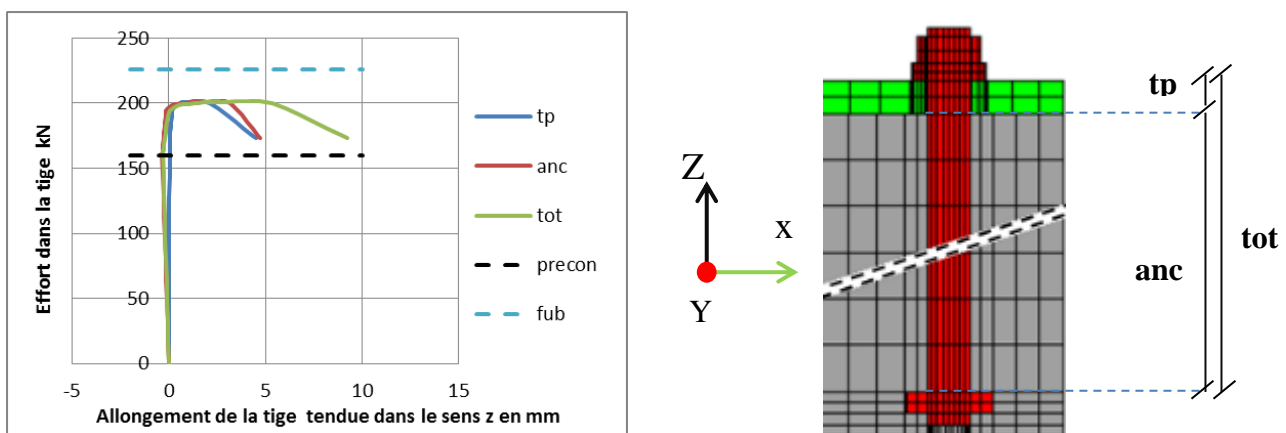


Figure III. 19–Courbe force –déplacement de la tige d'ancrage

III.5 – Etude paramétrique

L'étude du comportement mécanique du pied de poteau métallique et de ses modes de ruine est un domaine de recherche complexe qui nécessite une analyse approfondie de l'effet des différents paramètres de dimensionnement. En effet, pour affiner la compréhension de ce phénomène, il est essentiel de prendre en compte plusieurs facteurs tels que l'effort normal de compression, la précontrainte dans la tige, l'épaisseur de la platine ainsi que le diamètre de la tige. Ces paramètres sont tous interconnectés et leur influence sur le comportement mécanique du pied de poteau métallique peut varier considérablement en fonction de leur valeur. Par conséquent, une analyse paramétrique précise est nécessaire pour comprendre les interactions complexes entre ces variables et pour déterminer leur impact sur la résistance et la stabilité du pied de poteau métallique.

Grâce à cette analyse, les ingénieurs peuvent mieux comprendre le comportement mécaniques des assemblages, le poids de chacun des paramètres géométriques, matérielles ou mécaniques et ainsi, par la suite, pouvoir mieux concevoir les pieds de poteau métalliques plus robustes et plus résistants, améliorant ainsi la sécurité et la durabilité des structures métalliques dans lesquelles ils sont utilisés.

III.5.1 – Effet de la compression sur le pied de poteau

L'effet de la compression sur le pied de poteau est un sujet d'étude important dans le domaine de l'ingénierie structurelle (Benyelles C,M, et al,2015), car il peut avoir une incidence significative sur la résistance et la stabilité de la structure globale.

Par conséquent, il est essentiel de comprendre comment la compression affecte le pied de poteau afin de concevoir des structures plus résistantes et plus durables.

Des études expérimentales et numériques ont été menées pour évaluer l'effet de la compression sur le pied de poteau par rapport à sa rigidité initiale. Ces études ont montré que la rigidité initiale est un facteur déterminant pour la résistance et la stabilité du pied de poteau sous l'effet de la compression. En outre, ces études ont également permis de développer des modèles de simulation qui permettent de prédire le comportement du pied de poteau sous différentes conditions de charge, en prenant en compte la rigidité initiale et d'autres facteurs influents. Grâce à ces modèles, les ingénieurs peuvent concevoir des pieds de poteau plus robustes et plus résistants, qui sont mieux adaptés aux exigences des applications industrielles et des projets de construction.

La Figure III.21 et le tableau III.4 montrent l'effet de la compression sur le comportement du pied de poteau. Ainsi, quatre configurations sont comparées. La première est sans effort normal de compression sur le poteau et les trois autres ont un effort de compression de 34kN, 100kN et 150kN. En comparant les quatre courbes, une différence non négligeable de la capacité de résistance est constatée et qui augmente avec l'effort normal appliqué. En réalité, la flexibilité de la platine en contact avec le béton l'amène à avoir une participation en rigidité et en résistance plus importante avec l'augmentation de l'intensité de la force appliquée de compression.

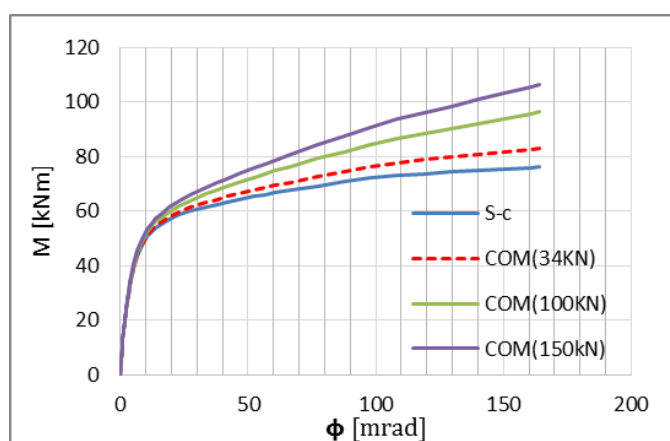


Figure III. 20–Courbe moment-rotation (effet de la compression)

Tableau III. 4– Effet de la compression sur le pied de poteau

	N/Npl, rd	Sj,ini [kNm/mrad]	Mu [KN.m]
Sans Compression	0	8,38	76,08
Avec Compression (34kN)	0,024	8,46 +0,95%	82,96 +8,29%
Avec compression (100kN)	0,071	8,61 +2,67%	96,3 +21%
Avec compression (150kN)	0,107	8,73 +4%	106,41 +28,5%

III.5.2 – Effet de la précontrainte sur les tiges d'ancrage

La précontrainte est une technique couramment utilisée pour renforcer les tiges d'ancrage et améliorer leur résistance aux charges de tension et de cisaillement. Cette technique consiste à appliquer une force initiale à la tige d'ancrage avant de la fixer dans le béton, de manière à créer une tension préalable dans la tige. Cette tension préalable permet de renforcer la tige d'ancrage et d'améliorer sa résistance aux charges de tension et de cisaillement.

L'effet de la précontrainte sur les tiges d'ancrage dépend de plusieurs facteurs, tels que le type de matériau de la tige, le niveau de précontrainte appliqué, la durée de la précontrainte, la qualité de la fixation dans le béton, etc. En général, l'application d'une précontrainte appropriée peut augmenter considérablement la résistance et la stabilité des tiges d'ancrage, en particulier sous des charges de tension et de cisaillement élevées.

Des études expérimentales et numériques ont été menées pour évaluer l'effet de la précontrainte sur les tiges d'ancrage. Ces études ont montré que la précontrainte peut augmenter considérablement la résistance à la traction et à la compression de la tige d'ancrage, ainsi que sa résistance à la fatigue et à la rupture. En outre, ces études ont également mis en évidence que la précontrainte peut améliorer la capacité de la tige d'ancrage à supporter des charges de cisaillement, en améliorant la résistance au glissement de la tige dans le béton.

Cependant, il convient de noter que l'application d'une précontrainte excessive peut également avoir des effets négatifs sur les tiges d'ancrage, tels que la diminution de la résistance à la fatigue et la fragilisation du matériau de la tige. Par conséquent, il est important de sélectionner et d'appliquer la précontrainte de manière appropriée, en fonction des caractéristiques spécifiques de la tige d'ancrage et des exigences de l'application.

Le système étudié présente des tiges d'ancrage de diamètres variés (M20, M22, M24 et M27) de nuance 8.8, avec une longueur d'ancrage dans le béton de fondation de 400mm et d'un acier de nuance S235. La platine a une épaisseur de 15mm. Le seul paramètre qui est variable est la précontrainte appliquée dans les tiges d'ancrage qui a une intensité propre calculée au préalable pour chaque diamètre selon l'Eurocode 3 (voir [Tableau.III.5](#)).

La [figure.III.22](#) montre l'effet de la précontrainte dans les tiges d'ancrage, en utilisant uniquement deux diamètres, M22 et M24, en appliquant un effort normal de compression constant sur le poteau de 34kN et un moment de flexion variable. Il peut être observé sur les courbes moment-rotation que la précontrainte joue un rôle important dans le comportement de l'assemblage d'un pied de poteau sur sa rigidité initiale et aussi un effet moins important sur la résistance flexionnelle.

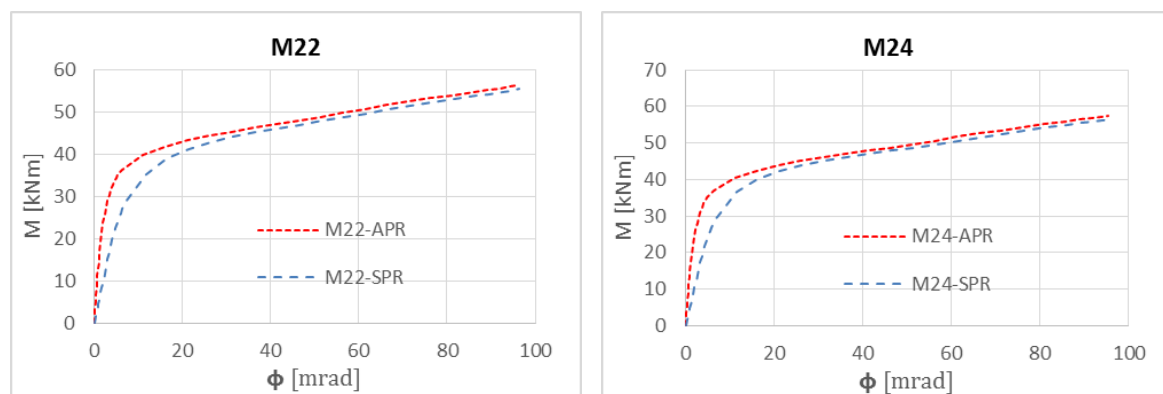


Figure III. 21–Courbes moment-rotation (effet de la précontrainte)

Le [tableau III.5](#) montre l'effet de la précontrainte sur les différents points que ce soit la rigidité initiale ainsi que sur le moment élastique, moment plastique, moment ultime, appliqués sur les différents diamètres M20 M22 M24 M27, en comparant ces résultats avec et sans précontrainte. On remarque que la précontrainte joue un rôle très important sur la rigidité initiale. Pour les tiges de M20 à M27, une augmentation importante de la rigidité initiale de 66% à 68% est observée. On remarque aussi que la précontrainte a aussi un effet significatif sur le moment élastique (+21% à +29%) et un peu moins sur le moment plastique (+18% à +21%) et plus faible ou insignifiant sur le moment ultime (+0,9% à +1,7%). On conclut que la précontrainte a un effet important sur la rigidité initiale de l'assemblage du pied de poteau.

Tableau III. 5– Effet de la précontrainte sur l'assemblage du pied de poteau

Diamètre Tige (mm)	Force de précontrainte F_p (kN)		M_e (kN.m)	M_p (kN.m)	M_u (kN.m)	$S_{j,ini}$ (N/mm ²)
M 20	176	Avec précontrainte	25	35	51	14
		Sans précontrainte	18	28	50	4.70
		Différence %	+29	+21	+1.7	+66
M 22	213	Avec précontrainte	26	36	56	15
		Sans précontrainte	18	29	55	4.97
		Différence %	+29	+21	+1.5	+67
M 24	253	Avec précontrainte	24	37	57	16
		Sans précontrainte	19	30	56	5.26
		Différence %	+22	+19	+1.7	+67
M 27	320	Avec précontrainte	25	38	59	18
		Sans précontrainte	20	31	58	5.69
		Différence %	+21	+18	+0.9	+68

Une étude paramétrique est faite sur les différents diamètres M20, M22, M24, M27, pour extraire les efforts dans les tiges d'ancrage dans la zone tendue en comparant ces derniers avec et sans précontrainte.

Avec :

Fspzt : effort dans la tige tendue sans précontrainte

Fapzt : effort dans la tige tendue avec précontrainte

Ft : effort ultime dans la tige d'ancrage ; $F_t = 0,9.fub.A$

Fp : effort de la précontrainte dans la tige ; $F_p = 0,7.fub.A$

La [figure.III.23](#) montre l'effort dans les tiges d'ancrage en fonction du moment sollicitant au pied du poteau pour différents diamètres de la tige (M20, M22, M24, M27). On remarque que l'effort dans la tige tendue avec précontrainte fapzt commence par une intensité qui est celle de la précontrainte jusqu'à avoir à une diminution due à la décharge de la précontrainte causée par la déformation de la plaque de base. On constate aussi que l'effort dans la tige tendue sans précontrainte fspzt commence par une intensité interne nulle et ne peut pas atteindre ft ; ce qui explique que la tige n'est pas arrivée à sa limite de résistance ; ceci montre que le mode de ruine s'est produit au niveau de l'assemblage et non dans la tige.

Les [figures.III.24](#) et [III.25](#) montrent la comparaison de l'effort de précontrainte et sans précontrainte pour les différents diamètres (M20, M22, M24 et M27). L'évolution des efforts dans les tiges, cas sans précontrainte, sont presque linéaires et identiques pour tous les diamètres. Pour ces tiges, lorsque le mode ruine 2 est atteint, rotule plastique dans la platine, l'effort interne des tiges augmente de manière relativement plus fort dû à une répartition des charges suite à la diminution de la rigidité de la platine. ([Fig.III.24](#)). Par contre dans [la figure III.25](#), les efforts internes, cas avec précontrainte, ne sont pas identiques ; ceci est dû à la précontrainte propre de chaque tige d'ancrage proportionnelle à sa section. Pour toutes ces tiges, lors du mode ruine 2, rotule plastique dans la platine, la précontrainte interne des tiges diminue sensiblement.

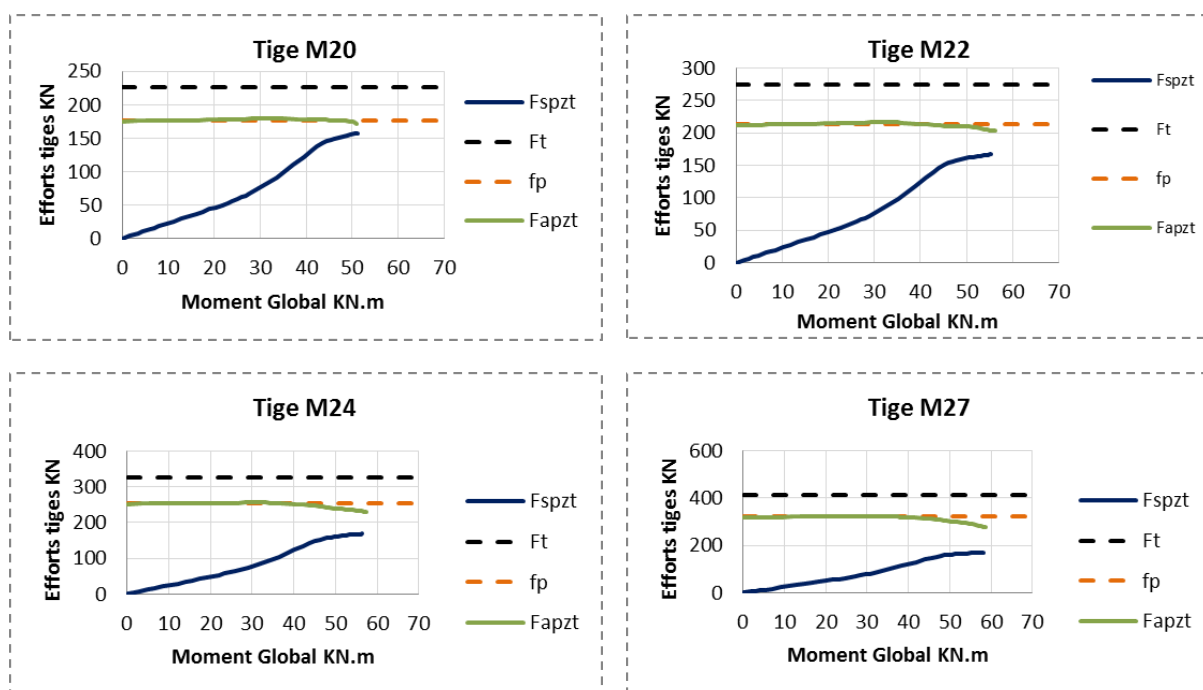


Figure III. 22–Courbes moments-efforts tiges d'ancrage (avec et sans précontrainte)

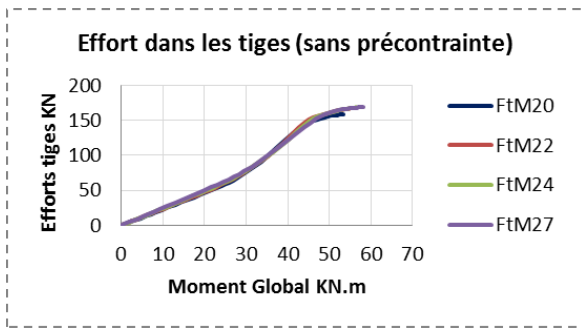


Figure III. 23–Courbes moments-efforts tiges (comparaison des différents diamètres dans le cas sans précontrainte)

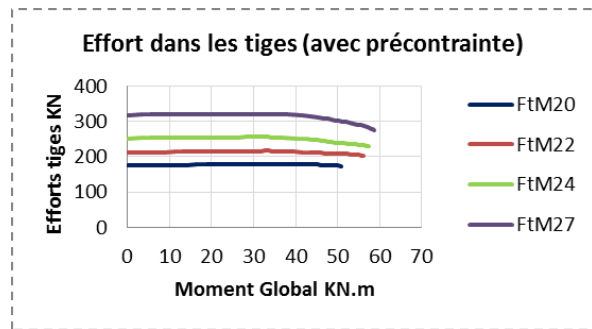


Figure III. 24–Courbes moments-efforts tiges (comparaison des différents diamètres dans le cas avec précontrainte)

III.5.3 –Effet de l'épaisseur de la platine de base

L'épaisseur de la plaque de base du pied de poteau est un paramètre important à prendre en compte lors de la conception et du dimensionnement d'une structure. En effet, l'épaisseur de la plaque de base peut influencer la résistance et la stabilité du pied de poteau, ainsi que sa capacité à supporter des charges de compression, de cisaillement et de flexion.

En général, une plaque de base plus épaisse peut offrir une meilleure résistance et stabilité pour le pied de poteau, en répartissant de manière plus uniforme la charge sur une plus grande surface de contact avec le sol ou la fondation. Cela peut aider à réduire la déformation et le glissement du pied de poteau, ainsi qu'à améliorer sa capacité à supporter des charges élevées de compression, de cisaillement et de flexion.

Pour cette étude nous avons un acier S235, les tiges d'ancrage sont utilisées sans précontrainte. Il est montré dans la [figure III.26](#) que l'épaisseur de la plaque de base a une grande influence en comparaison avec les autres paramètres. C'est une pièce maîtresse de cet assemblage. En effet, l'épaisseur joue un rôle prépondérant dans la modification du comportement du pied de poteau aussi bien en rigidité initiale, en résistance, en déformée et en mode de ruine ([Astaneh, A. et Bergsma, G](#)). Les [figures III.27 ; III.32](#) présentent la déformée de l'assemblage pour les différentes épaisseurs.

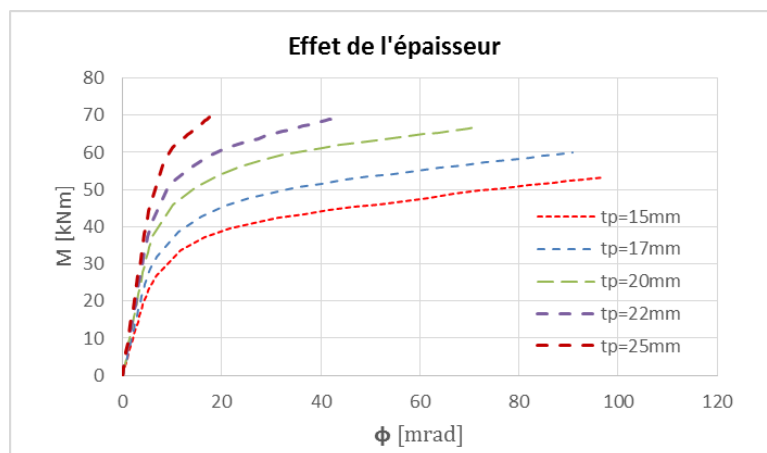


Figure III. 25–Courbes moment-rotation (effet de l'épaisseur de la plaque de base)

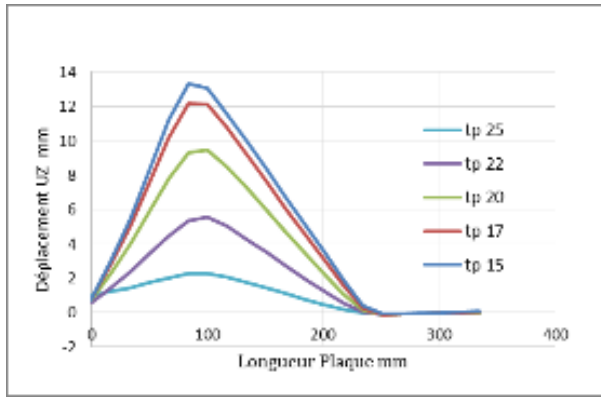


Figure III. 26–Déformée du modèle sous moment ultime M_u

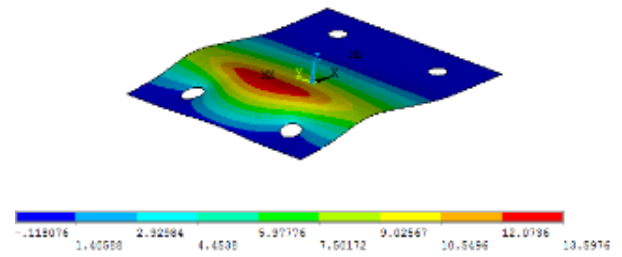


Figure III. 27–Déformée du modèle pour $tp=15mm$

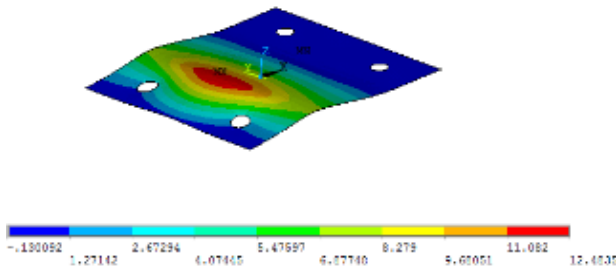


Figure III. 28–Déformée du modèle $tp=17mm$

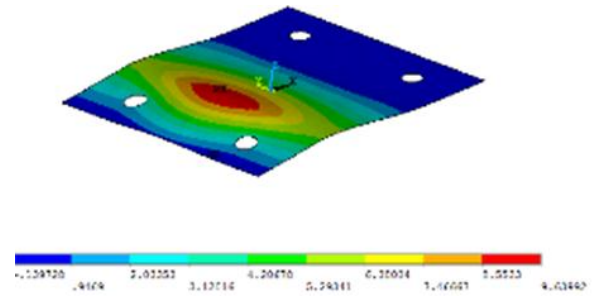


Figure III.30–Déformée du modèle $tp=20mm$

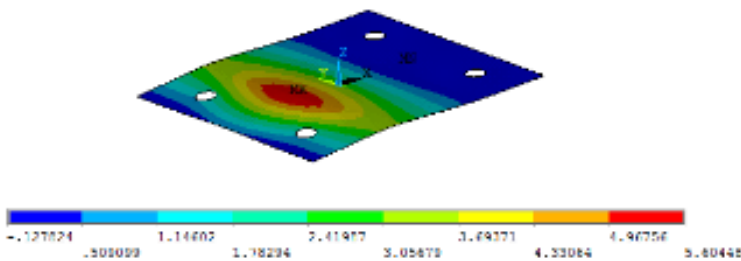


Figure III. 29–Déformée du modèle pour $tp=22mm$

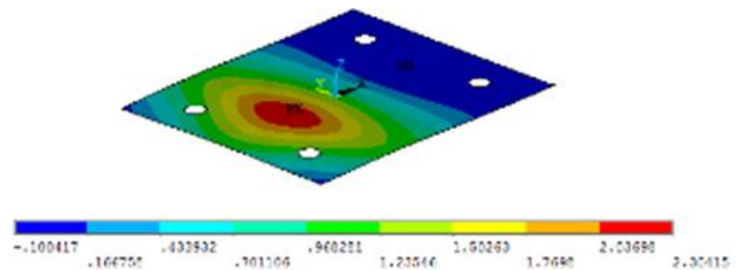


Figure III. 30–Déformée du modèle pour $tp=25mm$

Tout en gardant la même tige d'ancrage M20, les modes de ruine de la plaque de base sont comparées pour deux différentes épaisseurs ($tp=15mm$ et $tp=25mm$). La figure III.33 présente cet effet. Pour une épaisseur de 15mm (figure III.33-a), deux rotules plastiques se sont formées sur la plaque de base et une plastification de la tige d'ancrage ; ce qui nous approche du mode 2 de ruine selon l'EC3. Par contre, pour une épaisseur de 25 mm, aucune rotule plasticité n'est observée sur la platine ou la tige.

La faible rigidité de la plaque d'assise et, ainsi, sa forte déformabilité élastique et plastique accroît la flexion de la tige, l'augmentation d'un moment local en tête et, ainsi, sa rupture par l'effet combiné d'une force axiale de traction et un fort moment fléchissant. Par contre, pour

une épaisseur de 25mm, le mode de ruine 1-2 (sans effet de levier EC3) a été relevé (voir figure III.33-c ; d).

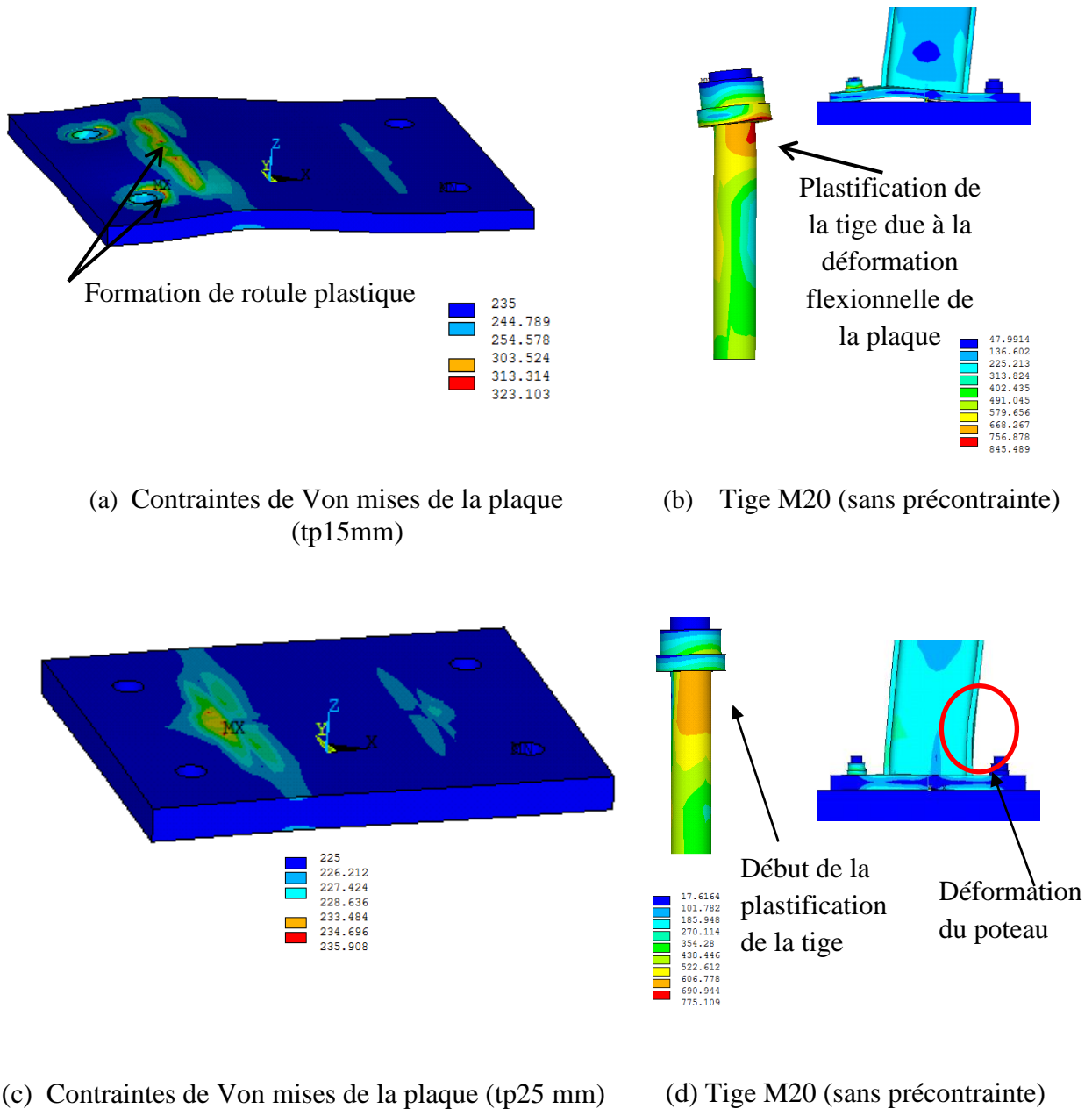


Figure III. 31–Effet de l'épaisseur de la platine sur les modes de ruine de la plaque et des tiges

Le tableau III.6 présente une comparaison entre les résultats analytiques de l'EC3 et numériques du modèle en éléments finis. En variant l'épaisseur de la plaque de base de l'assemblage des pieds de poteau, on obtient des modes de ruine différents. Une épaisseur de 15mm a donné le mode de ruine 1 (plastification de la plaque de base EC3), qui correspond avec le résultat numérique. La comparaison entre les résultats de l'EC3 et ceux numériques a montré que l'approche analytique de l'EC3 conduit à des résultats proches pour la résistance plastique à la flexion pour le mode 1 de ruine relatif à la plaque de 15mm d'épaisseur (voir tableau III.6). Pour le cas d'une épaisseur de 25mm pour la platine, il a été constaté une

plasticité anticipée dans le poteau et non dans l'assemblage, d'où la différence entre les moments calculés numériquement et celui de l'EC3. Par contre, une certaine surestimation est obtenue pour la rigidité initiale en rotation de l'assemblage du pied de poteau. L'épaisseur de la plaque de base a un effet très important sur le comportement de l'assemblage du pied de poteau.

Tableau III. 6– Comparaison des résultats numériques et de l'EC3

Epaisseur Platine (mm)	Mode de ruine analytique EC3	$M_{j,Rd}$ EC3 kN.m	$M_{p,Num}$ kN.m	$S_{j,in}$ EC3 kN.m/mra d	$S_{j,in,Num}$ kN.m/mra d
15	Mode 1	26	28	10	4.70
25	Mode1-2	32	57	15	9

III.5.4 –Effet de l'épaisseur de la plaque sur l'effet de levier

L'effet de l'épaisseur de la plaque de base sur l'effet de levier a été étudié. L'épaisseur de la plaque de base prise est égale à 15, 17, 20, 22 et 25 mm avec une nuance de l'acier S235 et des tiges d'ancrage M20 8.8 sans précontrainte.

On observe que l'épaisseur joue un rôle important sur l'effet de levier. En augmentant l'épaisseur, l'effet de levier dans la plaque de base commence à disparaître (figure.III.34-a). La position du levier change aussi en changeant l'épaisseur de la plaque de base (figure.III.34-b). L'effet de levier dans la zone comprimée est proche de la semelle du poteau. En augmentant l'épaisseur de la plaque, la position du levier se rapproche des tiges d'ancrage. La figure.III.35-a montre que l'effort de levier dans la zone tendue est au maximum pour une épaisseur de 17mm. La figure.III.35-b montre que la position de l'effet de levier dans la zone tendue est à l'extrémité de la plaque de base pour les différentes épaisseurs de celle-ci.

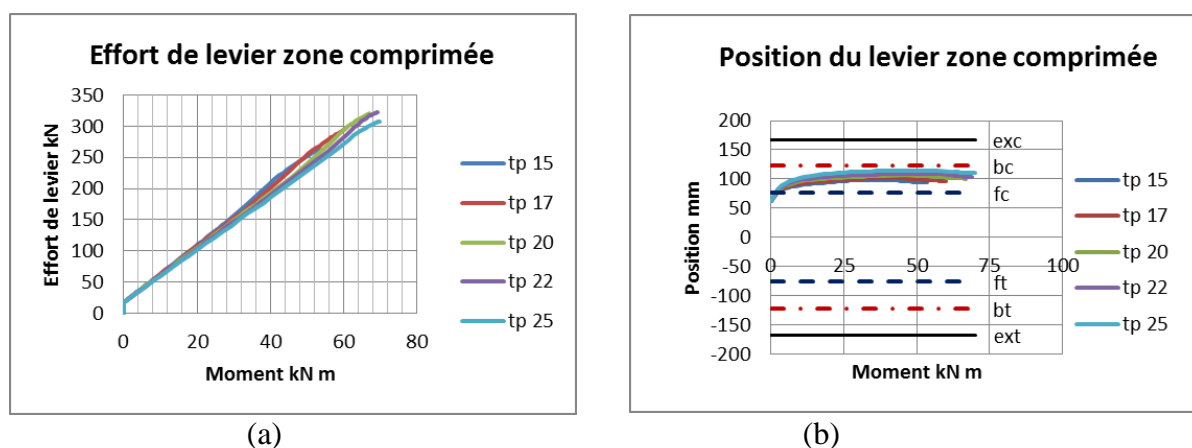
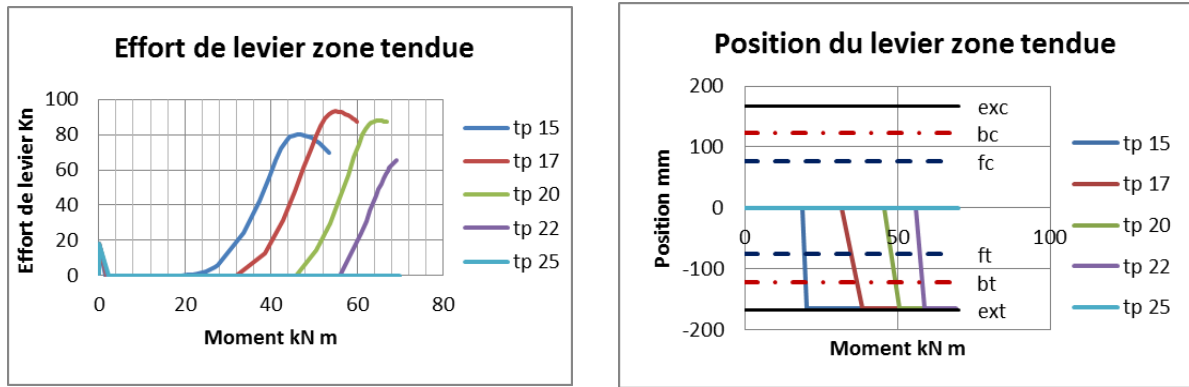


Figure III. 32– Comparaison de l'effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau dans la zone comprimée pour différentes épaisseurs.

- (a : Variation de l'effort de levier en fonction du moment ;
b : Variation de la position du levier en fonction du moment)



(a)

(b)

Figure III. 33–Comparaison de l'effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau dans la zone tendue pour différentes épaisseurs.

(a : Variation de l'effort de levier en fonction du moment ;
b : Variation de la position du levier en fonction du moment)

III.5.5 – Effet du diamètre des tiges d'ancrage

Les tiges d'ancrage utilisées dans cette étude sont sans précontrainte avec une nuance d'acier S235. Quatre diamètres de tiges sont considérés : M20, M22, M24 et M27. La figure III.36 montre les courbes moment-rotation de l'assemblage avec les différents diamètres des tiges d'ancrage en gardant les autres paramètres constants. Les tiges ont un rôle pas très important dans la résistance à la flexion de l'assemblage. Par contre, l'influence sur la rigidité initiale est plus faible. En effet, celle-ci est influencée par la flexibilité de la platine du pied de poteau.

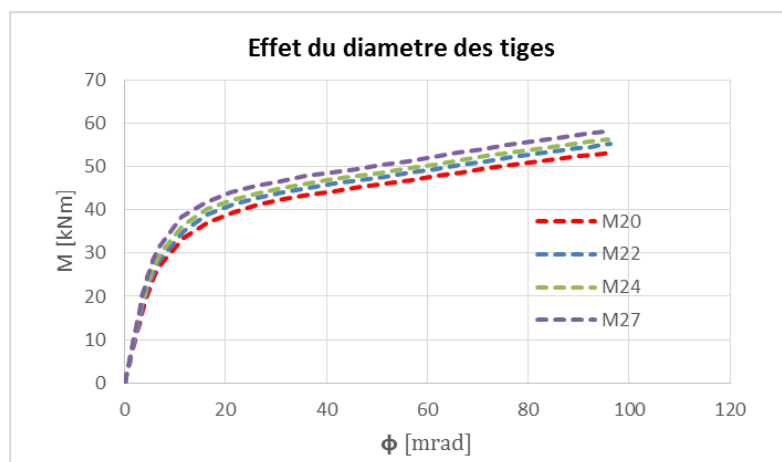


Figure III. 34– Courbes moment-rotation (effet du diamètre de la tige)

Une comparaison est faite sur les modes de ruine de la plaque de base pour deux différents diamètres (M20 et M27) tout en gardant la même épaisseur de la plaque de base $tp = 15\text{mm}$. La figure III.37 montre que les plaques de base, avec une épaisseur de 15mm, pour les deux cas de tiges M20 et M27, ont eu une déformation et formation des rotules plastiques. Par contre, la déformation et la plastification de la tige n'est pas la même vu que le diamètre des tiges est différent, ce qui a donné un mode de ruine différent.

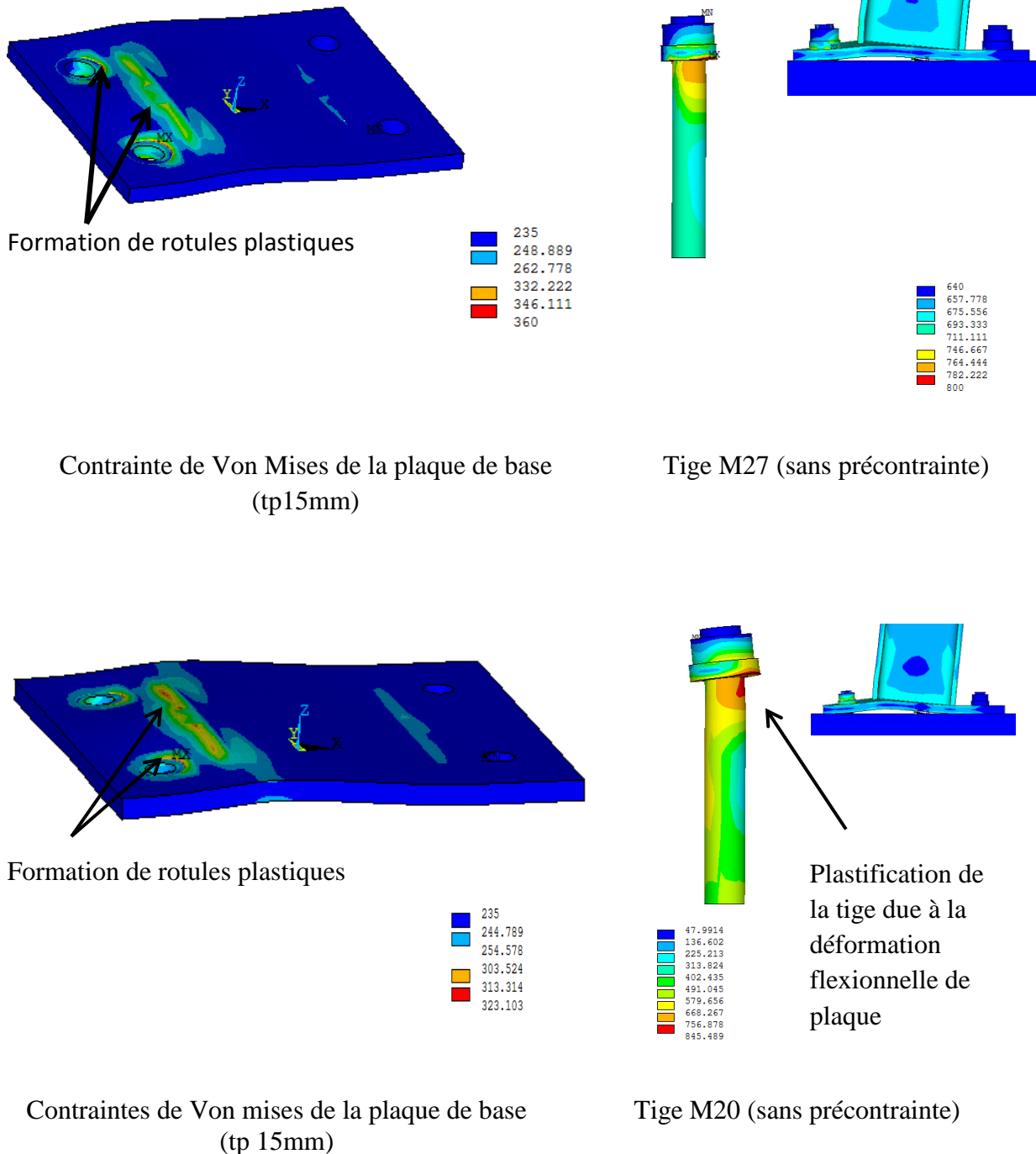


Figure III. 35–Mode de ruine pour les tiges M20 et M27

Le **tableau III.7** présente une comparaison entre les résultats analytique de l'EC3 et numérique des modes de ruine relevés, par rapport au diamètre de la tige d'ancrage. Les modes de ruine sont identiques que ce soit pour le M20 ou le M27. Le diamètre M20 et M27 avec une épaisseur de 15mm ont donné le mode 1 de ruine (plastification de la plaque de base d'après l'approche de l'EC3), qui est conforme avec le résultat numérique. La comparaison, entre l'EC3 et les résultats numériques, a montré que l'approche analytique conduit à une bonne précision dans la prédiction de la résistance plastique à la flexion, par contre une certaine surestimation est obtenue dans la prédiction de la rigidité initiale en rotation de l'assemblage

du pied de poteau. L'augmentation du diamètre de la tige n'a pas une grande influence sur le comportement de l'assemblage du pied de poteau, que ce soit pour la rigidité initiale, la résistance flexionnelle et le mode de ruine.

Tableau III. 7– Résultats numérique et de l'EC3

Tige d'ancrage	Mode de ruine analytique EC3	M _{jrd} EC3 kN.m	M _{pNumk} N.m	S _{jin} EC3 kN.m/mrad	S _{jinNum} kN.m/mrad
M20	Mode 1	26	28	10	4.70
M27	Mode 1	27	31	12	5.69

III.5.6 –Effet de la longueur des tiges d'ancrage

La longueur des tiges d'ancrage des pieds de poteau peut avoir un impact important sur la stabilité et la résistance de la structure qu'elles soutiennent. En général, une tige d'ancrage plus longue peut fournir une meilleure résistance à la traction, ce qui peut aider à prévenir la défaillance du poteau en cas de forces de cisaillement ou de vent.

Pour cette étude, les tiges d'ancrage sont prises sans précontrainte pour ne pas affecter l'analyse par l'effet de cette dernière, avec une nuance d'acier S235. Deux longueurs différentes des tiges sont considérées (L=260mm, L=560mm). La figure montre les courbes moment-rotation de l'assemblage avec la différente longueur de tiges en gardant les autres paramètres constants. La longueur des tiges joue un certain rôle dans la rigidité de l'assemblage. Par contre, l'influence sur la résistance flexionnelle est plus faible voir [figure III.38](#).

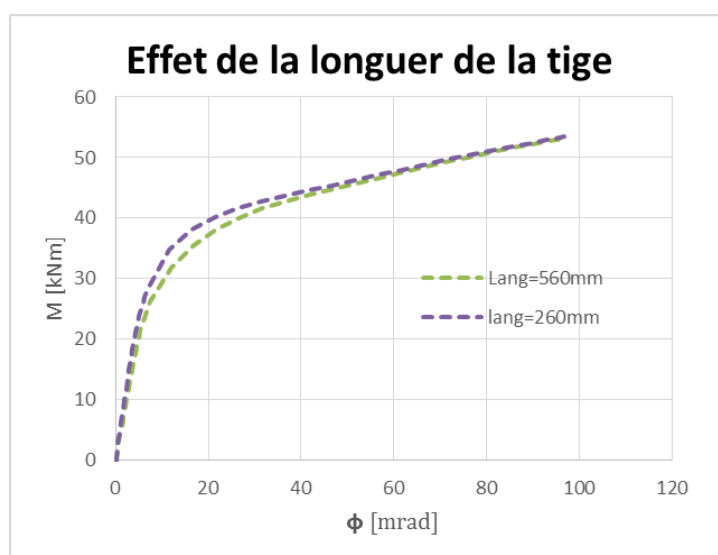


Figure III. 36– Courbes moment-rotation (effet de la longueur de la tige)

III.5.7 – Effet de la longueur de la plaque de base

La longueur de la plaque de base des pieds de poteau peut également avoir un impact important sur la stabilité et la résistance de la structure qu'elle soutient. En général, une plaque de base plus grande peut fournir une meilleure répartition des charges sur le sol, ce qui peut aider à prévenir la défaillance du poteau en cas de forces de cisaillement ou de vent.

Pour cette étude, les tiges d'ancrage sont sans précontrainte avec une nuance d'acier S235. Trois longueurs différentes des plaques de base sont considérées ($L=335\text{mm}$, $L=400\text{mm}$, $L=500\text{mm}$) en gardant la même largeur de la plaque qui est de 280mm . La figure montre les courbes moment-rotation de l'assemblage avec les différentes longueurs de la plaque, en gardant les autres paramètres constants.

L'impact de l'extension de la longueur sur la rigidité et la résistance à la flexion est un aspect crucial à considérer dans la conception des pieds de poteau. À mesure que la longueur de la plaque de base augmente, on observe une tendance notable à la diminution de la rigidité de l'assemblage. Cela s'explique par le fait qu'une plaque de base plus longue modifie la distribution des charges et peut influencer la flexibilité globale de l'assemblage. En conséquence, la capacité de l'assemblage à résister aux forces de flexion est également réduite. Cette observation souligne l'importance de trouver un équilibre entre la longueur de la plaque de base et les exigences spécifiques de rigidité et de résistance dans le contexte particulier de la structure. (Voir la [figure.III.39](#)).

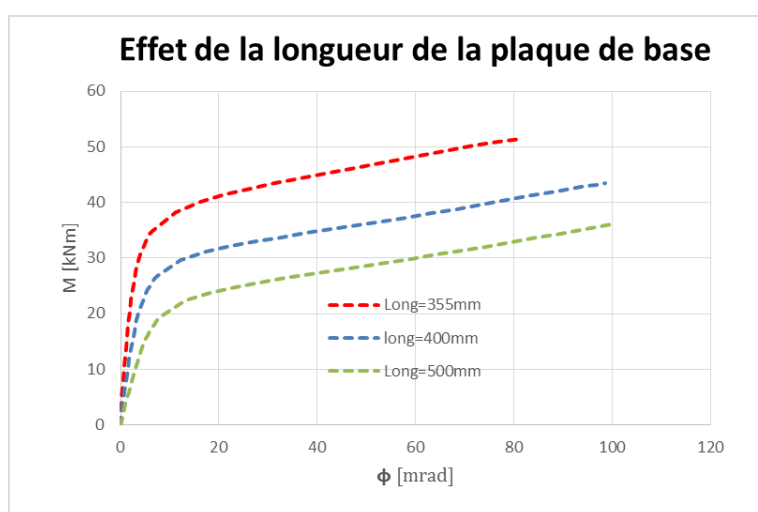


Figure III. 37–Courbes moment-rotation (effet de la longueur de la plaque de base)

III.5.8 – Effet de la plaque de base et la tige d'ancrage sur la rigidité de l'assemblage

L'effet de la plaque de base et de la tige d'ancrage sur la rigidité de l'assemblage de pied de poteau peut être important dans la conception et la construction de structures.

La plaque de base est utilisée pour transférer la charge du poteau au sol en répartissant la charge sur une plus grande surface. Une plaque de base plus grande augmentera la surface de contact entre le poteau et le sol, ce qui peut augmenter la rigidité de l'assemblage de pied de poteau. De plus, une plaque de base plus épaisse peut aider à réduire la flexion dans la plaque, ce qui peut également augmenter la rigidité.

La tige d'ancrage est utilisée pour maintenir le poteau en place et empêcher le glissement latéral. Plus la tige d'ancrage est longue, plus elle peut fournir de la résistance contre les forces latérales. Cela peut également augmenter la rigidité de l'assemblage de pied de poteau.

Les figures III.40 et III.41 montrent l'effet de l'épaisseur de la plaque de base et aussi l'effet du diamètre des tiges d'ancrage sur la rigidité initiale de l'assemblage. Il peut être observé qu'une augmentation de l'épaisseur de la platine de base ou du diamètre des tiges d'ancrage augmente la rigidité initiale. Il est à noter que l'épaisseur de la platine a plus d'effet que le diamètre de la tige d'ancrage sur la rigidité initiale de l'assemblage. Avec un assemblage des tiges d'ancrage M20, on observe une augmentation de rigidité initiale de +91% entre une platine de 15mm et 25mm. Et avec un assemblage avec une platine de 15mm d'épaisseur, on observe une augmentation de rigidité de +21% entre le cas avec des tiges M20 et celui avec des tiges M27. (Voir tableau III.8 et III. 9).

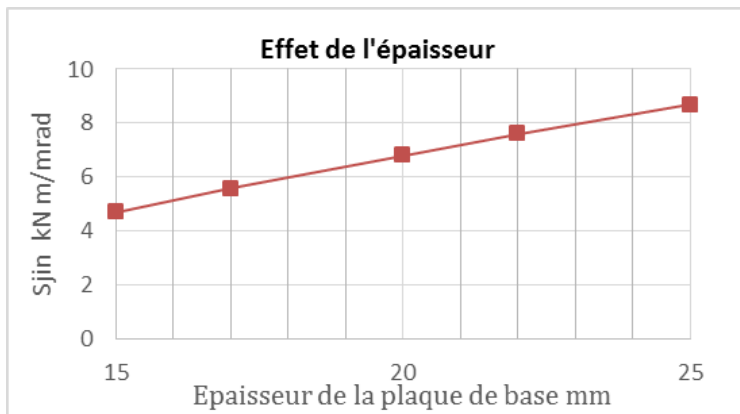


Figure III. 38–Effet de l'épaisseur de la plaque de base sur la rigidité initiale (Diamètre tige M20)

Tableau III. 8– Effet de l'épaisseur sur la rigidité initiale

Epaisseur de la plaque de base (mm)	Rigidité initiale $S_{j,in}$ (kN.m/mrad)
15	4.70
17	5.58
20	6.81
22	7.59
25	9

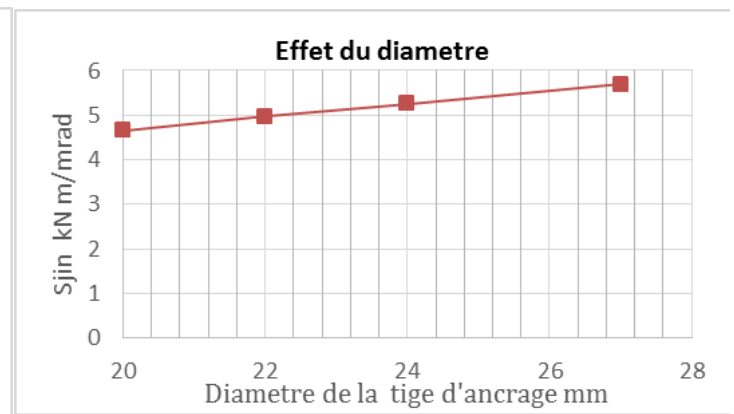


Figure III. 39–Effet du diamètre des tiges d'ancrage sur la rigidité initiale (Epaisseur de la platine 15mm)

Tableau III. 9– Effet du diamètre des tiges sur la rigidité initiale

Tige d'ancrage	Rigidité initiale $S_{j,in}$ (kN.m/mrad)
M20	4.70
M22	4.97
M24	5.26
M27	5.69

III.6 – Conclusions

Ce chapitre s'est basé sur un modèle en éléments finis tridimensionnel pour l'analyse du comportement mécanique des assemblages des pieds des poteaux en acier, lorsqu'ils sont soumis à un chargement statique de flexion et de compression. Dans ce contexte, divers

paramètres ont été soigneusement examinés pour examiner le comportement de ces assemblages. Les résultats de cette étude ont permis de tirer plusieurs résultats importants, certains sont évidents physiquement et, pour d'autres, intéressants mais qui n'ont pas été pris en considération dans l'Eurocode 3.

Grâce à l'analyse de ces paramètres, il a été possible de mieux comprendre les caractéristiques structurelles de ces assemblages et leur comportement sous différentes contraintes. En fin de compte, cette étude a permis d'identifier des facteurs clés qui peuvent affecter la performance et la stabilité des assemblages de pied de poteau en acier, et cela pourrait contribuer à l'amélioration de leur conception et de leur construction dans l'avenir.

Ainsi, les conclusions suivantes peuvent être citées :

- Après avoir recherché des travaux expérimentaux existants dans la littérature pour valider le modèle en éléments finis, les résultats ont été comparés en termes de loi de comportement, moment-rotation ($M-\theta$) et des modes de ruines avec L'EC3. Cette comparaison approfondie nous permet d'affirmer que le modèle numérique proposé dans cette étude est hautement précis et capable de fournir des résultats satisfaisants pour l'analyse du comportement mécanique des assemblages de pieds de poteau. Cette validation confirme la capacité du modèle à prédire le comportement des assemblages de pieds de poteau sous diverses conditions de chargement et peut être utilisée pour fournir des solutions d'ingénierie précises et fiables. En fin de compte, ceci permettra aux ingénieurs de concevoir des assemblages de pieds de poteau plus efficaces et plus sûrs pour une variété d'applications.
- Le modèle en éléments finis développé dans cette étude prend en compte une variété de non-linéarités géométriques et matérielles, ce qui le rend capable de représenter de manière précise le comportement élasto-plastique et les instabilités des assemblages de pieds de poteau. Il est en mesure de simuler les effets de la force de précontrainte dans les tiges d'ancrage ainsi que les effets de contact entre les différents éléments de l'assemblage. Cette modélisation détaillée nous permet de mieux comprendre la nature complexe des assemblages de pieds de poteau en acier et d'obtenir des résultats plus précis et fiables pour l'analyse de leur comportement mécanique.
- Les résultats de l'analyse ont démontré que le diamètre des tiges d'ancrage utilisé dans l'assemblage a un impact sur le mode de ruine, mais sans avoir de conséquences significatives sur les performances mécaniques globales de l'assemblage.
- L'épaisseur de la platine de base a une grande influence sur la loi de comportement des assemblages, et son effet est remarquable en termes de rigidité initiale, de résistance ultime et de modes de ruines.
- Les assemblages utilisant des plaques de base plus épaisses ont une rigidité initiale plus élevée, une résistance ultime accrue et des modes de ruines différents de ceux des assemblages utilisant des plaques de base plus mince. Cela est probablement dû au fait que les plaques de base plus épaisses sont capables de supporter des charges plus importantes et sont moins sensibles aux déformations, ce qui contribue à une meilleure performance globale de l'assemblage.

- L'épaisseur de la platine d'extrémité est un paramètre important à considérer lors de la conception et de l'analyse des assemblages de pieds de poteau en acier car elle peut avoir un certain impact.
- Les tiges d'ancrage sont sollicitées non seulement par un effort normal de traction, comme cela est indiqué dans les normes de l'EC3, mais aussi par un moment fléchissant local qui doit être pris en considération dans la vérification de la résistance de ces éléments. En effet, ce moment fléchissant local a été observé comme étant un facteur important et qui peut anticiper la ruine des tiges d'ancrage. Par conséquent, la prise en compte de ce moment fléchissant local est essentielle pour garantir la sécurité et la fiabilité de l'assemblage du pied de poteau.
- La précontrainte dans les tiges d'ancrage joue un rôle non négligeable dans la rigidité initiale de l'assemblage du pied de poteau. En effet, la présence de cette précontrainte contribue à améliorer la résistance de l'assemblage en augmentant sa capacité à supporter les charges de manière plus efficace.
- L'effet de levier est un facteur important qui interfère avec le comportement des assemblages métalliques en général et qui a un impact significatif sur l'assemblage de pieds de poteau en acier. En effet, l'effet de levier est un phénomène mécanique qui se produit lorsque la force appliquée à un point de la platine est transférée en partie à un autre point de celui-ci. Dans le cas des assemblages du pied de poteau, l'effet de levier est principalement causé par les charges excentrées appliquées sur les poteaux, ce qui entraîne des moments de flexion importants dans les assemblages.
- Cet effet de levier peut avoir des conséquences graves sur la performance de l'assemblage de pieds de poteau, en particulier en termes de rigidité et de résistance. En effet, l'effet de levier peut causer des déformations excessives, des défaillances locales et des modes de ruine prématurée dans les assemblages. Par conséquent, il est essentiel de prendre en compte l'effet de levier lors de la conception et de l'analyse des assemblages de pieds de poteau afin de garantir leur sécurité et leur fiabilité.
- L'effet du levier a été identifié comme un facteur clé influençant la rigidité et la résistance de l'assemblage, et donc dans son comportement mécanique global. Grâce à la modélisation numérique, il est ainsi possible d'estimer l'impact de l'effet de levier sur l'assemblage et de proposer des solutions pour y remédier, telles que l'utilisation de tiges d'ancrage de plus grande taille ou l'ajout de raidisseurs.

En somme, la modélisation numérique s'avère être un outil précieux pour améliorer notre compréhension du comportement mécanique des assemblages de pieds de poteau et ainsi optimiser leur conception.

**Chapitre IV : Etude numérique d'un assemblage de
pieds de poteau avec raidisseurs**

IV.1 – Introduction

Les assemblages des pieds de poteaux sont des éléments cruciaux pour la stabilité et la sécurité des structures métalliques, en particulier dans les applications industrielles et commerciales. Afin de mieux comprendre le fonctionnement complexe de ces assemblages, une étude paramétrique approfondie est menée. Cette étude s'appuie sur le modèle validé dans le [chapitre III](#), qui prend en compte les différentes caractéristiques de l'assemblage, notamment les paramètres mécaniques et géométriques des composants.

Le but principal de cette étude est d'analyser le comportement mécanique des pieds de poteaux en ajoutant des raidisseurs à l'assemblage. Les raidisseurs sont des éléments de renfort qui sont ajoutés à la base des poteaux pour renforcer la structure et améliorer sa résistance aux charges et aux forces. En effet, sans raidisseurs, les pieds des poteaux peuvent fléchir et se déformer sous l'effet de ces forces, ce qui peut mettre en danger la stabilité et la sécurité de la structure.

Dans le cadre de cette étude paramétrique, les différents paramètres mécaniques et géométriques des raidisseurs sont pris en compte. En effet, pour optimiser la performance et la sécurité des assemblages des pieds de poteaux, il est important d'analyser les différents facteurs qui peuvent influencer leur comportement.

Les paramètres mécaniques des raidisseurs, tels que leur résistance à la charge appliquée sur l'assemblage qui est la flexion composée, sont ainsi étudiés en détail. Ces paramètres sont essentiels pour évaluer la capacité des raidisseurs à supporter les charges et les forces appliquées à l'assemblage. En outre, la position et l'espacement des raidisseurs par rapport à la base du poteau sont également pris en compte, car ces facteurs peuvent aussi influencer la distribution des forces dans l'assemblage.

En plus de ces paramètres mécaniques, l'étude paramétrique examine également l'effet de la hauteur des raidisseurs sur l'assemblage. En effet, en augmentant la hauteur des raidisseurs, il est possible d'améliorer leur efficacité à renforcer l'assemblage et à réduire les déformations des pieds de poteaux. De même, la forme des raidisseurs dans l'assemblage est également étudiée, car elle peut influencer leur capacité à transférer les charges et les forces à la base du poteau.

L'une des questions clés que l'étude paramétrique cherche à mettre en évidence est celle qui consiste à comprendre l'effet du raidisseur du pied de poteau sur l'effet de levier. En effet, lorsqu'une charge est appliquée à l'assemblage du poteau, une force est créée sur le pied du poteau. Cette force peut générer un effet de levier, qui peut potentiellement compromettre la sécurité et la stabilité de l'assemblage.

En ajoutant des raidisseurs au pied du poteau, il est possible de renforcer la résistance de l'assemblage à l'effet de levier. Les raidisseurs peuvent améliorer la répartition des forces dans l'assemblage, en fournissant une résistance supplémentaire contre la torsion et la flexion. En outre, l'étude paramétrique examine l'effet de la hauteur et de la forme des raidisseurs sur leur efficacité à réduire l'effet de levier.

IV.2 – Etude de l'effet du raidissage sur le comportement du pied de poteau

Les raidisseurs sont des éléments en acier qui sont ajoutés à l'assemblage pour renforcer la rigidité et la résistance du pied de poteau. Ils peuvent prendre différentes formes et être placés à des endroits différents, selon les exigences de l'assemblage. L'ajout de raidisseurs peut améliorer la capacité de charge de l'assemblage, réduire les déformations et améliorer la stabilité globale de la structure.

Dans cette perspective, il est important de comprendre l'effet des raidisseurs sur le comportement des pieds de poteaux. Cette compréhension peut aider à concevoir des assemblages pieds de poteau plus robustes et plus sûrs, en utilisant les meilleurs paramètres de raidissage pour garantir une performance optimale de l'assemblage.

En littérature, on découvre plusieurs conceptions et adaptations des raidisseurs pour les pieds des poteaux, quand on peut les citer ([Lescrouatch, 1988](#)) :

Pour assurer une distribution uniforme des charges et éviter toute concentration de contraintes dans les soudures aux extrémités des semelles du poteau, il est important de ne pas placer les boulons au-delà des lignes reliant les extrémités de ces semelles, sauf dans le cas de justifications particulières.

Si cette condition ne peut pas être respectée en raison, par exemple, de règles d'espacement minimum entre boulons, des raidisseurs peuvent être soudés dans le prolongement de chaque semelle, comme illustré dans la [figure IV.1](#).

Il est également important de ne pas placer les boulons au-delà des lignes reliant les extrémités de ces raidisseurs pour garantir une distribution uniforme des charges.

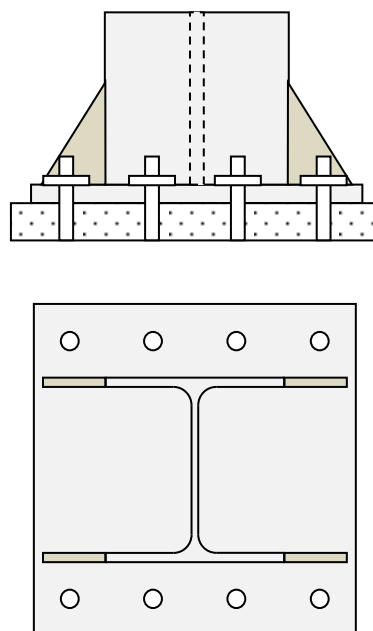


Figure IV. 1– Raidisseurs dans le prolongement des semelles du pied de poteau

Pour notre étude, la disposition est choisie comme suit :

Les raidisseurs simples peuvent être utilisés comme solution courante et économique pour renforcer les poteaux. Ils sont placés dans le prolongement de l'âme du poteau (voir [Figure IV.2](#)) et leur installation est facile car les écrous sont simples à serrer. Si l'épaisseur des raidisseurs est considérablement supérieure à celle de l'âme, il est possible de fendre la semelle, d'enlever une partie de l'âme, et de prolonger le raidisseur partiellement ou totalement entre les semelles. Cette méthode permet d'adapter les raidisseurs à la configuration de l'âme du poteau tout en maintenant la solidité de la structure.

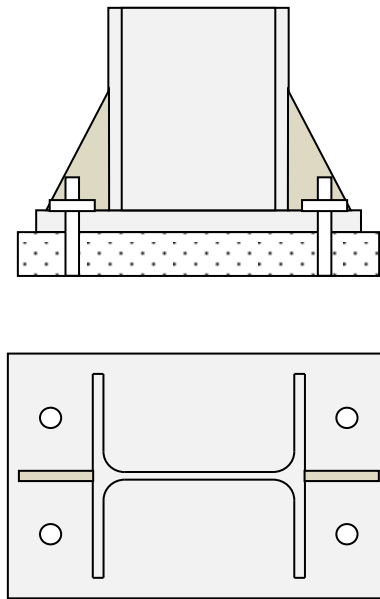


Figure IV. 2 – Raidisseurs dans le prolongement de l'âme du pied de poteau

Pour renforcer les poteaux, les raidisseurs doubles sont une autre option. Ils sont constitués de deux tiges d'ancrage qui relient les extrémités des semelles du côté tendu. Cette solution est plus coûteuse que l'utilisation de raidisseurs simples, car elle nécessite de nombreux cordons de soudure, ce qui les rend difficiles d'accès. (Voir [Figure IV.3](#)). Pour assurer la liaison entre la semelle et le raidisseur, il est possible d'utiliser soit un double cordon d'angle, soit un simple cordon extérieur avec chanfrein. Cependant, le serrage des écrous est plus difficile dans ce cas.

Les raidisseurs doubles sont généralement utilisés lorsque la solution avec un raidisseur simple ne suffit pas à fournir une résistance adéquate pour renforcer le poteau. En effet, les raidisseurs doubles sont plus robustes que les raidisseurs simples et offrent une plus grande résistance aux forces qui agissent sur le poteau. En outre, les raidisseurs doubles sont utilisés dans des situations où les charges sur le poteau sont plus importantes, ou lorsque le poteau est soumis à des charges cycliques ou à des charges dynamiques.

Cependant, l'utilisation de raidisseurs doubles présente également des inconvénients. Outre le coût plus élevé, la difficulté d'accès aux cordons de soudure et le serrage des écrous ; les

raidisseurs doubles peuvent également entraîner une augmentation de la flexibilité du poteau, ce qui peut être préjudiciable à la stabilité de la structure. De plus, la complexité de l'installation des raidisseurs doubles peut nécessiter plus de temps et de ressources, ce qui peut être un facteur à prendre en compte dans la planification de la construction.

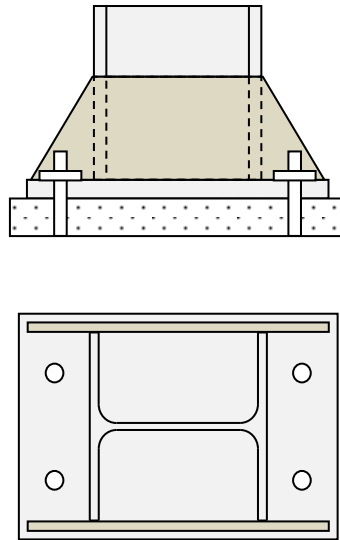


Figure IV. 3– Raidisseurs dans l'extrémité des semelles du pied de poteau

Pour renforcer les poteaux soumis à une flexion bi-axiale, il est possible d'utiliser des raidisseurs dans les deux directions avec 4, 8 ou 12 tiges d'ancrage (voir Figure IV.4). Les tiges d'ancrage placées dans les coins de la platine sont éloignées des deux axes principaux du poteau, ce qui permet un bon encastrement dans les deux directions. Cette solution est particulièrement intéressante pour les poteaux soumis à une flexion bi- axiale.

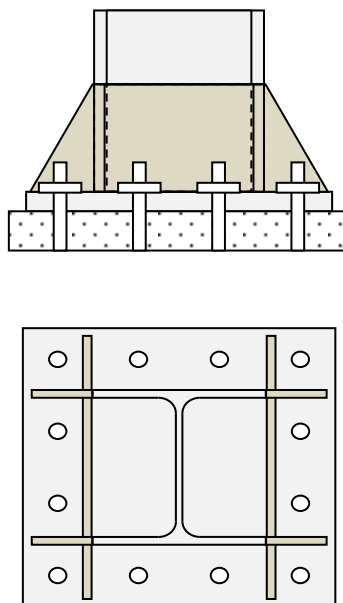


Figure IV. 4 –Raidisseurs dans les deux directions du pied de poteau

Il est important d'éviter une conception telle que celle représentée à la [figure IV.5](#). Dans cette configuration, les raidisseurs reportent les charges sur les semelles du poteau, ce qui provoque la flexion locale de celles-ci. Les semelles ne sont généralement pas conçues pour résister à cette flexion, ce qui peut entraîner des dommages à la structure. Il est donc essentiel de bien évaluer les charges et de concevoir les raidisseurs de manière à répartir les charges sur l'ensemble du poteau de manière équilibrée, sans concentrer les efforts sur une partie spécifique de la structure.

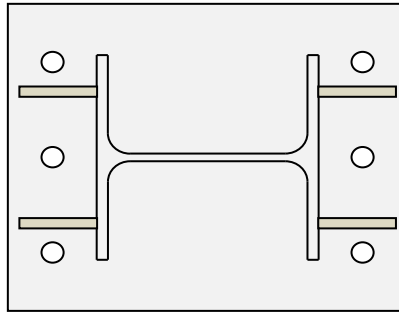


Figure IV. 5 – Disposition des raidisseurs à éviter

En prenant en compte les résultats antérieurs mettant en évidence la plaque de base comme étant l'élément clé dans la rigidité et la résistance de l'assemblage du pied de poteau, il est crucial d'étudier l'effet des raidisseurs perpendiculaires et soudés sur cette dernière et au poteau. Ainsi, cette étude vise à évaluer le rôle des raidisseurs dans le comportement mécanique de l'assemblage du pied de poteau, en se concentrant notamment sur l'effet de la hauteur du raidisseur et son impact sur l'effet de levier. Pour ce faire, l'étude s'intéresse également à la forme géométrique du raidisseur dans l'assemblage du pied de poteau.

Afin de mener à bien cette étude, les mêmes caractéristiques géométriques des travaux du chapitre III sont maintenues, à savoir une plaque de base de 15mm avec une nuance S235 et des tiges M20 8.8 sans précontrainte, avec l'ajout d'un raidisseur triangulaire d'une épaisseur de 8mm, d'une largeur de 90mm et d'une hauteur de 100mm. Par conséquent, l'objectif principal de cette étude est de mieux comprendre l'effet des raidisseurs des pieds de poteau sur la résistance et la rigidité de l'assemblage, ainsi que leur capacité à améliorer la performance de l'ensemble de la structure.

IV.2.1 – Effet de la position du raidisseur

Lors de la conception de structures en acier, les assemblages jouent un rôle prépondérant dans la stabilité et la résistance globale de la structure. Les pieds de poteaux métalliques, en particulier, nécessitent une attention particulière en termes de renforcement afin de garantir une performance optimale. Dans cette optique, l'ajout de raidisseurs aux pieds de poteaux est une méthode couramment utilisée pour renforcer les assemblages et améliorer leur résistance. Cependant, l'emplacement des raidisseurs peut également jouer un rôle crucial dans leur efficacité. Ainsi, une étude approfondie de l'effet de la position des raidisseurs sur le comportement mécanique des pieds de poteaux métalliques est essentielle pour garantir une

performance optimale de la structure. Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'effet de la position des raidisseurs sur la résistance et la rigidité de l'assemblage du pied de poteau, en examinant différentes configurations de raidisseurs.

La figure IV.6 représente une comparaison des déformations des différents spécimens étudiés dans le cadre de cette recherche. Ces spécimens sont catégorisés en fonction de la présence ou non de raidisseurs, ainsi que de leurs positionnements respectifs. Le premier spécimen étudié est dépourvu de raidisseurs (SR), tandis que le second spécimen (R-TC) dispose de raidisseurs positionnés dans les zones tendues et comprimées de l'assemblage. Le troisième spécimen (R-C) est, quant à lui, équipé d'un raidisseur situé uniquement dans la zone comprimée, et le quatrième spécimen (R-T) est équipé d'un raidisseur situé dans la zone tendue de l'assemblage. La figure permet ainsi de visualiser les différences de déformations observées entre les différents spécimens et de mieux comprendre l'impact de la présence et de la position des raidisseurs sur le comportement mécanique de l'assemblage.

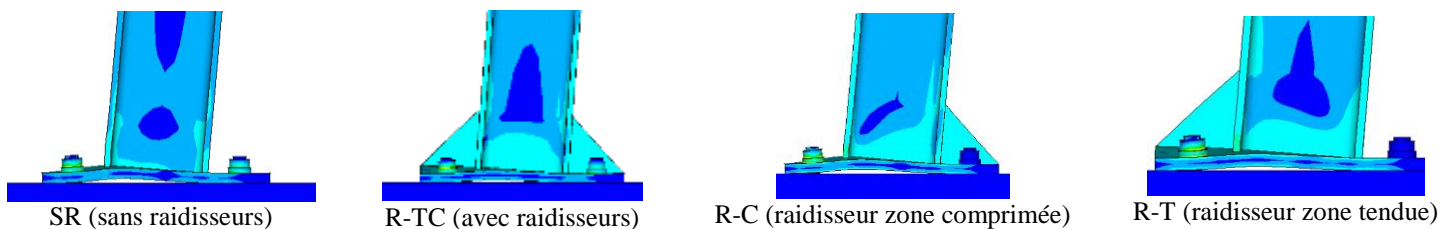


Figure IV. 6– Déformation des pieds des poteaux pour les différents spécimens

Après une analyse minutieuse et approfondie de la figure IV.7, qui illustre de manière graphique les courbes moment-rotation des assemblages raidis et non raidis dans différentes configurations de raidisseurs avant et après le poteau, dans le plan de flexion, il est possible d'observer et de déduire plusieurs constatations significatives. Tout d'abord, les résultats obtenus mettent en évidence de manière claire et indéniable que l'utilisation de raidisseurs dans les assemblages métalliques joue un rôle majeur dans l'amélioration de leur performance en termes de rigidité initiale et de résistance à la flexion.

En se concentrant sur les assemblages dotés de raidisseurs dans la zone tendue, il est remarquable de constater une nette augmentation de la résistance et de la capacité de s'opposer aux efforts de flexion. Ces raidisseurs, judicieusement placés dans la zone tendue, renforcent efficacement l'assemblage et contribuent à une répartition plus uniforme des contraintes, limitant ainsi les déformations excessives et les défaillances prématurées.

Cependant, en examinant attentivement les assemblages avec des raidisseurs dans la zone comprimée, on constate que bien qu'ils présentent une résistance accrue par rapport aux assemblages sans raidisseurs, leur performance reste inférieure à celle des assemblages avec raidisseurs dans la zone tendue. Cela suggère que l'emplacement stratégique des raidisseurs joue un rôle remarquable dans l'optimisation de la résistance à la flexion et la capacité globale de l'assemblage à supporter les charges.

En outre, il est important de souligner que le modèle d'assemblage comportant des raidisseurs de chaque côté du poteau se révèle être le plus performant parmi les différentes configurations étudiées. Cette configuration spécifique permet de maximiser la résistance à la flexion composée et de réduire les effets de levier indésirables dans l'assemblage, assurant ainsi une stabilité et une solidité accrues.

En résumé, les résultats obtenus à partir de cette analyse démontrent de manière convaincante que l'incorporation stratégique de raidisseurs dans les assemblages de pieds de poteau métalliques est essentielle pour améliorer leur résistance, leur rigidité et leur performance globale. Ces conclusions renforcent l'importance d'une conception adéquate des assemblages, en prenant en compte les propriétés et les configurations des raidisseurs, afin de garantir des structures métalliques solides, durables et sécurisées dans diverses applications

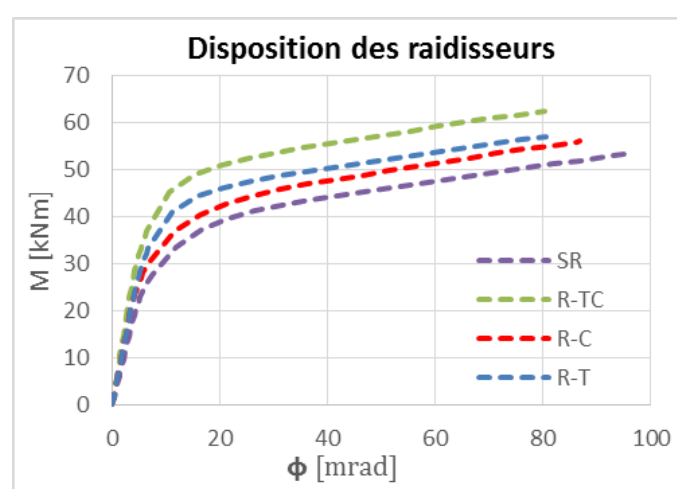


Figure IV. 7 – Effet de la disposition des raidisseurs sur le comportement moment-rotation

Le [tableau IV.1](#) fournit une représentation claire et concise de l'effet des raidisseurs sur l'assemblage du pied de poteau, en examinant de près les caractéristiques clés de différents spécimens. Les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus avec le modèle sans raidisseurs (SR), ce qui permet de mieux comprendre l'impact de l'ajout de raidisseurs sur la performance globale de ces assemblages. À cet égard, le spécimen R-TC se distingue nettement des autres spécimens, affichant les performances les plus remarquables avec une rigidité initiale accrue de 30% et une résistance flexionnelle supérieure de 24% par rapport au modèle sans raidisseurs (SR).

Il convient également de noter que le modèle doté d'un raidisseur dans la zone tendue (R-T) présente une performance relativement supérieure à celui avec raidisseur dans la zone comprimée (R-C), ce qui montre que la position des raidisseurs est un élément crucial à prendre en compte lors de la conception de ces assemblages. En somme, le [tableau .IV.1](#) fournit une analyse approfondie et instructive de l'effet des raidisseurs sur la performance des assemblages de pieds de poteau, démontrant l'importance de ce dispositif dans le renforcement de la rigidité initiale et la résistance à la flexion de ces assemblages critiques.

Tableau IV. 1– L'effet du raidisseur sur la rigidité initiale et le moment plastique

Spécimens	Moment plastique M_p kN.m	Pourcentage %	Rigidité initiale $S_{j,ini}$ kN.m/mrad	Pourcentage %
SR (sans raidisseur)	28	-	4.70	-
R-TC (avec deux raidisseurs)	37	+24	6.72	+30
R-C(raidisseur en zone comprimée)	31	+10	5.62	+16
R-T (raidisseur en zone tendue)	34	+18	5.77	+19

IV.2.2 – Effet de la position du raidisseur sur l'effet de levier

L'emplacement du raidisseur joue un rôle important dans l'effet de levier des pieds de poteaux. En effet, l'ajout d'un raidisseur dans la zone tendue du pied de poteau peut considérablement réduire l'effet de levier et améliorer la performance de l'assemblage. Cela s'explique par le fait que le raidisseur aide à répartir les charges dans l'assemblage, en réduisant les contraintes dans la zone tendue. En revanche, si le raidisseur est placé dans la zone comprimée, il peut avoir un effet inverse, augmentant l'effet de levier et réduisant la résistance de l'assemblage. Par conséquent, la position du raidisseur doit être soigneusement étudiée pour obtenir la meilleure performance possible de l'assemblage des pieds de poteau.

L'effet de levier est l'un des facteurs les plus critiques qui affectent la résistance de l'assemblage du pied de poteau. Cet effet dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur du poteau, la rigidité de l'assemblage et la position des charges appliquées. Dans le cadre de cette étude, l'effet de levier a été examiné en relation avec la position du raidisseur dans les quatre spécimens étudiés (SR, R-TC, R-C et R-T).

Les résultats obtenus ont permis de mettre en relief l'effet de levier dans la zone tendue et comprimée de l'assemblage, ainsi que l'impact de la position du raidisseur sur cet effet. Les figures IV.8 jusqu'à la figure IV.13 montrent clairement les différences entre les différents spécimens en termes d'effet de levier. Il est apparu que l'ajout d'un raidisseur dans la zone tendue peut réduire considérablement l'effet de levier, ce qui augmente la résistance de l'assemblage. En revanche, la présence d'un raidisseur dans la zone comprimée peut avoir l'effet inverse, en augmentant l'effet de levier et réduisant la résistance de l'assemblage.

Ces résultats soulignent l'importance de la position du raidisseur dans la conception de l'assemblage du pied de poteau. En effet, la position du raidisseur doit être soigneusement choisie pour optimiser la résistance de l'assemblage en minimisant l'effet de levier.

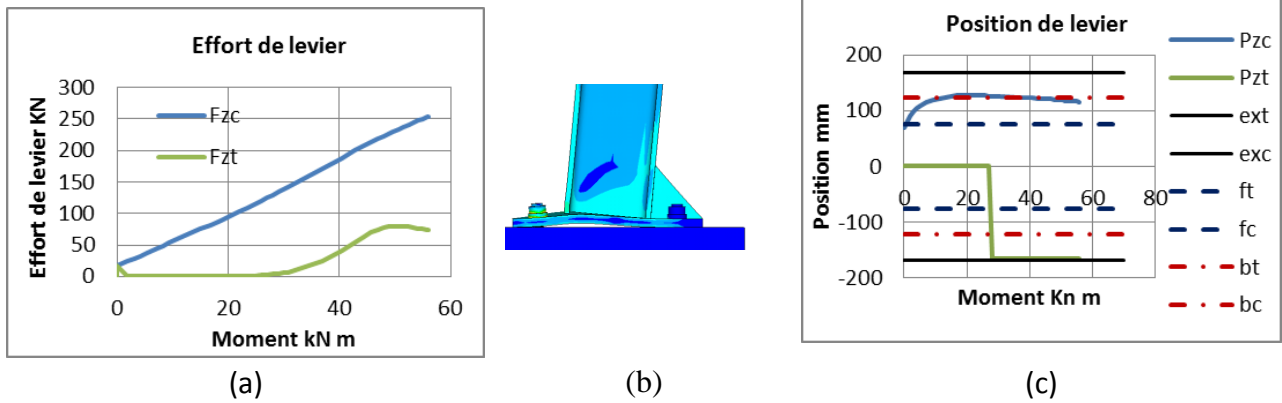


Figure IV. 8– Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire dans la zone comprimé R-C

- (a): effort de levier zone tendue (F_{zt}) et comprimée (F_{zc}) ;
- (b): déformation de l'assemblage (contrainte de von Mises);
- (c) : position de levier zone tendue (P_{zt}) et comprimée (P_{zc}).

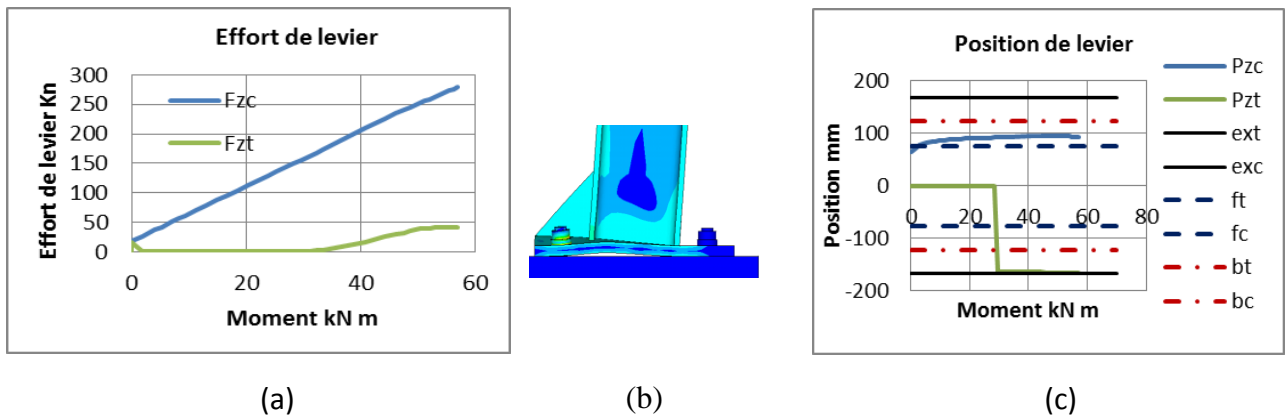


Figure IV. 9– Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire dans la zone tracté R-T

- (a): effort de levier zone tendue (F_{zt}) et comprimée (F_{zc}) ;
- (b): déformation de l'assemblage (contrainte de von Mises);
- (c) : position de levier zone tendue (P_{zt}) et comprimée (P_{zc}).

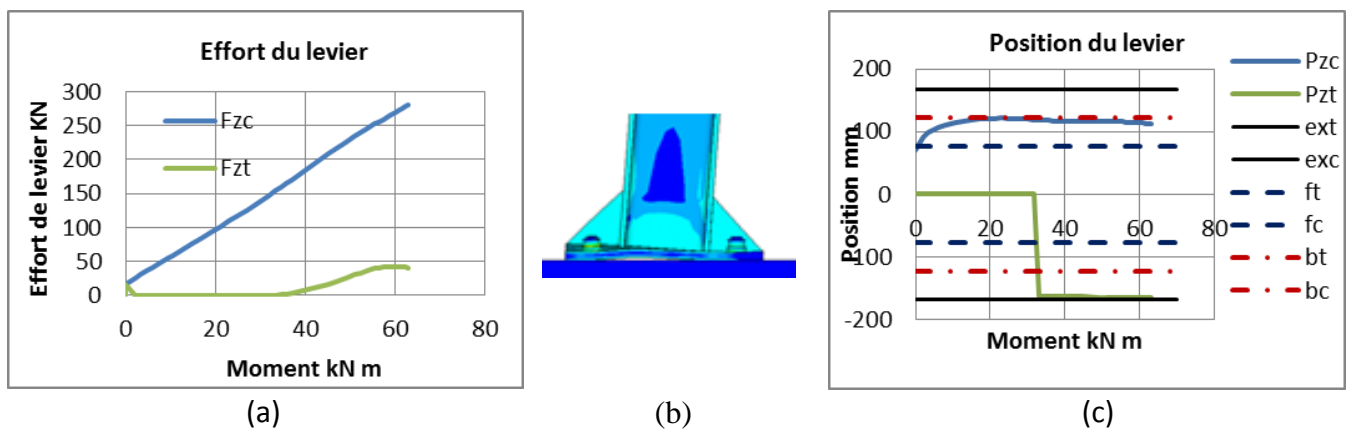


Figure IV. 10– Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire dans la zone tracté et comprimé R-TC

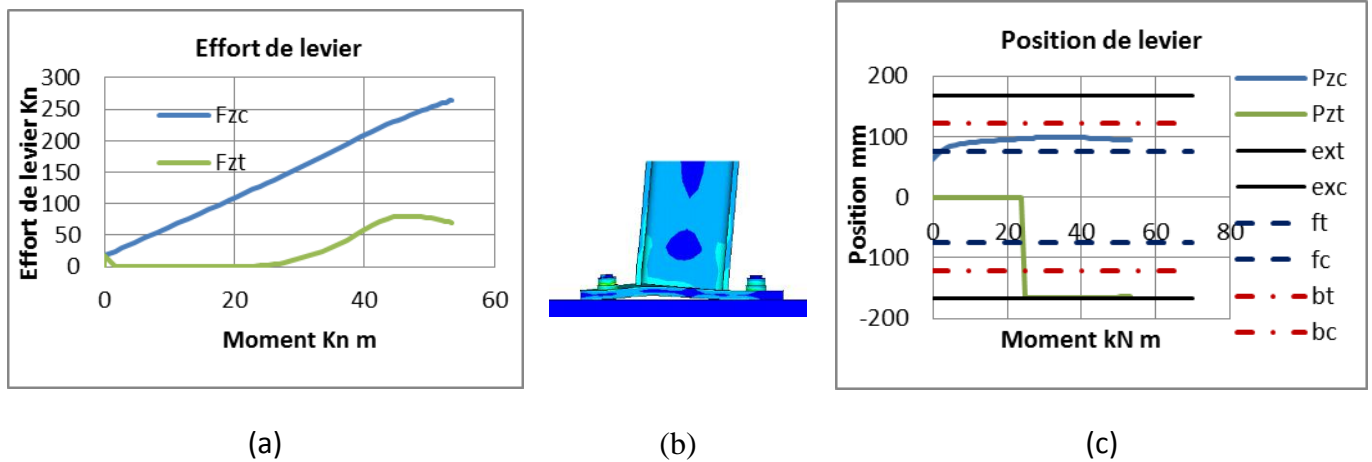


Figure IV. 11– Effet de levier dans l'assemblage du pied de poteau sans raidisseur triangulaire SR

(a) : effort de levier zone tendue (F_{zt}) et comprimée (F_{zc}) ;
 (b) : déformation de l'assemblage (contrainte de von Mises);
 (c) : position de levier zone tendue (P_{zt}) et comprimée (P_{zc}).

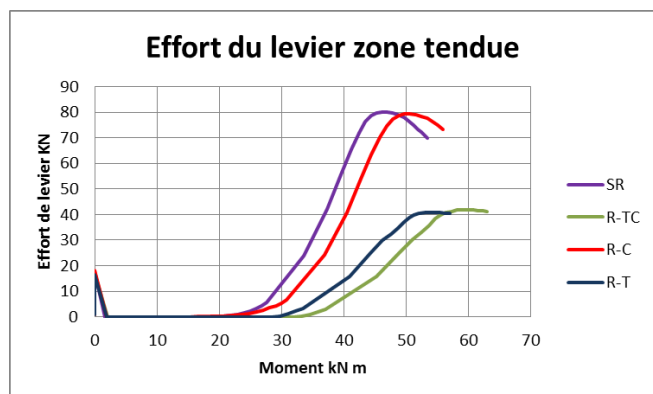


Figure IV. 12– Comparaison de l'effort de levier pour les différents assemblages

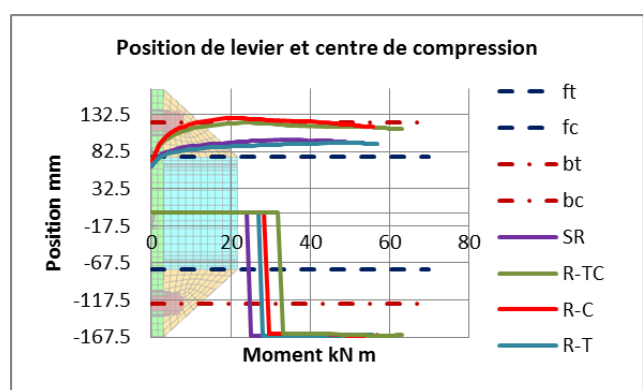


Figure IV. 13– Comparaison de la position de levier et le centre de compression pour les différents assemblages

La figure IV.14 illustre la répartition des contraintes dans la plaque de base, laquelle est soumise à une distribution variable en présence d'un raidisseur, que ce soit dans la zone tendue ou la zone comprimée. En effet, la figure IV.12 démontre que l'effet de levier est considérablement réduit lorsque le raidisseur est placé dans la zone tendue, alors qu'il n'a aucun effet sur l'effort de levier dans la zone tendue lorsqu'il est positionné dans la zone comprimée.

En outre, la figure IV.13 révèle un changement notable dans la position du centre de compression dans la zone comprimée en présence d'un raidisseur. En effet, les résultats montrent que pour les spécimens R-TC (avec raidisseurs en zones tendues et comprimées) et R-C (avec raidisseur dans la zone comprimée), le centre de compression se rapproche de la

tige. En revanche, pour les spécimens SR (sans raidisseurs) et R-T (sans raidisseur dans la zone tendue), le centre de compression est proche de la semelle du poteau.

Il est important de souligner que la présence du raidisseur, outre sa capacité à réduire l'effort de levier dans la zone tendue, modifie la position du centre de compression dans la zone comprimée. Ce changement dans la position du centre de compression offre une résistance accrue à l'assemblage en termes de rigidité initiale et de résistance à la flexion, ce qui renforce les performances de l'assemblage dans des conditions de charges variées. En somme, les résultats suggèrent que l'ajout d'un raidisseur constitue une stratégie efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des assemblages poteau-plaque de base.

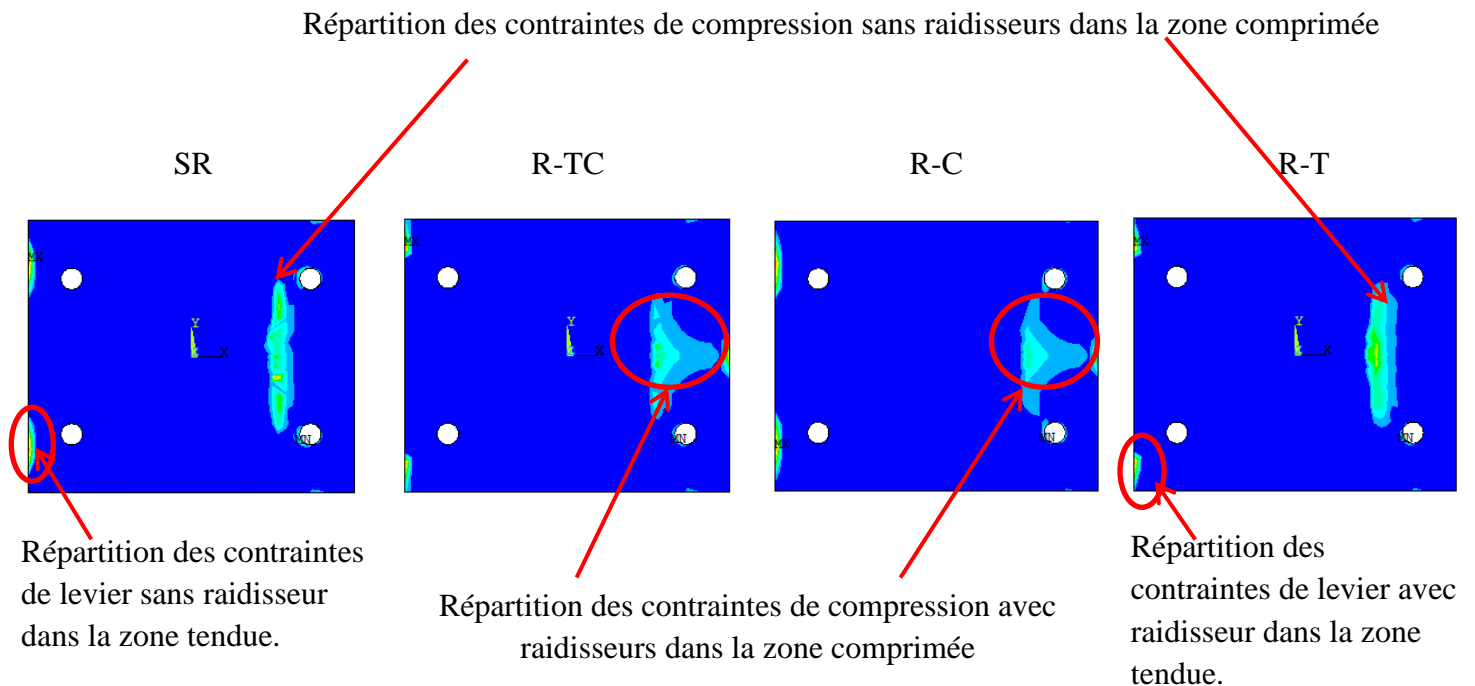


Figure IV. 14– Répartition des contraintes de levier dans la zone tendue et des contraintes de compression dans la zone comprimée pour les différents assemblages des pieds de poteaux.

IV.2.3 – Effort dans les tiges d'ancrage en présence des raidisseurs

Les résultats de l'étude ont montré de manière probante l'influence des raidisseurs situés aux pieds des poteaux sur les tiges d'ancrage. Les résultats confirment que l'ajout de raidisseurs aux pieds des poteaux a entraîné une diminution significative des efforts dans les tiges d'ancrage. Cette diminution est attribuable à la réduction de l'effet de levier dans la zone tendue ainsi qu'à la modification de la position du centre de compression dans la zone comprimée, réduisant ainsi les moments fléchissant et les efforts de cisaillement transmis aux tiges d'ancrage. Dans le contexte de l'étude, la [figure IV.15](#) est d'une grande importance, car elle illustre l'effort subi par les tiges d'ancrage dans la zone tendue de l'assemblage. Toutefois, il est important de noter que cet effort est étroitement lié à l'effet des raidisseurs, comme le démontre la [figure IV.7](#). En effet, les raidisseurs jouent un rôle crucial dans la résistance de l'ensemble, en termes de rigidité et de résistance à la flexion. Le modèle R-TC, doté de raidisseurs dans les zones comprimées et tendues, s'est révélé être le plus résistant parmi tous

les modèles étudiés. De plus, il est important de souligner que la tige située dans la zone tendue est moins sollicitée dans le modèle R-TC que dans le modèle sans raidisseurs (spécimen SR), ce qui témoigne de l'importance décisive induite par la présence de raidisseurs dans la zone tendue de l'assemblage.

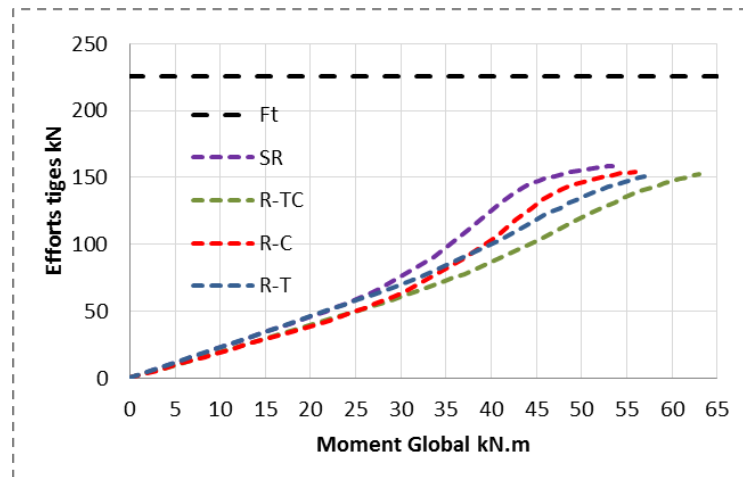


Figure IV. 15– Comparaison de l'effort dans les tiges d'ancrages dans la zone tendue pour les différents assemblages en présence des raidisseurs (Ft : effort ultime de traction dans la tige d'ancrage)

IV.2.4 – Effet de la hauteur des raidisseurs

Il a été démontré que la hauteur du raidisseur joue un rôle essentiel dans l'assemblage du pied de poteau en réduisant la concentration de contraintes sur le poteau, selon une étude menée par Behboud et al, (2017), Kumar,G,et Samanta,M,(2020). . Ainsi, en tenant compte des caractéristiques géométriques et matérielles du pied de poteau (en l'occurrence, un acier de type S235, une épaisseur de plaque de 15 mm, et une tige M20 sans précontrainte), une étude a été réalisée sur un raidisseur triangulaire d'une largeur l_s , d'une hauteur h_s , et d'une épaisseur t_s (voir figure IV.16). La hauteur du raidisseur h_s a été variée afin d'étudier son influence sur le comportement de l'assemblage, comme illustré dans la figure IV.17. Il fallait prendre en compte la hauteur du raidisseur pour obtenir un assemblage de pied de poteau optimal, car cela peut réduire les contraintes et améliorer les performances globales de l'assemblage. Les résultats de cette étude ont des implications pratiques importantes pour les ingénieurs et les concepteurs qui cherchent à améliorer les performances des assemblages de pieds de poteaux dans diverses applications.

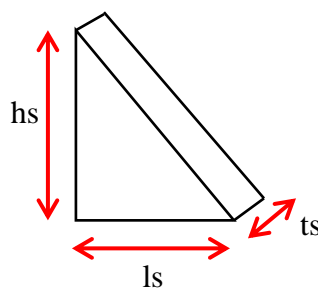


Figure IV. 16– Représentation de la géométrie du Raidisseur

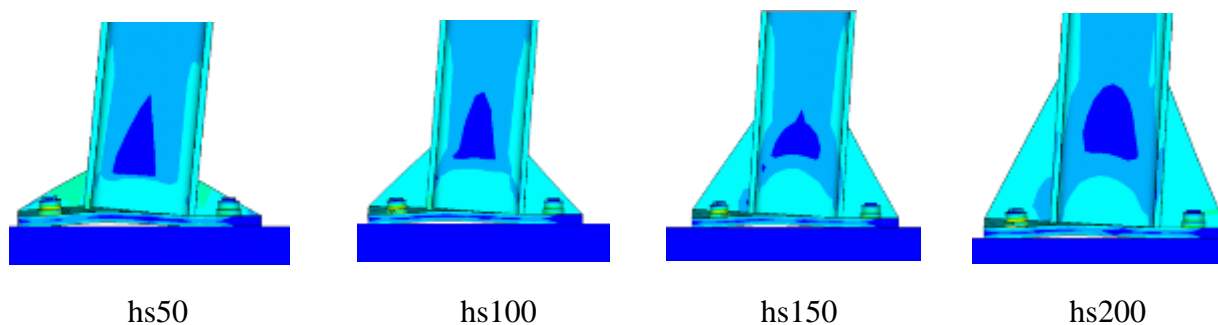


Figure IV. 17– Déformation de l'assemblage du pied de poteau pour différentes hauteurs du raidisseur

Le [tableau IV.2](#) présente les caractéristiques géométriques des différents spécimens étudiés pour l'assemblage, avec et sans raidisseur. Dans le cadre de cette étude, la hauteur du raidisseur h_s a été modifiée tout en gardant les autres paramètres géométriques constants. Cette variation de hauteur permet une analyse approfondie de l'impact de la hauteur du raidisseur sur les performances de l'assemblage. La prise en compte de ce paramètre est importante pour comprendre comment il affecte la rigidité, la résistance et la durabilité de l'assemblage, ce qui peut avoir des implications significatives pour la conception et la fabrication des assemblages de pieds de poteaux.

[Tableau IV. 2](#) Spécimens Raidisseurs

Spécimens	Epaissuerts (mm)	Hauteur h_s (mm)	Largeur l_s (mm)	Epaisseur Plaque de base (mm)	Diamètre Tige (mm)
hs50	8	50	90	15	M20
hs100	8	100	90	15	M20
hs150	8	150	90	15	M20
hs200	8	200	90	15	M20
Sans Raidisseur	-	-	-	15	M20

La courbe moment-rotation des différents raidisseurs a été représentée dans la [figure IV.18](#), en variant la hauteur de ces derniers de 50mm à 200mm. Cette figure met en évidence l'impact significatif de la hauteur du raidisseur sur la rigidité initiale et la résistance flexionnelle de l'assemblage. Plus précisément, en augmentant la hauteur du raidisseur tout en gardant l'épaisseur et la largeur constantes, une augmentation de la rigidité initiale est observée, accompagnée d'une augmentation de la résistance flexionnelle. En comprenant l'effet de ce paramètre sur la rigidité et la résistance, les ingénieurs peuvent concevoir des assemblages de pieds de poteaux plus performants.

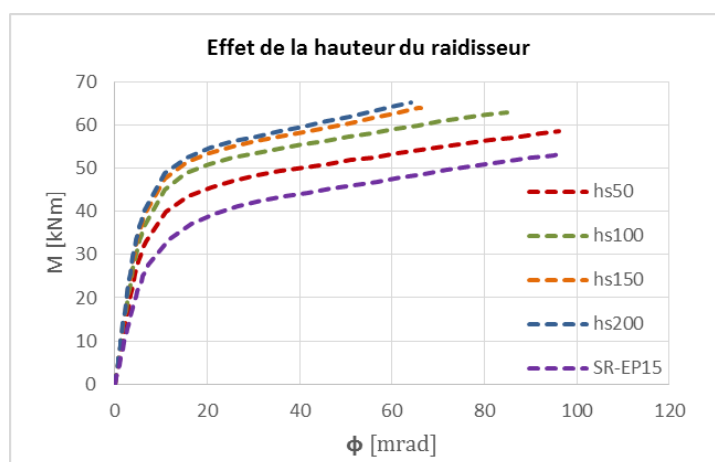


Figure IV. 18– Courbe moment-rotation pour les différentes hauteurs des raidisseurs

Le [tableau IV.3](#) fournit des informations essentielles sur l'influence de la hauteur du raidisseur sur la performance de l'assemblage du pied de poteau. Les résultats montrent que la hauteur du raidisseur a une influence significative sur la rigidité initiale et le moment plastique de l'assemblage. En effet, le spécimen hs200 a enregistré une augmentation importante de 39 % en termes de rigidité initiale par rapport au spécimen sans raidisseur, ainsi qu'une augmentation de 32 % en termes de moment plastique. Ces résultats démontrent l'importance de la hauteur du raidisseur dans l'amélioration de la rigidité et de la résistance de l'assemblage. En augmentant la hauteur du raidisseur, la rigidité membranaire de celui-ci augmente, ce qui contribue à une meilleure rigidité et résistance de l'assemblage. De plus, l'augmentation de la hauteur du raidisseur réduit également la plasticité de l'assemblage, ce qui permet d'éliminer les modes de ruine éventuels dans la plaque de base. En résumé, l'augmentation de la hauteur du raidisseur peut être considérée comme un moyen efficace d'améliorer les performances de l'assemblage du pied de poteau.

Tableau IV. 3– Effet de la hauteur du raidisseur hs sur la rigidité initiale et le moment plastique

Spécimens	ts (mm)	hs (mm)	ls (mm)	Rigidité initiale $S_{j,ini}$ (kN.m/mrad)	Pourcentage %	Moment plastique M_p (kN.m)	Pourcentage %
Sans Raidisseur	-	-	-	4.70	-	27.59	-
hs50	8	50	90	5.98	+21	33.10	+17
hs100	8	100	90	6.99	+32	36.97	+25
hs150	8	150	90	7.35	+36	39.37	+30
hs200	8	200	90	7.71	+39	40.58	+32

IV.2.5 – Effet de la hauteur du raidisseur sur l'effet de levier

Le principal objectif de cette recherche consiste à analyser l'impact de la hauteur du raidisseur sur l'effet de levier et sa position. Les résultats obtenus sont présentés dans les [figures IV.19 à IV.22](#), où l'on peut observer l'évolution de l'effet de levier et de sa position dans la zone tendue et la zone comprimée de l'assemblage du pied de poteau en fonction de la hauteur du

raidisseur. Dans le cadre de cette étude, la largeur et l'épaisseur du raidisseur ont été maintenues constantes pour permettre une analyse plus spécifique de l'effet de la hauteur. Ces résultats sont d'une grande importance car ils permettent de mieux comprendre l'influence de la hauteur du raidisseur sur les performances globales de l'assemblage.

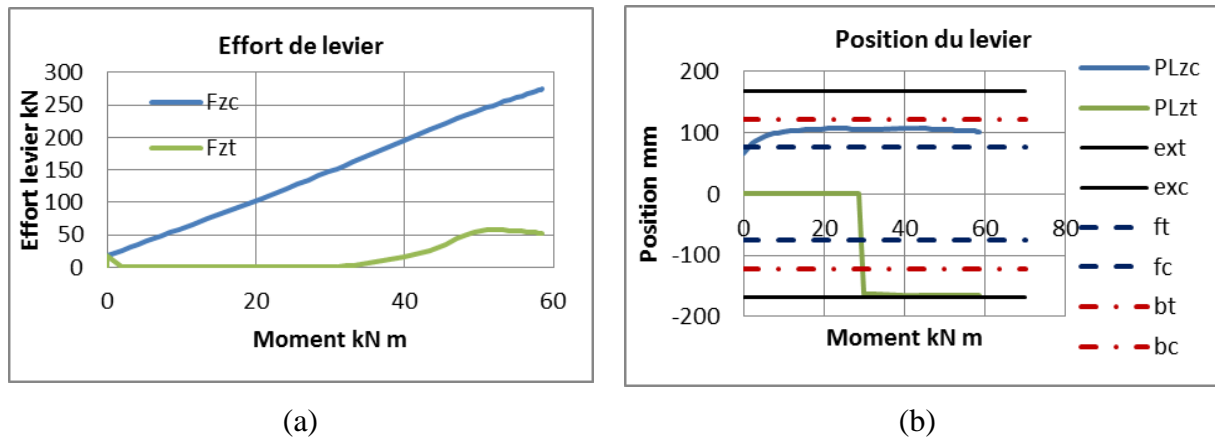


Figure IV. 19–Effet de levier dans l’assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×50mm)

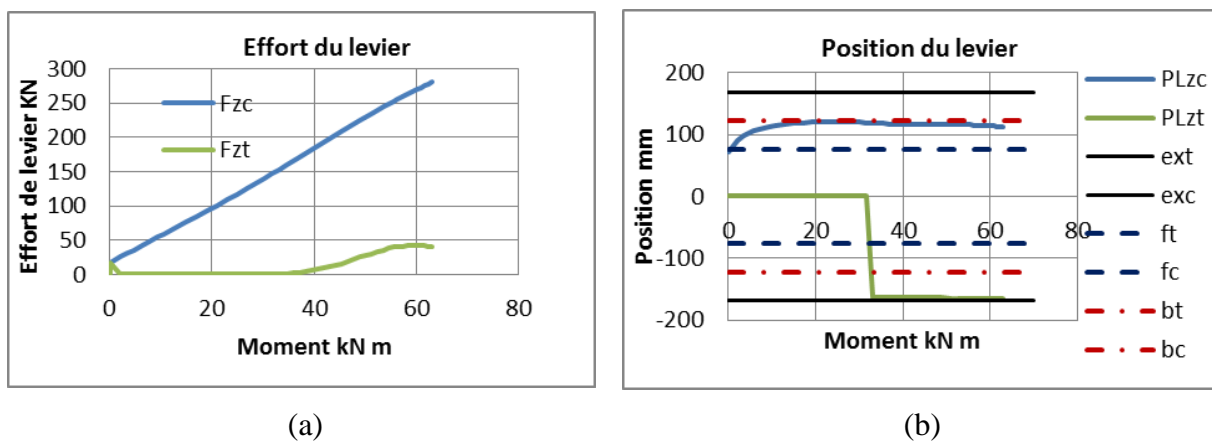


Figure IV. 20– Effet de levier dans l’assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×100mm)

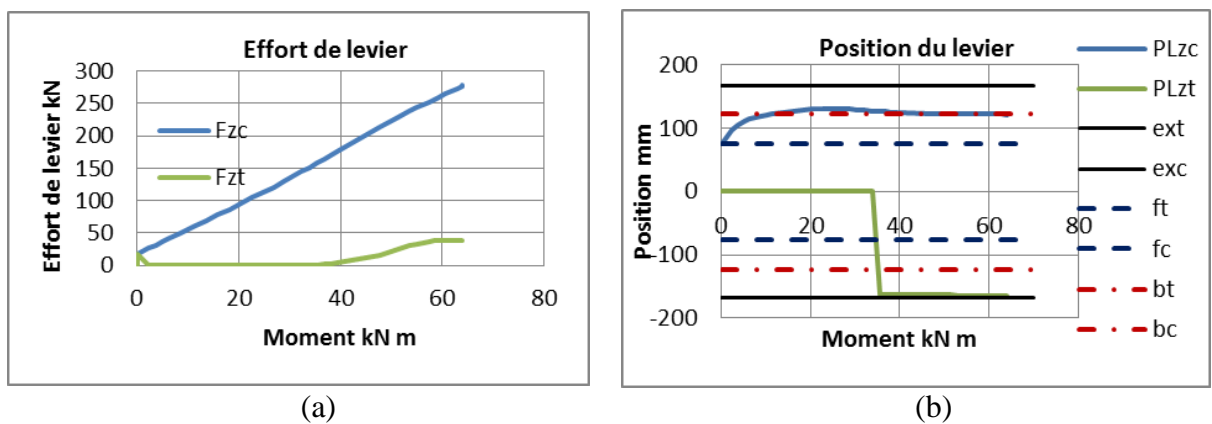


Figure IV. 21 – Effet de levier dans l’assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×150mm)

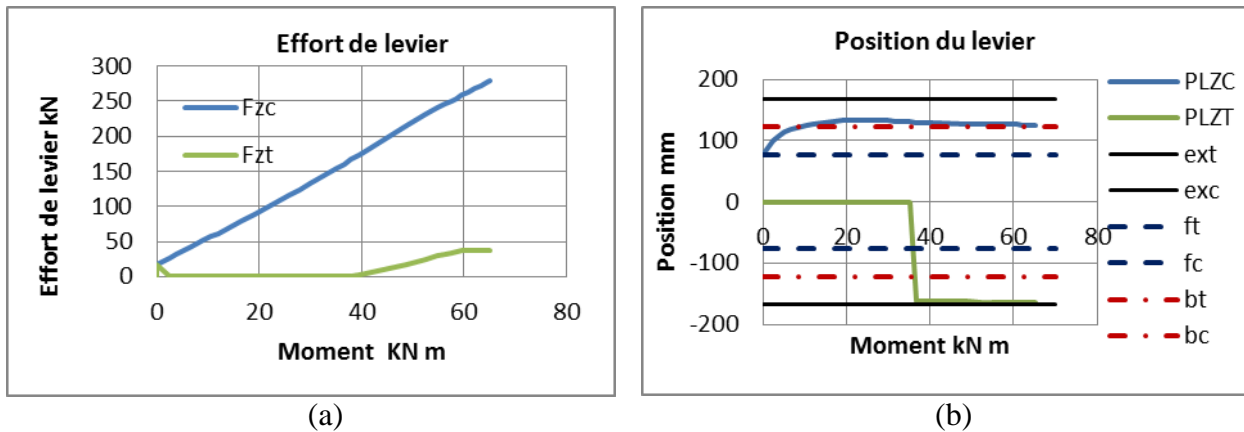


Figure IV. 22– Effet de levier dans l’assemblage du pied de poteau avec raidisseur triangulaire (8mm×90mm×200mm)

Les figures IV.23 et IV.24 montrent l'effet de la hauteur du raidisseur sur l'effort de levier et la position du centre de compression dans l'assemblage du pied de poteau. La figure IV.23 montre que l'effort de levier diminue lorsque la hauteur du raidisseur augmente. En effet, en augmentant la hauteur du raidisseur, la distance entre le point d'application de la force et le centre de compression diminue, ce qui réduit l'effet de levier.

La figure IV.24 montre que la position du centre de compression change en fonction de la hauteur du raidisseur. En augmentant la hauteur du raidisseur, le centre de compression se déplace vers le bas de l'assemblage. En outre, la position du levier se déplace également vers l'extrémité de la plaque de base.

Ces résultats montrent que la hauteur du raidisseur joue un rôle important dans la réduction de l'effet de levier et le déplacement du centre de compression dans l'assemblage du pied de poteau. Cela peut avoir des implications importantes pour la conception et l'optimisation de ce type d'assemblage.

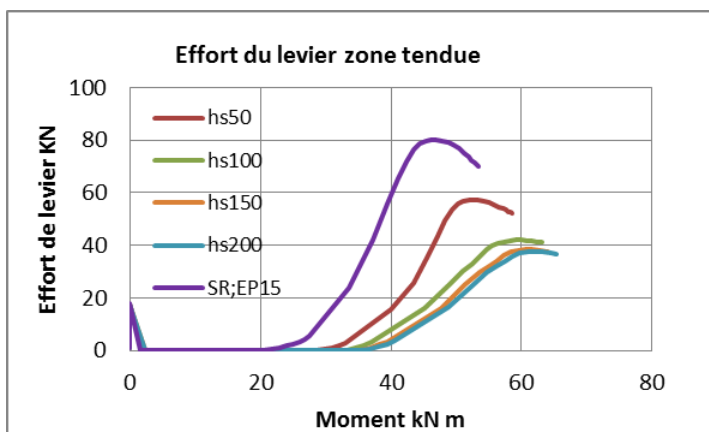


Figure IV. 23 – Comparaison de l’effort de levier pour les différents assemblages

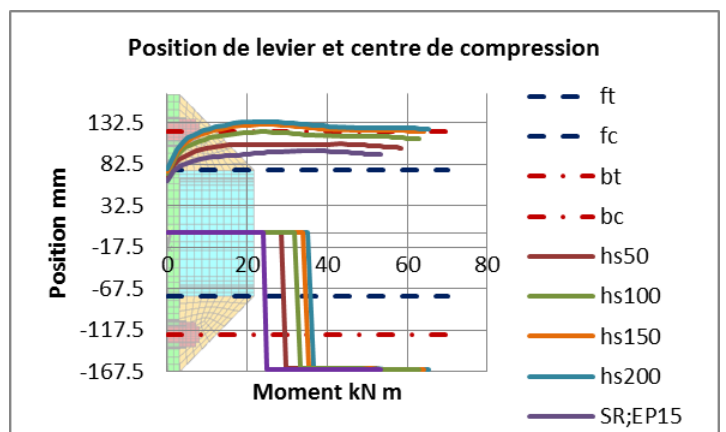


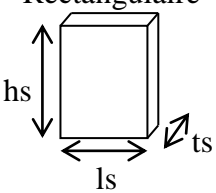
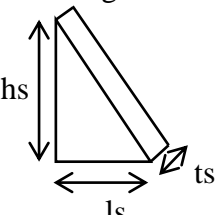
Figure IV. 24 – Comparaison de la position de levier et le centre de compression pour les différents assemblages

IV.2.6 – Effet de la forme du raidisseur sur l'assemblage

Le **tableau IV.4** montre les résultats de l'analyse par éléments finis de l'effet de la forme (rectangulaire et triangulaire) et de la hauteur du raidisseur sur les contraintes maximales de von Mises dans l'assemblage du pied de poteau. Les résultats indiquent que les contraintes maximales de von Mises sont généralement plus faibles pour les raidisseurs triangulaires que pour les raidisseurs rectangulaires, quelle que soit la hauteur. De plus, les contraintes diminuent avec l'augmentation de la hauteur du raidisseur pour les deux formes, bien que cette diminution soit plus significative pour les raidisseurs triangulaires.

Les résultats suggèrent que l'utilisation de raidisseurs triangulaires peut offrir une meilleure performance en termes de contraintes maximales de von Mises dans l'assemblage du pied de poteau, en particulier pour les hauteurs plus importantes.

Tableau IV. 4 – Effet de la hauteur du raidisseur h_s sur la rigidité initiale et le moment plastique

Type de Raidisseur	Dimensions du raidisseur			Raidisseur Comprimé Contrainte max de Von mises (MPa)	Raidisseur Tracté Contrainte max de Von mises (MPa)
	ls (mm)	hs (mm)	ts (mm)		
Rectangulaire 	90	50	8	349	311
	90	100	8	293	243
	90	150	8	298	238
	90	200	8	300	238
Triangulaire 	90	50	8	306	298
	90	100	8	262	257
	90	150	8	272	240
	90	200	8	281	292

La **figure IV.25** montre l'évolution de la contrainte maximale de von Mises en fonction de la hauteur du raidisseur comprimé pour les deux types de raidisseurs. La courbe montre que la concentration des contraintes maximales de von Mises est plus élevée dans le raidisseur rectangulaire que dans le raidisseur triangulaire. La contrainte maximale de von Mises est plus grande pour une hauteur petite ($h=50\text{mm}$) que ce soit pour le raidisseur triangulaire ou rectangulaire. Cependant, la contrainte diminue rapidement avec l'augmentation de la hauteur du raidisseur pour les deux types de raidisseurs. À partir d'une certaine hauteur ($h=100\text{mm}$ pour le raidisseur triangulaire et $h=150\text{mm}$ pour le raidisseur rectangulaire), la contrainte

maximale de von Mises semble se stabiliser et ne plus varier significativement avec l'augmentation de la hauteur du raidisseur.

La figure IV.26 montre la variation de la contrainte maximale de von Mises en fonction de la hauteur du raidisseur soumis à la traction. Les courbes montrent que les contraintes maximales de von Mises sont très proches pour les deux types de raidisseurs, triangulaires ou rectangulaires. Les raidisseurs soumis à la traction sont sollicités à des intensités semblables, ce qui indique que la forme géométrique n'a pas un impact significatif sur les contraintes dans cette zone. Cependant, pour le raidisseur comprimé, le raidisseur rectangulaire présente une instabilité par voilement qui amplifie les contraintes internes, ce qui ne se produit pas dans le raidisseur triangulaire. Par conséquent, il est mis en évidence que la forme géométrique triangulaire est plus efficace que la forme rectangulaire pour résister aux charges de compression.

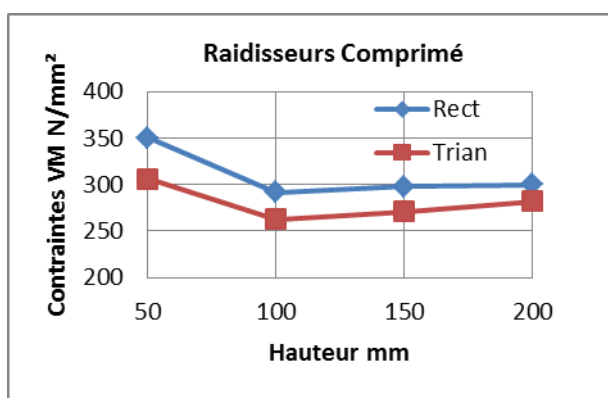


Figure IV. 25 – Contrainte maximal de Von Mises relevés dans le raidisseur comprimé

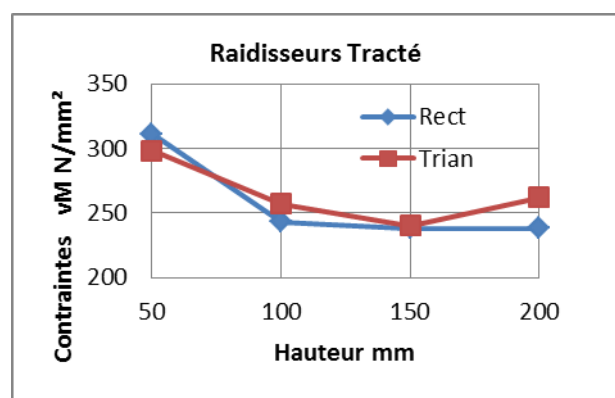


Figure IV. 26 – Contrainte maximal de Von Mises relevés dans le raidisseur tracté

Les figures IV.27 à IV.30 présentent la distribution des contraintes de Von Mises dans la zone tendue et comprimée des raidisseurs rectangulaires et triangulaires de dimensions 8mm×90mm×100mm.

La figure IV.27 montre la distribution de contraintes dans la zone tendue du raidisseur triangulaire. On peut observer que les contraintes dans le raidisseur sont presque uniformes.

La figure IV.28 montre la distribution de contraintes dans la zone tendue du raidisseur rectangulaire. On peut observer que le raidisseur rectangulaire a une partie (triangle supérieur) dont les contraintes sont très faibles

La figure IV.29 montre la distribution de contraintes dans la zone comprimée du raidisseur triangulaire. Les contraintes sont réparties du plus au moins uniforme dans l'ensemble du raidisseur.

Enfin, la figure IV.30 montre la distribution de contraintes dans la zone comprimée du raidisseur rectangulaire. On remarque une concentration des contraintes dans des parties du raidisseur rectangulaire.

On peut donc conclure que le raidisseur triangulaire présente une distribution uniforme des contraintes dans les zones tendues et comprimées, contrairement au raidisseur rectangulaire qui présente une concentration de contraintes dans certaines zones. De plus, le raidisseur triangulaire permet d'économiser de la matière par rapport au raidisseur rectangulaire puisqu'on peut constater facilement que, pour les raidisseurs tendus, un raidisseur rectangulaire, qui est en volume d'acier le double de celui triangulaire, réduit la contrainte maximale de Von Mises que de seulement 5%, et plus encore, qu'en termes de compression, cette contrainte est amplifiée de 12%.

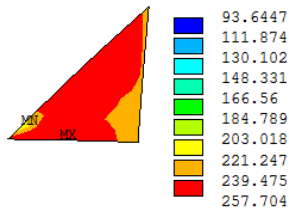


Figure IV. 27 – Contrainte de Von Mises relevée dans le raidisseur triangulaire en zone tendue (8×90×100)

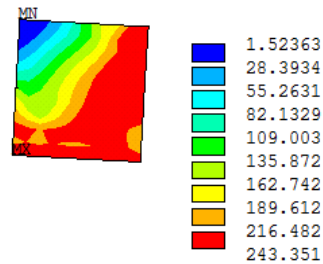


Figure IV. 28 – Contrainte de Von Mises relevée dans le raidisseur rectangulaire dans la zone tendue (8×90×100)

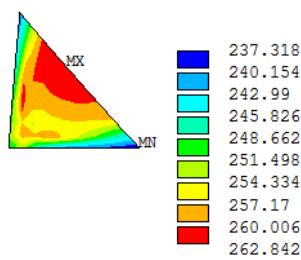


Figure IV. 29 – Contrainte de Von Mises relevée dans le raidisseur comprimé (8×90×100)

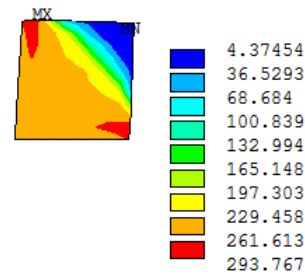


Figure IV. 30 – Contrainte de Von Mises relevés dans le raidisseur comprimé (8×90×100)

IV.3 – Conclusion

L'objet d'étude de ce chapitre a été la caractérisation du comportement d'un assemblage particulier : celui du pied de poteau avec raidisseur, dans le contexte d'une sollicitation combinée de compression et de flexion.

La présence de raidisseurs dans les assemblages de pied de poteau est un facteur déterminant pour leur comportement mécanique et leur mode de rupture. Les résultats de notre étude ont montré que la résistance et la rigidité d'une jonction par platine de base, renforcée par des raidisseurs de faible épaisseur, peuvent être comparables à celles d'une platine plus épaisse mais non raidie. De plus, cette jonction renforcée reste dans un comportement flexionnel ductile, ce qui permet de prévenir les défaillances brutales de l'assemblage.

L'ajout des raidisseurs de platine de base dans la zone tendue d'un assemblage de pied de poteau permet d'améliorer significativement sa résistance et sa rigidité. En comparaison avec une platine de base non raidie, l'utilisation de raidisseurs permet ainsi de diminuer les contraintes subies par l'assemblage et d'optimiser sa durabilité.

Les raidisseurs situés dans la zone comprimée au niveau du débord de la platine de base confèrent une rigidité supplémentaire à l'assemblage par rapport à une platine de base non raidie. Leur présence modifie le centre de compression de l'assemblage, ce qui entraîne un bras de levier plus important pour la détermination du moment.

La géométrie des raidisseurs est un paramètre important à considérer dans la conception de tout assemblage, car elle a une incidence directe sur son comportement et sa résistance. En effet, l'augmentation des dimensions des raidisseurs peut augmenter la résistance et la rigidité de l'assemblage, sous réserve que le mode de rupture de l'assemblage reste un mécanisme plastique complet ou partiel. La plastification excessive des zones tendues pourrait entraîner une perte de résistance, tandis qu'une instabilité dans les zones comprimées pourrait également affecter la résistance et la stabilité de l'assemblage. Ainsi, il est recommandé de bien étudier les paramètres géométriques des raidisseurs et de les adapter en fonction des contraintes spécifiques de l'assemblage, afin d'assurer une résistance optimale tout en évitant les modes de rupture indésirables.

En augmentant la hauteur des raidisseurs, la section de la pièce devient plus importante, ce qui augmente la résistance de l'assemblage aux charges de flexion. De plus, cela améliore également la rigidité de l'assemblage, car la section plus importante réduit la déformation de la pièce sous l'effet de la flexion. Ces résultats soulignent l'importance de prendre en compte la hauteur des raidisseurs lors de la conception d'un assemblage. En ajustant la hauteur des raidisseurs en fonction des contraintes spécifiques de l'assemblage, il est possible d'optimiser la rigidité et la résistance de l'assemblage pour garantir une performance optimale dans des conditions de charge variées.

Les études ont montré que les raidisseurs triangulaires sont plus performants et plus économiques que les raidisseurs rectangulaires. En effet, le raidisseur triangulaire présente une géométrie plus efficace pour la résistance à la flexion et à la compression que le raidisseur rectangulaire. En raison de sa forme triangulaire, le raidisseur permet une meilleure répartition de la charge et une résistance accrue à la déformation sous l'effet de la flexion et de la compression ou de la torsion. De plus, le raidisseur triangulaire est souvent plus économique à fabriquer que le raidisseur rectangulaire en raison de sa géométrie plus simple. Cela permet une réduction des coûts de production et une amélioration de l'efficacité économique de l'assemblage.

Le modèle numérique a réussi à reproduire et à représenter avec précision les différents modes de rupture selon les critères de l'EC3 pour un assemblage de pied de poteau non raidi. Cependant, pour les assemblages raidis, il existe encore des insuffisances à combler. En effet, les assemblages de pieds de poteaux raidis sont plus complexes et requièrent une prise en compte plus détaillée des différents paramètres géométriques et mécaniques impliqués. Ainsi, bien que le modèle numérique puisse fournir des résultats utiles pour l'analyse et la conception d'assemblages de pieds de poteaux raidis, il est important de noter qu'il existe encore des aspects à améliorer pour garantir une représentation précise des modes de rupture de ces assemblages.

Conclusion générale et perspectives

Le travail présenté dans ce manuscrit concerne principalement l'étude numérique du comportement des assemblages métalliques des pieds de poteau sans et avec raidisseurs, soumis à un chargement monotone en flexion composée. Des études paramétriques détaillées ont été entreprises pour comprendre leur comportement et aussi d'analyser l'impact de divers paramètres géométriques et mécaniques de l'assemblage sur sa performance globale en rigidité, résistance et aussi la reconnaissance des modes de ruptures.

Les conclusions de ce travail sont nombreuses. On les présentera suivant les axes suivants :

Axe de la modélisation par éléments finis

-Dans le souci d'une approche plus précise du comportement réel des assemblages des pieds de poteau, les modèles numériques tridimensionnels développés dans cette étude ont été créés à l'aide du logiciel de simulation ANSYS. Ces modèles ont pris en compte les différentes non-linéarités géométriques et matérielles qui peuvent affecter le comportement des assemblages métalliques des pieds de poteau soumis à un chargement en flexion composée.

-Les éléments volumiques ont été utilisés pour représenter le comportement élastique et plastique des différents composants de l'assemblage, en tenant compte des éventuelles instabilités locales qui peuvent survenir. De plus, la précontrainte dans les tiges d'ancrage ainsi que l'interaction entre les différents éléments de l'assemblage ont été correctement modélisées et discrétisées.

-Cette modélisation numérique tridimensionnelle permet d'obtenir des résultats précis et fiables pour l'analyse de la performance globale de l'assemblage en fonction de différentes variables géométriques et de conception. Elle fournit également des informations importantes sur les modes de déformation et les niveaux de contrainte dans les différents composants de l'assemblage, ce qui peut être utilisé pour optimiser la conception et améliorer la performance de l'assemblage.

-Les résultats obtenus à partir des modèles numériques ont été validés en comparaison avec les travaux expérimentaux publiés dans la littérature. La comparaison a porté sur la loi de comportement global et les modes de rupture des assemblages des pieds de poteau en conformité avec la norme EC3. Les résultats ont montré que les résultats numériques sont en très bon accord avec les résultats expérimentaux.

-Ces résultats confirment que la méthode des éléments finis est un outil fiable et capable de fournir des résultats satisfaisants pour l'analyse du comportement mécanique des assemblages de pieds de poteau. En outre, les modèles numériques ont permis d'obtenir des résultats que les essais expérimentaux ne permettent pas de mesurer, tels que les déplacements et les contraintes dans les tiges d'ancrage et les zones de contact. Ces informations précieuses peuvent être utilisées pour optimiser la conception des assemblages de pied de poteau et améliorer leur performance.

Axe du comportement mécanique de l'assemblage

-Il a été démontré que la précontrainte des tiges d'ancrage a une influence significative sur la raideur initiale de l'assemblage du pied de poteau. En effet, la précontrainte intervient essentiellement en zone élastique de la loi de comportement mécanique. Plus précisément, elle permet d'augmenter la raideur initiale de l'assemblage. Cependant, à mesure que le chargement augmente, la précontrainte diminue jusqu'à atteindre sa valeur nulle en phase ultime. La réduction de la précontrainte résulte de l'accroissement des déformations dans les tiges d'ancrage. Par ailleurs, l'analyse numérique a révélé que l'influence de la précontrainte est plus prononcée dans les assemblages utilisant des tiges d'ancrage de diamètre plus important.

-Il a été observé que l'épaisseur de la plaque de base du pied de poteau a un impact significatif sur la résistance de l'assemblage en termes de rigidité et de résistance flexionnelle. En effet, une plaque de base plus épaisse permet de renforcer la résistance et la rigidité de l'assemblage, ce qui améliore sa capacité à résister aux contraintes appliquées. Cette augmentation de la rigidité et de la résistance flexionnelle peut être cruciale dans les situations où la structure est soumise à des charges importantes, telles que des séismes ou des vents violents. Il est donc important de prendre en compte l'épaisseur de la plaque de base lors de la conception de l'assemblage, afin d'optimiser sa résistance et sa durabilité dans le temps.

-Il convient de noter que l'effet de levier peut avoir des conséquences significatives sur le comportement de l'assemblage de pied de poteau. En effet, il provoque une augmentation de la charge sur les tiges d'ancrage en zone tendue, ce qui peut potentiellement entraîner une défaillance de l'assemblage. L'effet de levier apparaît dès le début du chargement et son évolution peut varier d'un spécimen à un autre, ce qui rend sa quantification difficile. Cependant, certains facteurs tels que la flexibilité de la platine de base, l'absence de raidisseurs et la précontrainte des tiges d'ancrage peuvent favoriser l'effet de levier. Il est donc important de prendre en compte l'effet de levier lors de la conception et de l'analyse des assemblages de pieds de poteau afin d'assurer leur fiabilité et leur sécurité.

Axe du raidissage de l'assemblage

-Les renforcements au niveau du pied de poteau, tels que les raidisseurs, peuvent améliorer les caractéristiques mécaniques de l'assemblage en augmentant la rigidité et la résistance de la structure. Ils permettent également de réduire les déformations et les contraintes locales dans la zone de contact entre la semelle du poteau et la platine de base. Cependant, la configuration et les dimensions de ces renforcements doivent être bien étudiées pour assurer une amélioration effective des performances de l'assemblage.

-La présence des raidisseurs sur la platine de base en zone tendue et/ou comprimée a un impact significatif sur deux éléments clés de la structure : sa raideur et sa résistance flexionnelle. De plus, elle influence également le comportement global de l'assemblage. Les études ont démontré que l'utilisation de liaisons de platine de base raidies, malgré leur faible épaisseur, peut fournir une résistance et une rigidité équivalentes à celles des platines plus épaisses utilisées dans des liaisons non raidies.

-L'ajout de raidisseurs de pieds de poteau en zone tendue de l'assemblage a une incidence considérable sur la résistance, la rigidité et les modes de ruine de la structure. Ces éléments ont pour fonction de rigidifier la platine de base afin de réduire sa déformation flexionnelle, ce qui permet une répartition plus homogène des efforts sur les tiges d'ancrage et diminue l'effort de levier. En effet, l'utilisation de raidisseurs permet de renforcer la capacité de la structure à résister aux contraintes appliquées et ainsi d'améliorer sa résistance et sa rigidité. De plus, les modes de ruine de l'assemblage peuvent être optimisés grâce à l'utilisation de ces éléments, permettant ainsi d'assurer une sécurité accrue pour la structure.

-Les dimensions du raidisseur de pied de poteau ont une incidence sur son comportement. En particulier, la hauteur du raidisseur a une influence marquante sur la résistance de l'assemblage. En effet, une hauteur optimale de raidisseur permet de renforcer la capacité de la structure à résister aux sollicitations, tout en minimisant les déformations et les modes de ruine qui pourraient compromettre sa stabilité. Par conséquent, le choix des dimensions du raidisseur de pieds de poteau est un élément crucial à prendre en compte dans la conception de l'assemblage pour garantir sa fiabilité et sa durabilité dans le temps.

-En règle générale, il est admis que le raidisseur triangulaire est plus performant et économique que celui rectangulaire. En effet, le raidisseur triangulaire offre une meilleure résistance aux efforts de compression et de flexion, grâce à sa forme triangulaire qui permet une meilleure répartition des charges. En outre, sa conception plus simple et plus légère le rend moins coûteux que le raidisseur rectangulaire, qui nécessite plus de matériau pour offrir une résistance équivalente.

Axe de formulation de L'EC3

-En effet, la méthode des composantes de l'EC3 a l'avantage de proposer des formules de calcul relativement simples et pratiques pour l'analyse des assemblages de pieds de poteau. Cependant, elle ne prend pas en compte certains éléments qui peuvent avoir un impact significatif sur le comportement mécanique de l'assemblage, notamment les raidisseurs et la précontrainte des tiges d'ancrage ainsi que le moment de flexion sur les tiges d'ancrage. Ces paramètres sont pourtant essentiels pour améliorer la performance et la fiabilité de l'assemblage, notamment en termes de résistance et de rigidité. Ainsi, des études complémentaires sont nécessaires pour mieux comprendre l'importance de ces paramètres et de les intégrer dans les modèles de calcul existants, afin d'optimiser la conception des assemblages de pieds de poteau en fonction de leur utilisation et des exigences de sécurité.

-En effet, la précontrainte des tiges d'ancrage est un paramètre essentiel qui peut avoir une répercussion notable sur la résistance et la rigidité de l'assemblage de pieds de poteau. Elle se réfère à la tension initiale appliquée aux tiges d'ancrage lors de l'assemblage, avant que toute charge externe ne soit appliquée. Cette tension préalable permet de maintenir les éléments de l'assemblage en contact, et de minimiser les mouvements relatifs entre eux. Elle est généralement obtenue à l'aide d'une clé dynamométrique, qui permet de contrôler la tension de serrage des tiges d'ancrage.

-Cependant, la méthode des composantes de l'EC3 ne prend pas en compte cet effet de précontrainte. La résistance et la rigidité des tiges d'ancrage et de l'assemblage sont calculées en considérant que les tiges d'ancrage sont non précontraintes. Par conséquent, pour une analyse précise du comportement de l'assemblage, il est essentiel de formuler et d'appliquer un modèle qui prend en compte la précontrainte des tiges d'ancrage.

-Effectivement, selon L'EC3, les tiges d'ancrage ne sont considérées que comme étant soumises à un effort de traction lors de la conception des assemblages de pieds de poteau. Cependant, en réalité, les tiges d'ancrage sont également soumises à des moments fléchissant dus aux charges excentrées appliquées sur les poteaux. Ce moment fléchissant induit des contraintes supplémentaires dans les tiges d'ancrage qui doivent être prises en compte pour une conception correcte et sécurisée de l'assemblage.

-Il est vrai que l'Eurocode 3 définit le centre de compression de l'assemblage au niveau de l'axe neutre de la semelle comprimée du poteau, mais sans tenir compte du débord extérieur de la platine de base en zone comprimée avec ou sans raidisseur. Cependant, notre étude a montré que le centre de compression peut avoir un décalage important, surtout en présence de raidisseurs. Cela est dû au fait que les raidisseurs peuvent modifier la distribution des contraintes et la géométrie de la zone comprimée de l'assemblage. Il est donc important de prendre en compte ces effets pour une modélisation plus précise du comportement de l'assemblage.

-Dans le cadre de cette thèse de doctorat, ce travail de recherche a fourni un ensemble de résultats généraux et particuliers mais aussi des réflexions intéressantes sur le comportement des assemblages de pieds de poteau en acier. En effet, les résultats ont mis en évidence la nécessité de mener des études complémentaires pour mieux comprendre les modes de rupture associés aux raidisseurs de platine de base et surtout pour établir des formules de dimensionnement précises pour les assemblages métalliques de pieds de poteau, qu'ils soient raidis ou non. Il serait donc bénéfique d'élargir l'étude aux assemblages avec des nuances d'acier supérieures, et d'analyser leur comportement sous des charges cycliques ou sismiques et de géométrie différente comme les mâts en acier.

-Il serait intéressant aussi de développer un modèle en éléments finis plus global qui peut inclure la fondation en béton en interaction avec le sol. Cette étude pourrait contribuer de manière significative à la compréhension et à l'amélioration des assemblages de pied de poteau en offrant des solutions plus performantes et durables pour les structures métalliques.

Bibliographie

Travaux cités

(CTICM) Ivor RYAN Assemblage des pieds de poteaux en acier [Ouvrage] / éd. (CSTB) Centre Scientifique et Technique du Bâtiment. - 2010. - p. 240. - 978-2-86891-440-8.

Akiyama H Seismic Design of Steel Column for Architecture [Revue]. - Japanese, Gibodokupan, Tokyo, : [s.n.], 1985.

ANSYS 15.0 Multiphysics Utility // 15th edition, ANSYS Inc. - 2015.

Asif Bin Kabir M, A Sajid Hasan et Muntasir Billah A, H, M, Failure mode identification of column base plate connection using data-driven machine learning techniques [Revue] // Engineering Structures. - 2021. - Vol. 240. - pp. 112-389. - doi:10.1016/j.engstruct.2021.112389..

Astaneh A et Bergsma G Cyclic Behavior and Seismic Design of Steel Base Plates [Conférence] // Proceedings, Structures Congress / éd. ASCE. - 1993. - pp. 409-414.

Behboud N [et al.] Parametric Study on Stiffened Column Bases [Conférence] // 2nd International Conference on Steel & Structure. - Tehran, Iran : [s.n.], 2017.

Benyelles C,M [et al.] Analyse du Comportement de L'assemblage du Pied de Poteau soumis à la Compression Axiale, [Conférence] // Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte CICOMM'2015, 1ère édition. - Tlemcen, Algérie : [s.n.], 2015.

Burda J et Itani A Studies of Seismic Behavior of Steel Base Plates [Rapport] / Reno: University of Nevada. - 1999.

Cloete R et Roth C, P Column base connections under compression and biaxial moments: Experimental and numerical investigations [Revue] // Journal of Constructional Steel Research. - 2021. - Vol. 184. - pp. 106-834. - doi:10.1016/j.jcsr.2021.106834..

Da Silva L Simões, Santiago Aldina et Real Paulo Vila Post-limit stiffness and ductility of end-plate beam-to-column steel joints [Revue] // Computers & Structures / éd. Pergamon. - 2002. - 5-6 : Vol. 80. - pp. 515-531. - [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(02\)00014-7](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(02)00014-7).

Delhomme F, Debicki G et Chaib Z Experimental behaviour of anchor bolts under pullout and relaxation tests [Revue] // Construction and Building Materials. - 2010. - 3 : Vol. 24. - pp. 266-274. - <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.08.038>.

DeWolf J et Sarisley E Column Base Plates with Axial Loads and Moments [Revue] // Journal of the Structural Division. - 1980. - 11 : Vol. 106. - pp. 2167-2184. - <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0005569>.

Díaz H, Nuñez E et Oyarzo-Vera C Monotonic response of exposed base plates of columns: Numerical study and a new design method [Revue] // *Metals* . - 2020. - 3 : Vol. 10. - p. 396. - doi:10.3390/met10030396..

Drake R et Elkin S Beam-column Base Plate Design: LRFD Method [Revue] // *Engineering Journal, AISC*. - 1999. - 1 : Vol. 36. - pp. 29-38.

Ermopoulos J et Stamatopoulos G Mathematical modeling of column base plate connections. [Revue] // *Journal of Constructional Steel Research*. - 1996. - 2 : Vol. 36. - pp. 79-100. - [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(95\)00011-J](https://doi.org/10.1016/0143-974X(95)00011-J).

Falborski T, Hassan A, S et Kanvinde A, M. Column base fixity in steel moment frames: Observations from instrumented buildings [Revue] // *Journal of Constructional Steel Research*. - 2020. - Vol. 168. - doi:10.1016/j.jcsr.2020.105993. .

Gomes FCT [et al.] Recent developments on classification of joints [Conférence] // *COST C1 Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections - Proceedings of the international conference / éd. European Commission*. - Liege : [s.n.], 1998. - pp. 187-198.

Gomez I, Kanvinde A et Deirlein G Exposed Column Base Connections Subjected to Axial Compression and Flexure [Rapport] / *American Institute of Steel Construction*. - Chicago : [s.n.], 2010. - <https://datacenterhub.org/resources/1239>.

Hassan A,S [et al.] Strength characterization of exposed column base plates subjected to axial force and biaxial bending [Revue] // *Engineering Structures*. - 2021. - Vol. 237. - doi:10.1016/j.engstruct.2021.112165..

Hon K, K et Melchers R, E Experimental behavior of steel column bases [Revue] // *Journal of Constructional Steel Research*. - 1988. - 1 : Vol. 9. - pp. 35-50.. - [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(88\)90055-7](https://doi.org/10.1016/0143-974X(88)90055-7).

Jaspart J, P et Vandegans D Application of component method to column bases [Revue] // *Journal of Constructional Steel Research*. - 1998. - 2-3 : Vol. 48. - pp. 89-106. - doi.org/10.1016/S0143-974X(98)90196-1.

Jaspart Jean Pierre General report : session on connections [Revue] // *Journal of Constructional Steel Research / éd. Elsevier*. - 2000. - 1-3 : Vol. 55. - pp. 69-89. - [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(99\)00078-4](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(99)00078-4).

Javad R et Arash K Numerical Evaluation of Column Base Rigidity [Revue] // *International Journal of Steel Structures*. - 2015. - Vol. 15. - pp. 39-49. - <https://doi.org/10.1007/s13296-015-3003-7>.

Kanvinde A. M., Grilli D. A. et Zareian F Rotational Stiffness of Exposed Column Base Connections: Experiments and Analytical Models [Revue] // *Journal of Structural Engineering*. - 2012. - 5 : Vol. 138. - pp. 549–560. - doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0000495..

Konstantinos Daniel ,Tsavdaridis [et al.] Analytical approach of anchor rod stiffness and steel base plate calculation under tension [Revue] // Structures. - 2015. - Vol. 5. - pp. 207-218. - <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.11.001>.

Kumar G,Samanta, M Experimental evaluation of stress concentration ratio of soft soil reinforced with stone column [Revue] // Innovative Infrastructure Solutions. - 2020. - 18 : Vol. 5. - doi:10.1007/s41062-020-0264-6..

Latour M, Piluso V et Rizzano G Rotational behaviour of column base plate connections: Experimental analysis and modelling [Revue] // Engineering Structures. - 2014. - Vol. 68. - pp. 14-23. - <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.02.037>.

Lee D. Y, Goel S. C et Stojadinovic B Exposed Column-Base Plate Connections Bending About Weak Axis: I. Numerical Parametric Study [Revue] // International Journal of Steel Structures. - 2008. - 1 : Vol. 8. - pp. 11-27.

Lee D. Y., Goel S. C. et Stojadinovic B. Exposed column-base plate connections bending about weak axis: I. Numerical parametric study [Revue] // International Journal of Steel Structures. - 2008. - 1 : Vol. 8. - pp. 11-27.

Merad Boudia S [et al.] Comportement mécanique d'un tronçon en T d'assemblage boulonné avec et sans précontrainte. Academic Journal of Civil Engineering [Revue] // Academic Journal of Civil Engineering. - 2019. - 1 : Vol. 36. - pp. 538-541. - <https://doi.org/10.26168/ajc>.

Merad Boudia S Comportement mécanique des raidisseurs dans les assemblages de structures métalliques [Rapport] : Thèse de doctorat / Université de Tlemcen. - 2022. - <http://dspace.univ-tlemcen.dz/handle/112/18494>.

Muzeau Jean Pierre Constructions métalliques - Assemblages par procédés mécaniques [Rapport] : C2521 V2 / Techniques de l'Ingénieur. - 2012. - <https://doi.org/10.51257/a-v2-c2520>.

N Kovács, Calado, L, Dunai, L Behaviour of bolted composite joints: experimental study [Revue] // Journal of Constructional Steel Research. - 2004. - 3-5 : Vol. 60. - pp. 725-738.. - [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(03\)00139-1](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(03)00139-1).

NF EN 1993-1-8 Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : calcul des assemblages [Rapport] / P22-318-1 - AFNOR. - Décembre 2005.

Picard A et Beaulieu D Behaviour of a Simple Column Base Connection [Revue] // Canadian Journal of Civil Engineering. - 1985. - 1 : Vol. 12. - pp. 126-136. - doi:10.1139/185-013..

Seco Laura Da Silva [et al.] Column base-plates under biaxial bending moment [Revue] // Engineering Structures / éd. Elsevier. - 2021. - Vol. 231. - pp. 111-386. - <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111386>.

Shi Y, Shi G et Wang Y Experimental and theoretical analysis of the moment-rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections [Revue] // Journal of Constructional Steel Research. - 2007. - 9 : Vol. 63. - pp. 1279-1293. - <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.11.008>.

Steenhuis C [et al.] Concrete in Compression and Base plate in Bending [Revue]. - [s.l.] : HERON, 2008. - No.1/2 : Vol. 53. - pp. 51-68.

Thambiratnam D et Paramasivan P Base Plates under Axial Loads and Moments [Revue] // Journal of Structural Engineering. - 1986. - 5 : Vol. 112. - pp. 1166-1181. - [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:5\(1166\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:5(1166)).

Torres-Rodas P, Medalla, M, Zareian, F, Lopez-Garcia, D Cyclic behavior and design methodology of exposed base plates with extended anchor bolts [Revue] // Engineering Structures. - 2022. - Vol. 260. - p. 114235. - doi:10.1016/j.engstruct.2022.114235. .

Wald F [et al.] Proposal of the Stiffness Design Model of the Column Bases [Revue] // Connections in Steel Structures III. - Trento, Italy : [s.n.], 1996. - pp. 249-258. - doi.org/10.1016/B978-008042821-5/50082-1.

Wald F, Sokol Z et Jaspart J. P Base plate in bending and anchor bolts in tension [Revue] // HERON. - 2008. - Vol. 53. - pp. 21-50.

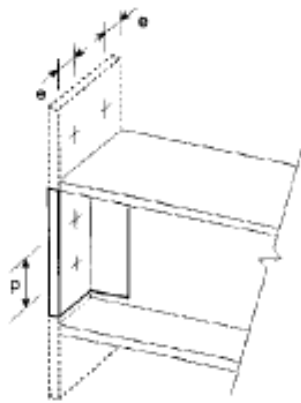
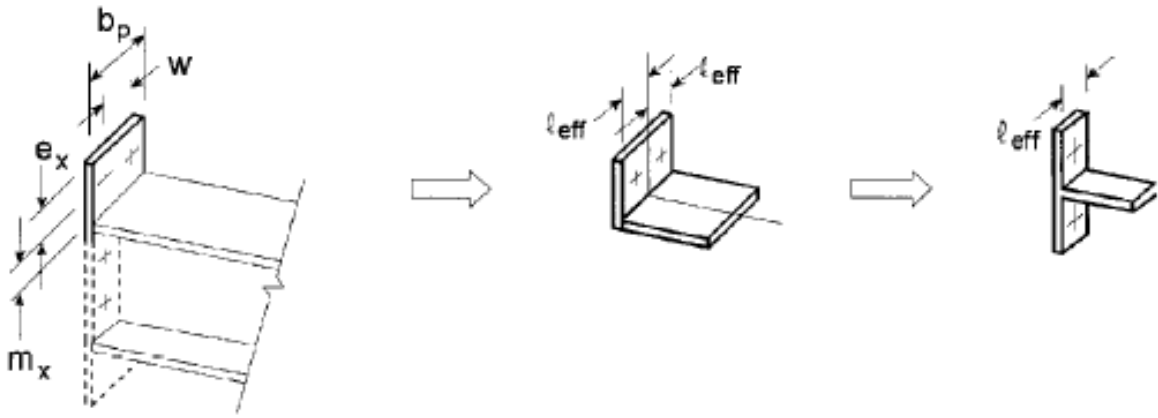
Wald F. Column Base [Revue]. - 1995. - p. 137. - ISBN 80-01-01337-5.

Yvon Lescouarc'h Les pieds de poteaux encastrés en acier [Ouvrage] / éd. CTICM. - 1988. - 2-902720-15-7.

Zhao Yufei, Zhang Hongtao et Nie Yong Study of shear capacity of jointed rock mass with prestressed anchor bolt [Revue] // Advances in Civil Engineering / éd. Hindawi. - 2019. - <https://doi.org/10.1155/2019/6824543>.

Annexes

Annexe A–Longueurs efficaces

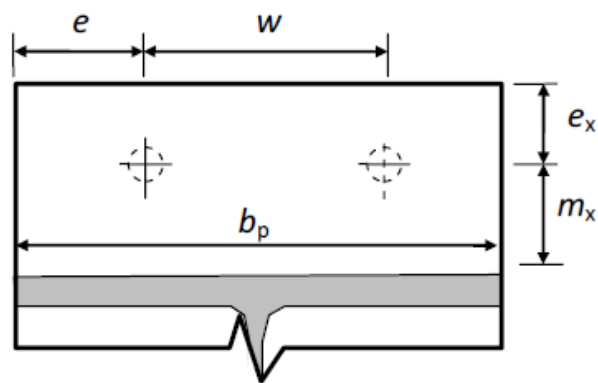


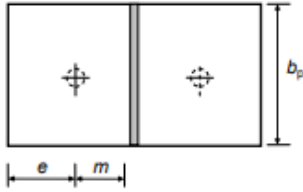
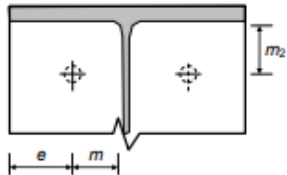
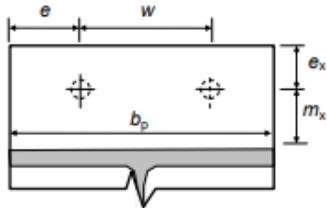
Mécanisme circulaire

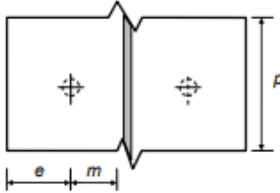
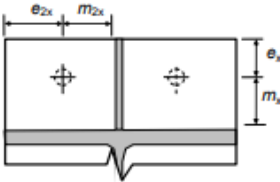
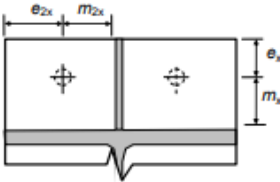
$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + w \\ \pi m_x + 2e \end{cases}$$

Mécanisme non circulaire

$$l_{eff,nc} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x \\ 2m_x + 0,625e_x + w/2 \\ 2m_x + 0,625e_x + e \\ b_p/2 \end{cases}$$



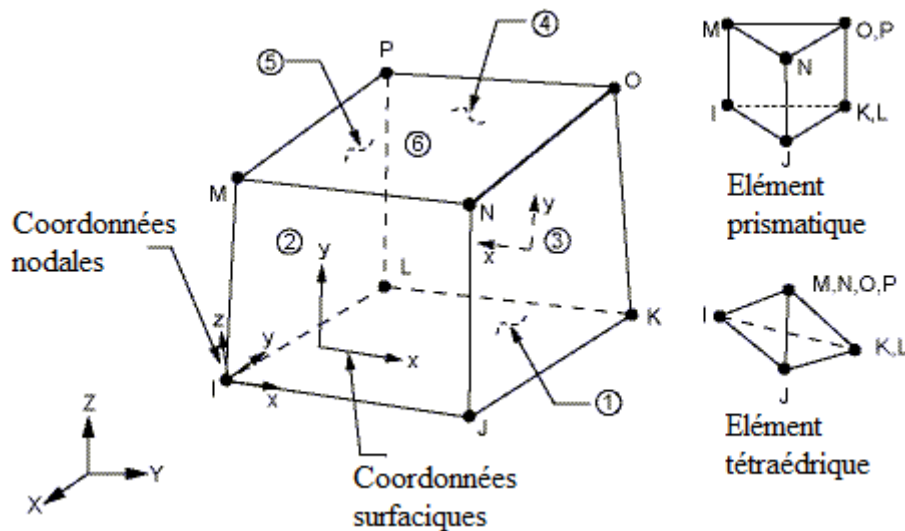
Rangée	Longueur efficace modes circulaires	Longueur efficace modes non circulaires
Simple non raidie : 	$l_{\text{eff,cp}} = 2\pi m$	$l_{\text{eff,nc}} = \min(4m + 1,25e; b_p)$
Intérieure 		$l_{\text{eff,nc}} = \alpha m \geq 4m + 1,25e$ où : α est calculé à partir de la Figure 6.11 de la NF EN 1993-1-8 avec : $\lambda_1 = \frac{m}{m+e}; \lambda_2 = \frac{m_2}{m+e}$
Extérieure non raidie : 	$l_{\text{eff,cp}} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + w \\ \pi m_x + 2e \end{cases}$	$l_{\text{eff,nc}} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x \\ 2m_x + 0,625e_x + w/2 \\ 2m_x + 0,625e_x + e \\ b_p/2 \end{cases}$

Rangée	Longueur efficace modes circulaires	Longueur efficace modes non circulaires
Centrale non raidie : 	$l_{\text{eff,cp}} = 2\pi m$	$l_{\text{eff,nc}} = 4m + 1,25e$
Extérieure raidie : 	Ame du tronçon en T au niveau de la semelle	
	$l_{\text{eff,cp}} = \min \begin{pmatrix} 2\pi m_x; \\ \pi m_x + 2e_x \end{pmatrix}$	$l_{\text{eff,nc}} = \min \begin{pmatrix} \alpha_1 m_x; \\ \alpha_1 m_x - 2m_x - 0,625e_x + e_x \end{pmatrix}$ α_1 est calculé à partir de la Figure 6.11 de la NF EN 1993-1-8 : $\lambda_1 = \frac{m_x}{m_x + e_x}; \lambda_2 = \frac{m_{2x}}{m_x + e_x}$
Extérieure raidie : 	Ame du tronçon en T au niveau du raidisseur	
	$l_{\text{eff,cp}} = \min \begin{pmatrix} 2\pi m_{2x}; \\ \pi m_{2x} + 2e_x \end{pmatrix}$	$l_{\text{eff,nc}} = \min \begin{pmatrix} \alpha_2 m_{2x}; \\ \alpha_2 m_{2x} - 2m_{2x} - 0,625e_{2x} + e_x \end{pmatrix}$ α_2 est calculé à partir de la Figure 6.11 de la NF EN 1993-1-8 : $\lambda_1 = \frac{m_{2x}}{m_{2x} + e_{2x}}; \lambda_2 = \frac{m_x}{m_{2x} + e_{2x}}$

Annexe B–Formulation des éléments de maillage

1 - Rétrospective générale de l'élément

L'élément SOLID45 est couramment employé pour la représentation tridimensionnelle de structures de volume. Ce type d'élément est caractérisé par huit points de connexion, chacun disposant de trois degrés de liberté : les translations selon les axes nodaux X, Y et Z. Il est important de souligner que cet élément possède des fonctionnalités avancées en mécanique, notamment en termes de plasticité, de fluage, de gonflement et de prise en compte des grands déplacements.



2 - Données d'entrée de l'élément

Les charges appliquées à l'élément sont transmises aux nœuds correspondants. Les pressions positives sont considérées comme agissant sur l'élément et peuvent être définies comme des charges surfaciques appliquées aux faces de l'élément, tel qu'indiqué par les chiffres entourés sur la figure G.1. Les valeurs numériques entourées représentent les zones où les charges surfaciques peuvent être spécifiées.

i - Nœuds: I, J, K, L, M, N, O, P

ii - Degrés de liberté: UX, UY, UZ

iii - Propriétés matérielles

E : Module d'élasticité dans le sens X, Y et Z

Nu : Coefficient de Poisson dans le sens X, Y et Z

G : Module de cisaillement dans le plan XY, YZ et XZ

DENS : Densité de masse

iv - Charges surfaciques

Face 1 (J-I-L-K)

Face 2 (I-J-N-M)

Face 3 (J-K-O-N)

Face 4 (K-L-P-O)

Face 5 (L-I-M-P)

Face 6 (M-N-O-P)

v - Caractéristiques spéciales

- Élasticité

- Plasticité

BISO : Durcissement isotrope bilinéaire utilisant le critère de plasticité de von Mises ou Hill

MISO : Durcissement isotrope multilinéaire utilisant le critère de plasticité de von Mises ou Hill

BKIN : Durcissement cinématique bilinéaire utilisant le critère de plasticité de von Mises ou Hill

MKIN: Durcissement cinématique multilinéaire utilisant le critère de plasticité de von Mises ou Hill

DP : Critère de Drucker-Prager.

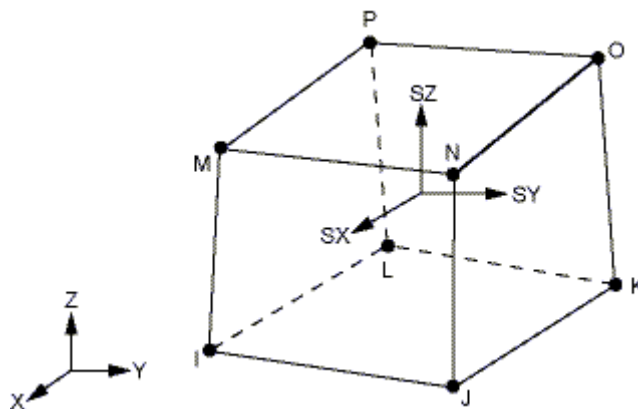
ANISO : Plasticité anisotrope

- Fluage

- Gonflement

- Grands déplacements

3 - Données de sortie de l'élément



Les directions de contrainte de l'élément sont alignées avec le système de coordonnées de l'élément lui-même. Les résultats des contraintes de surface sont exprimés dans les systèmes de coordonnées de surface et sont accessibles pour chaque face de l'élément.

Les résultats de la solution associée à l'élément sont fournis sous deux formes distinctes :

Solution à partir des nœuds : Cette forme de solution donne les résultats directement à partir des nœuds de l'élément. Les valeurs des déplacements, des contraintes, des forces et d'autres variables pertinentes sont fournies pour chaque nœud de l'élément.

Solution à partir des éléments : Cette forme de solution présente les résultats calculés à partir des propriétés des éléments. Les valeurs des contraintes, des déformations, des moments, des efforts et d'autres grandeurs sont déterminées en fonction des caractéristiques géométriques et matérielles de chaque élément.

Ces deux formes de sortie permettent d'obtenir des informations détaillées sur les réponses et les comportements de l'élément, que ce soit à l'échelle des nœuds individuels ou de l'élément dans son ensemble.

4 - Limites et restrictions de SOLID45

Il existe certaines limites et restrictions à prendre en compte lors de l'utilisation de l'élément SOLID45 :

Les éléments de volume nul ne sont pas autorisés : L'élément SOLID45 ne peut pas représenter des éléments de géométrie avec un volume nul. Il est important de s'assurer que les éléments utilisés ont une géométrie volumique adéquate.

Éviter la torsion excessive de l'élément : L'élément ne doit pas être tordu de manière à ce qu'il présente deux volumes distincts. Cela signifie qu'il est nécessaire de maintenir l'intégrité et la continuité de la géométrie de l'élément pendant la modélisation.

Tous les éléments doivent avoir huit nœuds : L'élément SOLID45 est défini avec huit nœuds. Il est essentiel de s'assurer que tous les éléments utilisés dans la modélisation sont correctement définis avec les huit nœuds requis pour cet élément.

Formation d'un élément en forme de prisme : Dans le cas où un élément en forme de prisme doit être formé, il est possible de définir des numéros de nœud en double. Par exemple, les numéros de nœud K et L peuvent être doublés, tout comme les numéros de nœud O et P. Cela permet de former un élément en forme de prisme avec des configurations spécifiques.

Il est important de respecter ces limites et restrictions lors de l'utilisation de l'élément SOLID45 afin d'obtenir des résultats précis et fiables dans les simulations numériques.