

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ammar Telidji – Laghouat
Faculté d'Architecture et de Génie Civil
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Calcul et Conception des Structures.

Présenté par :

HEBBOUL Abdelhak

HADJ SAID Abdallah

Thème:

**Etude Comparative entre Structures à Assemblages
Rigides, Semi-rigides et Articulés**

Devant le jury composé de :

Mr. KHENFER M.Mouldi	Pr	Université de Laghouat	Président
Mme. BOULEGHMAN Farida	M.A.A	Université de Laghouat	Examinatrice
Mr. AMARA Salah	M.C.A	Université de Laghouat	Rapporteur

Année Universitaire 2016/2017

Dédicace

Je tiens à dédier cet travail à :

Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières

et leurs

Recommandations. Que dieu les protège.

Mes chers frères & Sœurs.

Toute ma famille.

A mon binôme HADJ SAID avec lequel j'ai partagé les haines et joies

tout au long de mon cursus.

Toute la promotion Master 2017.

A vous tous je dédie ce modeste travail.

✍. HEBBOUL Abdelhak

Dédicace

Je tiens à dédier cet travail à :

Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières

et leurs

Recommandations. Que dieu les protège.

Mes chers frères & Sœurs.

Toute ma famille.

A mon binôme HEBOUL avec lequel j'ai partagé les haines et joies tout

au long de mon cursus.

Toute la promotion Master 2017.

A vous tous je dédie ce modeste travail.

✍️.HADJ SAID Abdallah

Remerciements

Nous remercions avant tout Dieu le tout puissant pour nous avoir gardé, en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices présentées afin que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur, **Dr. AMARA Salah** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous a apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Nous tenons également à exprimer notre bienveillance aux membres de jury, Pr. KHENFER M.M pour avoir accepté de présider le jury et Mme BOULEGHMAN .F pour l'examen de notre mémoire.

Nous remercions aussi tous les enseignants et le staff du département de Génie Civil qui nous ont soutenu, tout au long de notre cursus et aussi grâce à leurs aides qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, nos remerciements à tous les ingénieurs et les responsables du C.T.C de Laghouat pour leurs aides et à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de ce modeste mémoire.

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Différents types d'assemblages dans une structure métallique.....	2
Figure I-2: Assemblage en pied de poteau.....	2
Figure I-3 : Assemblage de continuité de poutre.....	3
Figure I-4 : Assemblage de continuité de poteau.....	3
Figure I -5 : Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée.....	4
Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles.....	4
Figure I-7 : Relation moment de flexion-Rotation.....	5
Figure I-8 : Courbe moment- rotation d'un assemblage métallique.....	6
Figure I-9: Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique Simple.....	7
Figure I-10 : Limites de classification de rigidité.....	8
Figure I-11 : Limites de la classification des assemblages par résistance.....	8
Figure I-12 : Classification des assemblages par la capacité de rotation.....	10
Figure I-13: Courbe M- ϕ non- linéaire.....	11
Figure I-14: Idéalisations du comportement des assemblages en acier.....	11
Figure I-15 : Boulon de charpente et boulon à haut résistance.....	15
Figure I-16 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3.....	16
Figure II-1. Courbes de comportement des assemblages.....	20
Figure II-2 : Les paramètres de dimensions pour les différents assemblages	22
Figure II-3: Composantes d'un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'extrémité.....	25
Figure II-4: Liste des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité	26

Figure II-5 : Comportement d'une composante	27
Figure II-6 : Composantes d'un assemblage poutre-poteau en acier représentées par des ressorts	28
Figure II-7 : Modèle à ressorts pour des assemblages par platine d'about comportant des rangées de boulons multiples.....	29
Figure II-8 : Centre de compression de la semelle de la poutre.....	30
Figure II-9 : Efforts de traction et de compression dans l'assemblage.....	32
Figure II-10 : Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné.....	34
Figure II-11 : Mécanisme de levier dans un tronçon en Té	33
Figure II-12 : Mode de ruine du tronçon en Té	35
Figure II-13 : Caractéristiques géométriques de l'assemblage	37
Figure II-14 : Caractéristiques dimensionnelles côté poteau	39
Figure II-15: Les longueurs efficaces	41
Figure II-16: Valeur de α pour la platine d'extrémité.....	42
Figure III-1: Interface de programme Autodesk robot.....	49
Figure III-2: Profilés des barres.....	51
Figure III-3: Définitions des charges Horizontales et verticales.....	51
Figure III-4: Vérification de la structure vis-à-vis de phénomène d'instabilité.....	51
Figure III-5: Définition des assemblages du portique.....	50
Figure III-6: Définition de l'assemblage de type poutre-poteau.....	50
Figure III-7: Facteurs de distribution de rigidité.....	53
Figure III-8: Les courbes de flambement.....	54
Figure III-9 : Poutre présentant le phénomène de déversement	55
Figure III-10 : Algorithme général pour vérifier la flexion composée.....	56
Figure III-11. : Algorithme de calcul du coefficient de réduction χ	57

Figure III-12 : Algorithme de calcul du coefficient de réduction χ_{IT}	57
Figure III-13: Portique de trois niveaux, une seule travée.....	58
Figure III-14: Portique rigide a trois étages et une seule travée	60
Figure III-15.a: Déformation du portique rigide à trois étages et une seule travée sous Autodesk Robot Structurale Analysis.....	60
Figure III-15.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas rigide	61
Figure III-16: Portique de trois étages et une seule travée avec assemblages rigides	63
Figure III-17: Simulation en 3D de l'assemblage rigide.....	63
Figure III-18.a: Déformation du portique de trois étages et une seule travée avec assemblages rigides sous Autodesk Robot Structurale Analysis	64
Figure III-18.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblages rigides.....	64
Figure III-19: Simulation en 3D de l'assemblage semi-rigide.....	66
Figure III-20.a: Déformation du portique avec assemblage semi-rigide de type I sous Autodesk Robot Structurale Analysis	67
Figure III-20.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblage semi-rigide de type I	68
Figure III-21: Simulation en 3D de l'assemblage semi-rigide.....	69
Figure III-22.a: Déformation du portique avec assemblage semi-rigide de type II sous Autodesk Robot Structurale Analysis	70
Figure III-22.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblage semi-rigide de type II	70
Figure III-23: Portique parfaitement articulé aux nœuds avec présence d'un système de contreventement	72
Figure III-24.a: Déformation du portique parfaitement articulé sous Autodesk Robot Structurale Analysis	72

Figure III-24.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas parfaitement articulé.....	73
Figure III-25: Simulation en 3D de l'assemblage articulé.....	74
Figure III-26.a: Déformation du portique contreventé avec assemblages articulés sous Autodesk Robot Structurele Analysis	75
Figure III-26.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblages articulés.....	75
Figure III-27: Moments maximaux à la base des poteaux.....	79
Figure III-28: Moments maximaux aux niveaux des extrémités des poutres.....	79
Figure III-29: Moments maximaux aux niveaux des travées des poutres.....	80

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1: Différents modes d'analyse globales.....	12
Tableau I-2: Modélisation des assemblages dans l'analyse des structures en acier.....	13
Tableau I-3: Modélisation simplifiée des assemblages selon l'Eurocode 3.....	14
Tableau I-4 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.....	14
Tableau II-1:Les constantes d'ajustement des courbes pour le modèle polynome de Frye-Morris.....	21
Tableau II-2 : Liste des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité.....	24
Tableau II-3:Les résistances des différentes rangées.....	42
Tableau III-1: Propriétés des sections de portique de trois étages et une seule travée.....	57
Tableau III-2: Classification des assemblages par rigidité.....	60
Tableau III-3: Propriétés des sections de portique étudié de trois étages et une seule travée.....	63
Tableau III-4: Classification des assemblages par rigidité.....	65
Tableau III-5: Classification des assemblages par rigidité.....	67
Tableau III-6: Propriétés des sections de portique de trois étages et une seule travée.....	69
Tableau III-7: classification des assemblages par rigidité.....	72
Tableau III-8:Les moments maximaux (KN-m) en valeurs absolues aux niveaux des nœuds.....	74
Tableau III-9: Moments maximums à mi-travée (KN-m) dans les poutres.....	75
Tableau III-10:Poids total et déplacement en tête de portique pour la structure à une travée et trois étages.....	75
Tableau III-11:Récapitulatif des pourcentages et de gains en poids pour les trois structures.....	75
Tableau III-12: Les résultats des études de Bjorhovde et Colson.....	78

Notations et symboles

A :

A_c : Aire de la section du poteau métallique.

A_b : Aire de la section de la poutre métallique.

A_w : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur l'âme.

A_f : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur semelle.

A_{vc} : Aire de cisaillement du poteau.

A : Aire de la section de la tige du boulon.

a_f : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure sur la semelle.

B :

b_c : Largeur de la section du poteau métallique.

b_b : Largeur de la section de la poutre métallique.

$b_{eff,c,wc}$: Hauteur efficace d'âmes du poteau en compression.

$b_{eff,t,fc}$: Longueur efficace de la semelle du poteau en flexion (traction).

$b_{eff,t,wb}$: Longueur efficace de l'âme de la poutre en traction.

$B_{t,Rd}$: Résistance à la traction des boulons.

D :

d_{wc} : Hauteur de l'âme du poteau.

d_{wb} : Hauteur de l'âme de la poutre.

d : Diamètre de la partie non filetée de boulon.

d_o : Diamètre nominal du trou de boulon.

E :

E : Module d'élasticité de l'acier structural.

e_{pl} : Distance verticale entre le centre de gravité de la rangée de boulons et le bord de la semelle inférieure de la poutre.

e : Distance entre le centre de gravité de la rangée de boulons et le bord de la semelle du poteau.

e_{min} : Distance entre le bords de la platine du poteau et le centre des rangées de boulons.

e_{p1} : Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about.

F :

$f_{y,c}$: Limite d'élasticité de l'acier de la section du poteau.

$f_{y,wc}$: Limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau.

$f_{y,fc}$: Limite d'élasticité de l'acier de la semelle du poteau.

$f_{y,b}$: Limite d'élasticité de l'acier de la section de la poutre.

$f_{y,wb}$: Limite d'élasticité de l'acier de l'âme de la poutre.

$f_{y,fb}$: Limite d'élasticité de l'acier de la semelle de la poutre.

$f_{y,p}$: Limite d'élasticité de la platine d'extrémité.

$f_{u,b}$: Résistance à la traction d'un boulon.

$f_{y,b}$: Limite d'élasticité d'un boulon.

$F_{Rd,i}$: Résistance de calcul de la composante « i ».

$F_{Rd,j}$: Résistance de calcul de l'assemblage.

$F_{c,Rd}$: Résistance de l'attache en compression.

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'attache en traction.

$F_{c,wc,Rd}$: Résistance de calcul d'âme de poteau en compression.

$F_{t,fc,Rd}$: Résistance de calcul de la semelle du poteau en flexion selon le mode de ruine « i ».

H :

h_c : Hauteur de la section du poteau.

h_b : Hauteur de la section de la poutre.

I :

$I_{y,b}$: Moment d'inertie par rapport à l'axe y de la section de la poutre (par rapport à l'axe d'inertie fort).

K :

K_i : Rigidité de la composante « i ».

K_{eq} : Coefficient de rigidité de ressort effectif.

K_{wc} : Coefficient de réduction qui tient en compte l'influence de la contrainte de compression longitudinale exercée dans l'âme de poteau.

L :

L_b : Distance entre le centre de la tête du boulon et le centre de l'écrou.

$L_{eff,b}$: Longueur efficace de la poutre.

L_{eff} : Longueur équivalente du tronçon en té.

$L_{eff,t,wc}$: Longueur efficace de l'âme du poteau en traction.

$L_{eff,p}$: Longueur efficace de la platine d'extrémité en flexion.

M :

m : Distance entre le centre du boulon et le point de la naissance de courbure au niveau de la jonction âme- semelle.

m_{pl} : Distance horizontale entre le centre du boulon et le point de la naissance du cordon de soudure de la platine avec l'âme de la poutre.

m_x : Distance horizontale entre le centre du boulon et le point de la naissance de la cordon de soudure de la platanes avec l'âme de la poutre.

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

$M_{e,Rd}$: Moment résistant élastique de l'assemblage.

$M_{c,Rd}$: Moment résistant de la section transversale de poutre.

M_{sd} : Le moment sollicitant.

N :

n ou n_p : Distance entre le centre de gravité de la rangée de boulons et le point d'application de l'effort de levier Q .

P :

P : Distance verticale entre le centre de gravité de la rangée supérieure de boulons et le bord de la semelle supérieure de la poutre.

Q :

Q : Force ou effort de levier.

R :

r_c : Rayon de la courbure qui se trouve au niveau de la jonction âme – semelle d'un profité laminé de poteau.

r_b : Rayon de la courbure qui se trouve au niveau de la jonction âme – semelle d'un profité laminé de poutre.

S :

$S_{j,ini}$: Rigidité initiale de l'assemblage (poutre – poteau).

S_j : Rigidité nominale de l'assemblage (poutre –poteau).

T :

t_{wc} : Épaisseur de l'âme de la section métallique du poteau.

t_{fc} : Épaisseur de la semelle de la section métallique du poteau.

t_{wb} : Épaisseur de l'âme de la section métallique de la poutre.

t_{fb} : Épaisseur de la semelle de la section métallique de la poutre.

t_p : Épaisseur de la platine d'extrémité.

W :

$W_{pl.y.c}$: Module plastique de flexion du poteau autour de l'axe fort (y).

$W_{pl.y.b}$: Module plastique de flexion de la poutre autour de l'axe (y).

$W_{el.y}$: Module élastique de flexion autour de l'axe fort (y).

W : Distance horizontale entre la rangée gauche de boulons et la rangée droite de boulons.

w_i : Déformation du ressort (composante) « i ».

w_c : Coefficient de réduction qui tient en compte l'influence de la contrainte du cisaillement dans le panneau d'âme.

AUTRES CARACTERES

β : Paramètre de transformation.

ϕ_{cd} : Capacité de rotation de l'assemblage.

μ : Rapport entre $S_{j,ini}$ et S_j .

ρ : Facteur qui tient compte le flambement de l'âme de poteau en compression.

λ : Élancement réduit.

$\sigma_{com,Ed}$: Contrainte maximale de compression longitudinale exercée dans l'âme du poteau à la racine du rayon en un point situé juste à l'extérieure de l'assemblage.

α : Coefficient qui dépend de la position des trous de boulons sur la platine.

$\sigma_{n,fc}$: Contrainte maximale de compression longitudinale (force axiale et moment fléchissant) exercée au centre de gravité de la semelle du poteau.

φ_j : Rotation de l'assemblage.

λ_{pp} : Élancement de plaque.

η : Coefficient modificateur de rigidité.

LES INDICES

a : Acier structural.
b : Beam = poutre.
c : Colomn = poteau.
w : web = âme.
wc : Ame du Poteau.
wb : Ame de la poutre.
f : Flange =semelle.
fc : Semelle du poteau.
fb : Semelle de la poutre.
Rd : Résistance de calcul.
Sd : Sollicitant.
t : Traction.
c : Compression.
f : Flexion.
eff : Efficace ou effectif.
j : Joint =assemblage.
ini : Initiale.
cd : Capacité.
s : Shear = cisaillement.
v : Force de cisaillement (effort).
p : Platine.
pl : Plastique.
Ed : De calcul.

ملخص

الروابط في الهياكل المعدنية عموماً تكون مصنوعة من قيل ملحومة و/ أو ملولبة . الروابط المصنوعة بواسطة صفيحة البلاطين تستخدم على نطاق واسع في الهياكل المعدنية وتنسب شعبيتها إلى البساطة والاقتصاد في الصنع ومع ذلك، فإن دراسة السلوك الهيكلي لهذا النوع من الروابط من الصعب للغاية تحليله هذا التعقيد هو بسبب التغيير في الخواص الهندسية والمواد التي تؤدي إلى السلوك الصعب التنبؤ به.

الهدف من هذه الدراسة هو تحليل ثلاثة هياكل معدنية العقد الصلبة وشبه الصلبة والمفصلية بعد التحجيم والتحقق من هذه الهياكل المعدنية المعرضة لنفس النوع من الحمولة، وسيتم الشروع في دراسة وتحديد الهيكل والرابط المعدني الأكثر اقتصاداً من ناحية الوزن الكلي للهيكل المعدني. التحليل الشامل للهيكل من خلال تقديم العقد شعاع عمود صلب وشبه صلب وبسيط، سيتم الشروع باستخدام برنامج الحساب أوتوديسك روبات. وسيتم تحديد الصلابة الأولية والعزم المقاوم لمختلف التشكيلات المستعملة في الهياكل المعدنية والتي هي موضوع هذه الدراسة وسيتم تحديدهم بواسطة طريقة العناصر التي قدمها الكود أوروبي 3.

كلمات مفتاحية: الصلابة الأولية - العزم المقاوم - الروابط - الصفيحة الطرفية - أوتوديسك روبات

Résumé

Les assemblages dans les structures en acier sont, en règle générale, réalisés par soudure et/ou par boulonnage. L'assemblage par platine d'extrémité est largement utilisé dans les structures en acier et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, le comportement structural de ce type d'assemblages est extrêmement complexe à analyser. Cette complexité est due à la variation de leurs propriétés géométriques et matérielles qui aboutit à un comportement difficile à prédire.

L'objectif de ce travail est d'analyser trois structures métalliques à nœuds rigides, semi-rigides et articulés. Après dimensionnement et vérification des trois structures soumises au même type de chargement, une étude comparative sera entamée afin de déterminer la structure ainsi que le type d'assemblage le plus économique en matière de poids total de la structure. L'analyse globale de la structure en introduisant des liaisons poutre-poteau rigides, semi-rigides et simples, sera entamée en utilisant le logiciel de calcul Autodesk Robot. Les rigidités initiales ainsi que les moments résistants des différentes configurations d'assemblages à utiliser dans les structures qui font l'objet de cette étude, seront déterminées par la méthode des composantes donnée par l'Eurocode3.

Mots clés: Rigidité initiale - Moment résistant - Assemblage - Platine d'extrémité- Autodesk Robot.

Abstract

The connections in steel structures are generally carried out by welding and/or bolting. The end plate connection is widely used in steel structures and its popularity is attributed to the simplicity and economy of manufacturing. However, the structural behavior of this type of connection is extremely complex to analyze, this is due to the variation of their geometrical and material properties which leads to a behaviour that is difficult to predict.

The objective of this work is to analyze three steel structures with rigid, semi-rigid and pinned beam to column connections. After designing and checking the three structures submitted to the same type of loads, a comparative study will be initiated to determine the most economical structure as far as the weight is concerned, and the type of connections. The global analysis of the structure by introducing the beam-column connections, rigid, semi-rigid and simple, will be carried out using the Autodesk Robot software. The initial stiffness and the resistant moments of the different configurations of connections to be used in the structures which are the subject of this study will be determined by the component method given by the Eurocode3.

Keywords: The initial stiffness - The resistant moment - Connection - The end plate- Autodesk Robot.

Résumé

Les assemblages sont des éléments structuraux utilisés pour se joindre les différents membres d'une structure en acier, de manière très fréquente ces derniers sont réalisés par soudure et/ou par boulonnage. En outre, les assemblages par platine d'about sont les plus répandus grâce à leur simplicité et l'économie de leur utilisation. D'autre part, ils présentent un comportement assez complexe à analyser. À cause de la variété de ces propriétés géométriques et matérielles, en vigueur ils aboutissent à un comportement non métrisable.

L'objectif de ce travail est d'analyser trois structures métalliques à nœuds rigides, semi-rigides et articulés. Après dimensionnement et vérification des trois structures soumises au même type de chargement, une étude comparative sera entamée afin de déterminer la structure ainsi que le type d'assemblage le plus économique en matière de poids total de la structure. L'analyse globale de la structure en introduisant des liaisons poutre-poteau rigides, semi-rigides et simples, sera entamée en utilisant le logiciel de calcul Autodesk Robot. Les rigidités initiales ainsi que les moments résistants des différentes configurations d'assemblages à utiliser dans les structures qui font l'objet de cette étude, seront déterminées par la méthode des composantes donnée par l'Eurocode3.

Mots clés: Rigidité initiale-Moment résistant-Assemblage-Platine d'extrémité- Autodesk Robot.

Sommaire

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Généralités sur les assemblages en CM	
I-1.Introduction.....	3
I-2.Rôle des assemblages.....	3
I-3.Différentes formes d'assemblages rencontrés en construction métallique.....	4
I-3-1.Assemblage de pied de poteau.....	4
I-3-2. Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux.....	5
I-3-3.Assemblage poutre-poteau par platine d'about.....	5
I.3.4. Assemblage poteau-poutre par cornière d'âme et ou de semelle.....	6
I-4.Comportement des assemblages.....	6
I-5.Classification des assemblages.....	8
I-5-1. Classification par la rigidité	9
I-5-2. Classification par la résistance	10
I-5-3.Classification par la capacité de rotation	11
I-6. Idéalisations de la courbe de comportement (moment-rotation) selon l'Eurocode 3.....	13
I-6-1. Courbe moment-rotation.....	13
I-7.Modélisation des assemblages poutre-poteau	14
I-8.Modélisation des assemblages adoptée par l'Eurocode 3.....	15
I-9 Modes d'assemblages	16
I-9-1. Le boulonnage	16
I-10. Renforcement d'assemblages	17

I-11.Conclusion	19
Chapitre II : Détermination de la rigidité initiale et du moment résistant par la méthode des composantes	
II-1 Introduction	20
II-2.Modélisation des assemblages	20
II-2-1. Modèle polynôme Frye-Morris	21
II-2-2.Modèles exponentiels	21
II-3. Méthode des composantes	24
II-4.Identification des composantes	24
II-5.Approche pour le calcul de la rigidité	27
II-5-1.Calcul de la rigidité initiale	29
II-5-2.Calcul du moment résistant	33
II-5-3.Comportement de la zone tendue d'assemblage (Tronçon en Té).....	34
II-5-3-1. Concept du tronçon en Té.....	34
II-5-3-2. Modèle théorique du tronçon en Té	35
II-6. Exemple d'application de la méthode des composantes	37
II-6-1. Les données	37
II-6-2.Calcul fondamental	38
II-6-2-1. Résistance de l'âme du poteau en compression	38
II-6-2-2. Âme et semelle de poutre en compression	39
II-6-2-3. Semelle de poteau en flexion	39
II-6-2-4. Platine d'extrémité en flexion	41
II-6-2-5- Résistance de l'âme du poteau en traction	44
II-6-2-6-Résistance de l'âme de poutre en traction	44

II-6-2-7.Résistance âme du poteau en cisaillement	45
II-6-2-8.Réduction éventuelle de la résistance des rangées	45
II-6-2-9.Moment résistant de l'assemblage	45
II-6-2-10.Rigidité de l'assemblage	45
II-6-2-11. Classification de l'assemblage	47
II-7.Conclusion	49
Chapitre III : Etude comparative entre structures à assemblages rigides, semi-rigides et articulés	
III-1.Introduction	50
III-2.Présentation du programme Autodesk Robot et les étapes de modélisation.....	50
III-3.Dimensionnement et vérification des structures	53
III-3-1.La vérification du flambement selon EC3	53
III-3-2. La vérification du déversement selon EC3	55
III-3-3.Organigrammes de calculs	56
III-4. Analyse des structures à nœuds rigides, semi rigides et articulés.....	58
III-4-1. Description de l'ossature	58
III-4-2. Etude du portique rigide sans configuration d'assemblage	59
III- 4-3. Etude du portique rigide avec configuration de l'assemblage	61
III- 4-4.Etude du portique avec configuration assemblage semi-rigide typeI.....	65
III-4-5. Etude du portique avec configuration de l'assemblage semi-rigide type II	68
III-4-6. Etude du portique avec liaisons poutre-poteau parfaitement articulées (sans configuration d'assemblage).....	71

III-4-7. Etude du portique avec liaisons poutre-poteau articulées (avec configuration d'assemblage).....	73
III-5. Analyse des résultats	78
III-6. Travaux antérieurs sur l'économie des assemblages semi-rigides	80
III-7. Conclusion	81
Conclusion générale	83
Annexes	
Annexe-A - Exemple de Note de calcul pour l'assemblage N°6 (Poutre N° 9 et poteau n°6) selon EN 1993-1-8:2005/AC:2009 par Autodesk Robot Analysis.....	85
Annexe-B - Exemple de note de calcul pour la vérification l'élément n° 6 (poteau) et l'élément n°8 (poutre) vis-à-vis les phénomènes d'instabilité selon Eurocode 3 par Autodesk Robot Analysis.....	93
Annexe-C - Formulations utilisées.....	95

Introduction Générale

L'objectif de l'étude envisagé dans le cadre de notre mémoire de master est d'étudier les assemblages poteau-poutre rigides, semi-rigides et articulés et leurs influences sur l'analyse globale de la structure.

Une structure en acier est constituée des profilés en I et/ou en H obtenus par laminage ou reconstitués par soudage. La réalisation de ce type de structure impose de lier ces éléments entre eux par des assemblages. Les assemblages ont donc un double rôle qui est de permettre la constitution de la structure en acier apte à supporter les charges et les surcharges appliquées et surtout de contribuer à son immuabilité et à sa stabilité globale.

La construction métallique utilise principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés. L'assemblage boulonné par platine d'extrémité est largement utilisé dans les structures en acier et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, le comportement structural de ce type d'assemblages est extrêmement complexe à analyser. Cette complexité est due à la variation de leurs propriétés géométriques et matérielles qui aboutit à un comportement difficile à présager.

En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées. Le concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures à été introduit suite à la prise en considération de cette réalité. Ce concept qui permet d'approcher le comportement réel des assemblages dans l'analyse des structures offre une très grande souplesse dans le choix des assemblages et du dimensionnement.

Ainsi, pour la réalisation de notre mémoire, nous avons scindé notre travail en trois chapitres en plus d'une introduction générale et d'une conclusion :

Premier chapitre :

Est consacré aux généralités sur les assemblages dans les constructions métalliques en général et sur les assemblages poteau-poutre en particulier avec les différentes configurations,

I-1. Introduction :

Une structure en acier est constituée de profilés en I et/ou en H obtenus par laminage ou reconstitués par soudage reliés entre eux par des assemblages. Ces assemblages possèdent des formes multiples liées à la nature des efforts à transmettre mais aussi aux moyens d'attaches utilisés. Il existe principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés.

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les assemblages rencontrés dans les ossatures de bâtiments métalliques. Dans un premier temps on définit le rôle et l'importance d'un assemblage dans ce type de construction, ensuite nous aborderons les caractéristiques du comportement des assemblages, ainsi que la classification des assemblages métalliques. Dans cette classification, nous présentons les assemblages par rigidité, les assemblages par résistance et les assemblages par capacité de rotation.

Nous présentons également la relation moment-rotation des assemblages et les modes d'assemblages pratiques. La méthode de modélisation des assemblages pour l'analyse globale de la structure est aussi décrite.

I-2. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion [16].

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissages, rabouages)
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi-articulés, semi-encastés, semi-rigides).

Les articulations, réalisées par boulonnage, n'ont pas l'apparence d'articulations classiques. Le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité du nœud.

I-3. Différentes formes d'assemblages rencontrés en construction métallique :

Dans les structures en charpente métallique, les éléments structuraux sont reliés par des assemblages. Suivant la configuration d'éléments assemblés, on distingue (Figure I.1) les types d'assemblages suivants:

- Les assemblages poutre-poutre (B).
- Les assemblages poutre-poteau (A).
- Les assemblages de continuité (C).
- Les assemblages poteau-fondation << pied de poteau >> (D).

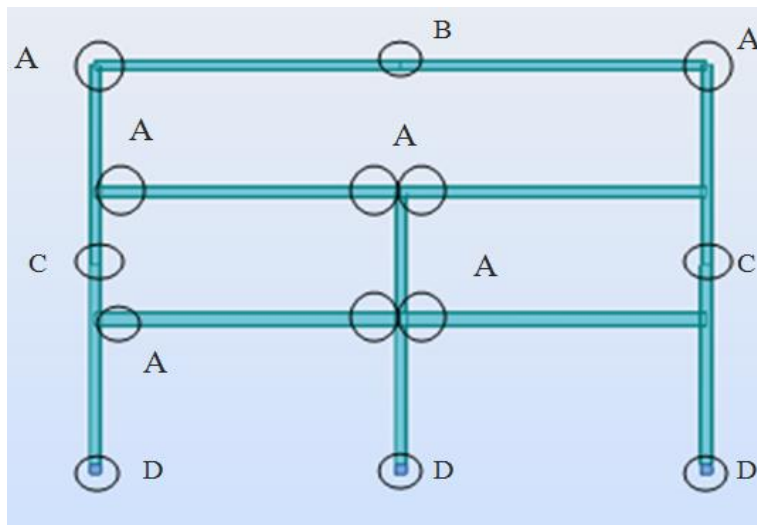


Figure I.1 Différents types d'assemblages dans une structure métallique.

I-3-1. Assemblage de pied de poteau :

Ce type d'assemblages est utilisé lorsqu'il s'agit de relier une structure en acier à un noyau de béton [1]. La base du poteau est soudée à une platine mince ou épaisse, boulonnée au noyau du béton à l'aide des tiges d'ancrage. (Figure I-2).

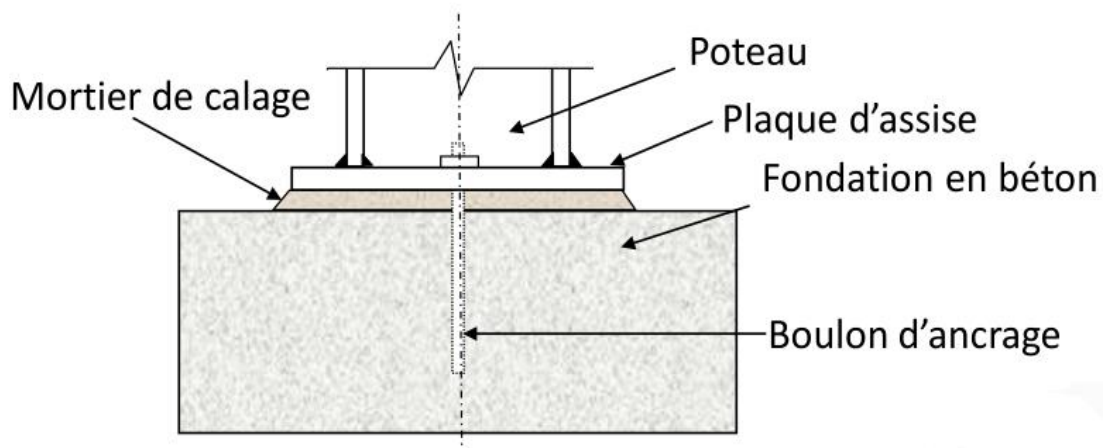


Figure I-2 : Assemblage en pied de poteau.[6]

I-3-2. Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux:

Les figures (I-3a) et (I-4a) montrent des assemblages avec platines d'about qui assurent la continuité de poutres ou de poteaux. Les platines peuvent être débordantes ou non.

Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint (Figures I-3b et I-4b) avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.

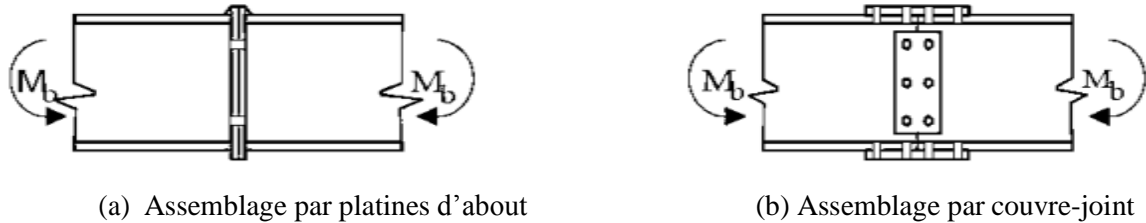


Figure I-3 : Assemblages de continuité de poutre.[9]

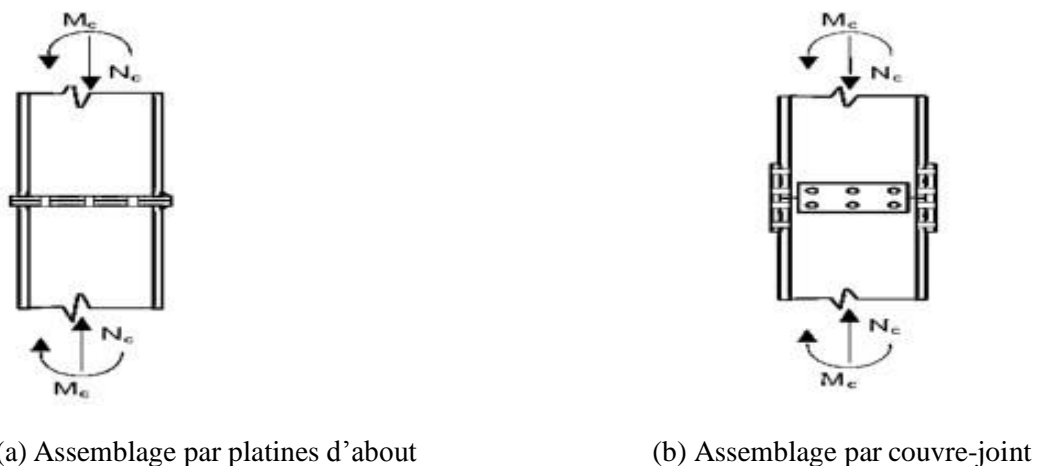


Figure I-4 : Assemblages de continuité de poteau.[9]

I-3-3. Assemblage poutre-poteau par platine d'about:

Dans ce type d'assemblages, la transmission des moments fléchissant de la poutre au poteau se fait par l'intermédiaire d'une platine d'about soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons disposés en plusieurs rangées verticales. Cette platine peut être débordante ou non débordante (Figure I-5). Ils sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose de connaître la caractéristique moment-rotation de l'assemblage.

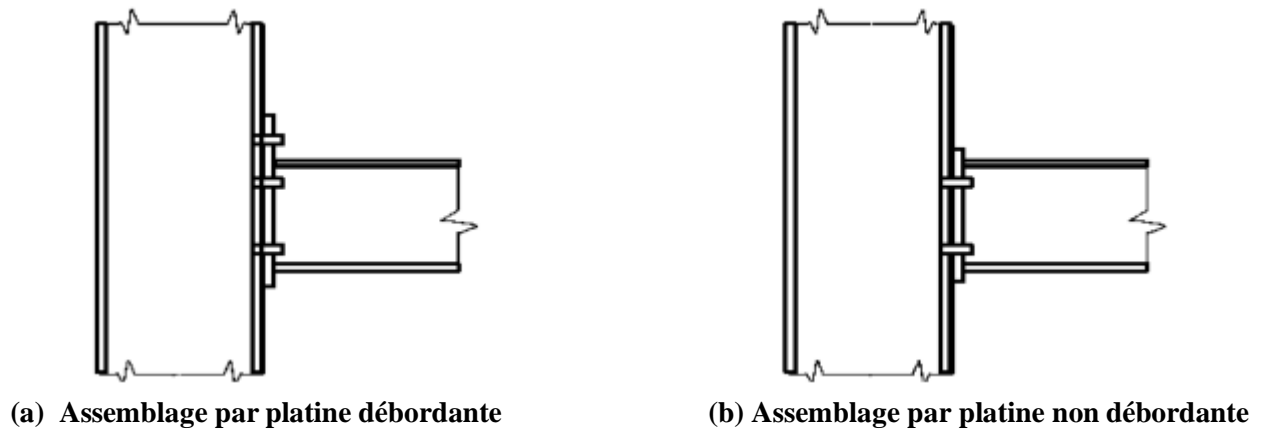


Figure I -5 : Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée.[9]

I.3.4. Assemblage poteau-poutre par cornières d'âme et ou de semelle:

Dans ce type d'assemblages (Figure I-6) les cornières sont boulonnées sur les semelles et les âmes du poteau et de la poutre.

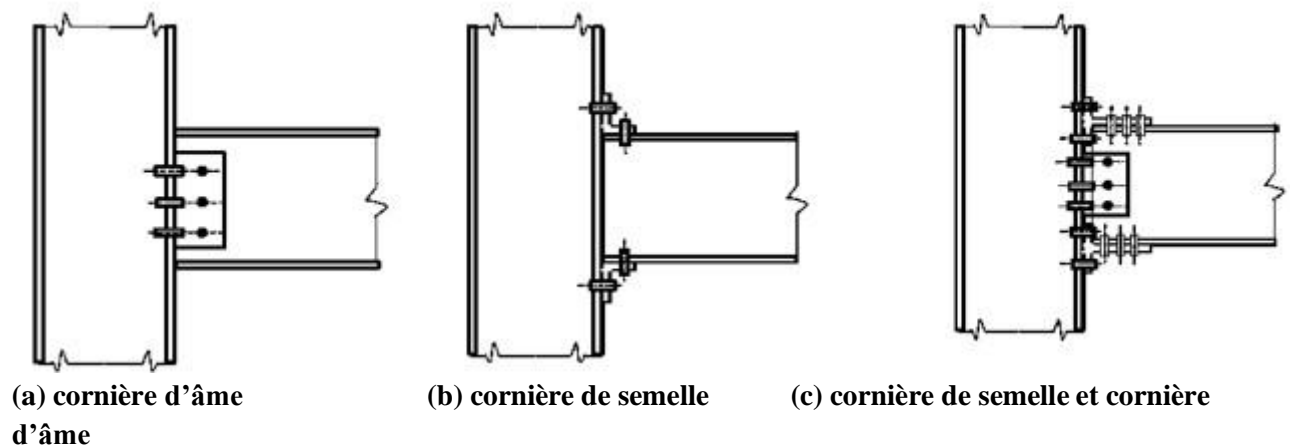


Figure I-6 : Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles.[14]

I-4. Comportement des assemblages:

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité.
- Leur résistance.
- Leur capacité de rotation.

Ces différentes caractéristiques, définies graphiquement à la figure I-7(a), influent directement sur le comportement des assemblages. Ceci est illustré schématiquement à la figure I-7(b) avec les relations moment de flexion –rotation de trois types d'assemblages fléchis constituant une liaison poutre-colonne.

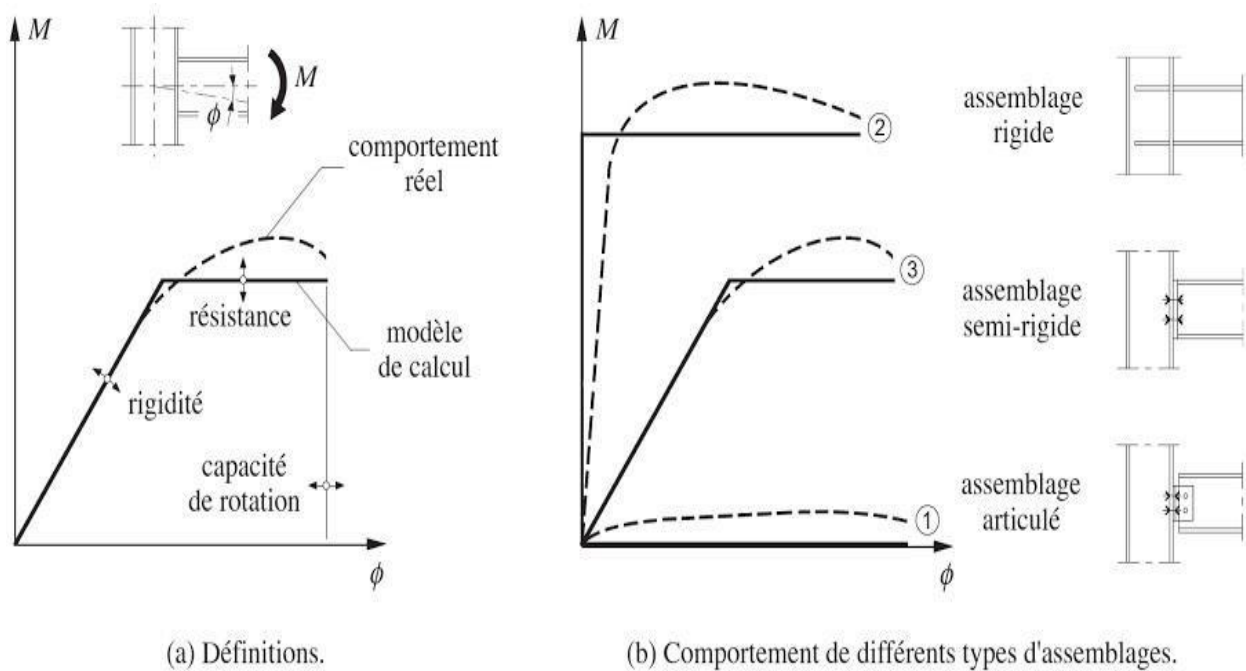


Figure I-7 : Relation moment de flexion-Rotation.[21]

La courbe (1) de la figure I-7(b) concerne le cas d'un assemblage ne transmettant qu'un effort tranchant : il s'agit d'un assemblage articulé qui ne présente pas de rigidité à la flexion. La courbe (2) correspond quant à elle à un assemblage capable de transmettre un certain moment de flexion déjà pour une faible rotation : on parle alors d'assemblage rigide à cause de la rigidité à la flexion qu'il présente. Il faut cependant préciser que la transmission d'un certain moment de flexion est aussi possible avec des assemblages moins rigides que celui correspondant à la courbe (2): on parle alors d'assemblages semi-rigides, dont le comportement illustré par la courbe (3) montre qu'une grande rotation est nécessaire pour atteindre le moment de flexion à transmettre.

La rigidité des assemblages a bien évidemment une influence sur la déformabilité d'une structure, et par conséquent sur la vérification de son aptitude au service. Les assemblages doivent donc posséder une rigidité comparable à celle admise dans le calcul de la structure : il est

donc particulièrement important que la modélisation des assemblages corresponde à leur comportement réel (figure I-8).

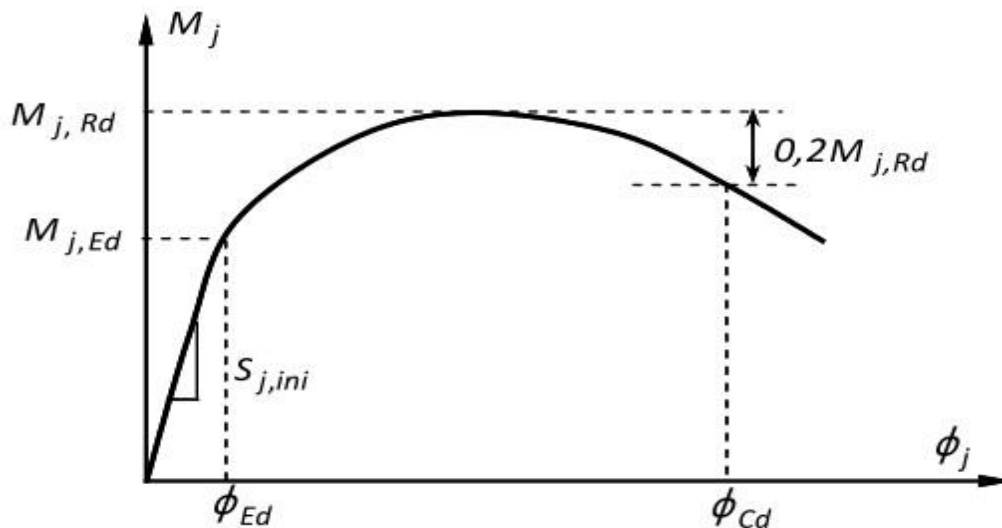


Figure I-8 : Courbe moment- rotation d'un assemblage métallique.[10]

Il y a lieu de considérer les propriétés structurales (rigidité initiale, résistance et capacité de déformation) de chaque type d'assemblage. L'EUROCODE 3 suggère ainsi une classification des assemblages.

I-5. Classification des assemblages :

L'approche de l'Eurocode 3, qui traite la classification des assemblages, fournit les règles de calcul de la rigidité initiale, de la résistance ultime et de capacité de rotation [1]. Les critères de cette classification sont décrits ci-dessous :

I-5-1. Classification par la rigidité:

La rigidité initiale d'un assemblage influe sur le niveau de sollicitations et sur la déformation dans les poutres, comme il est illustré sur la figure I-9. l'Eurocode 3 offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale, Il permet de classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité l'assemblage articulé, l'assemblage semi-rigide et l'assemblage rigide et donne les limites de rigidités pour chaque type d'assemblage résumées ci-après :

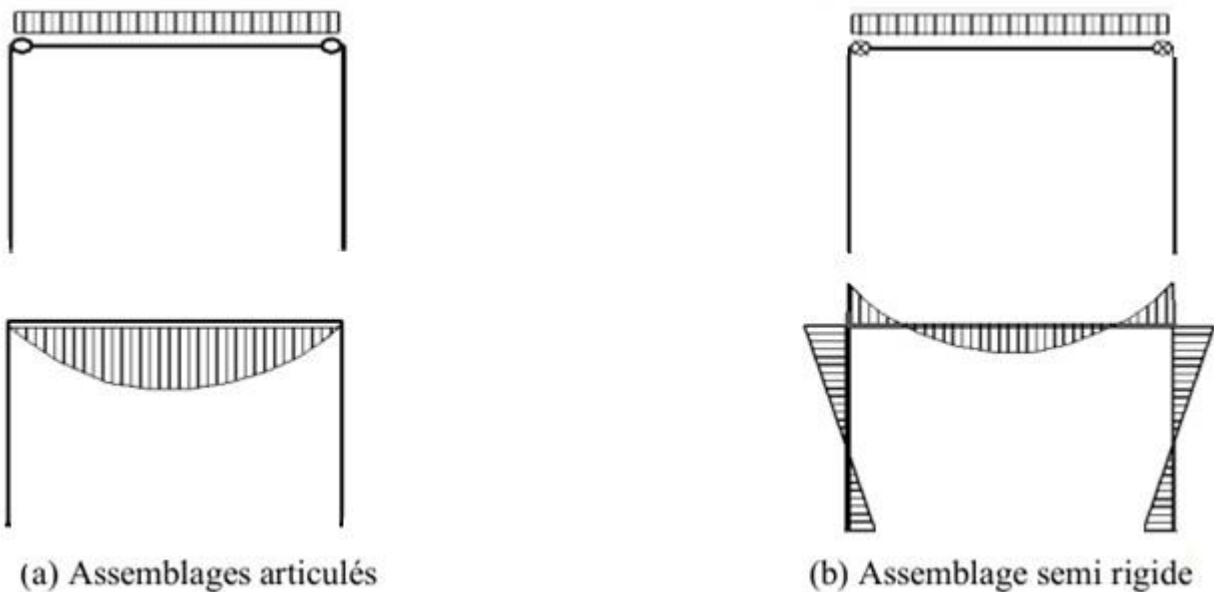


Figure I-9: Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique Simple.[23]

-Assemblage rigide $S_{j,ini} \geq \frac{8.E.I_b}{L_b}$ (Structure contreventée)

$S_{j,ini} \geq \frac{25.E.I_b}{L_b}$ (Structure non contreventée)

-Assemblage articulé $S_{j,ini} < \frac{0,5.E.I_b}{L_b}$

Le cas intermédiaire est considéré comme un assemblage semi-rigide.

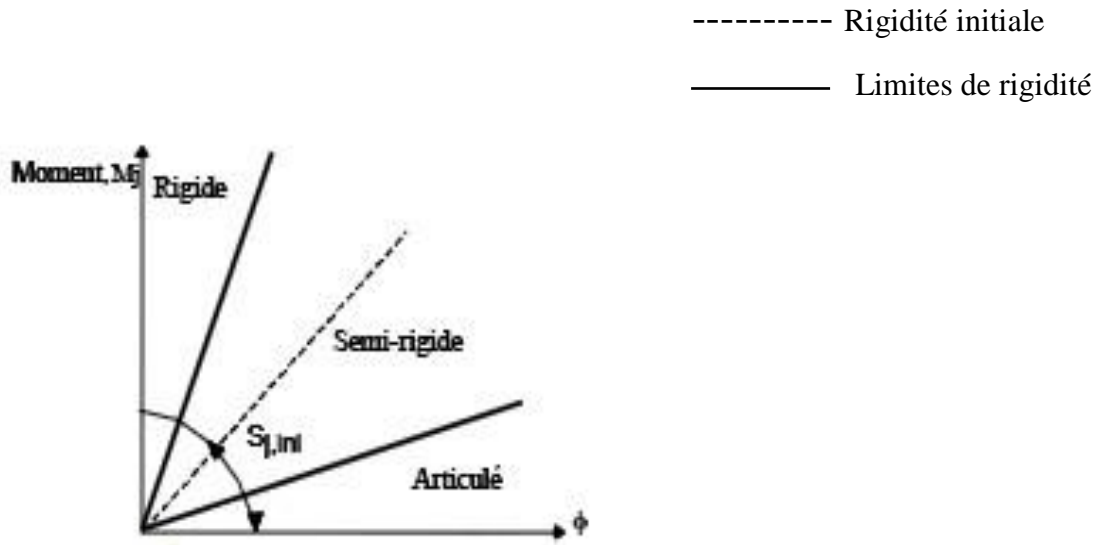


Figure I-10 : Limites de classification de rigidité. [23]

I-5-2. Classification par la résistance :

La classification par la résistance est utile dans le cas de structures en acier comptées par la théorie de plasticité. La classification de l’Eurocode 3 vis-à-vis de la résistance des assemblages fait apparaître les notions d’assemblage à résistance complète, l’assemblage à résistance partielle et l’assemblage articulé (Figure I-11).

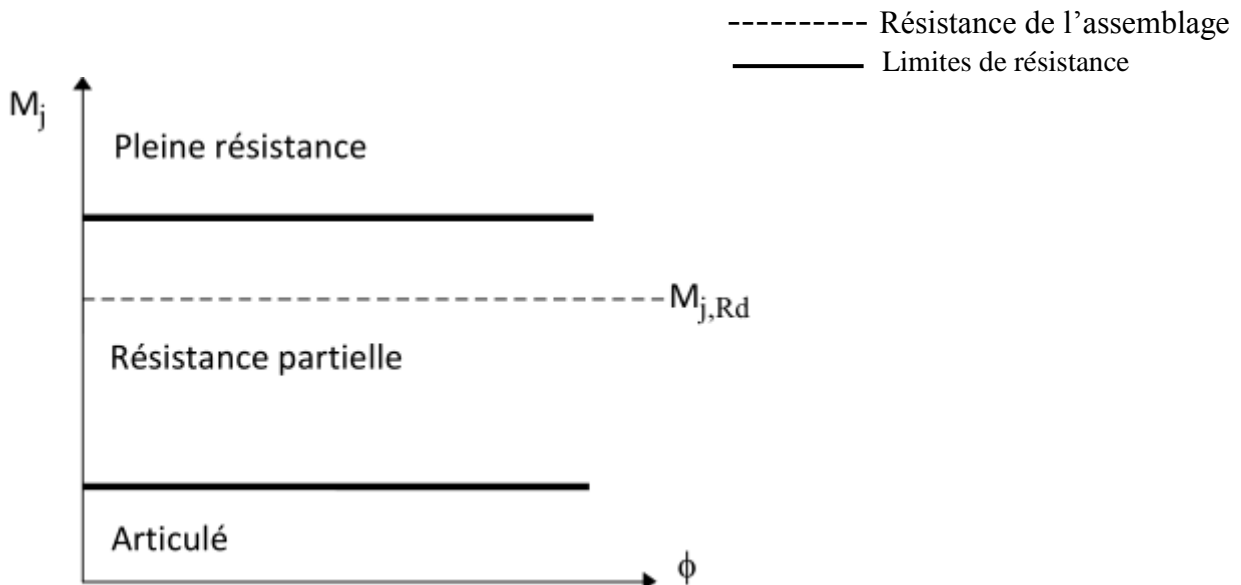


Figure I-11 : Limites de la classification des assemblages par résistance. [23]

La classification par la résistance est vérifiée par les formules suivantes :

- Assemblage à pleine résistance

$$M_{j,Rd} > M_{Pl,Rd} \text{ (avec vérification de la capacité de rotation)}$$

$$M_{j,Rd} > 1.2 M_{Pl,Rd} \text{ (sans vérification de la capacité de rotation)}$$

- Assemblage à résistance partielle

$$0,25 M_{Pl,Rd} < M_{j,Rd} < M_{Pl,Rd}$$

- Assemblage articulé

$$M_{j,Rd} < 0,25 M_{Pl,Rd}$$

Où M_{Rd} désigne le moment résistant de calcul de l'assemblage et $M_{Pl,Rd}$ le moment plastique de calcul de la poutre assemblée.

I-5-3. Classification par la capacité de rotation:

Les assemblages peuvent être classifiés en fonction de leur ductilité ou capacité de rotation. Dans l'approche de l'EUROCODE 3, la classification des assemblages en termes de leur capacité de rotation resté toujours indistinct. Cette classification constitue en principe une mesure de l'aptitude des assemblages à résister à une rupture fragile ou à une instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale basée sur un calcul plastique peut être conduite jusqu'à l'écrasement plastique de la structure.

Un comportement fragile est caractérisé par une rupture avec une rotation limitée, le comportement ductile est caractérisé par une non-linéarité (plateau plastique). Ce plateau indique généralement l'apparition de déformations plastiques (figure I-12). Enfin, le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

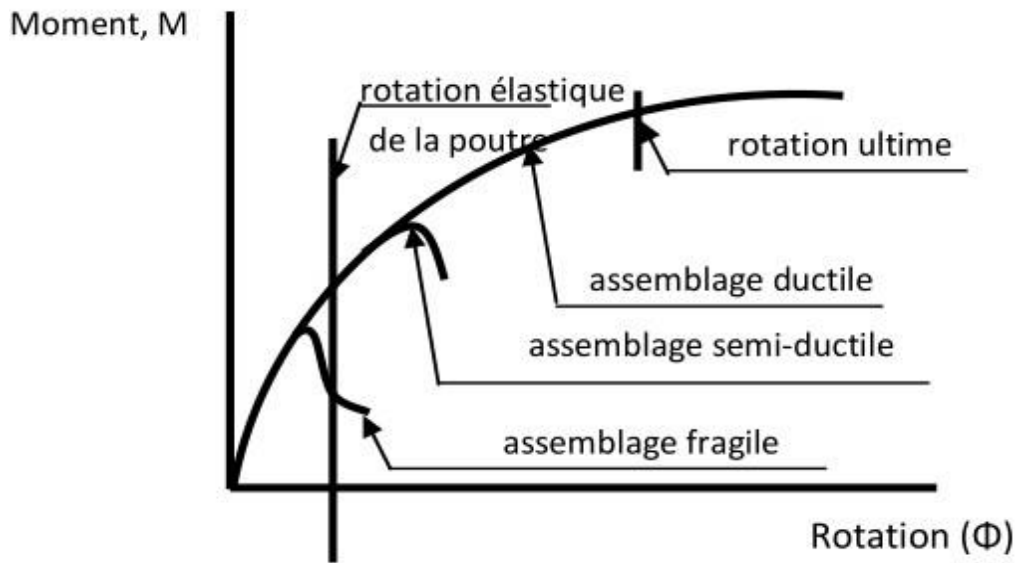


Figure I-12 : Classification des assemblages par la capacité de rotation.[9]

L'Institut américain de construction d'acier [15] distingue trois types de construction :

- Type 1 ou « rigid framing (Portique rigide) » : Cette construction suppose que les assemblages poutre - poteau ont la rigidité suffisante pour maintenir l'angle géométrique original entre les éléments d'intersections. Le Type 1 des assemblages est considéré pour l'analyse structurelle élastique.

- Type 2 ou « simple framing (Portique simple) ». Cela suppose que les assemblages entre poutre principale et poutre secondaire transfèrent seulement des réactions verticales sans moment de flexion où la structure est chargée avec des charges verticales. Cela permet aux assemblages de tourner sans modération.

- Type 3 ou « semi-rigid framing (Portique semi-rigide) » Pour ce type 3, on suppose que les assemblages peuvent transmettre les réactions verticales et également avoir aussi la capacité de transmettre un certain moment.

I-6. Idéalisation de la courbe de comportement (moment-rotation) selon l’Eurocode 3:

I-6-1. Courbe moment-rotation:

La courbe de comportement $M-\phi$ non linéaire donnée par l’Eurocode 3 comprend trois parties :

- de 0 à $2/3 M_{j,Rd}$ ———> Courbe élastique linéaire.
- $2/3 M_{j,Rd}$ à $M_{j,Rd}$ ———> La courbe est non linéaire.
- à $M_{j,Rd}$ ———> Un plateau plastique.

L’extrémité de cette courbe $M-\phi$ définit la capacité de rotation de l’assemblage.

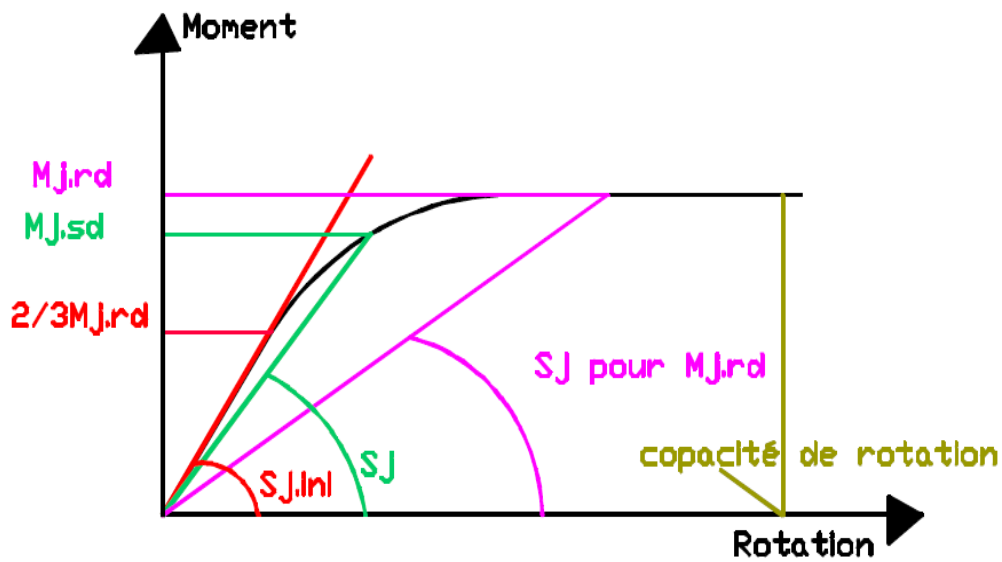


Figure I-13: Courbe $M-\phi$ non- linéaire.[8]

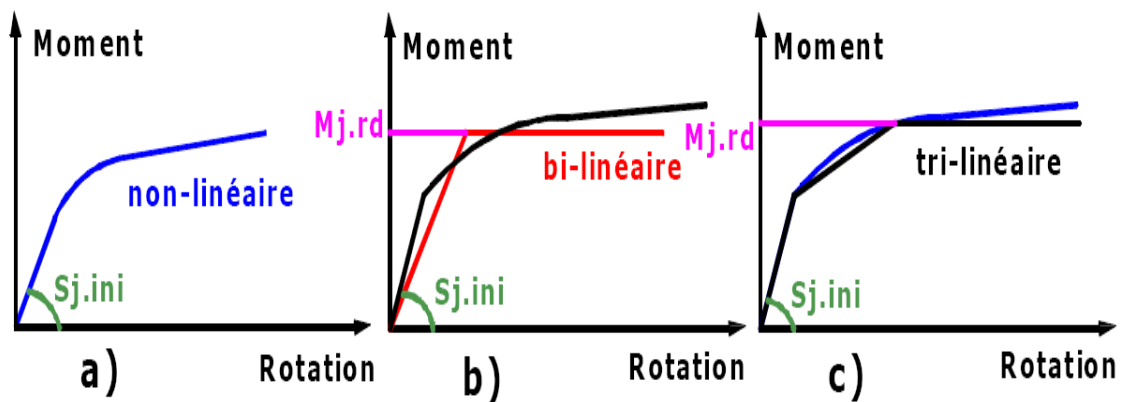


Figure I-14: Idéalisation du comportement des assemblages en acier.[8]

L'Eurocode 3 Propose les trois possibilités d'idéalisation présentées dans la figure I-14.

La courbe (a) correspond au comportement $M-\phi$ réel des assemblages. Cependant, l'utilisation de ces courbes non linéaires demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués.

Afin de permettre un calcul linéaire (plus simple) c'est-à-dire une analyse élastique globale de la structure, la courbe non-linéaire peut être simplifiée à l'aide de lignes droites (courbe b ou c) telle que la courbe simplifiée se situe toujours sous la courbe non-linéaire (côté de la sécurité).

- Le comportement des assemblages influence celui de la structure, d'où le choix de l'analyse globale de la structure lié à la classification de ses assemblages.

I-7. Modélisation des assemblages poutre-poteau:

En se basant sur l'approche de l'Eurocode 3, le tableau (I-1) montre les relations entre les différents types de modélisation d'assemblage, leur classification et les méthodes d'analyse globales. Le choix de la méthode d'analyse des structures en acier gouverne les caractéristiques de l'assemblage à introduire.

Tableau I-1: Différents modes d'analyse globales. [7]

Analyse globale	Types d'assemblages utilisés		
Elastique	Articulation	Rigide	Semi-rigide
Rigide- plastique	Articulation	Résistance complète	Résistance partielle
Elastique plastique	Articulation	Rigide et résistance complète	- Semi rigide et résistance partielle - Semi rigide et résistance totale - Rigide et résistance partielle
Modélisation de structure	Simple	Continue	Semi-continue

Par souci pratique, l'Eurocode 3 donne à cet égard les modèles d'assemblages continus, semi-continus ou articulés (tableau I-2). Ces modèles sont :

- modèle continu (assemblage rigide et/ou à résistance complète).

- modèle semi-continu (assemblage rigide à résistance partielle, assemblage semi-rigide à résistance complète et assemblage semi-rigide à résistance partielle).
- modèle simple (assemblage articulé).

Tableau I-2: Modélisation des assemblages dans l'analyse des structures en acier. [2]

MODELISATION	TYPE D'ANALYSE		
	Analyse élastique	Analyse rigide-plastique	Analyse élastoplastique et élastique-parfaitement plastique
Continue	Rigide	Pleine résistance	Rigide/pleine résistance
Semi-continue	Semi-rigide	Résistance partielle	Rigide/résistance partielle Semi-rigide/pleine résistance Semi-rigide/résistance partielle
Simple	Articulé	Articulé	Articulé

I-8. Modélisation des assemblages, adoptée par l'Eurocode 3:[12]

Pour déterminer les efforts appliqués à l'assemblage, une analyse globale s'impose dans cette analyse [1]. On doit déterminer les charges de calcul appliquées sur la structure en acier ainsi que la définition des bases de dimensionnement de cette structure. Lors de cette analyse, il y a lieu également de prendre en compte le comportement structural de l'assemblage (assemblage articulé, semi-rigide ou rigide, assemblage à résistance partielle ou complète). La figure I-15. donne une illustration de la modélisation simplifiée des assemblages (continu, semi-continu et simple) lors d'une analyse globale des structures en acier.

Dans cette modélisation, les poutres et les poteaux de la structure en acier sont représentés par des lignes (axes neutres) qui passent par les centres de gravité de leurs sections transversales. Ainsi, la portée effective des travées est dictée par la distance qui sépare les axes neutres des poteaux.

Tableau I-3: Modélisation simplifiée des assemblages selon l'Eurocode 3

MODELISATION ASSEMBLAGES	ASSEMB. POUTRE-POTEAU FLEXION / AXE FORT	ASSEMB. DE CONTINUITÉ	BASES DE POTEAUX
SIMPLE			
SEMI-CONTINUE			
CONTINUE			

I-9. Modes d'assemblages:

I-9-1. Le boulonnage:

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons (Tableau I-3) présentent les valeurs de la limite d'élasticité F_{yb} et de la résistance à la traction F_{ub} des quatre classes de qualité d'acier utilisées pour les boulons [17].

Tableau I-4 : caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.

boulons	Classe De qualité	$f_{yB} (N/mm^2)$	$f_{uB} (N/mm^2)$
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Le tableau I-3 montre également que l'on distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées :

Les boulons de charpente métallique (aciers 4.6 et 5.6) : ils sont employés couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments.

Les boulons à haute résistance (aciers 8.8 et 10.9) : ils sont utilisés en général pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints.

La figure I-16 montre les différentes parties composant un boulon de charpente et un boulon à haute résistance.

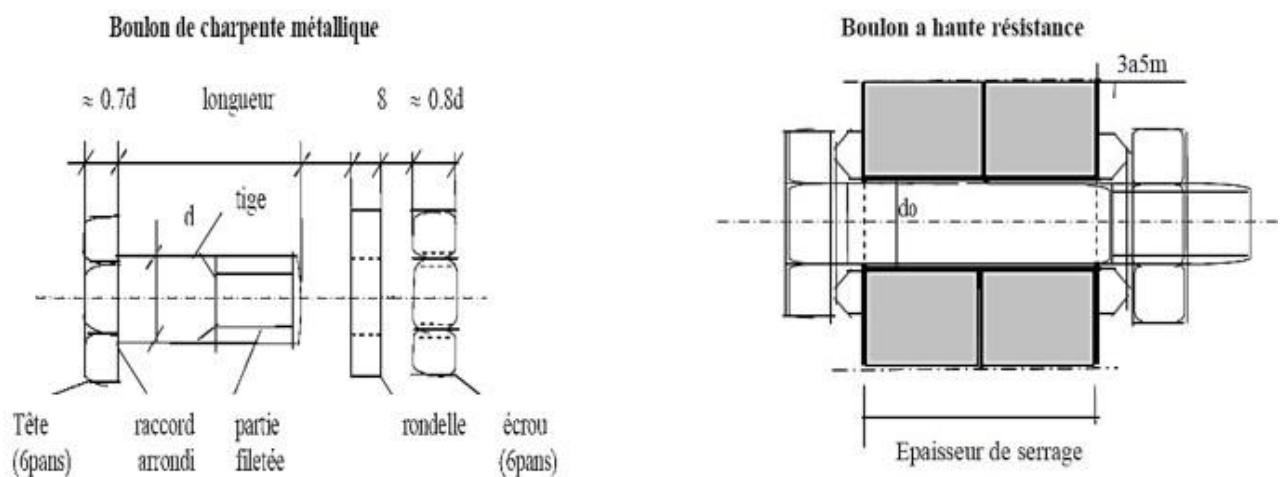


Figure I-15 : Boulon de charpente et boulon à haute résistance.

I-10. Renforcement d'assemblages : [13]

L'assemblage par platine d'about est largement utilisé dans les structures métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication. Toutefois, ces assemblages sont extrêmement complexes dans leur analyse et comportement structural particulièrement quand ils sont soumis à des efforts très importants. Ainsi, des ajustements peuvent être faits à un assemblage par platine d'about simple pour répondre aux exigences de différentes situations. Par exemple, des raidisseurs de platine d'about peuvent être ajoutés pour augmenter la rigidité de la

platine et/ou sa résistance tout en réduisant son épaisseur. Trois moyens de renforcement sont actuellement couverts dans l'EC3: Les raidisseurs transversaux de poteau, les contre-plaques et les doublures d'âme.

a / Les raidisseurs transversaux de poteau : Ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure I-17a), pour augmenter la rigidité et la résistance de l'âme du poteau en traction et en compression et de la semelle du poteau en flexion. Des raidisseurs diagonaux peuvent être utilisés pour améliorer la résistance de l'âme du poteau en cisaillement (Figure I -17b), en combinaison avec les raidisseurs transversaux.

b / Les renforcements par contre -plaques : Ce sont des platines boulonnées contre la semelle du poteau en recouvrant au moins deux rangées de boulons dans la zone tendue de l'assemblage (Figure I-17c). Elles permettent d'augmenter la résistance de la semelle du poteau pour certains modes de ruine ainsi que la rigidité dans certains cas, comme en présence de la précontrainte. Dans l'EC3, seule la partie résistance est considérée.

c / Les doublures d'âme : Une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure I -17d) est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme du poteau vis-à-vis de la traction, de la compression et du cisaillement. Dans le cas où la largeur de la doublure est très grande, des boulons sont nécessaires pour la solidariser à l'âme du poteau.

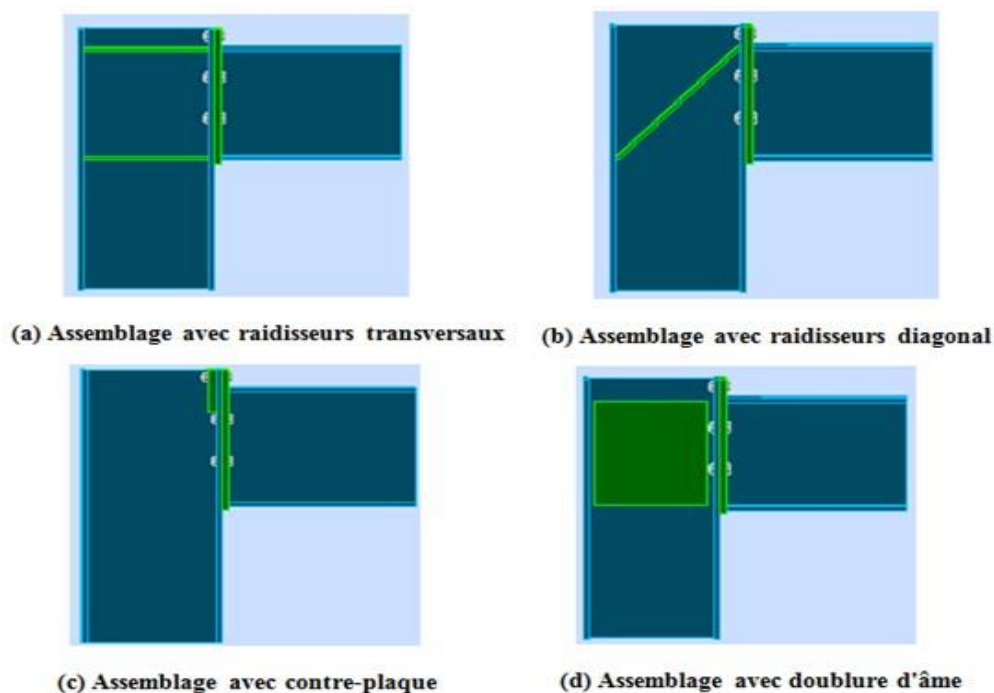


Figure I-16 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3.

I-11. Conclusion:

D'une manière générale, la construction métallique et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer, elle ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction et elle est appréciée et recherchée dès que de grandes portées ou de grandes hauteurs s'imposent. Cependant ce type de construction repose principalement sur les assemblages des différents éléments nécessitant une précaution supplémentaire, d'où les méthodes avancées de calcul qui considèrent l'assemblage comme un élément séparé. C'est ainsi que nous avons souhaité étudier les assemblages métalliques de type poutre- poteau en détail .La modélisation de ces derniers par logiciel de calcul (Auto desk Robot).

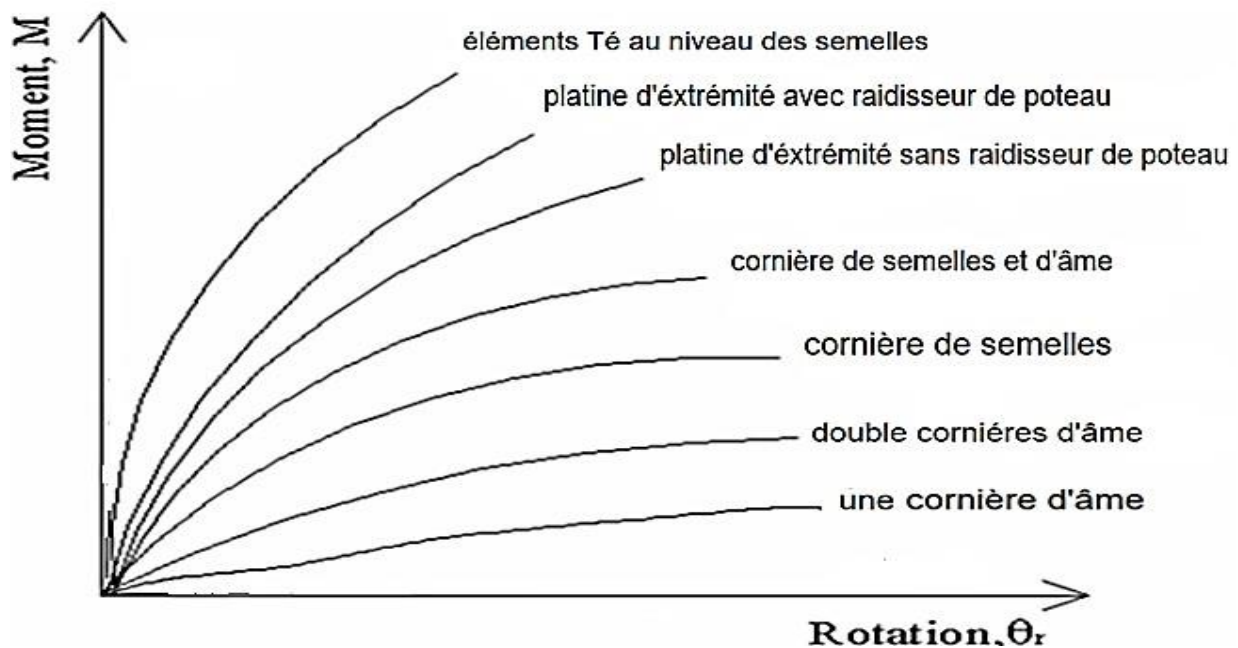
II-1. Introduction:

Les types d'assemblages utilisés généralement sont présentés avec leurs comportements et leurs caractéristiques générales. Plusieurs équations empiriques basées sur la technique d'ajustement de courbe qui permet de modéliser le comportement des assemblages, en mettant en valeur les modèles les plus cités et les plus connus en l'occurrence, le modèle polynôme ainsi que les modèles exponentiels.

Par ailleurs, nous nous penchons dans ce chapitre sur l'approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3 en présentant la méthode des composantes et l'identification de ces composantes.

II-2. Modélisation des assemblages:

Les approches les plus utilisées généralement pour décrire le rapport de $M - \theta_r$ comportent la courbe d'ajustement de précision des données expérimentales aux expressions simples ou au développement des procédures analytiques simples pour prévoir le comportement des assemblages (Figure. II-1). De nombreuses expériences sur des assemblages ont été exécutées dans le passé aboutissant à une grande base de données $M - \theta_r$ (Frye-Morris, 1975 ; Goverdhan 1983 ; Lui et Chen, 1986 ; Wu et Chen, 1990). En utilisant ces données disponibles, de divers modèles de $M - \theta_r$ ont été développés [13].



II-2-1. Modèle polynôme de Frye-Morris:

Frye et Morris (1976) ont développé un modèle polynomial pour prévoir le comportement de plusieurs types d'assemblages. Dans ce modèle[11], la relation $M - \theta_r$ est représentée par un polynôme de puissance impaire de la forme.

$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (\text{Eq. II-1})$$

Où K est un paramètre de normalisation qui dépend du type d'assemblage et de la géométrie, et C_1 , C_2 et C_3 sont des constantes d'ajustement de courbe et sont résumés dans le tableau II-1, tandis que les paramètres de dimensions pour chaque type d'assemblage sont représentés schématiquement sur la Figure. II-2.

Ce modèle représente assez bien le comportement $M - \theta_r$ de l'assemblage. L'inconvénient principal est que la nature d'un polynôme doit être maximale et minimale dans un certain intervalle. La rigidité d'assemblage, qui est représentée par la pente de la courbe $M - \theta_r$, peut devenir négative à certaines valeurs de M . Ceci est physiquement inacceptable. En outre, cette rigidité négative peut causer des difficultés numériques dans l'analyse des structures en cadres, si la formule de rigidité tangentielle est utilisée.

II-2-2. Modèles exponentiels:

Lui et Chen (1986) ont proposé le modèle multiparamétrique exponentiel.

$$M = \sum_{j=1}^m C_j \{1 - e^{-\frac{|\theta_r|}{2j\alpha}}\} + M_0 + R_{kf} |\theta_r| \quad (\text{Eq. II-2})$$

Avec M_0 c'est la valeur initiale du moment d'assemblage.

R_{kf} Est la rigidité d'écrouissage de l'assemblage, α est un facteur de mise à l'échelle (dans le but de stabilité numérique) et C_j est une constante d'ajustement de courbe obtenue à partir d'une analyse de régression linéaire.

Kishi et Chen (1986) ont raffiné le modèle exponentiel de Lui-Chen [3] pour s'adapter à tout changement brusque de la pente de la courbe $M - \theta_r$ et est représenté comme suit :

$$M = M_0 + \sum_{j=1}^m C_j \{1 - e^{-\frac{|\theta_r|}{2j\alpha}}\} + \sum_{k=1}^n D_k (|\theta_r| - |\theta_k|) H [|\theta_r| - |\theta_k|] \quad (\text{Eq. II-3})$$

Avec M_0 et α sont tels que définis dans (Eq. II-2) et D_k est un paramètre constant pour la partie linéaire de la courbe, θ_r est le démarrage de la rotation de la composante linéaire de la courbe, $H[\theta]$ est la fonction de Heaviside (1 pour $\theta \geq 0$, et zéro pour $\theta < 0$), C_j et D_k sont des constantes d'ajustement des courbes, obtenues à partir d'une analyse de régression linéaire.

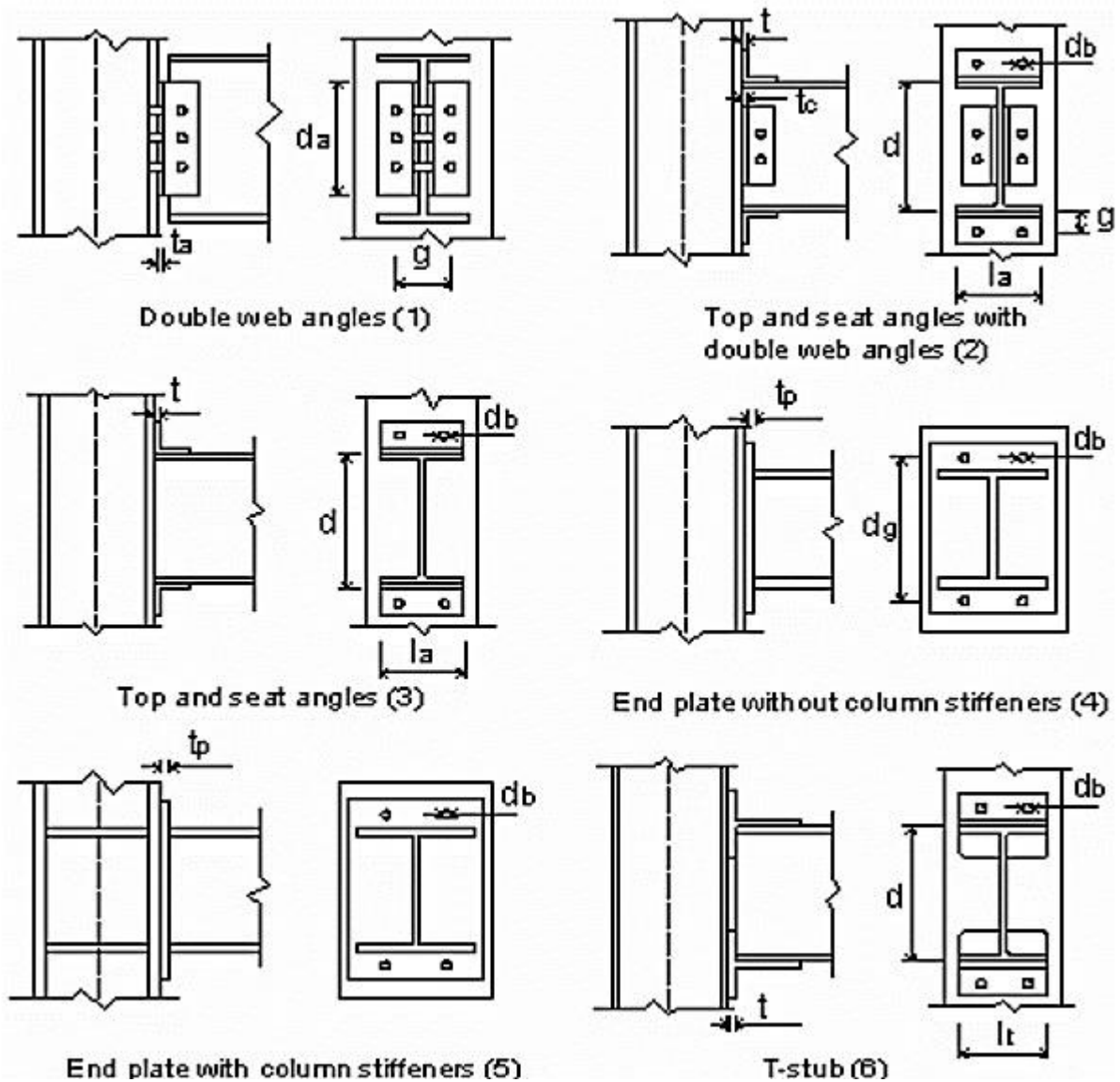


Figure II-2: Les paramètres de dimensions pour les différents assemblages. [22]

Tableau II-1 : Les constantes d'ajustement des courbes pour le modèle polynôme de Frye-Morris.[18]

Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Les paramètres de normalisation
Assemblage avec une cornière d'âme /Single web angle connection	$C1 = 1.67 \times 10^0$ $C2 = 8.56 \times 10^{-2}$ $C3 = 1.35 \times 10^{-3}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Assemblage avec double cornières d'âme / Double web angle connection	$C1 = 1.43 \times 10^{-1}$ $C2 = 6.79 \times 10^1$ $C3 = 4.09 \times 10^5$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Assemblage avec cornières de semelles et d'âme /Top and seat angle with double web angle connection	$C1 = 1.50 \times 10^{-3}$ $C2 = 5.60 \times 10^{-3}$ $C3 = 4.35 \times 10^{-3}$	$K = d^{-1.287} t^{-1.128} t_c^{-0.415} I_a^{-0.694} (g - d_b/2)^{1.35}$
Assemblage avec cornières semelles /Top and seat angle connection	$C1 = 2.59 \times 10^{-1}$ $C2 = 2.88 \times 10^3$ $C3 = 3.31 \times 10^4$	$K = d^{-15} t^{-05} I^{-07} d_a^{-11} b$
plaque d'extrémité Sans raidisseurs /End-plate connection without column stiffeners	$C1 = 8.91 \times 10^{-1}$ $C2 = -1.2 \times 10^4$ $C3 = 1.75 \times 10^8$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} d_b^{-1.5}$
Plaque d'extrémité avec Raidisseurs/ End-plate connection with column stiffeners	$C1 = 2.60 \times 10^{-1}$ $C2 = 5.36 \times 10^2$ $C3 = 1.31 \times 10^7$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.6}$
Assemblage avec platine d'about réduite /Header plate connection	$C1 = 6.14 \times 10^{-3}$ $C2 = 1.08 \times 10^{-3}$ $C3 = 6.05 \times 10^{-3}$	$K = t_p^{-16} g^{16} d^{-23} t_p^{-05} w$
éléments Té au niveau des semelles/T-stub	$C1 = 6.42 \times 10^{-2}$ $C2 = 1.77 \times 10^2$ $C3 = -2.03 \times 10^4$	$K = d^{-15} t^{-05} I^{-07} d_t^{-11} b$

II-3. Méthode des composantes:

Les campagnes d'essais réalisés sur des assemblages réels ont montré que le comportement mécanique de ceux-ci en terme, de résistance, rigidité et capacité de rotation est un phénomène complexe. Pour déterminer, ce dernier, l'assemblage peut être décomposé en différents éléments appelés « composantes ». Chaque composante forme une identité dans l'assemblage. Le comportement mécanique de toutes ces composantes [4] est étudié séparément. Quand toutes les composantes de l'assemblage sont caractérisées par leur résistance, rigidité et capacité de déformation, le comportement mécanique de l'assemblage peut être déterminé par l'assemblage des contributions des différentes composantes en s'aidant du modèle mécanique à ressorts.

* Les différentes composantes peuvent être considérées comme des ressorts de translation avec un comportement force déplacement non linéaire. Chaque composante peut être testée séparément à l'aide d'essais peu coûteux pour obtenir à la fin des modèles théoriques. Finalement, la réponse totale de l'assemblage peut être obtenue en assemblant toutes les composantes.

* L'application de la méthode des composantes passe par trois étapes essentielles qui sont les suivantes.

- **Identification des composantes** : Détermination des composantes actives au sein de l'assemblage et intervenant en compression, traction et cisaillement.
- **Caractérisation des composantes** : Détermination des propriétés mécaniques de ces composantes.
- **Assemblage des composantes** : Pour l'évaluation des caractéristiques clés de l'assemblage qui sont le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$ et la rigidité initiale de celui-ci $S_{j,ini}$.

II-4. Identification des composantes:

- L'Eurocode 3, définit une composante de l'assemblage comme une partie spécifique de celui-ci dont la contribution est identifiée à une ou plusieurs propriétés mécaniques.

- Lors de l'identification des composantes, il est possible de distinguer celles en traction, en compression, en flexion et en cisaillement.

- Chacune de ces composantes est modélisée à l'aide d'un ressort en translation.

La figure II-3 montre les différentes composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité selon l'approche de l'Eurocode 3 et la liste de ces composantes est donnée dans

la figure II-4. Les composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité sont :

- Zone de compression (âme du poteau, semelle et âme de poutre) .
- Zone de traction (âme du poteau, boulons et âme de la poutre en traction, semelle de poteau et platine d'extrémité en flexion).
- Zone de cisaillement (âme du poteau).

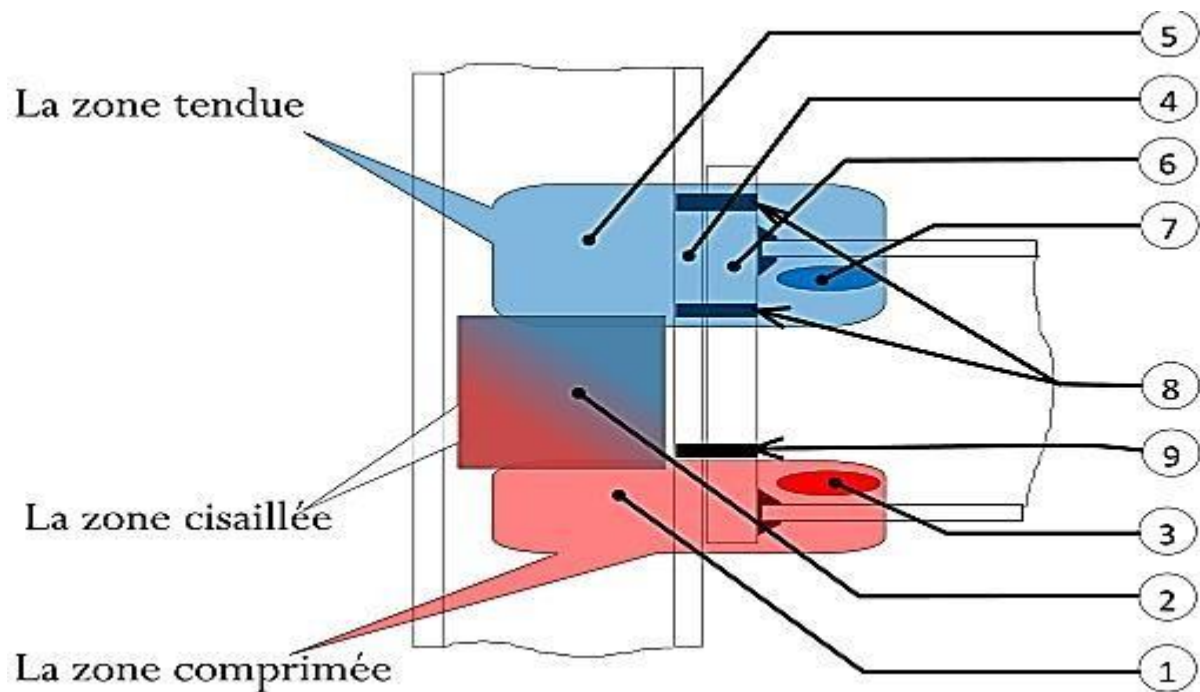


Figure II-3 : Composantes d'un assemblage poutre-poteau boulonné par platine d'extrémité. [1]

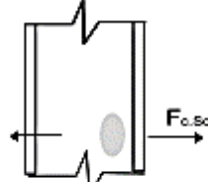
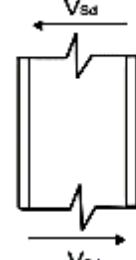
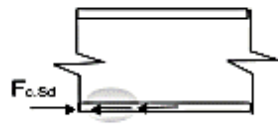
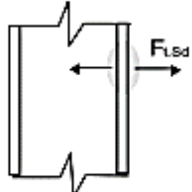
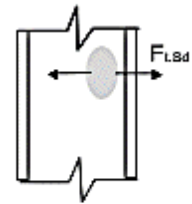
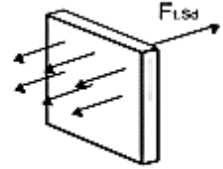
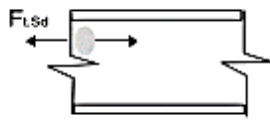

N°	Composante	
1	Ame de poteau en compression	
2	Panneau d'âme de poteau en cisaillement	
3	Semelle et âme de poutre en compression	
4	Semelle de poteau en flexion	
5	Ame de poteau en traction	
6	Platine d'extrémité en flexion	
7	Ame de poutre en traction	
8	Boulon en traction	

Figure II-4 : Liste des composantes d'un assemblage boulonné par platine d'extrémité. [10]

II-5. Approche pour le calcul de la rigidité:

Les éléments de l'assemblage boulonné par platine d'about sont examinées séparément. Une fois les caractéristiques de chaque composante sont connues, le comportement global de l'assemblage en termes de rigidité, résistance et capacité de rotation peut être déterminé.

Les efforts particuliers qui peuvent être appliqués à chaque composante sont la traction, la compression et le cisaillement. Le comportement réel de chaque composante est représenté par une courbe force-déplacement de type non linéaire (figure II-5.a). Ce comportement est peut être simplifié par un modèle tri-linéaire ou bilinéaire (figure II-5.b), et les paramètres du modèle sont la rigidité, la résistance et la capacité de déformation.

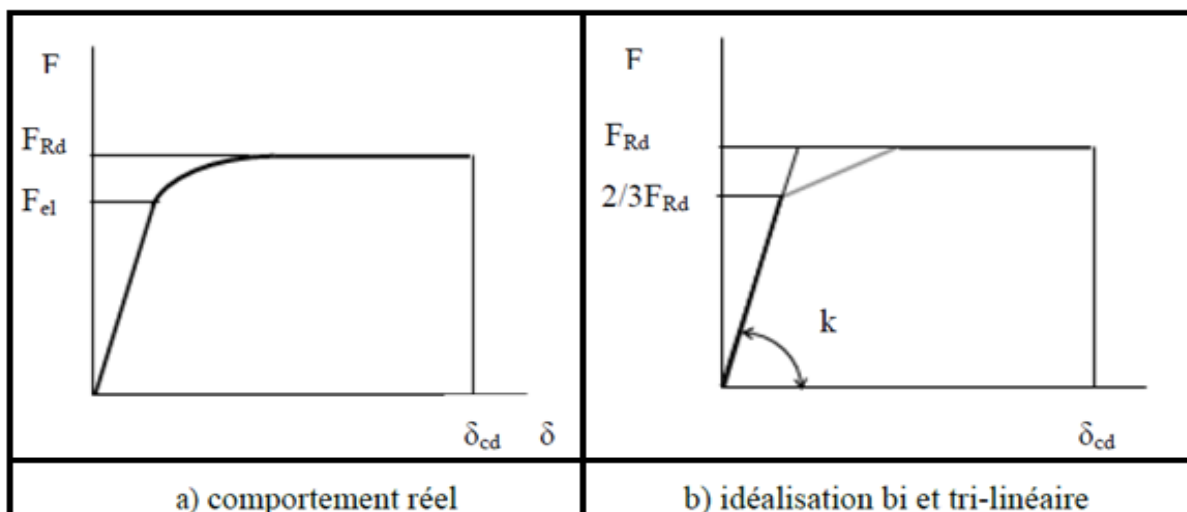


Figure II-5: Comportement d'une composante. [10]

Le comportement de chaque composante est caractérisé par sa rigidité propre, sa résistance propre et sa capacité de déformation propre. Des hypothèses doivent être respectées pour la distribution des efforts à travers les différentes composantes de l'assemblage. En règle générale, ces hypothèses sont :

- Les efforts internes sont en équilibre avec les efforts appliqués ;
- Chaque composante est capable de résister aux efforts internes ;
- La déformation due à la distribution d'efforts est supposée ne pas dépasser la capacité de chaque composante (boulons, soudure,...) ;
- La distribution doit être réaliste au regard des distributions de rigidités.

Chaque composante est maintenant modélisée par un ressort au niveau de chaque rangée de boulons. La figure II-6 donne une illustration détaillée du modèle mécanique simplifié présenté par l'Eurocode3. Dans les structures en acier continues et semi-continues, l'assemblage doit être capable de résister à la sollicitation principale due à la flexion, en même temps, à transmettre un effort tranchant et parfois un effort normal. C'est la raison pour laquelle la plupart des modèles disponibles décrivent le comportement en rotation des assemblages.

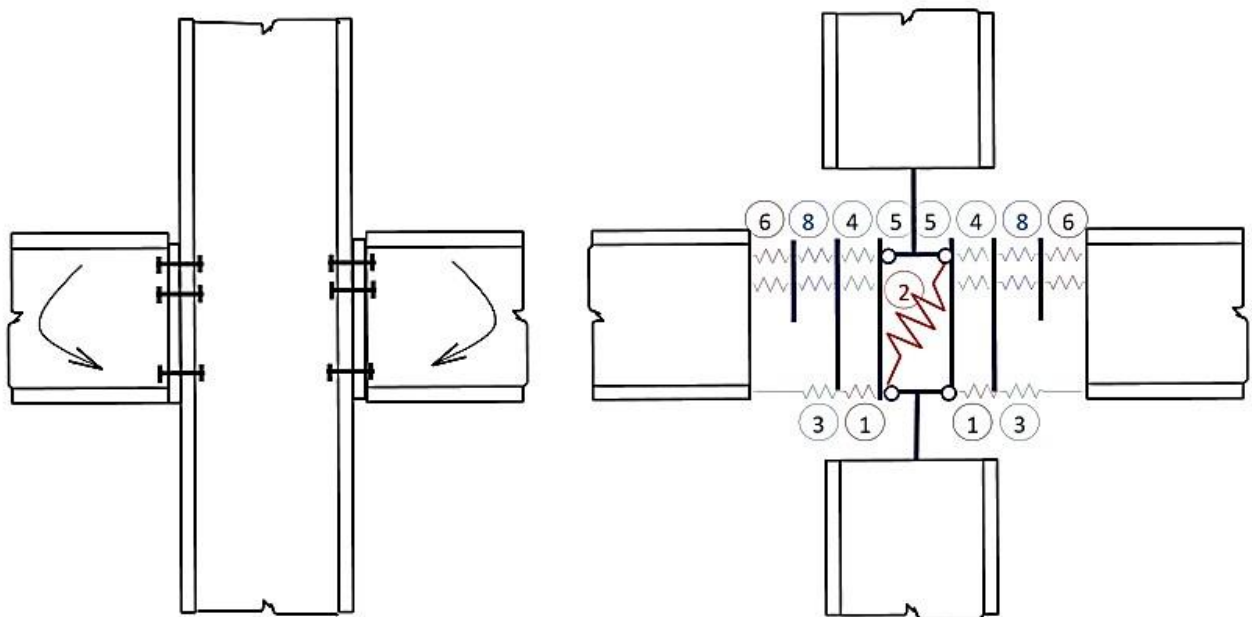


Figure II-6 : Composantes d'un assemblage poutre-poteau en acier représentées par des ressorts. [1]

II-5-1. Calcul de la rigidité initiale:

La rigidité en rotation des assemblages soumis à la flexion est déterminée à partir de la rigidité en translation des composantes de l'assemblage. Pour évaluer cette rigidité, nous prenons l'exemple d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité boulonnée (figure II -7). Le comportement de chaque rangée de boulons (i) cumule les contributions des composantes qui dépendent du nombre de boulons en traction et de la position de chaque rangée. chacune représentée par son coefficient de rigidité élastique (k_i) associés en série. Le déplacement est calculé en utilisant le coefficient de rigidité k_i :

$$\delta_i = \frac{F_i}{k_i E} \quad (\text{Eq. II-4})$$

Avec:

F la force dans la composante, k_i le coefficient de rigidité et E le module d'élasticité de l'acier.

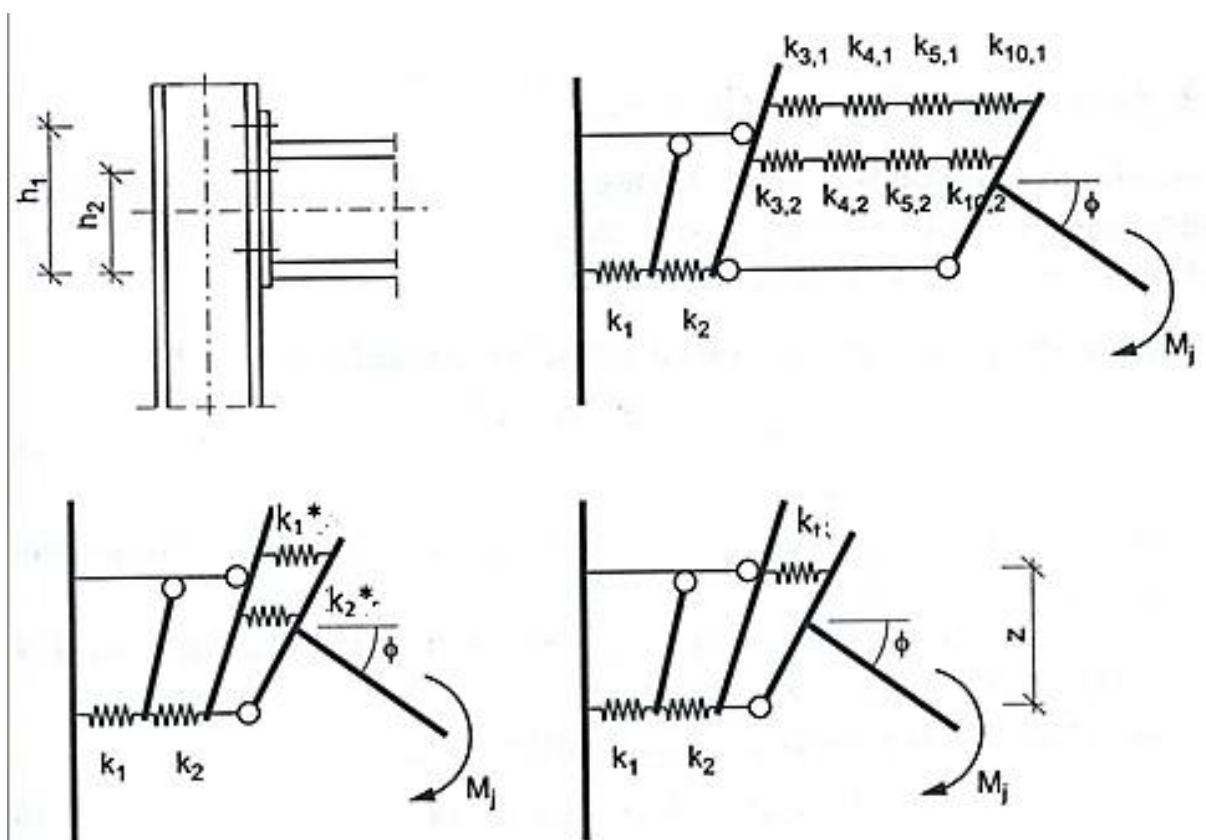


Figure II-7 : Modèle à ressorts pour des assemblages par platine d'about comportant des rangées de boulons multiples. [7]

Pour chaque rangée de boulon en traction, les coefficients de rigidité peuvent être regroupés pour n'avoir qu'un seul coefficient de rigidité k^*_i par rangée de boulon, et on déduit pour chaque rangée de boulon :

$$K_i^* = \frac{1}{\frac{1}{K_{3,i}} + \frac{1}{K_{4,i}} + \frac{1}{K_{5,i}} + \frac{1}{K_{10,i}}} \quad (\text{Eq. II-5})$$

Sachant que :

$K_{3,i}$, $K_{4,i}$, $K_{5,i}$, $K_{10,i}$: sont respectivement les rigidités de l'âme du poteau en traction, de la semelle du poteau en flexion, de la platine d'about en flexion et des boulons en traction.

Dans le cas où plusieurs rangées de boulons travaillent en traction, les rigidités équivalentes de toutes les rangées tendues sont regroupées en parallèle de façon que dans l'équation II-6 de la rigidité initiale, on n'introduit qu'un seul coefficient de rigidité équivalente.

$$K_t = \frac{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i}{h_t} \quad (\text{Eq. II-6})$$

Où :

K_i^* : est la rigidité efficace de la rangée i de boulons ;

h_i : est la distance entre le centre de compression et la rangée i de boulons.

En supposant que le centre de compression (Figure II-8) est situé au centre de la semelle comprimée de la poutre et en tenant compte de la position de chaque rangée de boulons (h_i), le bras de levier équivalent (h_t) est défini par :

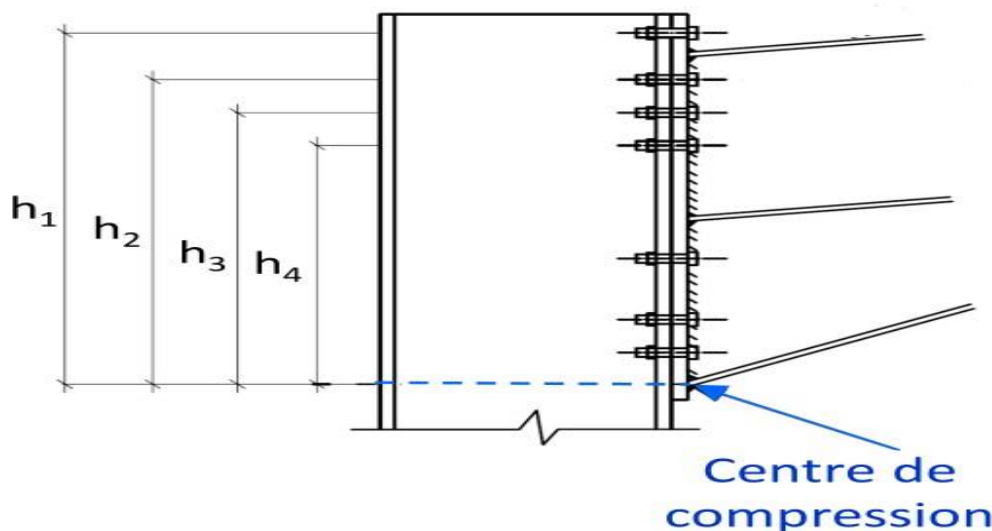


Figure II-8 : Centre de compression de la semelle de la poutre. [5]

$$h_t = \frac{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i^2}{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i} \quad (\text{Eq. II-7})$$

Sachant que :

h_t : la position du ressort final est située au niveau du centre de traction défini par le bras de levier.

K_i : le coefficient de rigidité de chaque composante.

$$K_{\emptyset} = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_t}} \quad (\text{Eq. II-8})$$

Où :

K_t : la combinaison des rigidités dépendant des rangées de boulons.

K_{\emptyset} : la rigidité en rotation du ressort pour l'assemblage entier.

Il convient de signaler que le coefficient de rigidité K_2 , qui représente l'âme comprimée du poteau, prend une valeur infinie en présence d'un raidisseur transversal d'âme comprimée. Par contre, le coefficient de rigidité K_1 qui traduit le cisaillement du panneau d'âme dépend de la configuration de l'assemblage et des conditions du chargement (chargement symétrique ou non).

La formule II-9 permet d'obtenir la rigidité initiale $S_{j,ini}$ de l'assemblage comme étant égale à :

$$S_{j,ini} = E K_{\emptyset} \quad (\text{Eq. II-9})$$

La somme des efforts de traction dans les boulons de la région tendue et l'effort de compression dans la région comprimée de l'assemblage sont égaux et de signes opposés lorsque l'assemblage est sollicité en flexion sans effort normal (Figure II-9), telles que :

$$M = F_{eq} \cdot h_t \quad (\text{Eq. II-10})$$

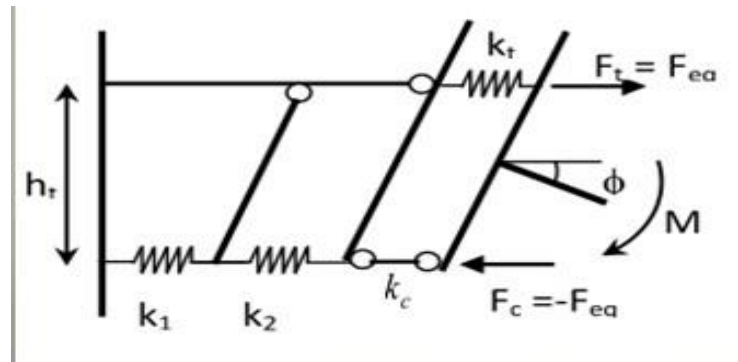


Figure II-9 : Efforts de traction et de compression dans l'assemblage. [7]

Par ailleurs, la rotation de l'assemblage due à la flexion est donnée par :

$$\phi = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{h_t} \quad (\text{Eq. II-11})$$

Avec :

Δ_t Allongement du ressort unique de rigidité k_t ;

Δ_c Raccourcissement du ressort représentant la zone comprimée de l'âme du poteau.

Les relations force-déplacement des deux ressorts, de rigidités équivalentes k_t (zone tendue) et k_c (zone comprimée), sont données par les expressions suivantes :

$$F_t = K_t E \Delta_T \quad (\text{Eq. II-12})$$

$$F_C = K_2 E \Delta_C \quad (\text{Eq. II-13})$$

Il est à noter que les déformations associées à la semelle et l'âme de la poutre en compression et l'âme de la poutre en traction sont supposées être incluses dans la déformation de la poutre. Elles ne contribuent pas à la flexibilité de la zone d'attache de l'assemblage.

II-5-2. Calcul du moment résistant:

Selon la capacité de déformation des rangées de boulons, Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ est pris comme le moment maximum de la courbe de comportement moment rotation (Figure II-10). Dans ce cas le moment résistant en flexion de l'assemblage est calculé par l'équation suivante :

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^{n_b} h_i F_{Rd,i} \quad (\text{Eq. II-14})$$

Avec :

$F_{Rd,i}$: Résistance de la rangée de boulons (i) soumise à la traction.

n_b : Nombre de rangées de boulons en traction.

h_i : Distance de la rangée de boulons (i) du centre de compression situé au milieu de l'épaisseur de la semelle comprimée de la poutre.

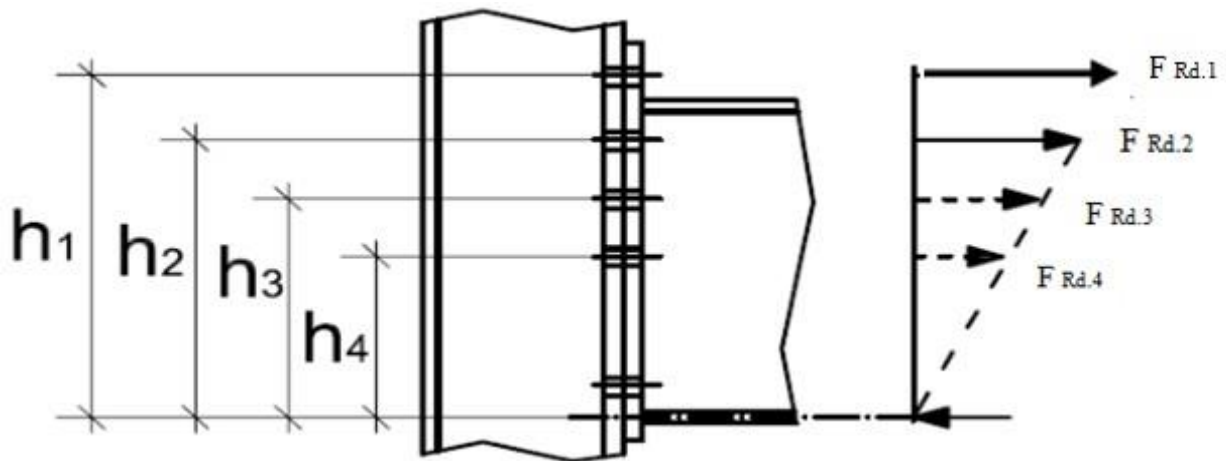


Figure II-10 : Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné. [5]

Le moment résistant $M_{j,Rd}$ de calcul peut être limité par la résistance de la semelle de la poutre ou l'âme du poteau (en situation de compression). Une vérification de celle-ci doit être effectuée sur la base de l'équation suivante:

$$\sum_{j=1}^m F_j = F_{c,Rd} \quad (\text{Eq. II-15})$$

Où :

m : Indice de la dernière rangée supposée soumise à un effort de traction ;

F_j : Effort de traction dans la rangée de boulon j ;

$F_{c,Rd}$: Résistance de calcul de la semelle comprimée de la poutre.

II-5-3. Comportement de la zone tendue d'assemblage (Tronçon en Té) :

II-5-3-1. Concept du tronçon en Té :

La déformation du tronçon en té est d'une part liée au comportement des boulons sollicités en traction et d'autre part, à l'état de déformation de la semelle ou de la platine sollicitée en flexion. Une caractéristique importante du comportement des tronçons en té est le développement de forces de levier sous la semelle. Ces forces secondaires, qui sont introduites dans les boulons en plus de la traction directe, peuvent provoquer une ruine prématurée. Une illustration du mécanisme de levier dans un tronçon en té est présentée dans la (Figure II-11). Pour une force F appliquée sur l'âme du tronçon, des forces de levier Q se développent en raison de la flexion de la semelle.

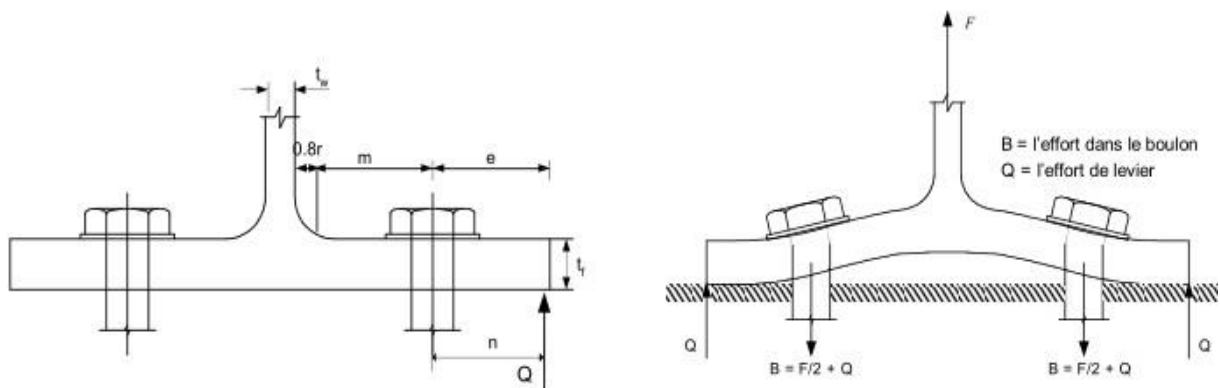


Figure II-11 : Mécanisme de levier dans un tronçon en Té. [19]

II-5-3-2. Modèle théorique du tronçon en T :

Dans le domaine plastique, trois modes de ruines sont envisagés (figure II-12). Ces modes de ruines sont conditionnés par la résistance de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction [14]. Ces trois modes de ruine sont représentés d'une manière simple par la ruine plastique de la platine (mode1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine des boulons (mode 3).

Le mode 1 : Correspond à la ruine du tronçon en té par formation d'un mécanisme plastique, avant que la ruine des boulons ne soit atteinte. Les lignes de plastification se forment au niveau des rangées de boulons et à la naissance des congés de raccordement.

Le mode 2 : Se rapporte à l'atteinte de la résistance des boulons alors que les lignes de plastification se sont déjà développées à la naissance du congé de raccordement entre la semelle et l'âme du tronçon.

Le mode 3 : S'apparente à la ruine des boulons. La rigidité importante des semelles du tronçon en té conduit à la séparation des plats sans apparition d'effort de levier.

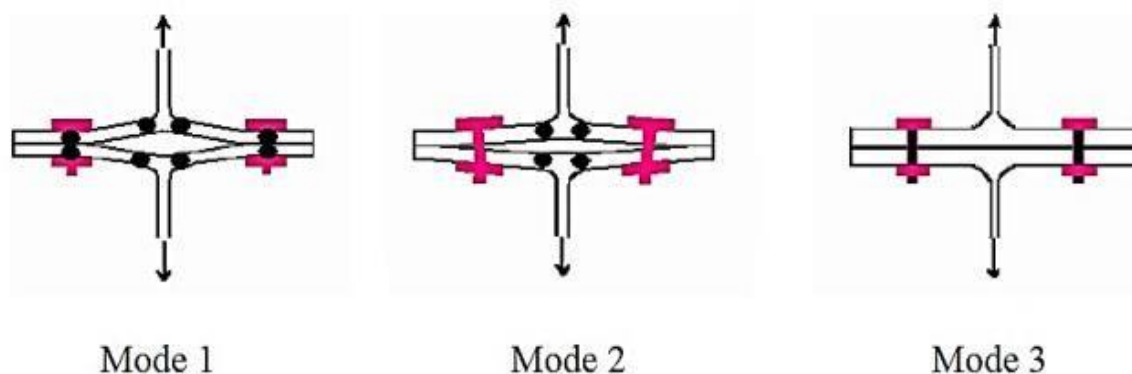


Figure II-12 : Mode de ruine du tronçon en T. [1]

a / Résistance du tronçon en Tté:

La résistance à considérer est celle donnée par la valeur minimale de ruine des trois modes $F_{Rd} = \min(F_{T,Rd1}, F_{T,Rd2}, F_{T,Rd3})$. Celles-ci sont données par les équations suivantes :

Mode 1 :

(Formule simplifiée)
$$F_{T,Rd1} = \frac{4M_p + 2M_{bp}}{m} \quad (\text{Eq. II-16})$$

Mode 2 :

$$F_{T,Rd2} = \frac{M_p + n \sum B_{t,Rd}}{m+n} \quad (\text{Eq. II-17})$$

Mode 3 :

$$F_{T,Rd3} = \sum B_{t,Rd} \quad (\text{Eq. II-18})$$

Où M_p et M_{bp} sont les moments plastiques de la semelle et de la contre-plaque.

b / Rigidité du tronçon en té:

Selon l'EC3, pour calculer la rigidité en rotation du tronçon en té d'une seule rangée de boulons, nous devons cumuler la contribution de la semelle du poteau (1er tronçon), de la platine d'extrémité (2eme tronçon) et des boulons avec leurs coefficients de rigidité associés en série. Nous en déduisons alors la rigidité de la rangée de boulons de la façon suivante :

$$K_{ini} = \frac{E}{\left[\frac{1}{K_f + K_p + K_b} \right]} \quad (\text{Eq. II-19})$$

Où K_f , K_p , K_b sont les rigidités de la semelle du poteau, de la platine d'about et des boulons.

III-1.Introduction:

Dans ce chapitre nous nous intéressons au dimensionnement de trois structures, à nœuds rigides, semi rigides et articulés, basé sur la norme européenne Eurocode 3 applicable aux structures métalliques constituées d'éléments de poutres et poteaux reliés entre eux par des assemblages boulonnés avec platine d'extrémité. Cette partie consiste en l'analyse de trois types d'assemblages dans le but de comparer leur niveau de performance et leur influence sur le dimensionnement et sur le comportement global des différentes structures soumises au même type de chargement. L'objectif final de notre travail est de montrer l'importance du choix du type d'assemblage poutre-poteau, de comparer les résultats obtenus en matière de poids total de la structure et de la quantité d'acier utilisée ainsi que des déplacements en têtes des portiques. Le dimensionnement et les vérifications nécessaires des structures ainsi que des assemblages étudiés ont été obtenues en utilisant le programme Autodesk Robot Version 2015 (Robot Structural Analysis Professional).

III-2.Présentation du programme Autodesk Robot et les étapes de modélisation:

Le logiciel Autodesk Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Ce logiciel permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, et comme dernière étape gérée par Robot.

Les caractéristiques principales du logiciel Autodesk Robot sont les suivantes :

- La définition de l'assemblage réalisé en mode entièrement graphique.
- La possibilité de calculer des assemblages et dimensionner des structures métalliques selon différentes normes (CM66 ;NF EN 1993-1-1 :2005.....).

Les figures III-1 à III-6 montrent les étapes de modélisation de la structure et des assemblages via le logiciel Robot Structural Analysis Professional.

Chapitre III Etude comparative entre structures à assemblages rigides, semi-rigides et articulés

En appuyant sur le choix **Etude d'un portique Plan**. C'est la première étape dans l'utilisation du logiciel Autodesk Robot. Il est de choisir le type de structure à étudier parmi les différents choix proposés (coque, étude d'un bâtiment, étude d'un portique spatial...etc.). Dans le cas de notre structure, nous choisissons le type spécifié (Figure III-1), lequel est le portique à deux dimensions 2D. De plus, le programme nous donne les options appropriées pour étudier ce type de structures.

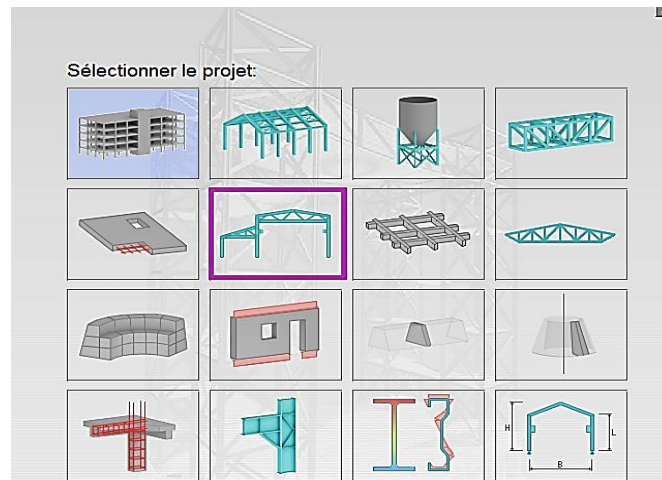





Figure III-1: Interface de programme Autodesk robot

Pour la modélisation du portique d'une seule travée et à trois étages, en appuyant sur  pour dessiner des lignes de construction virtuelles pour introduire les axes de dimensions plans suivant X et Y. Nous dessinons les différents membres de la structure en appuyant sur le choix barres , Ensuite en choisissant le type d'appuis des pieds de poteaux , soit encastrés. Finalement, la dernière étape à savoir de choisir les sections de pré dimensionnements en principe.

Le programme nous propose les différentes sections de profilé des barres. Comme la montre Figure III-2.

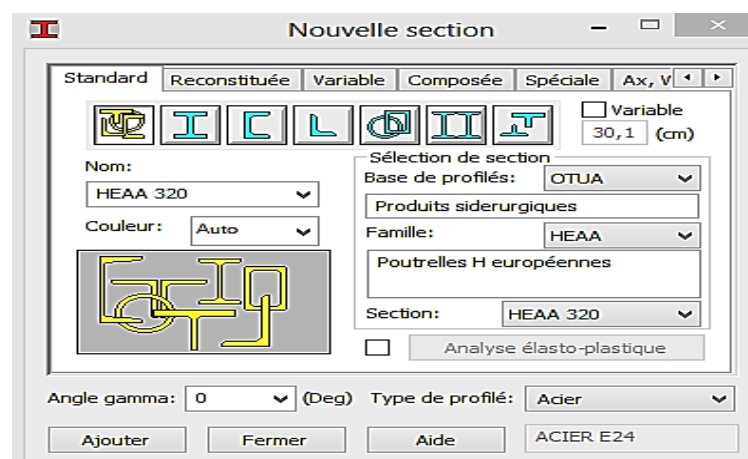


Figure III-2: Profilés des barres

Chapitre III Etude comparative entre structures à assemblages rigides, semi-rigides et articulés

La dernière étape nous avons fait, il s'agit de définir les assemblages de nos portiques d'un maniement très simple, le module assemblage acier de Autodesk Robot, nous donne la main de calculer et de vérifier les différents assemblages, le module sert à générer un assemblage acier entre un poteau et une poutre à l'aide d'une platine d'about. En suivant les étapes citées ci-dessous et illustré par la figure III-5: Sur le menu: **Dimensionnement** en cliquant sur **Dimensionnement Assemblages acier** ensuite en appuyant le choix **Assemblage**. Pour créer un nouveau assemblage en sélectionnant sur la poutre et le poteau souhaité en suite en sélectionnant le choix **Nouvel assemblage pour les barres sélectionnées**.

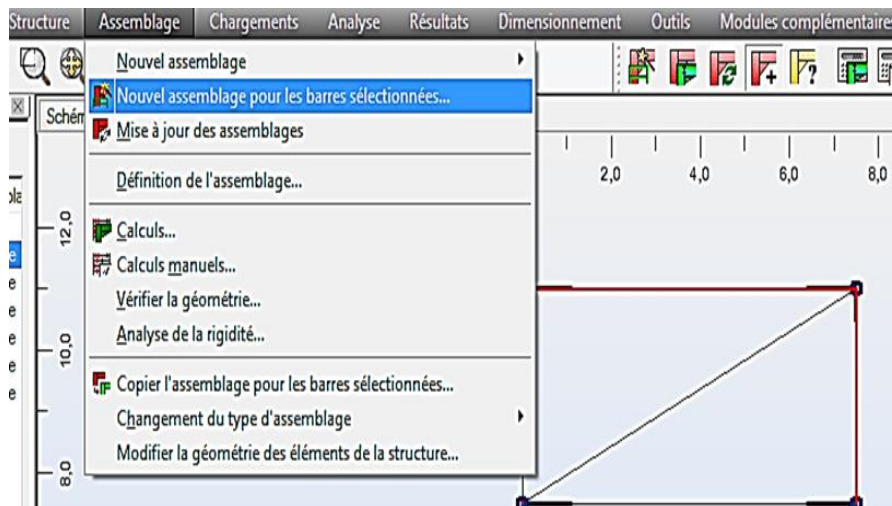


Figure III-5: Définition des assemblages du portique

Sur le ruban latérale gauche **Gestionnaire d'assemblage acier**¹ 0.94 2 Poutre-poteau (aile) double cliquant sur l'assemblage souhaité pour définir les propriétés d'assemblage. Parmi les propriétés afficher dans la figure III-6 dont (raidisseur de poteau, géométrie, platine, jarret...), on peut manipuler d'une manière interactive jusqu'à tombant sur la configuration des assemblages souhaité, on peut visionner les résultats obtenues sous une note de calcul détaillé.

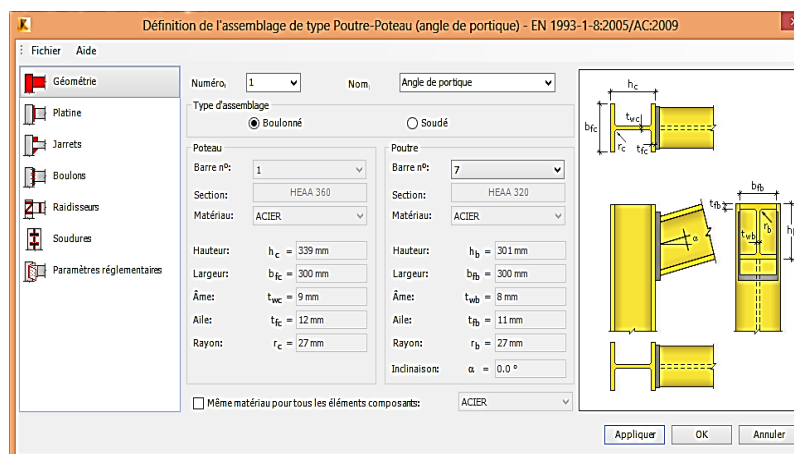


Figure III-6: Définition de l'assemblage de type poutre-poteau.

III-3. Dimensionnement et vérification des structures: [16]

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est particulièrement importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et d'élançements importants.

Nous nous proposons donc d'examiner successivement les deux principaux phénomènes d'instabilité (flambement et déversement).

III-3-1. La vérification au flambement selon l'Eurocode 3 :

Le risque de flambement n'est à considérer que si l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ est supérieur à 0.2, la longueur de flambement l_k d'un élément est déterminée en fonction de sa longueur minimale l_0 . Il convient de calculer à partir de l'équation III-1 les facteurs de distribution de rigidité n_1 et n_2 respectivement en tête et en pied du poteau (Figure III-7).

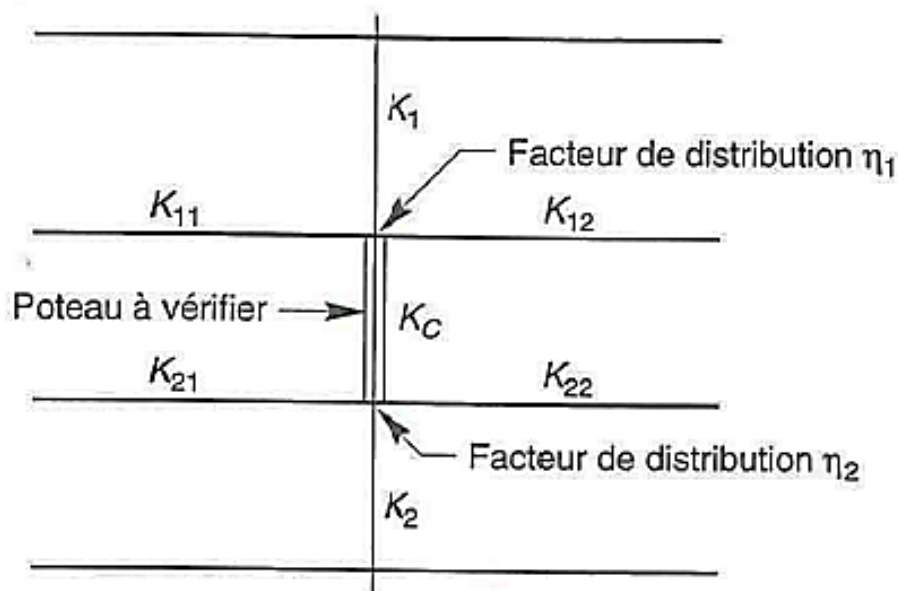


Figure III-7: Facteurs de distribution de rigidité.

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad \eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (\text{Eq.III-1})$$

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A A \frac{f_y}{N_{cr}} \right]^{0.5} \quad (\text{Eq.III-2})$$

K_c : Rigidité du poteau $\frac{I}{l_0}$.

K_1 et K_2 : Rigidité des poteaux adjacents.

K_{ij} : Rigidité des poutres associées au nœud considéré.

N_{cr} : Est l'effort axial critique élastique pour le mode de flambement approprié.

Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction pour le flambement χ en fonction de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ (Figure III-8).

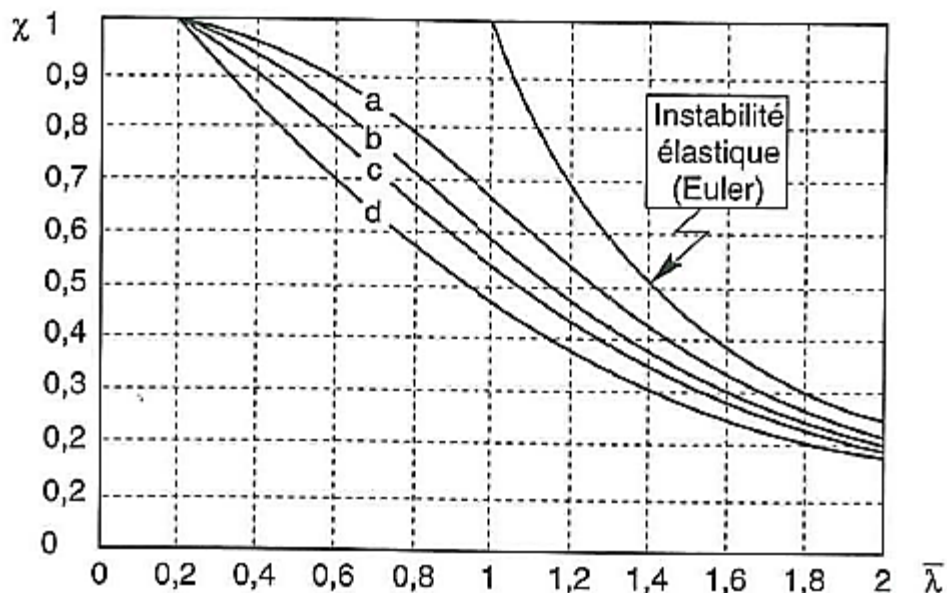


Figure III-8: Les courbes de flambement.

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à diverses conditions, selon la classe de leur section transversale.

III-3-2. La vérification du déversement selon EC3:

Le déversement des pièces fléchies est le second phénomène d'instabilité élastique après le flambement avec lequel il présente une analogie certaine (figure III-9).

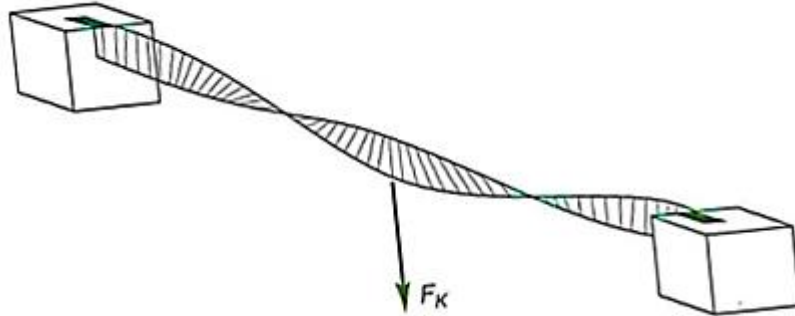


Figure III-9 :Poutre présentant le phénomène de déversement.

Une poutre est prémunie contre tout risque de déversement si le moment de flexion maximal M_f est inférieur au moment ultime de déversement et la vérification est donnée par la formule III-3.

$$M_f \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{Eq.III-3})$$

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement. Lorsque $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, il est inutile de prendre en compte le déversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right) \right]}} \quad (\text{Eq.III-4})$$

c_1 : Facteur dépendant des conditions de charge.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \quad (\text{Eq.III-5})$$

III-3-3.Organigrammes de vérification:

Les organigrammes de vérification établis pour les principaux cas de sollicitations conformément aux prescriptions de l'Eurocode 3 sont donnés dans les figures III-10, III-11 et III-12:

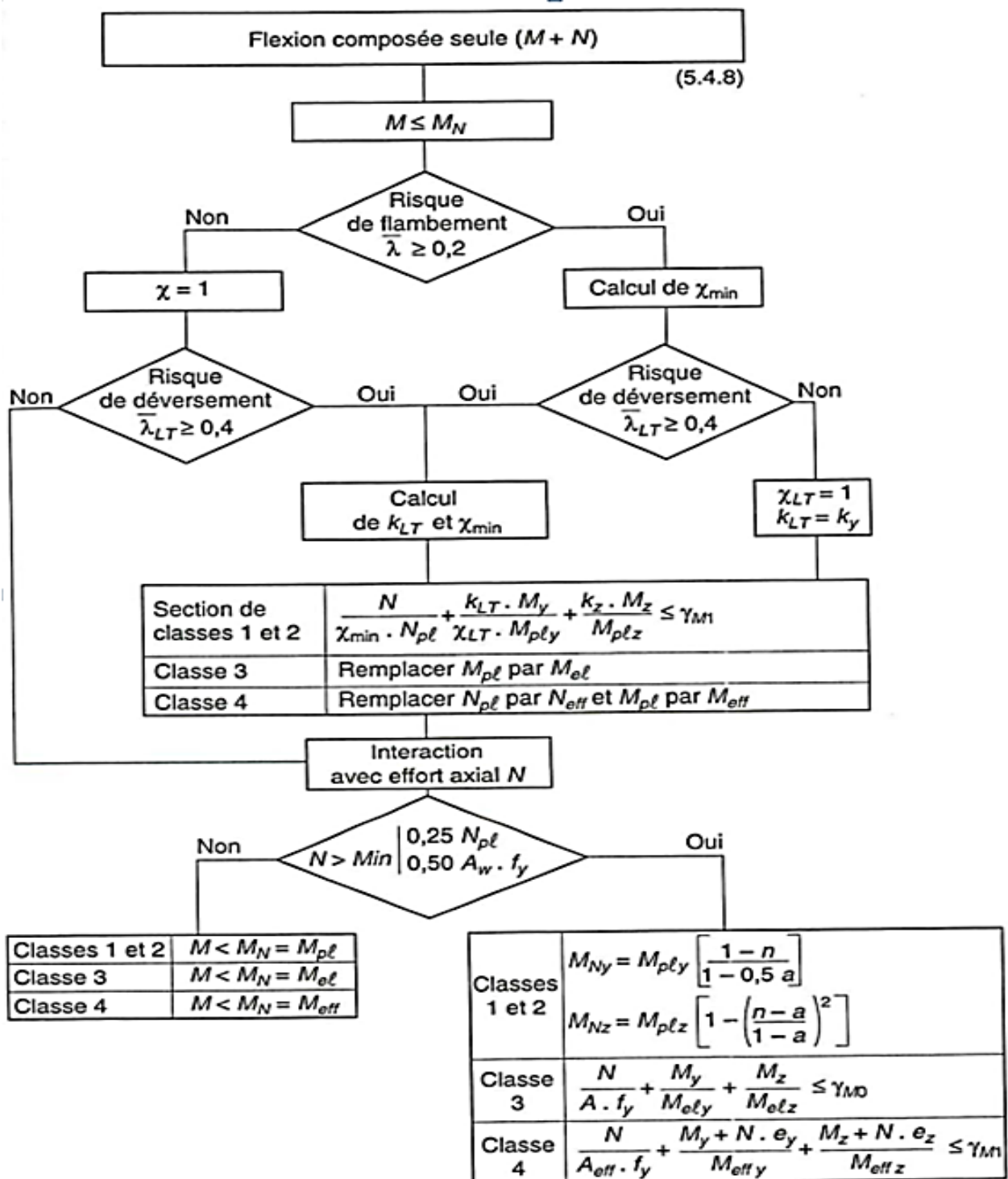


Figure III-10. :Algorithme général pour vérifier la flexion composée.[16]

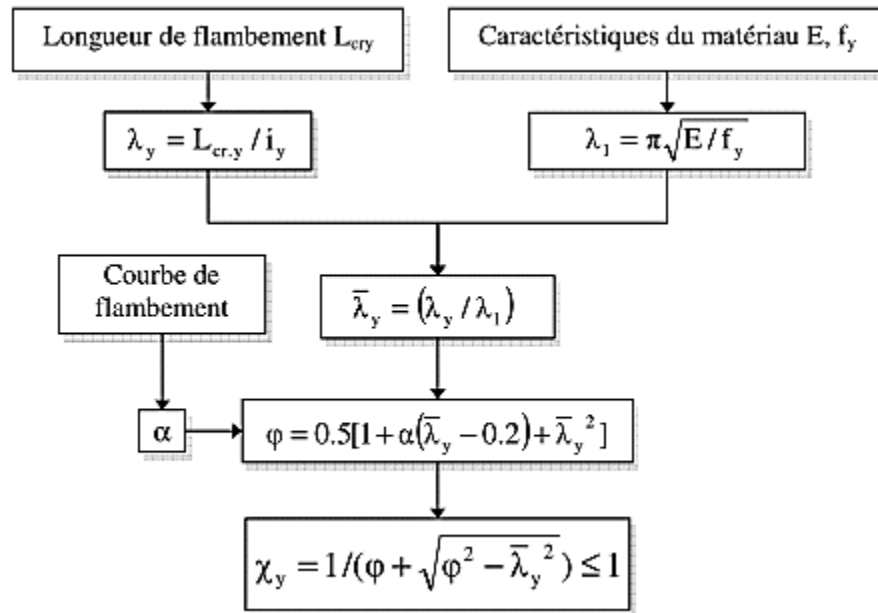


Figure III-11. :Algorithme de calcul du coefficient de réduction χ . [24]

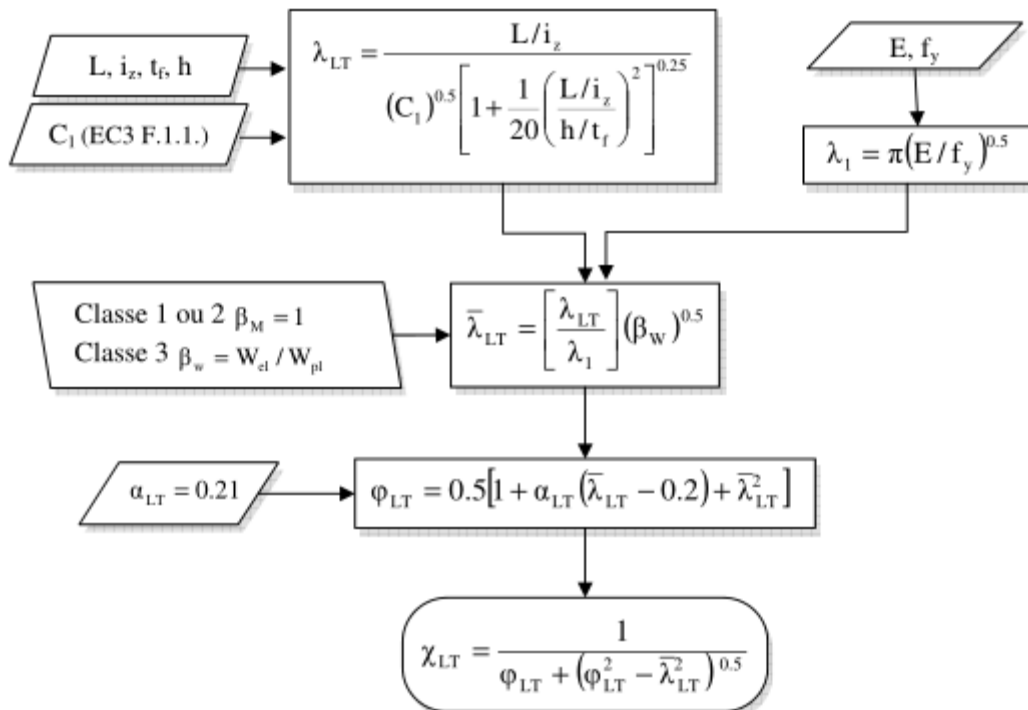


Figure III-12. :Algorithme de calcul du coefficient de réduction χ_{LT} . [24]

La vérification des structures étudiées vis-à-vis des phénomènes d'instabilité est faite par Autodesk Robot. Un exemple de note de calcul de vérification est donné dans l'annexe B.

III-4. Analyse des structures à nœuds rigides, semi-rigides et articulés:

III-4-1. Description de l'ossature:

La structure qui fait l'objet de notre étude est une ossature plane comportant trois étages et une seule travée. La portée des poutres mesurée entre axes des poteaux est de 7,5 (m). La hauteur à partir du pied de poteau jusqu'à l'axe de la poutre de plancher est de 4 (m) et celle depuis l'axe de la poutre de plancher jusqu'à celui de la poutre sous toiture est de 7 (m)(deux niveaux). On admettra que chacun des poteaux est encastré à son pied, (figure III-13).

Les assemblages sont considérés comme des assemblages d'angles droits avec une forme rectangulaire des portiques. Des charges permanentes et d'exploitation sont appliquées avec des charges horizontales au niveau des nœuds de la structure. Le module d'élasticité de l'acier est de 210000 (Mpa) et la résistance élastique est de 235 (MPa). La densité est de 77000(N/ m³).

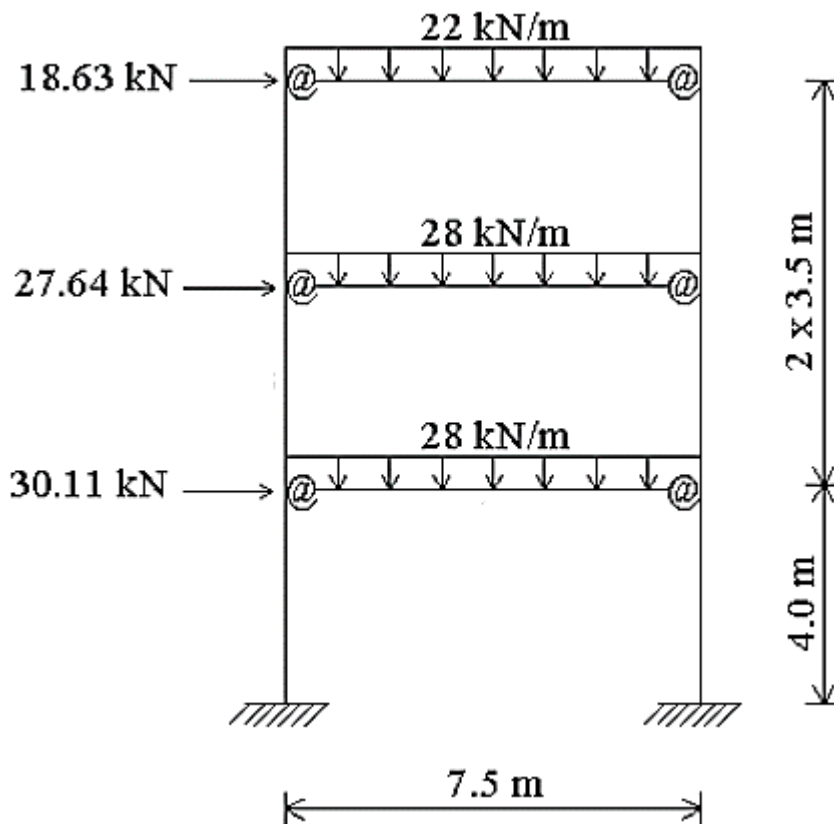


Figure III-13: Portique de trois niveaux, une seule travée.[20]

III-4-2. Etude du portique rigide sans configuration d'assemblage:

Le portique de trois étages et une seule travée avec une rigidité initiale infinie des liaisons poutre-poteau (rigide par défaut) est sollicité par des charges verticales uniformément réparties et des charges horizontales concentrées aux nœuds comme le montre la figure III-14. Le tableau III-1 présente les sections optimales des éléments poutres et poteaux obtenues après calcul et vérification de la structure analysée par le logiciel Autodesk robot.

Tableau III-1: Sections optimales des éléments du portique rigide obtenues après analyse

Numéros des Eléments	Profilé	Section (cm²)
Poteaux 1,2	HE340AA	100.5
Poteaux 3,4	HE300AA	88.9
Poteaux 5,6	HE280AA	78
Poutre 7	HE400AA	117.7
Poutre 8	HE340AA	100.5
Poutre 9	HE300AA	88.9

La figure III-14 est extraite de notre simulation faite via le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis V.2015. Cette figure (III-14) représente le schéma du portique plane de trois étages, avec une rigidité initiale infinie des liaisons poutre-poteau (rigide par défaut). La hauteur de 1^{er} niveau est de 4 (m) et celle des niveaux 2 et 3 est de 3.5(m) avec une seule travée de 7.5 (m).

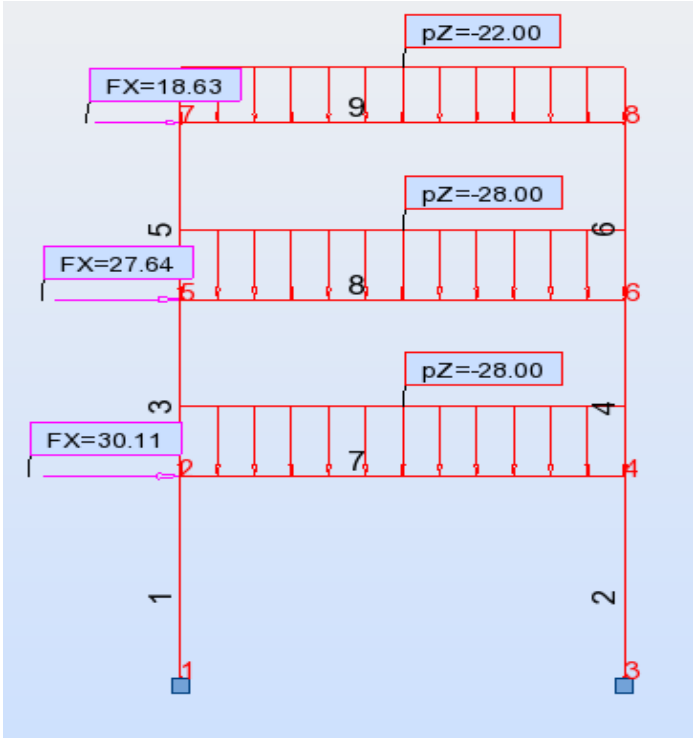


Figure III-14: Portique rigide a trois étages et une seule travée.

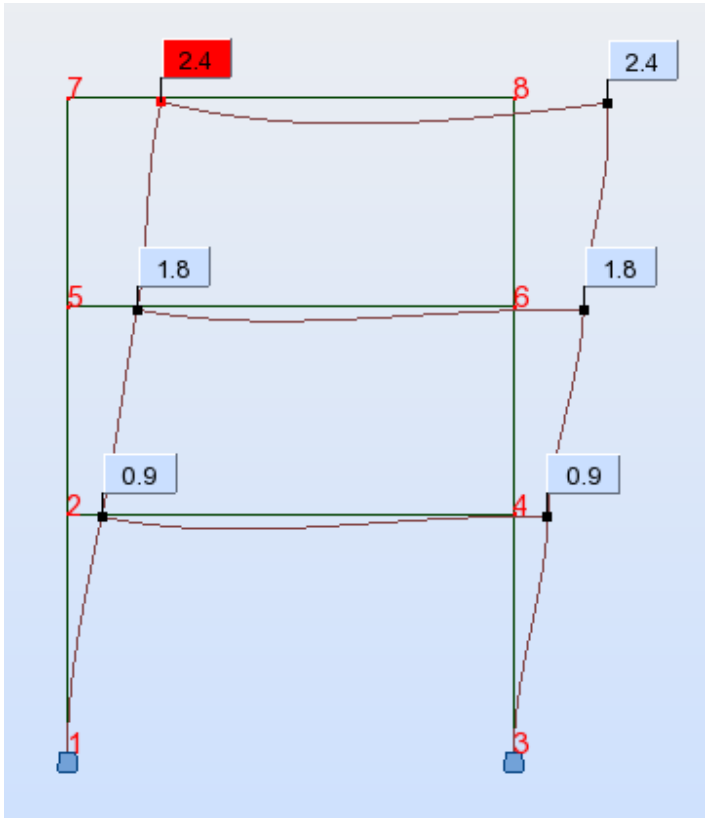


Figure III-15.a: Déformation du portique rigide à trois étages et une seule travée sous Autodesk Robot Structurale Analysis.

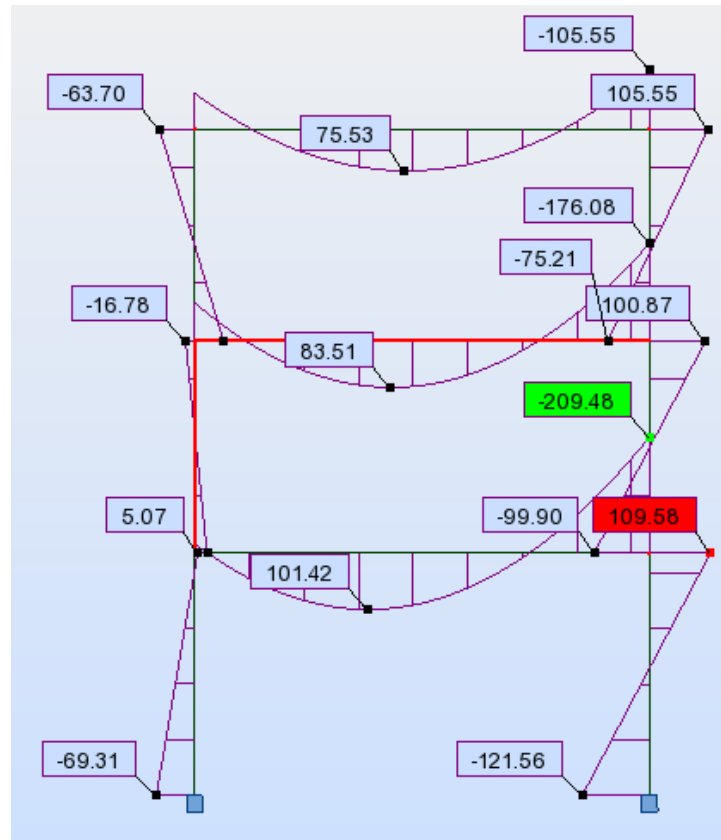


Figure III-15.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas rigide.

La figure III-15.a représente la déformée globale de la structure ainsi que le déplacement maximal en tête de portique. La figure III-15.b montre les diagrammes des moments fléchissant ainsi que les moments maximaux aux extrémités et en travées des poutres. On peut constater d'après la figure III-15.a que le déplacement maximal au nœud8 (tête du portique) est de 2.4 (cm). D'après la figure III-15.b, on peut constater que le moment maximal sur appuis des poutres se trouve au nœud 4 et qui est de -209.48 (KN.m). Le moment maximal en travées vaut 101.42 (KN.m) sur la poutre n° 7.

III. 4-3. Etude du portique rigide avec configuration del'assemblage :

Le même portique étudié précédemment (figure III-14), dans lequel nous avons substitué la liaison poutre-poteau supposée rigide par défaut, par un type d'assemblage classé comme rigide avec une configuration bien déterminée (une platine d'extrémité renforcée par des raidisseurs). Les rigidités initiales obtenues pour chaque type d'assemblage utilisé pour ce cas de portique et qui sont présentés dans le tableau III-2 montrent qu'il s'agit bien d'assemblages rigides. Le but de

considérer ce type de portique est d'analyser l'influence du degré de rigidité sur la réponse globale du portique et faire une comparaison avec celle obtenue avec des assemblages rigides par défaut.

Tableau III-2: Classification par rigidité des différents assemblages.

Nœuds	Rigidité initiale Sj.ini (KN.m)	Limite inférieure pour un assemblage rigide Sj.rig (KN.m)
2	81 746,25	70004,7
4	202482,76	70004,7
5	54167,70	43797,15
6	155691,03	43797,15
7	37 235,12	30921,18
8	45 404,71	30921,18
Sj.rig < Sj.ini		

La figure III-16 montre le portique analysé qui est composé de trois étages et une seule travée de mêmes dimensions que le portique analysé précédemment. Les assemblages sont du type rigide (une platine d'extrémité renforcée par des raidisseurs). La figure III-17 montre une simulation en 3D de l'un des assemblages rigides utilisés dans cette étude et qui est obtenue par Autodesk Robot Structural Analysis. Les sections optimales des poteaux et des poutres retenues après analyse et vérification établies par le logiciel de calcul sont données dans le tableau III-1. Le portique est soumis au même chargement que celui du portique étudié dans le cas précédent.

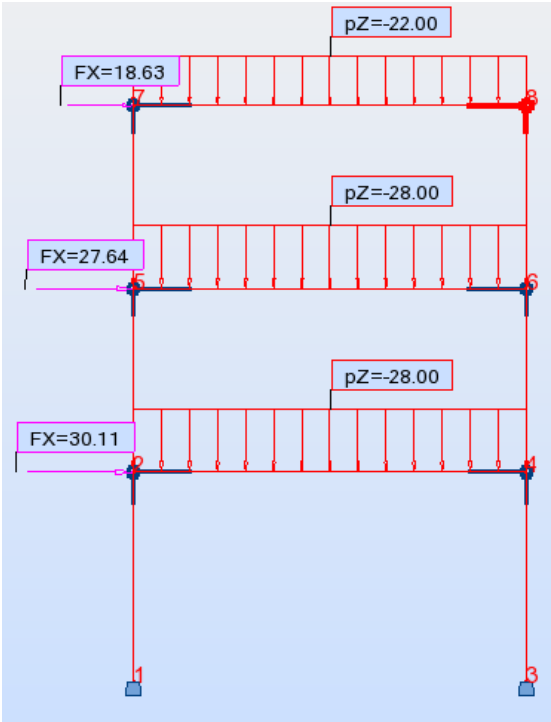


Figure III-16: Portique de trois étages et une seule travée avec assemblages rigides.

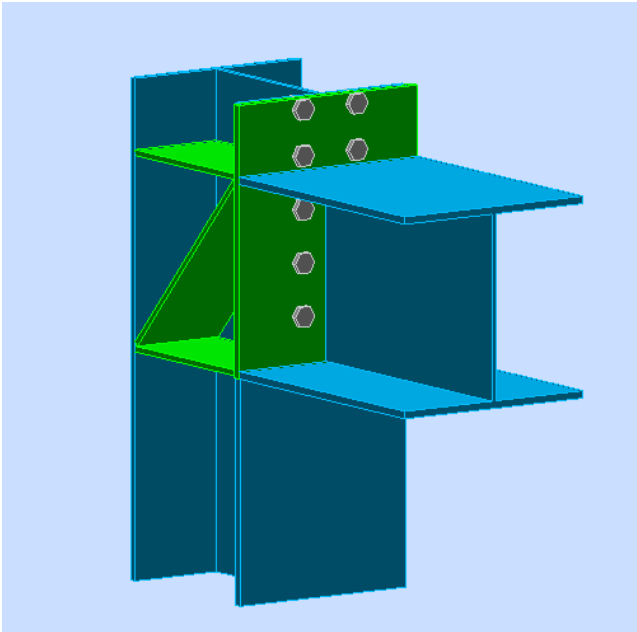


Figure III-17: Simulation en 3D de l'assemblage rigide

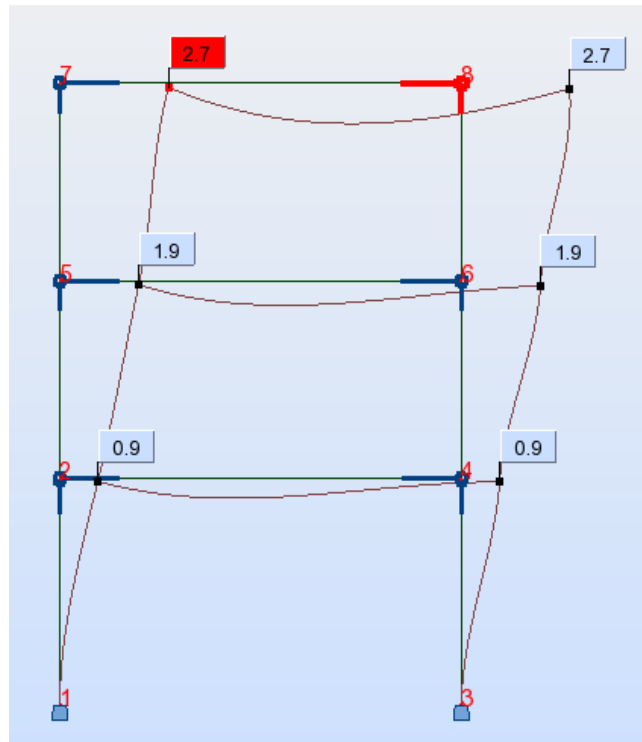


Figure III-18.a: Déformation du portique de trois étages et une seule travée avec assemblages rigides sous Autodesk Robot Structural Analysis.

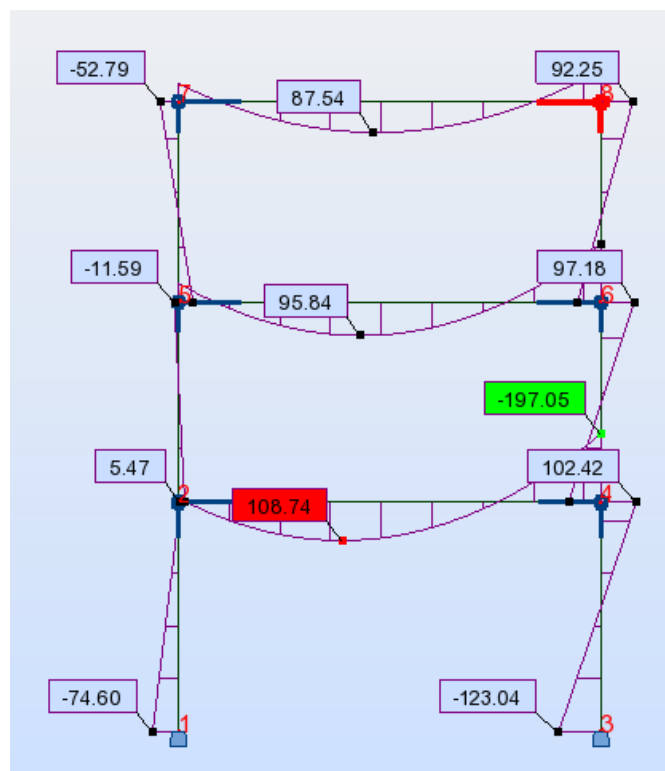


Figure III-18.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblages rigides.

Les figures III-18.a et III-18.b représentent la déformée globale du portique, le déplacement maximal en tête de portique ainsi que les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas du portique avec assemblages rigides par platines d'extrémités boulonnées. Le déplacement en tête du portique (nœud 8) est de 2.7 (cm) et d'après la figure III-18-b, on constate que le moment maximal sur appuis, au nœud 4 est de -197.05 KN.m et que le moment maximal en travée est de 108.74KN.m sur la poutre n° 7.

III.4- 4.Etude du portique avec configuration d'assemblage semi-rigide de type I:

Le portique de trois étages et une seule travée avec la configuration des assemblages semi-rigides est sollicité par des charges verticales uniformément réparties et des charges horizontales concentrées aux nœuds comme le montre la figure III-19. Le tableau III-3 présente les sections optimales des éléments de poutres et de poteaux du portique obtenues après dimensionnement et vérification selon l'Eurocode 3 par le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis .

Tableau III-3: Sections optimales des éléments du portique avec assemblages semi-rigides.

Numéros des Eléments	Profilé	Section (cm²)
Poteaux 1,2	HE320AA	94.6
Poteaux 3,4	HE260AA	69
Poteaux 5,6	HE240AA	60.4
Poutre 7	HE360AA	106.6
Poutre 8	HE340AA	100.5
Poutre 9	HE300AA	88.9

Le même portique étudié précédemment (cas rigide) de la figure III-16 est considéré, dans lequel nous avons substitué les assemblages rigides (platine d'extrémité renforcée par des raidisseurs), avec un autre type d'assemblages semi-rigides (platine d'extrémité avec raidisseurs des poteaux). Les rigidités initiales obtenues par dimensionnement et vérification pour tous les assemblages poutre-poteau utilisés pour ce cas de portique sont présentés dans le tableau III.4. La note de calcul pour la vérification de ce type d'assemblage est donnée dans l'annexe A.

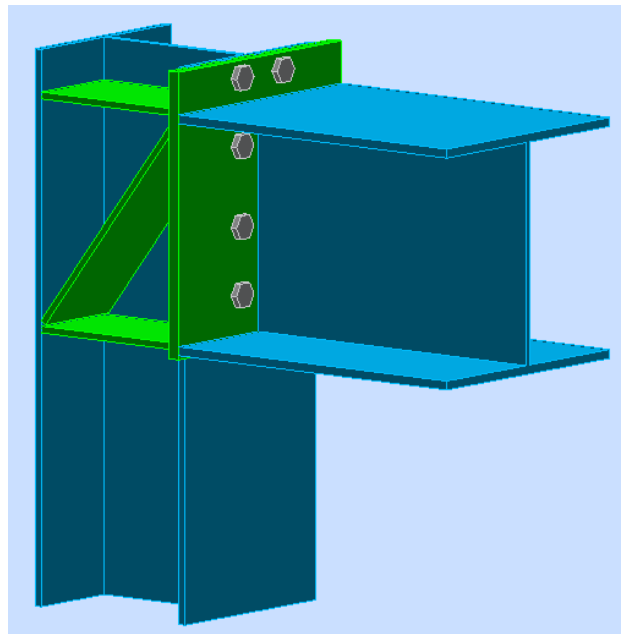


Figure III-19: Simulation en 3D de l'assemblage semi-rigide

Dans le cas d'un assemblage semi-rigide (platine d'extrémité avec raidisseurs de poteaux) de type I, la figure III-19 montre une simulation en 3D de l'un des assemblages semi-rigides utilisés dans cette partie et qui est obtenue par calcul et vérification sur Autodesk Robot Structural Analysis. On peut constater d'après les résultats du calcul des rigidités initiales données dans le tableau III-4 que tous les assemblages poutre-poteau de ce type de portique sont classés comme des liaisons semi-rigides.

Tableau III-4: Classification par rigidité des assemblages du portique de type I.

Nœuds	Rigidité initiale Sj.ini (KN.m)	Limite supérieure pour un assemblage semi-rigide Sj.rig (KN.m)
2	30890,45	51603,78
4	35659,07	51603,78
5	29412,18	43797,15
6	30428,92	43797,15
7	20478,11	30921,18
8	23175,80	30921,18
$Sj.pin \leq Sj.ini < Sj.rig$		

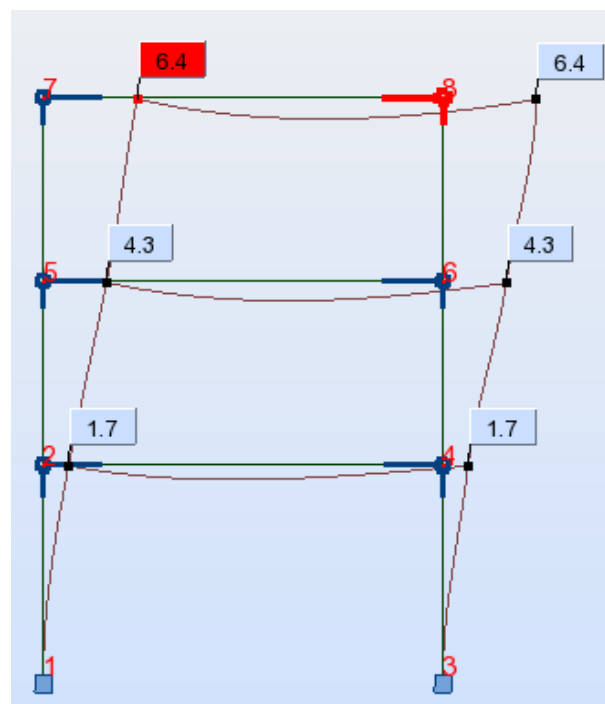


Figure III-20.a: Déformation du portique avec assemblage semi-rigide de type I sous Autodesk Robot Structurale Analysis.

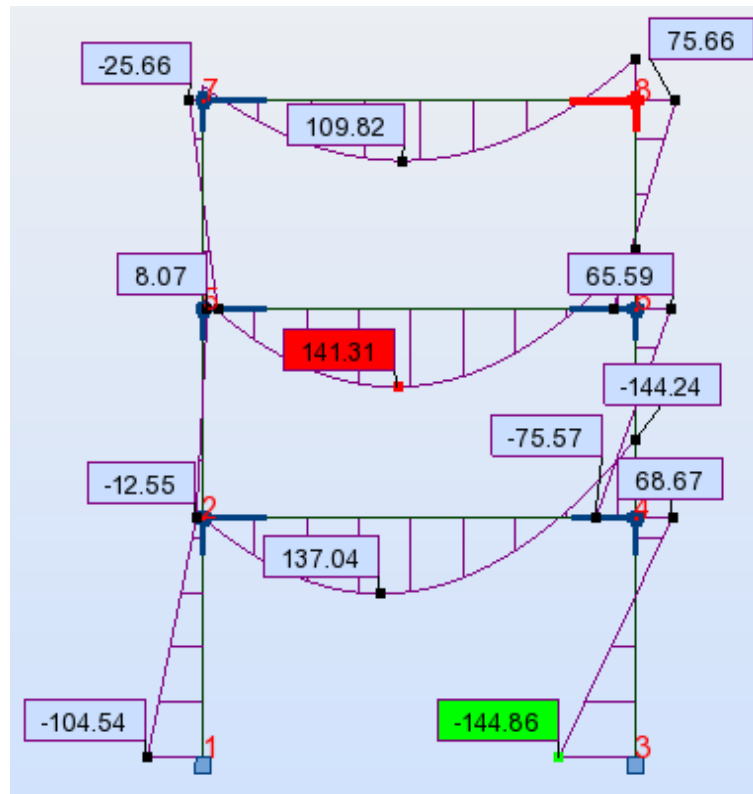


Figure III-20.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblage semi-rigide de type I.

Les figures III-20.a et III-20.b représentent le déplacement maximal en tête de portique et les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas d'un portique avec la configuration des assemblages semi-rigide de type I. Le déplacement au nœud 8 (tête du portique) est égal à 6.4 (cm) et d'après la figure III-20.b on peut constater que le moment maximal sur appuis, au nœud 3 vaut 144.86 KN.m et que le moment maximal en travées est de 141.31 KN.m sur la poutre n° 8.

IV. III-4-5. Etude du portique avec configuration d'assemblage semi-rigide de type II:

Le même portique est conçu dans cette étude avec une nouvelle configuration d'assemblages poutre-poteau semi-rigide de type II différente du type I étudié précédemment. L'assemblage est réalisé dans ce cas avec une platine d'extrémité non débordante sans raidisseurs d'âme du poteau (figure III-21). Les rigidités initiales calculées pour chaque liaison poutre-poteau utilisé pour ce cas de portique sont présentées dans le tableau III-5.

Tableau III-5: Classification par rigidité des assemblages du portique de type II.

Nœuds	Rigidité initiale Sj.ini (KN.m)	Limite supérieure pour un assemblage semi-rigide Sj.rig (KN.m)
2	15961,37	51603,78
4	16084,36	51603,78
5	9488,84	43797,15
6	13957,81	43797,15
7	9362,49	30921,18
8	10227,34	30921,18
$Sj.pin \leq Sj.ini < Sj.rig$		

Dans le cas du portique avec assemblages semi-rigides (platine d'extrémité sans raidisseurs de poteaux) de type II, la figure III-21 montre une simulation en 3D de l'un de ces assemblages semi-rigides utilisés dans cette partie et qui est obtenue par Autodesk Robot Structural Analysis.

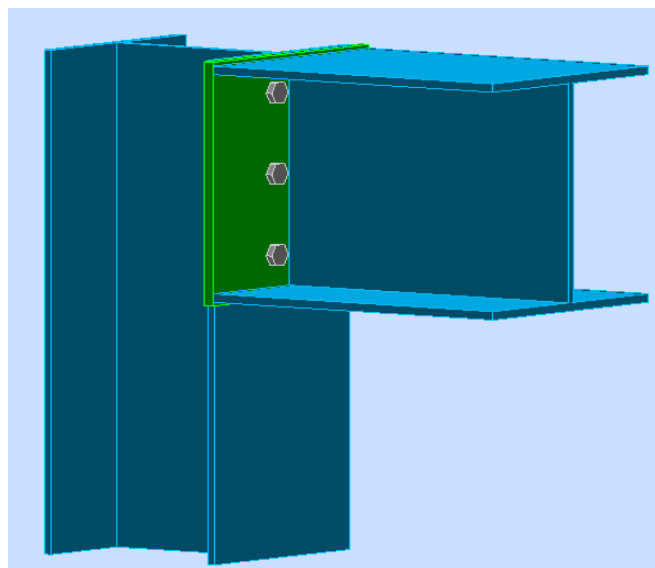


Figure III-21: Simulation en 3D de l'assemblage semi-rigide.

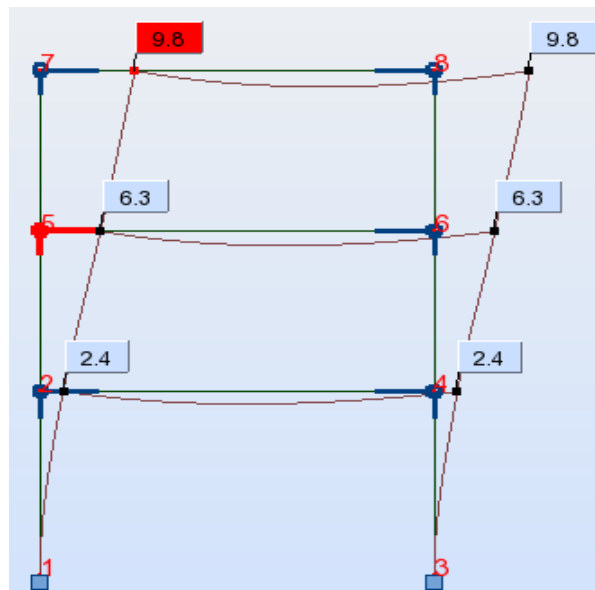


Figure III-22.a: Déformation du portique avec assemblage semi-rigide de type II sous Autodesk Robot Structurale Analysis.

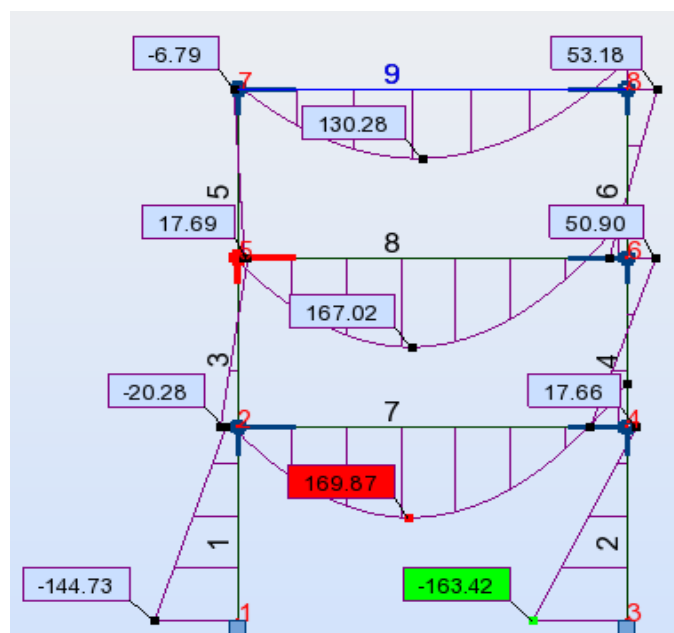


Figure III-22.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblage semi-rigide de type II

Les figures III-22.a et III-22.b montrent le déplacement maximal en tête de portique et les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas du portique avec assemblages semi-rigides de type II. Le déplacement au nœud 8 (tête du portique) présenté dans la figure III-22.a est de 9.8 (cm) et d'après la figure III-22.b, on constate que le moment maximal sur appuis (nœud

3) vaut -163.42 (kN.m) et que le moment maximal en travées est de 169.87 (KN.m) et se trouve sur la poutre n° 7.

III-4-6. Etude du portique avec liaisons poutre-poteau parfaitement articulées (sans configuration d'assemblage):

Le portique de trois étages et une seule travée avec les liaisons poutre-poteau (articulées par défaut), est sollicité par des charges verticales uniformément réparties et par des charges horizontales concentrées aux nœuds comme le montre la figure III-16. Afin de stabiliser le portique horizontalement sous l'effet des charges latérales appliquées, des palées de stabilités sont prévues tout le long de la hauteur pour ce type de portique. Le tableau III-6 présente les sections optimales obtenues après dimensionnement des éléments poutre-poteau utilisés.

Numéros des Eléments	Profilé	Section (cm²)
Poteaux 1,2	HE360AA	106.6

Tableau III-6: Sections optimales des éléments du portique avec assemblages articulés

Poteaux 3,4	HE280AA	78.02
Poteaux 5,6	HE220AA	51.5
Poutre 7	HE320AA	94.6
Poutre 8	HE320AA	94.6
Poutre 9	HE320AA	94.6
Palée de stabilité 10	CAIP 50x30x6	4.48
Palée de stabilité 11	CAIP 35x20x4	2.06
Palée de stabilité 12	CAIP 50x30x6	4.48

La figure III-23 est extraite de notre simulation faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis V.2015. Elle représente un schéma du portique plan avec des liaisons poutre-poteau (articulées par défaut), contreventé par une palée de stabilité en forme de N. Les dimensions en plan du portique ainsi que le chargement sont les mêmes que ceux des portiques analysés précédemment. Après analyse du portique contreventé, les sections optimales des poteaux et des poutres obtenues sont données dans le tableau III-6.

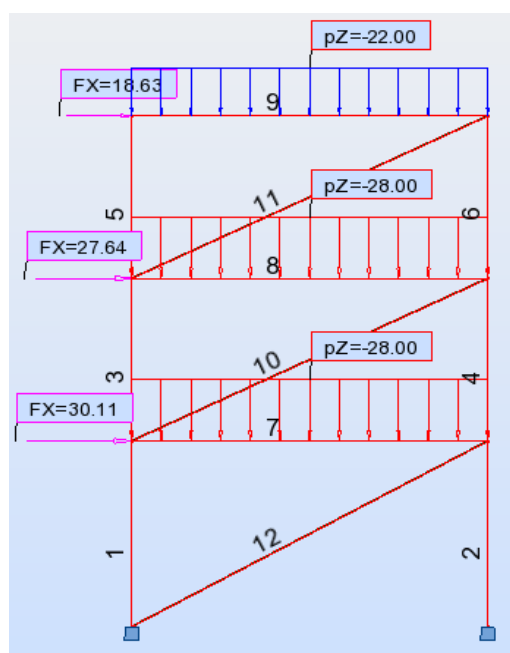


Figure III-23: Portique parfaitement articulé aux nœuds avec présence d'un système de contreventement

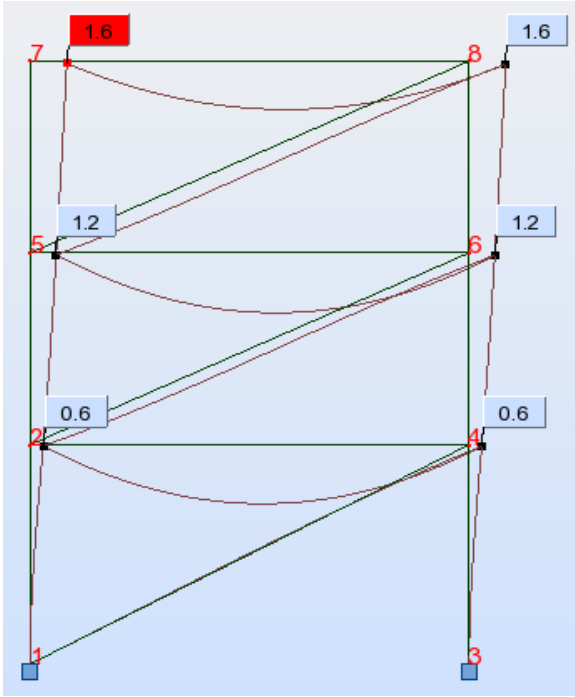


Figure III-24.a: Déformation du portique parfaitement articulé sous Autodesk Robot Structurale Analysis.

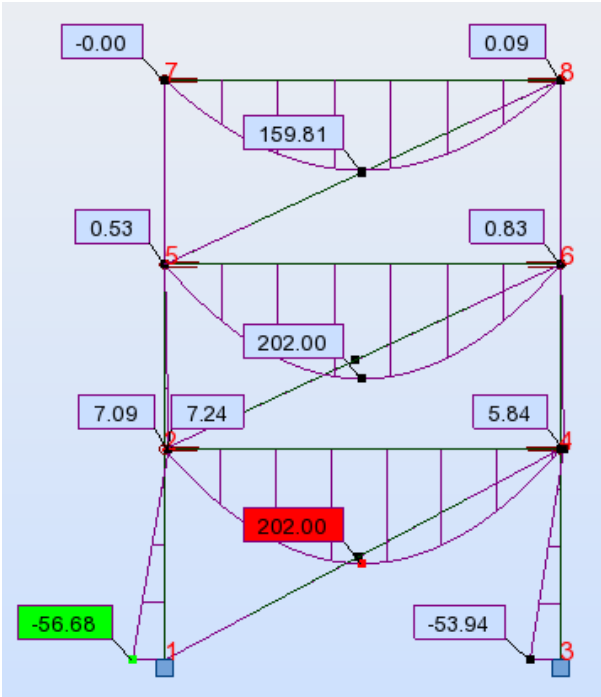


Figure III-24.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas parfaitement articulé

Le déplacement maximal en tête de portique et les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas du portique avec liaisons poutre-poteau articulées (articulées par défaut) sont montrées dans les figures III-24.a et III-24.b. Le déplacement au nœud 8 (tête du portique) est de 1,6 (cm) et on peut constater d'après la figure III-24.b, que le moment maximal sur appuis, au nœud (1) est de -56,68 (KN.m) et que le moment maximal en travées vaut 202,00 (KN.m) sur la poutre n° 7.

III-4-7. Etude du portique avec liaisons poutre-poteau articulées (avec configuration d'assemblage):

Un autre portique contreventé par une palée de stabilité verticale en forme de N avec des liaisons poutre-poteau réalisées avec des assemblages considérés comme articulés est analysé dans ce cas. Les dimensions en plan du portique ainsi que le chargement sont les mêmes que les cas précédents. Les rigidités initiales obtenues pour toutes les liaisons poutre-poteau pour ce cas de portique sont présentées dans le tableau III-7.

Tableau III-7: classification des assemblages par rigidité.

Nœuds	Rigidité initiale Sj.ini (KN.m)	Limite supérieure pour un assemblage articulé Sj.pin (KN.m)
2	2257,19	2302,64
4	2056,33	2302,64
5	1829,70	2302,64
6	2053,59	2302,64
7	1750,81	2302,64
8	1176,53	2302,64
Sj.ini < Sj.pin		

Chapitre III Etude comparative entre structures à assemblages rigides, semi-rigides et articulés

La figure III-25 montre une simulation en 3D de l'un des assemblages articulés (platine d'extrémité non débordante boulonnée), utilisés dans cette étude et qui est obtenue par Autodesk Robot Structural Analysis.

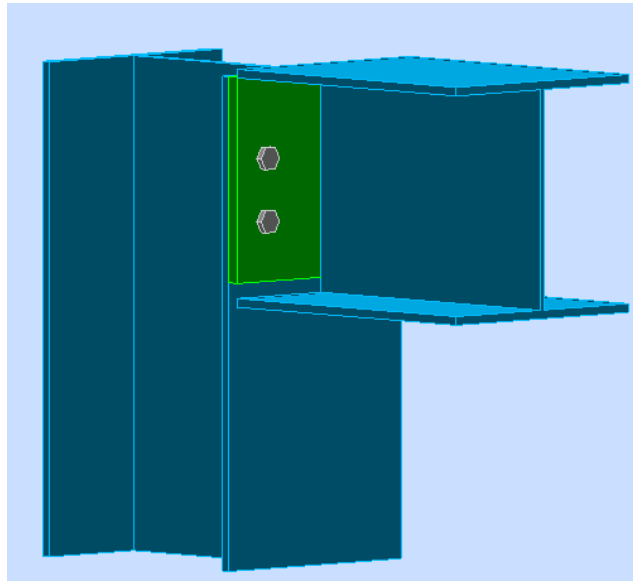


Figure III-25: Simulation en 3D de l'assemblage articulé.

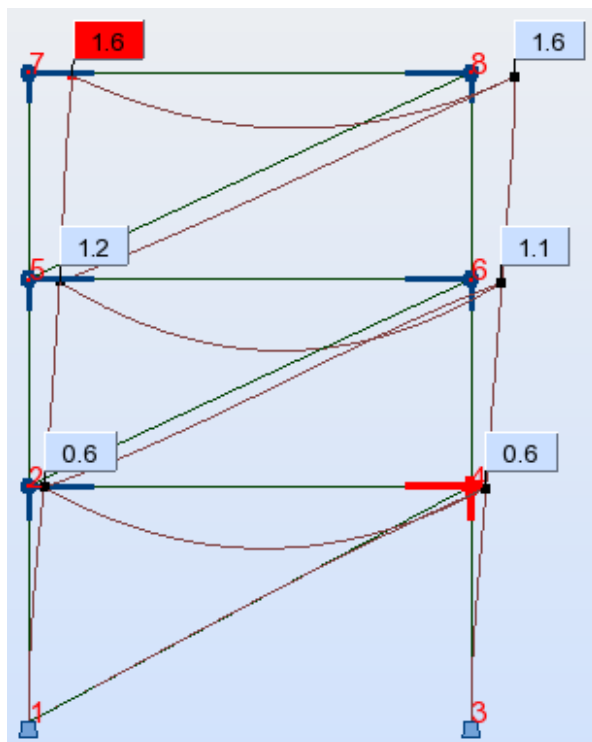


Figure III-26.a: Déformation du portique contreventé avec assemblages articulés sous Autodesk Robot Structurele Analysis.

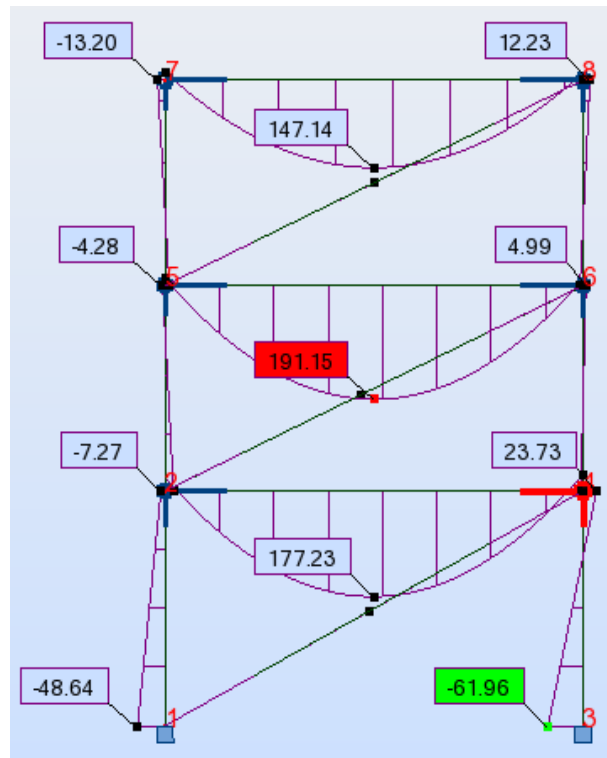


Figure III-26.b: Diagramme des moments de flexion (KN.m) pour le cas d'assemblages articulés.

La figures III-26.a, montre la déformée globale ainsi que le déplacement horizontal maximal en tête de portique. Les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas du portique avec assemblages articulés sont présentés dans la figure III-26.b. Le déplacement horizontal dunœud8 (sommet du portique) est égal à 1.6 (cm). D'après la figure III-26.b, on constate que le moment maximal sur appuis, se trouve au niveau du nœud 3et vaut -61.96 (KN.m), alors que le moment maximal en travées est égal à 191.15 (KN.m) et se trouve sur la poutre n° 7.

Tableau III-8: Moments maximaux(KN.m) en valeurs absoluesaux niveaux des nœuds.

Numéros des Eléments	Rigide par défaut	Assemblage rigide	Assemblage Semi-rigide I	Assemblage Semi-rigide II	Assemblage articulé	Articulé par défaut
----------------------	-------------------	-------------------	--------------------------	---------------------------	---------------------	---------------------

Chapitre III Etude comparative entre structures à assemblages rigides, semi-rigides et articulés

Poteau 1	69.31	74.60	104.55	144.73	48.64	56.68
Poteau 2	121.56	123.04	144.87	163.42	61.96	53.94
Poteau 3	22.04	18.28	12.71	30.35	14.87	7.24
Poteau 4	100.87	97.18	75.56	63.01	4.99	5.64
Poteau 5	63.70	52.79	27.08	11.64	13.20	0.61
Poteau 6	105.55	92.25	75.67	53.18	12.23	0.63
Poutre 7	209.48	197.05	144.21	80.67	27.54	0.19
Poutre 8	176.08	165.97	107.87	81.35	11.43	0.19
Poutre 9	105.55	92.25	75.67	53.18	13.20	0.08

Le tableau III-8 représente les moments maximaux aux extrémités de tous les éléments de portiques analysés avec les différentes liaisons poutre-poteau considérées.

Le tableau III-9 montre les valeurs des moments maximaux en travées des poutres correspondants aux différents portiques analysés dans notre étude.

Tableau III-9: Moments maximaux en travées (KN.m) dans les poutres.

Numéros des Eléments	Rigide par défaut	Assemblage rigide	Assemblage Semi-rigide I	Assemblage Semi-rigide II	Assemblage Articulé	Articulé par défaut
Poutre 7	101.42	108.74	137.04	169.87	177.23	202
Poutre 8	83.51	95.84	141.31	167.02	191.15	202
Poutre 9	75.53	87.59	109.82	130.35	147.14	159.81

Tableau III-10: Poids total et déplacement en tête de portique pour la structure à une travée et trois étages.

Chapitre III Etude comparative entre structures à assemblages rigides, semi-rigides et articulés

	Poids (kg)	Déplacement (cm)		
		Niv.1	Niv.2	Niv.3
Rigide par défaut	3357,74	0.9	1.8	2.4
Assemblage rigide	3357,74	0.9	1.9	2.7
Assemblage Semi-rigide I	3048,66	1.7	4.3	6.4
Assemblage Semi-rigide II	3048,66	2.4	6.3	9.8
Assemblage articulé	3125,03	0.6	1.2	1.6
Articulé par défaut	3125,03	0.6	1.1	1.6

Tableau III-11: Récapitulatif des pourcentages et de gains en poids pour les trois structures.

Types de structures	Poids	Gains en poids
Rigide	100%	-
Semi-rigide	90.8%	9.2%
Articulé (contreventé)	93.07%	6.93%

Le poids total des structures analysées ainsi que les déplacements maximaux au niveau des étages sont résumés dans le tableau III-10. Un récapitulatif des gains en poids des portiques semi-rigides et articulés par rapport au portique à liaisons rigides est donné dans le tableau III-11.

III-5. Analyse des résultats:

L'analyse des résultats présentés dans les tableaux III-8 à III-11, nous conduit à tirer les remarques suivantes :

- Dans le cas d'une structure articulée, le déplacement maximal en tête du portique est faible par rapport aux autres cas d'assemblages et ce à cause de la présence de la palée de

Chapitre III Etude comparative entre structures à assemblages rigides, semi-rigides et articulés

stabilité. Par contre, les moments en travées sont plus importants alors que les moments sur appuis sont presque nuls.

- Dans le cas d'une structure semi-rigide de type II, les moments aux niveaux des nœuds ont considérablement augmenté par rapport au cas de structure articulée alors que les moments en travées ont diminué.

- Les moments aux niveaux des nœuds d'extrémités de la structure semi-rigide de type I, sont légèrement plus élevés que ceux du cas semi-rigide de type II, alors que les moments en travées sont plus faibles. On remarque une nette diminution du déplacement en tête du portique de la structure semi-rigide de type I par rapport au cas semi-rigide de type II.

- Dans le cas d'une structure à nœuds rigides, on a constaté un déplacement très faible en tête de portique, des moments aux niveaux des nœuds très importants et des moments en travées relativement faibles par rapport aux cas des structures semi-rigides de types I, II et articulés.

- On peut constater d'après les résultats obtenus que les moments sur appuis augmentent avec la rigidité des assemblages (Figure III-28) et que les moments en travées quant à eux diminuent (Figure III-29). De même, il est nettement clair que les déplacements des étages et en tête des portiques diminuent avec la rigidité des assemblages poutre-poteau à l'exception des portiques articulés qui sont contreventés.

- Les tableaux III-10 et III-11 montrent que la structure la plus légère par rapport aux autres types de structures est celle réalisée avec des assemblages semi-rigides en présentant un

gain en poids de 9,2 % par rapport à une structure à nœuds rigides. La structure à nœuds articulés présente un poids moins élevé que la structure rigide avec un gain en poids de 6,93%.

- Les moments les plus élevés à la base des poteaux sont obtenus pour les portiques à assemblages semi-rigides et les moments les plus faibles sont trouvés dans les portiques à nœuds articulés (Figure III-27).

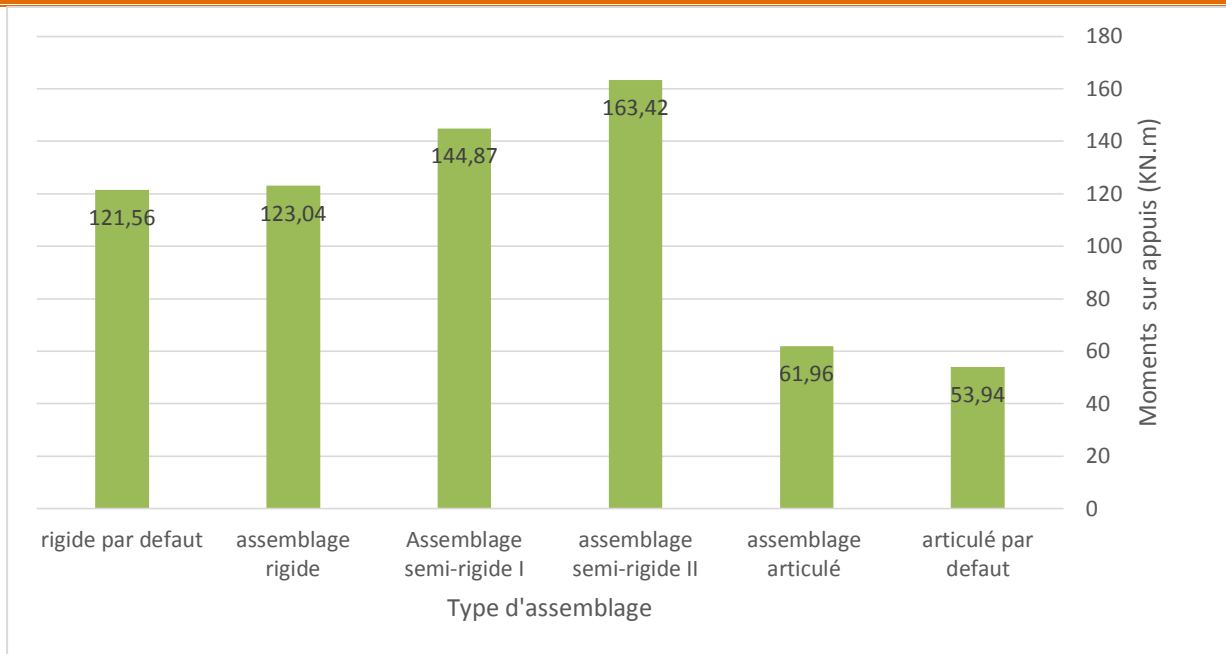


Figure III-27: Moments maximaux à la base des poteaux.

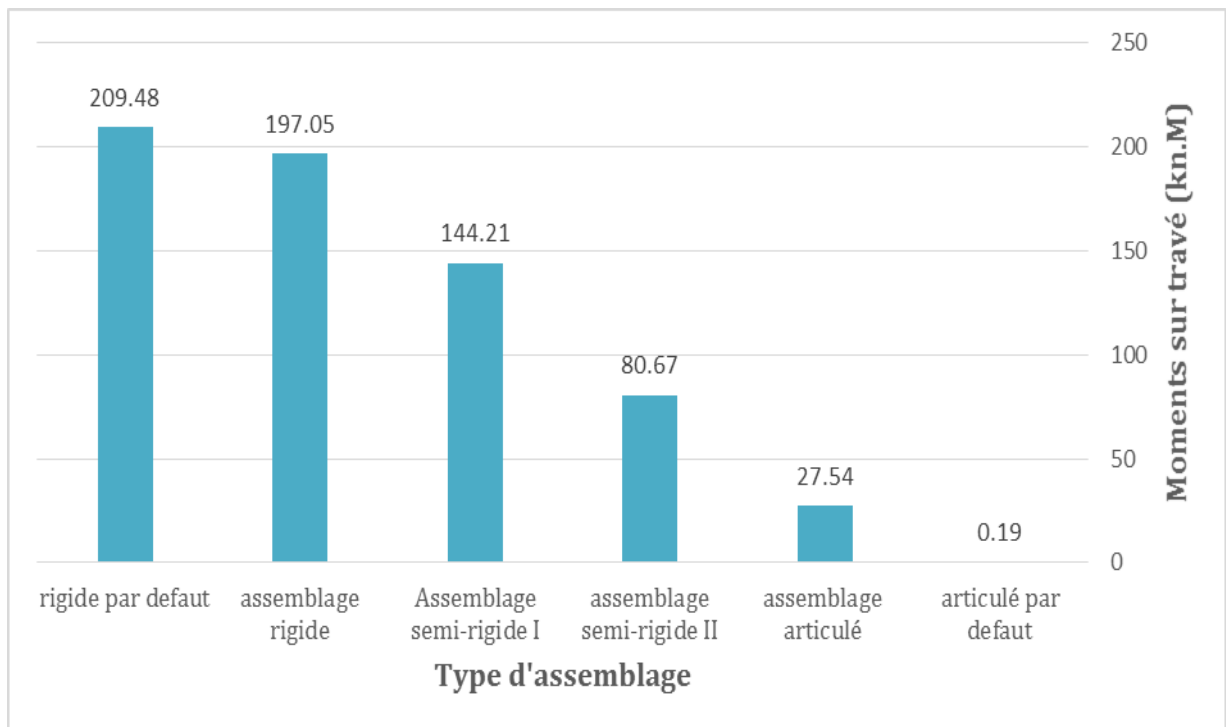


Figure III-28: Moments maximaux aux niveaux des extrémités des poutres.

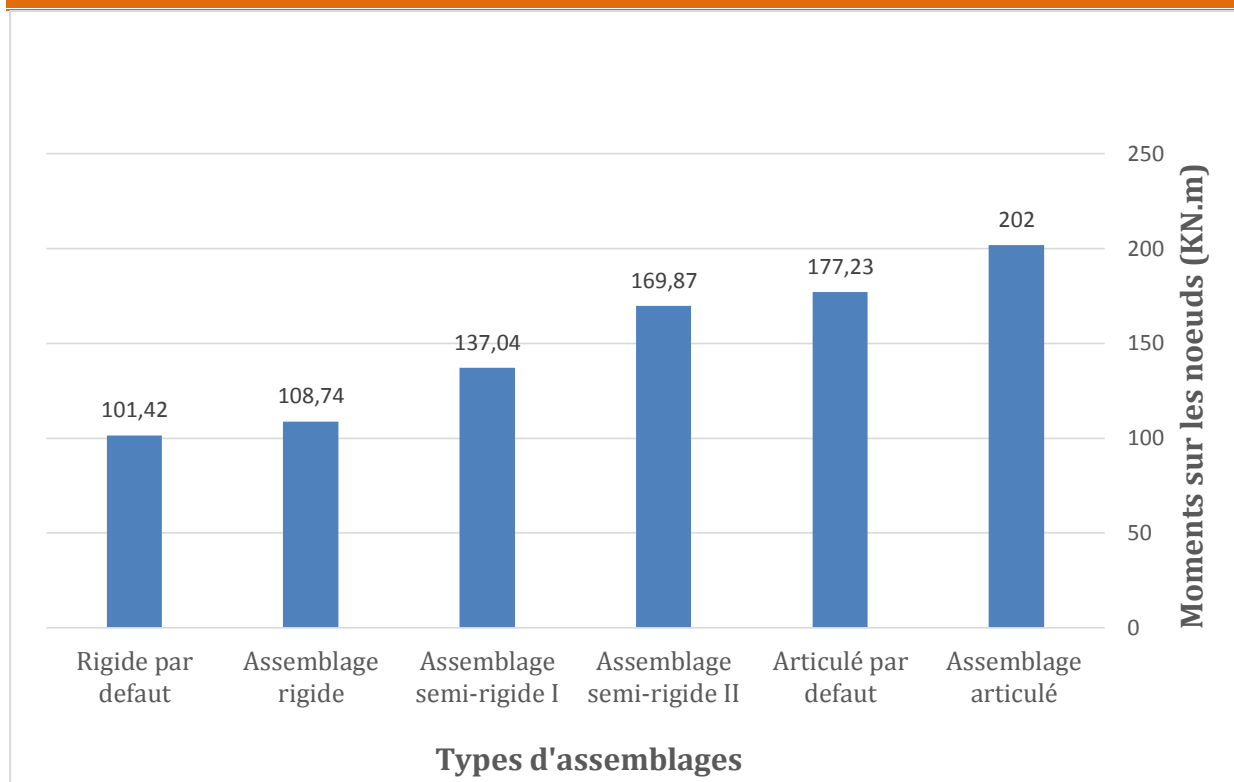


Figure III-29: Moments maximaux aux niveaux des travées des poutres.

III-6. Travaux antérieurs sur l'économie des assemblages semi-rigides:

A. Colson et R. Bjorhovde [4] ont étudié un cas réalisé en France et aux États-Unis sur un portique composé de deux travées et trois étages, compte tenu des différentes conditions de contreventement et conçu avec différents types d'assemblages.

Les coûts des différentes propositions, fournies par diverses entreprises sidérurgiques de la France et des États-Unis, sont présentés au Tableau III-12, qui montre que le portique non contreventé avec des assemblages semi-rigides est moins cher que le portique conçu avec des assemblages rigides. Quant aux portiques contreventés, l'utilisation des assemblages semi-rigides conduit à l'économie en France alors que la configuration articulée revient moins chère aux États-Unis.

Tableau III-12: Les résultats des études de Bjorhovde et Colson.

Système	Assemblage	Cout		Épargne	
		France	USA	France	USA
Portique non contreventé	Rigide*	100%		-	
	semi-rigide	82%	80%	18%	20
Portique contreventé	Articulé*	100%		-	
	semi-rigide	96%	105%	4%	-5%
	Rigide	120%	115%	-20%	-15%
* Système de référence					

III-7. Conclusion:

Le logiciel présente un système complètement intégré destiné pour modéliser, analyser, concevoir et pour dimensionner, vérifier des différentes structures avec liaisons poutre-poteaux rigides, semi-rigides et articulées. En effet il présente la particularité de prendre en considération l'analyse de la rigidité des assemblages poteaux-poutres, ce qui nous a permis de tester et de comparer les effets des différentes rigidités sur un portique de trois étages et d'une seule travée soumise à des charges verticales et horizontales.

D'après les résultats obtenus des différentes modélisations, on peut conclure que :

Dans le cas d'un portique avec assemblages poutres-poteaux articulés, un très grand déplacement latéral existe par rapport au même portique avec assemblages poutres-poteaux semi rigides ou rigides. Ceci a conduit à l'utilisation d'un contreventement vertical pour déduire ce déplacement excessif. Le moment sur appui est faible comparativement aux autres cas de rigidité. Le moment en travée par contre est considéré maximal dans le cas articulé par rapport aux autres types d'assemblages.

On conclut donc que le déplacement en tête du portique diminue à chaque fois que la rigidité de l'assemblage augmente.

On peut finalement conclure d'après les résultats obtenus que la structure réalisée avec des assemblages semi-rigides est la plus favorable économiquement, car elle présente un poids d'acier moins élevé par rapport aux autres cas de structures. Néanmoins, une investigation approfondie sur site concernant le temps de main d'œuvre pour la réalisation des assemblages est nécessaire afin d'évaluer rigoureusement le prix réel de la structure, sachant que 40 % du coût global d'un ouvrage est absorbé par les assemblages.

Conclusions générales :

Le but principal de ce mémoire est d'étudier du comportement global des structures métalliques avec des assemblages poteau-poutre par platine d'extrémité, rigides, semi-rigides et articulés et de déterminer les caractéristiques principales des ces assemblages ($M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$). Pour le dimensionnement et la vérification des différentes structures avec liaisons poutre-poteaux rigides, semi-rigides et articulées, soumises au même type de chargement, les calculs nécessaires pour le dimensionnement et la vérification de stabilité et de résistance ainsi que la détermination des rigidités sont longs, fastidieux et complexes à établir manuellement. Cette difficulté et complexité accroît tout l'intérêt d'un calcul automatique informatisée par logiciel Autodesk robot.

Les principaux résultats obtenus à l'issue de notre travail ont permis de conclure un certain nombre de points :

- ✓ Pour le cas d'une structure à nœuds articulés, le moment sur appui est faible comparativement aux autres cas de rigidité et le moment en travée est important. Le déplacement dans ce cas par rapport aux autres types de structures à nœuds rigides et semi-rigides est très important, ce qui a nécessité l'utilisation des contreventements pour déduire ce déplacement.
- ✓ Pour le cas d'une structure semi-rigide de types I et II, les moments aux niveaux des nœuds sont considérablement plus élevés que la structure articulée, alors que les moments en travées et le déplacement en tête du portique sont plus faibles.
- ✓ Dans le cas d'une structure à nœuds rigides, on a constaté un déplacement en tête de portique très faible, des moments aux niveaux des nœuds très importants et des moments en travées relativement faibles par rapport aux autres cas des structures.

On conclue que le déplacement en tête du portique diminue à chaque fois que la rigidité de l'assemblage augmente.

On peut finalement conclure d'après les résultats obtenus que la structure réalisée avec des assemblages semi-rigides est la plus favorable économiquement, car elle présente un poids d'acier moins élevé par rapport aux autres cas de structures. Néanmoins, une investigation approfondie sur site concernant le temps de main d'œuvre pour la réalisation des assemblages est nécessaire afin d'évaluer rigoureusement le prix réel de la structure, sachant que 40 % du coût global d'un ouvrage est absorbé par les assemblages.



Perspectives pour travaux futurs:

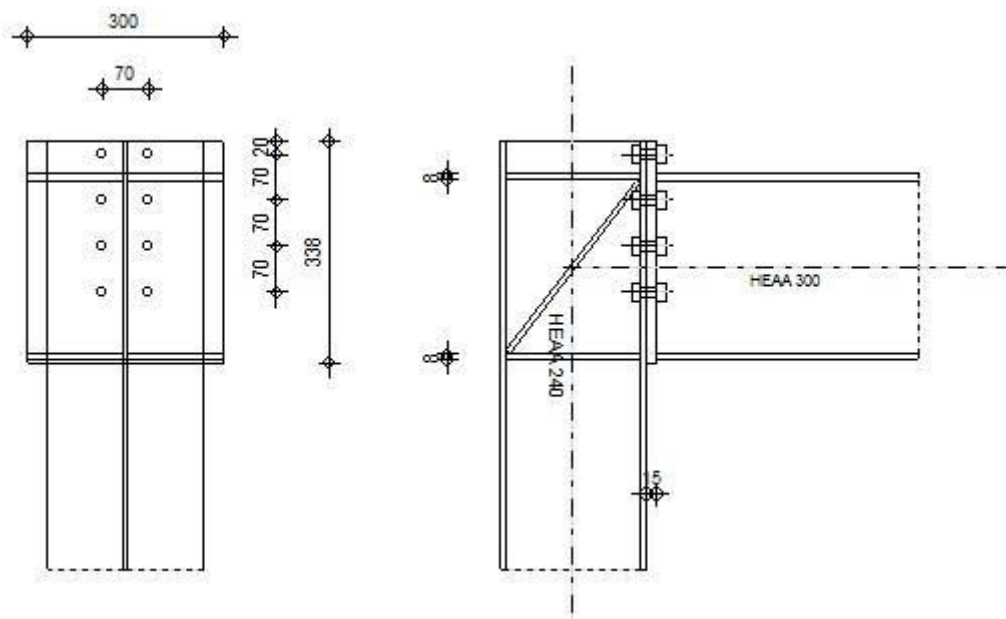
- ✓ variation de la géométrie des structures à modélisées par l'étude des portiques de plusieurs travées notamment avec un nombre d'étages plus élevé.
- ✓ introduction d'un chargement horizontal uniformément repartit sur les parois au lieu des charges concentrées aux nœuds.
- ✓ Faire des investigations sur site pour une meilleure estimation du temps de réalisation des assemblages (coupe des goussets, platines et raidisseurs, perçage des pièces, soudage des raidisseurs et des platines, ect,.....) et du temps de montage des pièces et cela pour aboutir au final au coût le plus exact de l'ouvrage.

Toutes ces informations nous permettent de faire une étude comparative globale et réaliste. Pour en trouver des solutions économiques pour les structures en acier, l'utilisation des assemblages semi-rigides deviendra de plus en plus intéressante.

Enfin, d'un point de vue purement personnel, le travail que nous avons effectué a été l'occasion pour nous d'améliorer et d'approfondir nos connaissances, dans le domaine des structures métalliques et en particulier le comportement et la caractérisation des assemblages poutre-poteau et leurs modélisations.

**Annexe A – Exemple de Note de calcul pour l'assemblage N°6 (Poutre N° 9 et poteau n°6)
selon EN 1993-1-8:2005/AC:2009 par Autodesk Robot Analysis**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,87
---	---	---



GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 8
 Barres de la structure: 6, 9

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEAA 240
 Barre N°: 6

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	224	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	240	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	60,38	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	5835,18	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER
 $f_{yc} =$ 235,00 [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: HEAA 300
 Barre N°: 9

$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
hb =	283	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
bf =	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
twb =	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
tfb =	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
rb =	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
rb =	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
Ab =	88,91	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
Ixb =	13804,10	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER			
fyb =	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d =	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
F _{Rd} =	82,80	[kN]	Résistance du boulon à la traction
n _h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	4		Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	20	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e _i =	70	[mm]	
Entraxe p _i =	70;70;70	[mm]	

PLATINE

h _p =	338	[mm]	Hauteur de la platine
b _p =	300	[mm]	Largeur de la platine
t _p =	15	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER			
f _{yp} =	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

h _{su} =	206	[mm]	Hauteur du raidisseur
b _{su} =	117	[mm]	Largeur du raidisseur
t _{hu} =	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24			
f _{ysu} =	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

h _{sd} =	206	[mm]	Hauteur du raidisseur
b _{sd} =	117	[mm]	Largeur du raidisseur
t _{hd} =	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24			
f _{ysu} =	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR INCLINE

Typ: A droite

w _a =	117	[mm]	Largeur du raidisseur diagonal
t _a =	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur diagonal
Matériau: ACIER			
f _{ya} =	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

a _w =	6	[mm]	Soudure âme
a _r =	8	[mm]	Soudure semelle
a _s =	6	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M1} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M3} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 3: ELU (1+2)*1.00

$M_{b1,Ed}$ =	76,31	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$ =	91,77	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$ =	-34,28	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$ =	76,31	[kN*m]	Moment fléchissant dans le poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$ =	34,28	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$ =	-91,77	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

A_b =	88,91	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-
1:[6.2.4]	$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd}$ =	2089,39	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

A_{vb} =	32,37	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-
1:[6.2.6.(3)]	$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd}$ =	439,15	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,21 < 1,00		vérifié	(0,21)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

W_{plb} =	1065,29	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-
1:[6.2.5.(2)]	$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd}$ =	250,34	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

W_{el} =	975,55	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-
1:[6.2.5]	$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd}$ =	229,26	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

n =	0,02		Rapport de l'effort axial à la résistance de la section	EN1993-1-
1:[6.2.9.1.(5)]	$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$			
$M_{Nb,Rd}$ =	225,49	[kN*m]	Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd}$ =	229,26	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
h_f =	273	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd}$ =	841,30	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed}$ =	76,31	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$ =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$ =	34,28	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$ =	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
z =	273	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 262,66$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement		[5.3.(3)]
$A_{vs} = 21,54$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vd} = 11,59$ [cm ²]	Aire de cisaillement du raidisseur diagonal		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 33,14$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 275$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs		[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 1,14$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion		[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 0,90$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion		[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 0,90$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion		[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} * f_{y,wc} + A_{vd} * f_{ya}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 419,52$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,63 < 1,00	vérifié	(0,63)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 7$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 213$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression		[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 21,54$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,81$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement		[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 122,44$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme		[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression		[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 18,68$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme		EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 701,53$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 164$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée		[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,90$	Elancement de plaque		[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,87$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément		[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,33$	Elancement du raidisseur		EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur		EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 666,47$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 666,47$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 7$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 213$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression		[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 21,54$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,81$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement		[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 122,44$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme		[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression		[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 18,68$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme		EN1993-1-1:[6.2.4]
$\alpha = 51,6$ [Deg]	Angle d'inclinaison du raidisseur diagonal		
$A_{sd} = 18,68$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur diagonal		EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0} + A_{sd} \cos(\alpha) f_{ya} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 973,98$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 164$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée		[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,90$	Elancement de plaque		[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,87$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément		[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,33$	Elancement du raidisseur		EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur		EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\lambda_{sd} = 3,76$	Elancement du raidisseur diagonal		EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_{sd} = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur diagonal		EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1} + A_{sd} \chi_{sd} \cos(\alpha) f_{ya} / \gamma_{M1}$			

$$F_{c,wc,Rd2} = 938,91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 938,91 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	15	-	85	-	71	87	89	87	89	0	0	0	0
2	15	-	85	-	70	94	153	94	153	117	105	105	105
3	15	-	85	-	70	94	166	94	166	140	70	70	70
4	15	-	85	-	70	94	140	94	140	117	92	92	92

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	21	115	20	71	132	89	89	89	-	-	-	-
2	24	-	115	-	70	154	262	154	262	147	176	147	176
3	24	-	115	-	70	154	242	154	242	140	70	70	70
4	24	-	115	-	70	154	242	154	242	147	156	147	156

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1332,93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 82,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 104,03 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	110,73	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 110,73	110,73	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 127,27	127,27	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 138,60	138,60	Platine d'about - traction
B _{p,Rd} = 208,05	208,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta = 419,52$	419,52	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 666,47$	666,47	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 841,30$	841,30	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	119,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 119,60$	119,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 136,53$	136,53	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 165,60$	165,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 270,89$	270,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 208,05$	208,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 419,52 - 110,73$	308,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 666,47 - 110,73$	555,74	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 841,30 - 110,73$	730,57	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	103,20	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 119,60$	119,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 136,53$	136,53	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 165,60$	165,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 270,89$	270,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 208,05$	208,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 419,52 - 230,33$	189,19	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 666,47 - 230,33$	436,13	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 841,30 - 230,33$	610,97	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 222,80 - 119,60$	103,20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 229,01 - 119,60$	109,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 222,80 - 119,60$	103,20	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 229,01 - 119,60$	109,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 302,13 - 119,60$	182,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 433,46 - 119,60$	313,86	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 302,13 - 119,60$	182,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 433,46 - 119,60$	313,86	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	77,33	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 119,60$	119,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 136,53$	136,53	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 165,60$	165,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 270,89$	270,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 208,05$	208,05	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 419,52 - 333,53$	85,99	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 666,47 - 333,53$	332,94	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 841,30 - 333,53$	507,77	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 205,77 - 103,20$	102,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 215,77 - 103,20$	112,57	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 339,45 - 222,80$	116,65	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 300,13 - 222,80$	77,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 292,46 - 103,20$	189,26	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 397,97 - 103,20$	294,77	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 468,97 - 222,80$	246,17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 708,06 - 222,80$	485,26	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	308	110,73	110,73	127,27	138,60	-	165,60	208,05
2	238	119,60	119,60	136,53	165,60	270,89	165,60	208,05
3	168	103,20	119,60	136,53	165,60	270,89	165,60	208,05
4	98	77,33	119,60	136,53	165,60	270,89	165,60	208,05

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 87,38 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,87 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,87)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 73,89 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 82,80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 91,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 40,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{ij,Rd,N}	F _{ij,Ed,N}	F _{ij,Rd,M}	F _{ij,Ed,M}	F _{ij,Ed}	F _{vj,Rd}
1	165,60	-8,57	110,73	96,70	88,13	91,60
2	165,60	-8,57	119,60	104,45	95,88	86,66
3	165,60	-8,57	103,20	90,13	81,56	95,79
4	165,60	-8,57	77,33	67,54	58,97	110,19

F_{ij,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{ij,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{ij,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{ij,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{ij,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 384,25 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,24 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 87,12 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 62,16 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 24,96 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 10739,21 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -86,38 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -75,03 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 36,77 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	172,76 < 365,00	vérifié	(0,47)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	163,02 < 365,00	vérifié	(0,45)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	86,38 < 262,80	vérifié	(0,33)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t _{wash} =	3	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h _{head} =	10	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h _{nut} =	14	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L _b =	42	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k ₁₀ =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	5,84	110,36
1	308	0	0	30	0	0,00	0,00
2	238	2	18	30	1	2,98	70,90
3	168	2	14	15	1	1,65	27,68
4	98	2	18	30	1	1,21	11,78

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_i^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 189 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \quad [mm] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$k_1 = \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 23175,80 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,07 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 11178,95 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 30921,18 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 1932,57 \quad [kN*m] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 115 [mm] > 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,87

**Annexe B – Exemple de note de calcul pour la vérification l'élément n° 6 (poteau)
et l'élément n°8 (poutre) vis-à-vis les phénomènes d'instabilité selon Eurocode 3 par
Autodesk Robot Analysis**

Calcul des structures acier

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 6 Poteau 6

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 3.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 ELU (1+2)*1.00

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEAA 280

h=26.4 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=64.30 cm ²	Az=27.52 cm ²	Ax=78.02 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=10558.00 cm ⁴	Iz=3664.25 cm ⁴	Ix=36.42 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=799.85 cm ³	Welz=261.73 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 90.33 kN	My,Ed = 92.25 kN*m	Vz,Ed = 46.01 kN
Nc,Rd = 1833.47 kN	My,Ed,max = 92.25 kN*m	Vz,c,Rd = 373.38 kN
Nb,Rd = 969.02 kN	My,c,Rd = 187.96 kN*m	Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.50 m	Lam_y = 0.60
Lcr,y = 6.56 m	Xy = 0.84
Lamy = 56.42	kyy = 0.64



en z:

Lz = 3.50 m	Lam_z = 1.02
Lcr,z = 6.56 m	Xz = 0.53
Lamz = 95.78	kzy = 0.62

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

My,Ed/My,c,Rd = 0.49 < 1.00 (6.2.5.(1))
N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.54 < 1.00 (6.2.1(7))
sqrt(Sig,x,Ed*² + 3*²Tau,z,Ed)/(fy/gM0) = 0.52 < 1.00 (6.2.1.(5))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 56.42 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 95.78 < Lambda,max = 210.00 STABLE
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.37 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.40 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

Calcul des structures acier

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 8 Poutre 8

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 7.50$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 elu (1+2)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEAA 340

$h=32.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=79.84$ cm ²	$A_z=38.69$ cm ²	$A_x=100.50$ cm ²
$tw=0.9$ cm	$I_y=19552.30$ cm ⁴	$I_z=5184.74$ cm ⁴	$I_x=63.43$ cm ⁴
$tf=1.1$ cm	$W_{ely}=1222.02$ cm ³	$W_{elz}=345.65$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 8.79$ kN	$M_{y,Ed} = -165.97$ kN*m	$V_{z,Ed} = -122.75$ kN
$N_{c,Rd} = 2361.75$ kN	$M_{y,Ed,max} = -165.97$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 524.90$ kN
$N_{b,Rd} = 2008.89$ kN	$M_{y,c,Rd} = 287.17$ kN*m	Classe de la section = 3
	$M_{b,Rd} = 178.95$ kN*m	



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 211.95$ kN*m	Courbe,LT - b	$XLT = 0.60$
$L_{cr,low} = 7.50$ m	$Lam_{LT} = 1.16$	$f_{i,LT} = 1.14$	$XLT,mod = 0.62$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.50$ m	$Lam_y = 0.57$
$L_{cr,y} = 7.50$ m	$X_y = 0.85$
$L_{amy} = 53.77$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$
$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$
$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,z,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 53.77 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$
$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$
$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct!!!

Annexe C – Rigidité et résistance des composants d'un assemblage

	Rigidité	Résistance
1. Ame du poteau en cisaillement	$k_1 = \frac{0,38 A_{wc}}{\beta h}$ <p>$\beta = \frac{V}{F}$: (force de cisaillement âme/ force dans semelle)</p>	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta}$ <p>avec $V_{wc,Rd} = \frac{0,9 A_{wc} f_{vw}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$</p>
2. Ame du poteau en compression	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \eta \rho_c b_{eff,wc} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$ <p>avec</p> $\eta = (1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{ywc}}) \leq 1,0$ $\rho_c = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc} = t_{pf} + 2a_f \sqrt{2} + 2t_p + 5(t_{pf} + r_c)$ <p>σ_n : contraintes normales dans l'âme du Poteau au niveau du congé de raccordement</p>
3. Ame du poteau en traction	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,wc,t} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \rho_t b_{eff,wc,t} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$ $\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,t} t_{wc} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc,t} = \min[4mn; 8m + 2,5e; p + 4m + 1,25$
4. semelle du poteau en flexion	$k_6 = \frac{0,85 l_{eff,fc,t} t_{fc}^3}{m^3}$	$F_{Rd,6} = \min[F_{fc,Rd,1}; F_{fc,Rd,2}]$ $F_{ap,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,fc,t} m_{pl,fc}}{2mn - e_w(m+n)}$ $F_{ap,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,fc,t} m_{pl,fc} + 4B_{t,Rd} n}{m+n}$ $n = \min[e; 1,25m; (bp - w) / 2]$ $m_{pl,fc} = 0,25 t_{fc}^2 f_{yfc} / \gamma_{M0}$ $l_{eff,fc,t} = b_{eff,wc,t}$ $e_w = d_w / 4$
5. platine d'about en flexion	$k_7 = \frac{0,85 l_{eff,pl} l_p^3}{2 m_p^3}$	$F_{Rd,7} = \min[F_{ap,Rd,1}; F_{ap,Rd,2}]$ $F_{ap,Rd,1} = \frac{(8n_p - 2e_w) l_{eff,pl} m_{pl,p}}{2 m_{p1} n_p e_w (m_{p1} + n_p)}$ $F_{ap,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,pl} m_{pl,p} + 2 B_{t,Rd} n_p}{m_{p1} + n_p}$

		$n_p = \min [e_p; 1,25 m_{p1}]$ $m_{p1,p} = 0,25 t_p^2 f_{yp} / \gamma_{M0}$ $e_w = d_w / 4$ $l_{eff,p1} = \min [4\pi m_p; 8m_p + 2,5e_p; w + 4m_p + 1,25e_p; b_p]$
7. semelle de la poutre en compression	$k_3 = \infty$	$F_{Rd,3} = M_{c,Rd} / (h_b t_p)$ $M_{c,Rd}$: Moment résistant du calcul de la poutre
8. Ane de la poutre en traction	$k_8 = \infty$	$F_{Rd,8} = b_{eff,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ $b_{eff,wb} = l_{eff,p1}$
10. Boulons en traction	$k_4 = 1,6 \frac{A_s}{L_b}$	$F_{Rd,4} = 2 B_{t,Rd}$ with $B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M0}}$
Assemblage	Rigidité initiale $S_{j,ini} = E h^2 / \sum_{i=3,4,7,8} 1/k_i$ Rigidité nominale $S_j = S_{j,ini} / 3$	$F_{Rd} = \min [F_{Rd,i}]$ moment de résistance plastique : $M_{Rd} = F_{Rd} h$ moment de résistance élastique : $\frac{2}{3} M_{Rd}$

Références Bibliographiques

- [1] : ABIDELAH Anis, "Calcul des assemblages en acier poutre-poteau boulonnés par platine d'extrémité "Application de l'approche de l'Eurocode 3", Support de cours U.S.T.O.
- [2] : ABIDELAH Anis, (2009). "Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques - Approche numérique et validation expérimentale-", U.S.T.O.
- [3] : Al-Khatab. Z. (2003) "Analyse de comportement des assemblages métalliques renforcés par contre-plaques -Approche numérique et validation expérimentale", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand.
- [4] : Bahaz Abdesselam, (2010) " Caractéristion des assemblages semi-rigides poteau-poutre par la méthode des composantes ". Université Amar Telidji Laghouat.
- [5] : Bouchair.A. (2008) "Analysis of the behaviour of stainless steel bolted connections", journal of constructional steel research.
- [6] : Bourrier P. and Brozzetti J., 1996. "Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon EC3 et EC4", APK, édition Eyrolles, Paris.
- [7] : Dirk P du Plessis, Hartley D (1973). "Strength of Composite Beam-to-Column Connections". Report no. 374.3. Fritz Engineering Lab. Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania.
- [8] : Djou Adel et Aghli Yacine (2016) "Effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement des portiques non contreventés" Mémoire de Master, Université Amar telidji Laghouat.
- [9] : Eurocode 3, (1993). "Design of steel structures", part 1.1: general rules and rules for buildings, DD ENV 1993-1-1.
- [10] : EC3 2005 (May 2005). Eurocode 3:"Design of steel structures, Part 1-8.EN1993-1-1 Design of joints ", European Committee for standardization Brussels.
- [11] : Frye, M.J. and Morris, G.A. (1976) "Analysis of flexibly connected steel frames". Canadian Journal of civil engineers.
- [12] : Gomes F.C.T., Kuhlmann U., De Matteis G. and Mandarra A, (1998). "Recent developments on classification of joints- COST C1 ", Int. Conf., Liege, Belgium.

[13] : Jaspert J.P., (1991). "Etude de la semi rigidité des nœuds poutres colonne et leur influence dans l'étude des structures en acier", Thèse de doctorat, université de liège Belgique.

[14] : Jaspert J.P., (1998). "élément de stabilité des structures de bâtiments métalliques". Notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand.

[15] : Jaspert J.P., (2000). "General report: session on connections", Journal of Constructional Steel Research 55.

[16] : Jean Morel., (2005) "Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3", Institut national des sciences appliquée, l'université de lyon.

[17] : Krishnamurthy.N.,(1978)"Modeling and prediction of steel bolted connection behavior computers et structures".

[18] : M.A. Bennacer, A. Beroual (2015)"Analytical Model for Composite Joints Under Sagging Moment", Journal de Engineering Structures.

[19] : MAROUF Soufyane (2014) "modélisation des assemblages poteaux-poutres dans les structures métallique", Tlemcen.

[20] : M. Sedat HAYALIOĞLU, S. Özgür DEĞERTEKİN, Halil GÖRGÜN 31.05.2004 " Design of semi-rigid planar steel frames according to turkish steel design code" Journal of Engineering and Natural Sciences, Dicle University, Faculty of Engineering and Architecture, Civil Engineering Department, DİYARBAKIR .

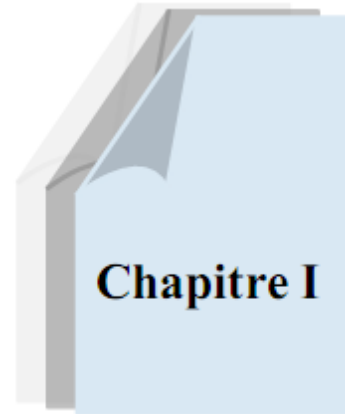
[21] : Mazroi, A. (1990). "Moment-Rotation Behaviour of Beam-to-Column End-Plate Connections in Multi-Story Frames", Ph.D. dissertation, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma.

[22] : Richard Liew JY, Teo TH, Shanmugam NE (2004). "Composite joints subject to reversal of loading – Part1: experimental study". J Constr Steel Res.

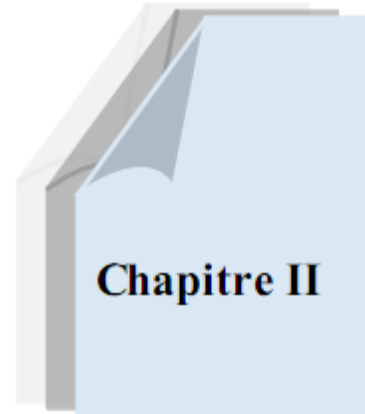
[23] : SAADI Mohamed " Comportement des structures métalliques avec assemblage semi-rigide en zone sismique ". Mémoire de Magister, Université Hadj Lakhdar-Batna.

[24] : Weynand K, Jaspert JP, Steenhuis M (1995). "The Stiffness Model of Revised Annex J of Eurocode 3.In: Proceedings of the Third International Workshop on Connections in Steel Structures III, Behaviour, Strength and Design (Eds.: R. Bjorhovde, A. Colson and R. Zandonini)", Trento.

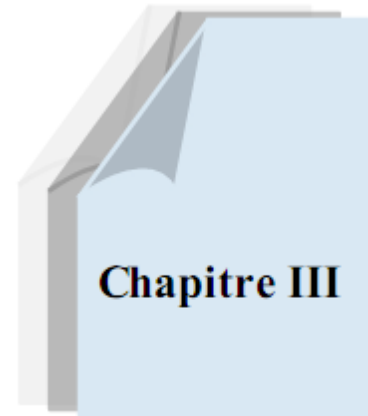
Introduction générale



*Généralités sur les
assemblages métalliques.*



***Evaluation de la rigidité
initiale et du moment
résistant par la méthode des
composantes***



*Etude comparative entre
structures à assemblages
rigides, semi-rigides et
articulés*

Conclusion générale