



REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar-Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de génie civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Génie parasismique

Présenté par :

SAADI Mohamed

Pour obtenir le diplôme de Magister en génie civil

Comportement des structures métalliques avec assemblage semi-rigide en zone sismique

Sous la direction de Dr. Bouzid Tayeb

Devant le jury composé de :

Pr. ZIDANI Kamel	Professeur	Université de Batna	Président
Dr. BOUZID TAYEB	M.C-A	Université de Batna	Rapporteur
Pr. ZEDIRA Hamma	Professeur	Université de Khenchela	Examineur
Dr. MAALEM TOUFIK	M.C-A	Université de Batna	Examineur

Cela semble toujours impossible, jusqu'à ce qu'on le fasse.

- Nelson Mandela -

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

 *Mes très chers parents*

 *Mes frères et sœurs*

 *Mes amis et collègues.*

 *Ceux que j'aime et je respect.*

Sommaire

<u>Chapitre 1:</u> Introduction générale.....	01
<u>Chapitre 2:</u> Synthèse bibliographique	03
2.1 Introduction	04
2.2. Comportement des assemblages	05
2.3. Classification des assemblages métalliques.....	07
2.3.1. Classification des assemblages en rigidité	07
2.3.2. Classification des assemblages par la résistance.....	08
2.3.3. Classification des assemblages par capacité de rotation.....	09
2.4. Les assemblages semi-rigides.....	12
2.5. Modélisation des assemblages semi-rigides.....	15
2.5.1. Modèles linéaires.....	15
2.5.2. Modèle polynôme.....	16
2.5.3. Modèle de puissance.....	17
2.5.4. Modèles exponentiels.....	18
2.6. Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3.....	20
2.6.1. Présentation de la méthode des composantes	20
2.6.2. Identification des composantes.....	21
2.7. Conclusion.....	25
<u>Chapitre 3:</u> Détermination de la rigidité	26
3.1. Introduction.....	27
3.2. Modèle polynomial Frye-Morris.....	27
3.3. Modèle de puissance Ang-Morris.....	30
3.4. Modèle de puissance Kishi et Chen.....	32

3.5. Modèle exponentiel de Wu et Chen.....	44
3.6. Modèle de l’Eurocode 3.....	46
3.6.1. Rigidité en rotation.....	46
3.6.2. Coefficients de rigidité des composantes des assemblages....	49
3.6.3. Le moment résistant de l’assemblage $M_{j,Rd}$	54
3.6.4. La capacité de rotation.....	54
3.7. Conclusion.....	55
<u>Chapitre 4</u> : Simulation et interprétation des résultats.....	56
4.1. Simulation numérique	57
4.2. Interprétation des résultats	60
<u>Chapitre 5</u> : Conclusion générale.....	72
<u>Références bibliographiques</u>	75
<u>Annexes</u>	80
<u>Annexe A</u>	81
<u>Annexe B</u>	85
<u>Annexe C</u>	88
<u>Résumé</u>	

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à M. Demagh Kamel, maitre de conférence à l'université El hadj Lakhder Batna et M. Tayeb Bouzid, maitre de conférence à l'université El hadj Lakhder Batna qui m'ont fait l'honneur de diriger ce travail. Ils ont été les personnes qui m'ont initié au travail de recherche. A travers nos discussions, souvent longues mais toujours fructueuses, ils m'ont amené à avoir un regard critique sur un nombre de phénomènes, qui paraissaient souvent être des évidences. Je tiens à leur assurer de mon profond respect et sympathie.

Je tiens également à remercier M.Zidani Kamel , Professeur à l'université Elhadj Lakhder Batna d'avoir présidé mon jury de thèse.

Je remercie Monsieur Zedira Kamel Professeur à L'université de Khenchela et Monsieur Mallem Toufik Maitre de conférence à l'Université de Elhadj Lakhder Batna, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Enfin, je remercie mes parents, ma famille et mes proches pour leur soutien et leurs encouragements, sans lesquels je n'aurais jamais pu arriver au bout de mes projets.

Liste des figures

Figure II.1: Comportement des assemblages métalliques

Figure II.2 : Courbe moment- rotation d'un assemblage métallique

Figure II.3 : Limites de classification de rigidité

Figure II.4 : Limites de classification en résistance

Figure II.5 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation

Figure II.6 : Différents types d'assemblages semi-rigides

Figure II.7: Modèle linéaire $M - \theta_r$

Figure II.8 : Comportement d'une composante

Figure III.1: Les paramètres pour les différents assemblages

Figure III.2 : Les paramètres de l'assemblage *Strap angle*

Figure III.3 : Déformation de la cornière lors de la chargement initial + La modélisation de la plaque épaisse modérée de la cornière de semelle

Figure III.4 : Mécanisme de rupture pour l'assemblage de cornière d'ame

Figure III.5: Configuration des cornières de semelles à l'état élastique

Figure III.6 : Mécanisme de rupture de l'assemblage Cornière de semelle

Figure III.7 : Configuration des cornières reliées à la poutre et au poteau à l'état élastique

Figure III.8: Les forces appliquées à l'état ultime de l'assemblage

Figure III.9 : Comparaison de Modèle exponentiel de Wu et Chen avec les résultats expérimentaux

Figure III.10 : Dimensions e_{\min} et m pour une semelle de poteau

Chapitre I

Introduction générale

Introduction générale

Les assemblages de structures en acier permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages ont une influence sur le comportement global de la structure et ils sont constitués de zones de discontinuité. Le complexe géométrique et mécanique entraîne des difficultés considérables par rapport à l'analyse et au calcul des assemblages. Les boulons, la platine, les cornières et autres éléments assurent l'assemblage des éléments structuraux, tout en présentant des formes géométriques variées et des propriétés matérielles différentes. La complexité de l'assemblage engendre donc de fortes discontinuités et conduit ainsi à un comportement global non linéaire de l'assemblage.

Cependant, deux types d'assemblages peuvent se présenter, à savoir l'assemblage rigide et l'assemblage articulé. 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 a 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 [13].

Selon l'Eurocode 3 (EC3), la caractérisation de la loi moment-rotation qui traduit le comportement de l'assemblage soumis à un moment fléchissant, peut se faire par la rigidité initiale ($S_{j,ini}$ ou S_j), le moment résistant ($M_{j,Rd}$) et la capacité de rotation (Φ_{cd}). Ainsi, la méthode des composantes développée pour la caractérisation du comportement des assemblages est proposée dans l'EC3. Cette méthode considère que l'assemblage est constitué d'un ensemble de composantes élémentaires et permet de fournir les données nécessaires à l'utilisation du nouveau concept de semi-rigidité introduit dans le calcul des structures.

Les essais expérimentaux n'ont pas donné des résultats satisfaisants d'où le recours à la voie numérique qui présente un grand intérêt et qui aide à obtenir des résultats détaillés non coûteux comme c'est le cas des essais expérimentaux.

La conception des assemblages peut influencer de manière substantielle leur flexibilité, leur capacité d'absorption d'énergie, leur résistance et leur ductilité.

C'est pour cela qu'il est toujours question de l'influence de tels assemblages sur le comportement sismique d'une structure à ossature métallique. Pour répondre à cette problématique, il est proposé tenant compte de certaines hypothèses de faire une étude comparative entre les différents types d'assemblages. Ceci apporterait certainement des éclaircissements qui peuvent constituer une base dans la maîtrise et la compréhension du phénomène.

Ainsi, pour la réalisation de notre mémoire, nous avons scindé notre travail en trois chapitres :

- Le chapitre I, à caractère bibliographique, permet de faire une présentation générale des assemblages structuraux. Les différents types d'assemblages boulonnés d'utilisation courante et leurs principales sources de déformabilité sont décrits et définis. Cette représentation est effectuée du point de vue des caractéristiques géométriques et mécaniques et des modes de transmission des efforts. Il est question également de la classification des assemblages, en particulier selon les critères de résistance et de rigidité ainsi que l'idéalisation des courbes moments-rotation, en s'appuyant principalement sur l'EC3
- Le chapitre II, présente la détermination de la rigidité de l'assemblage. Plusieurs équations empiriques basées sur la technique d'ajustement de courbe qui permet de modéliser le comportement des assemblages sont brièvement passées en revue pour jeter une certaine lumière à l'approche analytique de calcul des assemblages selon l'Eurocode3
- Le chapitre III est consacré à la simulation numérique et à l'interprétation des résultats.

Nous terminerons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous présenterons une synthèse du travail, les résultats et les recommandations pour des développements futurs.

Chapitre II

Synthèse bibliographique

2.1. Introduction

Ce chapitre est consacré comme son titre l'indique à l'étude bibliographique, dans laquelle nous abordons les caractéristiques du comportement des assemblages, ainsi que la classification des assemblages métalliques. Dans cette classification, nous présentons les assemblages à rigidité, les assemblages par la résistance et les assemblages par capacité de rotation.

Egalement, nous parlerons des assemblages semi-rigides en mettant en valeur les modèles les plus cités et les plus connus en l'occurrence, le modèle linéaire, le modèle polynôme, le modèle de puissance 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.

2.2. Comportement des assemblages :

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds rigides, ils interdisent toute rotation relative entre les éléments assemblés et assurent ainsi la transmission intégrale des efforts appliqués [31].

Toutefois, le comportement réel des assemblages est situé entre les deux cas extrêmes, généralement supposés rigides ou articulés. Les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une certaine rotation relative des pièces assemblées [09],[12],[15],[29] [36].

L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures [20]. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure 2.1). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau.

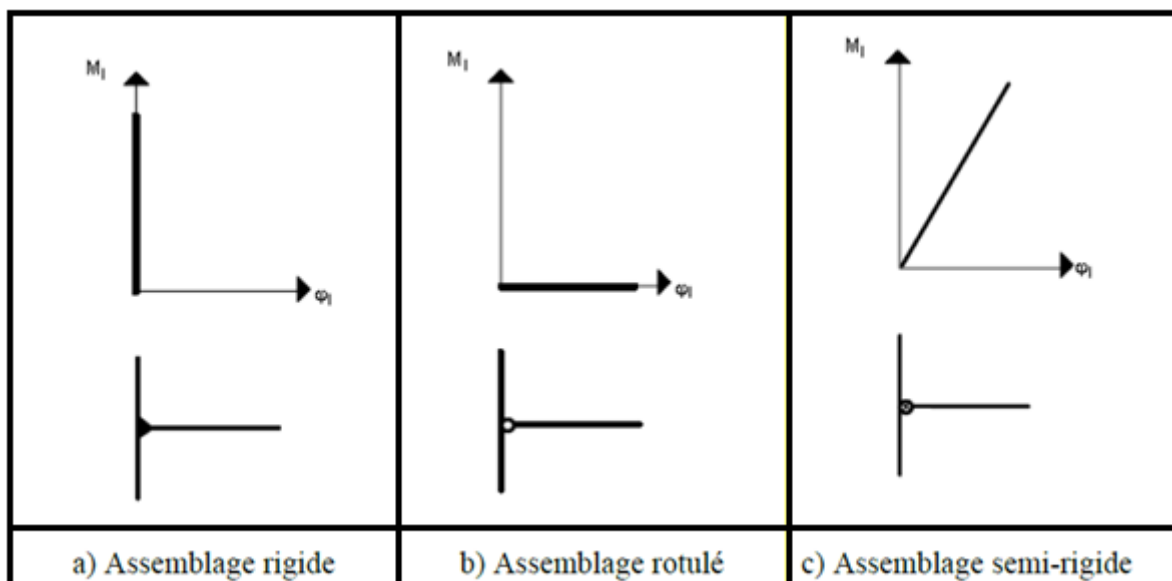


Figure 2.1: Comportement des assemblages métalliques

La rigidité S_j de ce ressort caractérise la rigidité en rotation de l'assemblage soumis à un moment fléchissant. Une rigidité S_j nulle (ou très petite) correspond à un assemblage simple (rotulé) qui ne transmet pas de moment fléchissant de la poutre au poteau. Au contraire, une rigidité S_j infiniment grande (très grande) correspond à un assemblage continu (rigide).

Selon l'EC3, le comportement mécanique d'un assemblage est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir : le moment résistant ($M_{j,Rd}$), la rigidité ($S_{j,ini}$ ou S_j) et la capacité de rotation (Φ_{cd}). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de la courbe moment-rotation représentée dans la figure suivante :

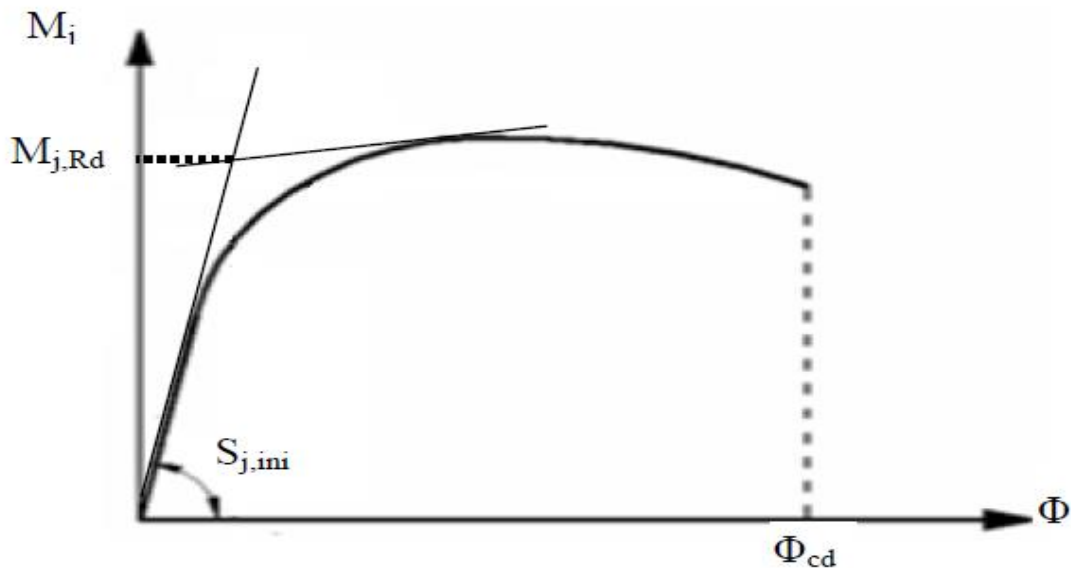


Figure 2.2 : Courbe moment- rotation d'un assemblage métallique

Il a été démontré [07], [18] que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permettait par un calcul plus précis et plus réaliste, d'effectuer une vérification plus sûre des critères de dimensionnement de l'ossature et d'aboutir à une configuration structurale moins coûteuse.

Les propriétés de la loi moment-rotation d'un assemblage peuvent être théoriquement définies selon l'EC3 par une classification en rigidité, résistance et capacité de rotation de ces assemblages.

2.3. Classification des assemblages métallique :

Selon l'EC3, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de capacité de rotation. Les critères de cette classification sont décrits ci-dessous.

2.3.1. Classification des assemblages en rigidité :

La rigidité initiale d'un assemblage qui caractérise sa réponse élastique peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'EC3 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 : articulé, rigide ou semi-rigide.

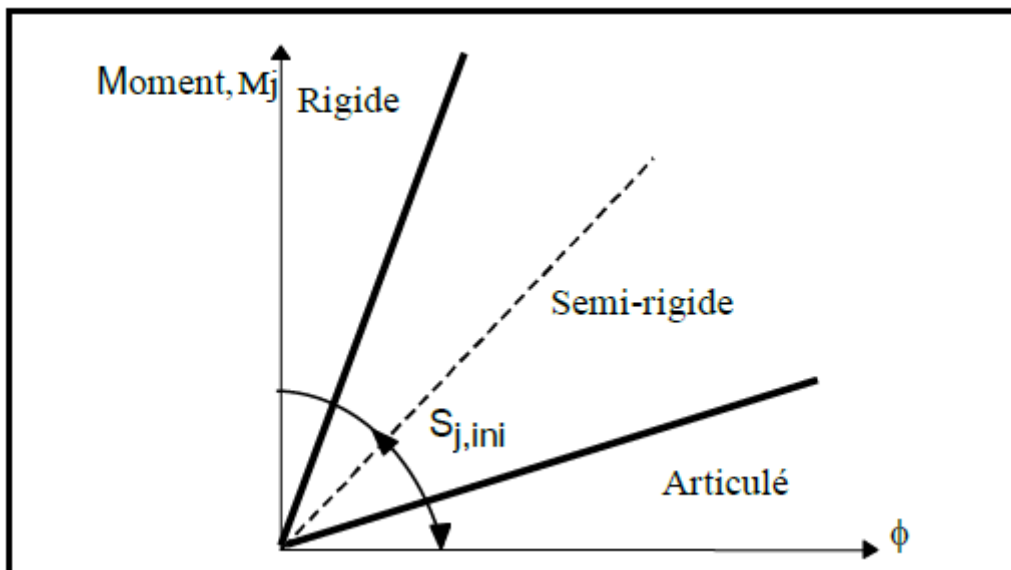


Figure 2.3 : Limites de classification de rigidité

En outre, l'EC3 permet un calcul analytique de la rigidité à l'aide de la méthode des composantes. Cette méthode suppose que chaque composante est représentée par un ressort qui travaille en compression ou traction, avec une rigidité propre. Pour obtenir la rigidité globale de l'assemblage, ces ressorts sont groupés en série ou en parallèle selon le type d'assemblage concerné.

Les limites de la rigidité sont déterminées de manière à permettre une comparaison directe avec la rigidité de l'assemblage, quel que soit le type d'idéalisation utilisé dans l'analyse.

Pour des raisons de simplicité, les limites ont été déterminées de manière à permettre une comparaison directe entre la rigidité initiale de calcul de l'assemblage et la rigidité de la poutre assemblée qui dépend de son moment d'inertie de flexion (EI_b) et de sa longueur (L_b). Les valeurs limites de rigidité sont les suivantes:

- L'assemblage est considéré comme rigide si :

$$S_{j,ini} \geq \frac{8 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \quad \text{Ossatures contreventées}$$

$$S_{j,ini} \geq \frac{25 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \quad \text{Ossatures non contreventées}$$

-L'assemblage est considéré comme articulé si :

$$S_{j,ini} < \frac{0,5 \cdot E \cdot I_b}{L_b}$$

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide

2.3.2. Classification des assemblages par la résistance

La classification par la résistance fait apparaître les notions d'assemblage à résistance complète, à résistance partielle ou articulé:

- Un assemblage à résistance complète possède une résistance plus grande que la résistance des éléments structuraux assemblés. Autrement dit, une éventuelle rotule plastique se formera plutôt dans les éléments structuraux (poutre, poteau).

- Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance.

- Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire.

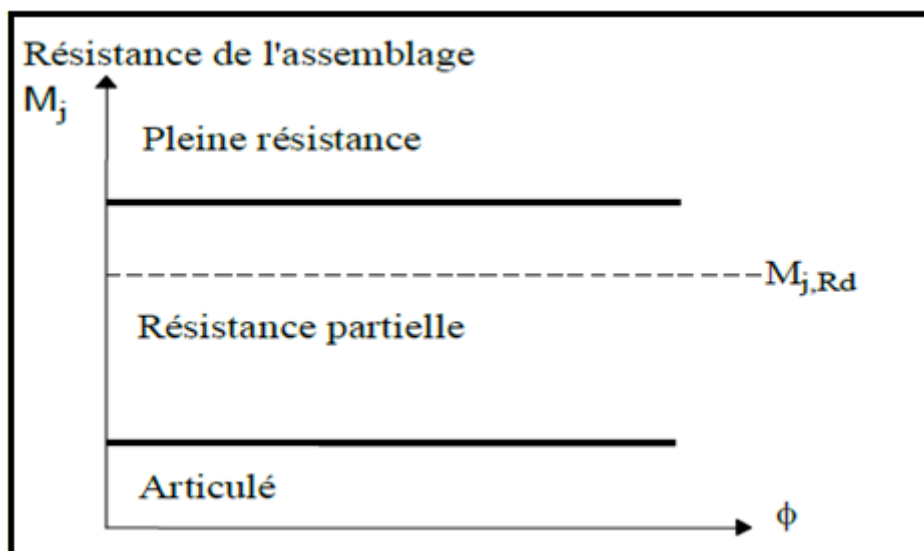


Figure 2.4 : Limites de classification en résistance

La classification en résistance est plutôt utile pour l'analyse rigide-plastique de structure dans laquelle la procédure se réfère à la formation des rotules plastiques.

L'assemblage doit posséder une ductilité suffisante qui assure sa déformation lors de la formation de la rotule plastique. Même un assemblage à résistance complète, dont la résistance est inférieure à 1,2 fois celle de la poutre attachée, doit posséder une ductilité suffisante nécessaire, au cas où, pour des raisons de sur-résistance (over-strength), la rotule se formerait dans l'assemblage. En effet, si le matériau des éléments attachés a des résistances beaucoup plus élevées que les valeurs nominales, le calcul conduit alors à la sous-estimation de la résistance des éléments structuraux assemblés (poutre, poteau) et donc à l'éventuelle formation, en réalité, de la rotule plastique dans l'assemblage alors qu'on l'attend dans la poutre, par exemple [20].

2.3.3. Classification des assemblages par capacité de rotation:

Les assemblages peuvent être classifiés en fonction de leur ductilité ou capacité de rotation. Cette classification constitue une mesure de leur aptitude à résister à une rupture fragile ou à instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale plastique peut être conduite jusqu'à la formation d'un mécanisme d'effondrement plastique dans la structure pouvant impliquer des rotules plastiques dans certains assemblages.

Certains auteurs [Gomes 1998, Da Silva 2002, Jaspart 2000] ont classifié les assemblages selon leur capacité de rotation qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre. Trois classes ont été définies à savoir: ductile, semi-ductile et fragile

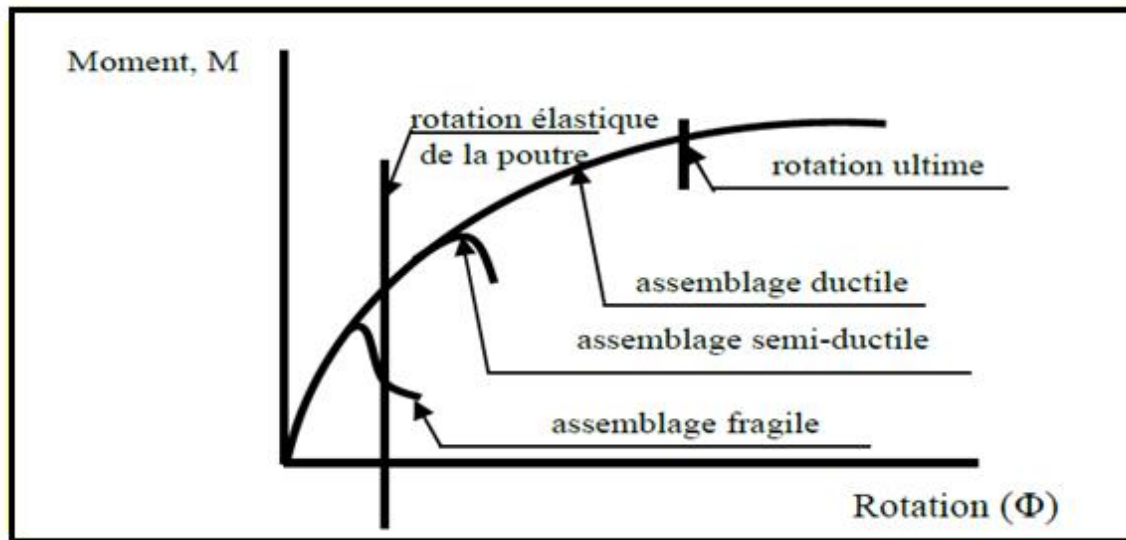


Figure 2.5 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation

Un comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Le comportement ductile est caractérisé par une non-linéarité bien distinguée de la courbe moment-rotation avec un plateau étendu avant la rupture. Ce plateau indique généralement l'apparition de déformations plastiques. La semi-ductilité se situe entre les comportements fragile et ductile.

L'Institut américain de Construction D'acier [08] distingue trois types de construction :

- Type 1 ou « rigid framing (Portique rigide) » : Cette construction suppose que les assemblages de poutre-à-poteau ont la rigidité suffisante pour maintenir l'angle géométrique original entre les éléments d'intersections. Type 1 des assemblages sont assumés pour l'analyse structurelle élastique.
- Type 2 ou « simple framing (Portique simple) ». Cela suppose que les assemblages de poutre principale et de poutre secondaire transfèrent seulement des réactions verticales

sans moment de flexion où la structure est chargée avec des charges verticales. On permet aux assemblages de tourner sans modération.

- Type 3 ou «semi-rigid framing (Portique semi-rigide)» Cela suppose que les assemblages peuvent transférer les réactions verticales et également avoir la capacité de transférer un certain moment.

2.4. Les type des assemblages semi-rigides :

2.4.1. Les assemblages « Une cornière d'âme / single plate connections » :

L'assemblage (Fig.2.6.a) avec une simple cornière sur l'âme de la poutre est considéré comme articulé. Ce type d'assemblage ne peut transmettre que des efforts tranchants et éventuellement un effort axial de la poutre. Il doit être capable de subir une rotation significative sans développer des valeurs élevées de moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans une ossature de poutres et poteaux lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple une palée de stabilité triangulée. Un assemblage *single plate*, où une plaque est utilisé au lieu de la cornière, nécessite moins de matériel qu'un assemblage de cornière simple (Fig.2.6.b) et minimise l'influence de l'excentricité. Ces assemblages sont très flexibles.

2.4.2. Les assemblages « Doubles cornières d'âme (double web angle) » :

Les assemblages à *doubles cornières d'âme* se composent de deux cornières soudés ou boulonnés au poteau et l'âme de la poutre, comme indique dans Fig.2.6.c. Cependant [08] considèrent ce type d'assemblage en tant que assemblage de type 2 de la construction

2.4.3. Les assemblages « plaque d'extrémité » :

Un assemblage de *plaque d'extrémité* se compose d'une plaque dont la longueur est inférieure à la hauteur de la poutre, soudée sur l'âme de la poutre et boulonnée au poteau comme indiqué dans Fig.2.6.d. Les caractéristiques moment-rotation de cet assemblage sont semblables à celles des assemblages *des doubles cornières d'âme* et appartiennent au type 2, l'élaboration de l'AISC-ASD [08]. Par conséquent, un assemblage de *plaque d'extrémité* est principalement utilisé pour transmettre l'effort tranchent de poutre au poteau.

2.4.4. Les assemblages « Cornières semelles (top and seat angle) » :

L'assemblage *des cornières semelles* est indiqué à la Fig.2.6.e. Les spécifications AISC-ASD [08] décrivent l'assemblage *cornière semelles* comme suit: (1) la cornière inférieure transmettre que les réactions verticales et ne devrait pas donner le moment retenant

significatif sur l'extrémité de la poutre; (2) la cornière supérieure est simplement pour la stabilité latérale et n'est pas considéré comme un transporteur des charges. Cependant, selon les résultats expérimentaux, ces assemblages pourront résister à un certain moment ultime de la poutre.

2.4.5. Les assemblages « cornières semelles avec doubles cornières d'âme »:

Ce type d'assemblage est une combinaison d'un assemblage *des cornières semelles* et l'assemblage *double cornier d'âme*, l'assemblage est indiqué dans la Fig.2.6.f. Ce type d'assemblage est considéré comme type 3 encadrements de l'AISC-ASD [08].

2.4.6. Les assemblages « 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 2.6.g). 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.

3.4.7. Les assemblages « T-stub » :

Un assemblage *T-stub* se compose de deux laminées en T boulonné à la fois à la poutre et le poteau en haut et le rebord inférieur de la poutre comme le montre la Fig.2.6.i. Ce type d'assemblage est considéré comme l'un des plus rigides assemblages semi-rigides, en particulier lorsqu'il est utilisé avec des assemblages *double angles web*.

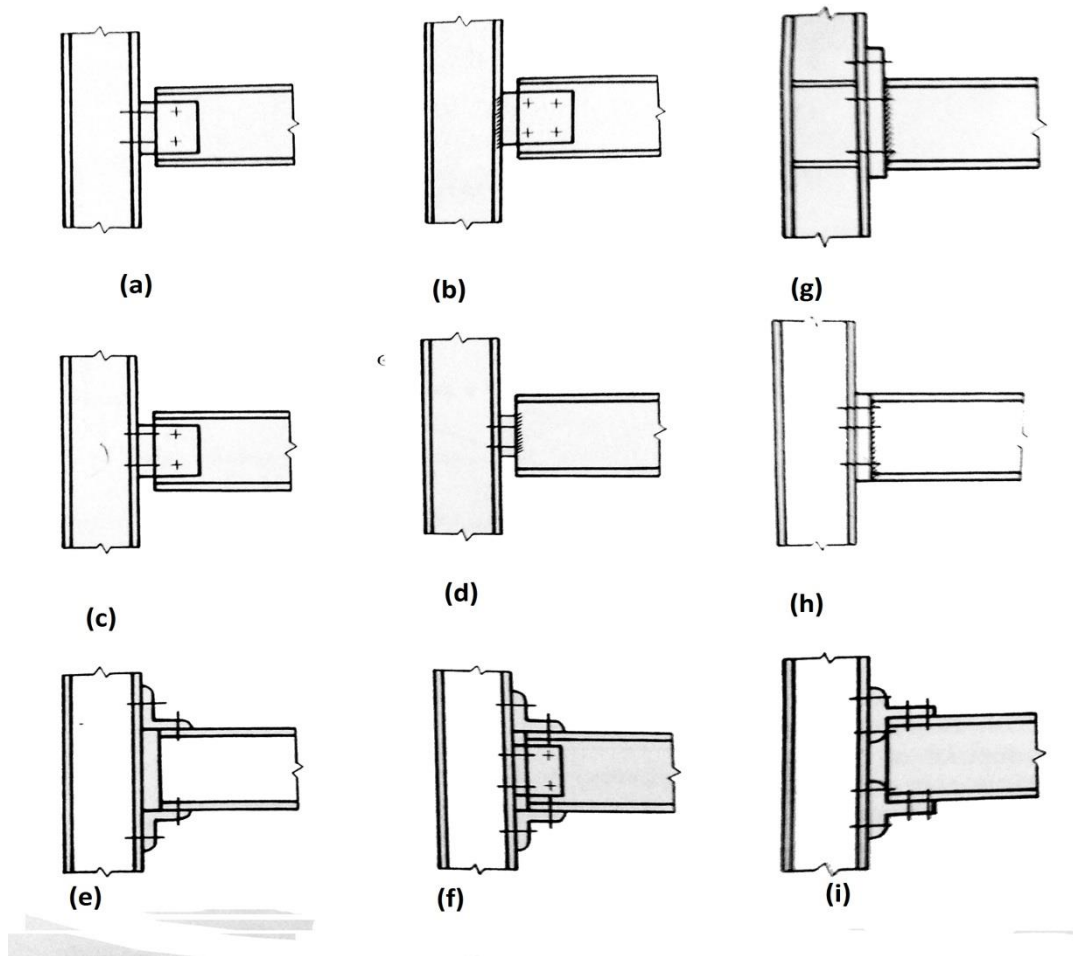


Figure 2.6 : Différents types d'assemblages semi-rigides

2.5. Modélisation des assemblages :

A partir des discussions précédentes, il est clair que l'effet de flexibilité des nœuds sur le comportement des portiques semi-rigides devrait être pris en compte dans une analyse raffinée. Bien que les études analytiques de comportement des assemblages utilisant des techniques des éléments finies aient été annoncées dans les articles (Krishnamurthy et *al.*. 1979; Patel and Chen. 1984), le temps et le coût associés, ainsi que l'incertitude inhérente à l'analyse rendent ces techniques analytiques inacceptables pour l'usage pratique.

Les approches les plus utilisées généralement pour décrire le rapport de $M - \theta_r$ comportent le courbe-ajustage de précision des données expérimentales aux expressions simples ou au développement des procédures analytiques simples pour prévoir le comportement des assemblages si aucun essai n'est disponible pour les détails spécifiques d'assemblage. De nombreuses expériences sur des assemblages ont été exécutées dans le passé aboutissant à un plutôt grand corps de données $M - \theta_r$ (Goverdhan, 1983 ; Nethercot, 1985 ; Kishi et Chen, 1986 ; Chen et Kishi, 1989) Utilisant ces données disponibles, de divers modèles de $M - \theta_r$ ont été développés.

2.5.1. Modèles linéaires :

La figure 2.7 montre trois modèles linéaires simples. Le modèle linéaire de rigidité simple proposé par Rathbun (1936), Monforton et Wu (1963) et Lightfoot et LeMessuner (1974), parmi d'autres, utilise la rigidité initiale R_{ki} pour représenter le comportement d'assemblage pour n'importe quel chargement. La validité de ce modèle se détériore à mesure que le moment augmente au-delà de la limite de l'utilité de l'assemblage. Un modèle bilinéaire (Tarpy et Cardinal, 1981 ; Lui et Chen, 1983) montre une meilleure représentation du comportement d'assemblage dans lequel la pente initiale de la ligne de moment-rotation est remplacée par une ligne plus peu profonde à un certain moment de transition. Dans le modèle linéaire par morceaux, la courbe non linéaire $M - \theta_r$ est approchée par une série de segments de lignes droites. Bien que ces modèles linéaires sont faciles à utiliser, les erreurs et le saut soudain de la rigidité aux points de la transition rendent leur utilisation pratique difficile.

2.5.2. Modèle polynôme :

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

$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (2.1)$$

Où K est un paramètre de normalisation dépend du type d'assemblage et de la géométrie, et C_1 , C_2 et C_3 sont des constantes d'ajustement de courbe.

Ce modèle représente assez bien le comportement $M - \theta_r$. L'inconvénient principal est que la nature d'un polynôme doit 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 des cadres si la formule de rigidité tangentielle est utilisée

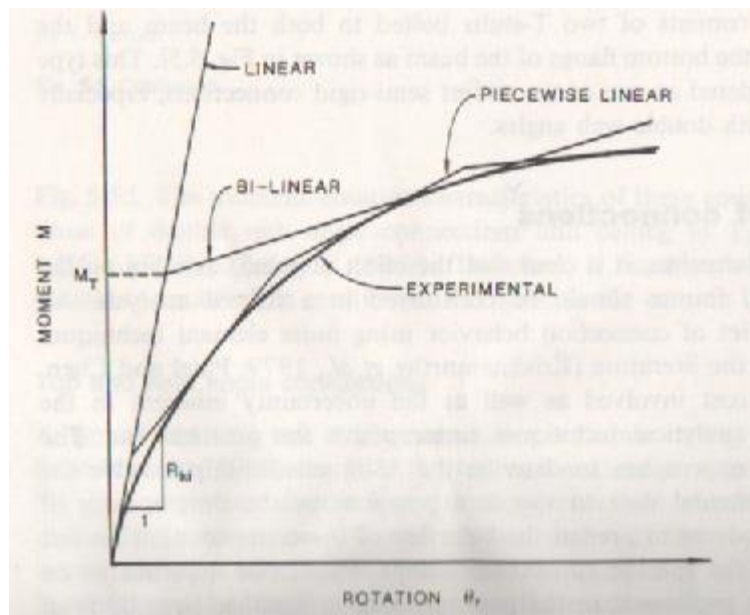


Fig.2.7. Modèle linéaire $M - \theta_r$.

2.5.3. Modèle de puissance :

La plus simple expression du modèle de puissance est le modèle à deux paramètres. Elle a la forme simple :

$$\theta_r = aM^b \quad (2.2)$$

Où a et b sont deux paramètres d'ajustement de courbe avec les conditions $a > 0$ et $b > 1$, en générale, le modèle de puissance à deux paramètres ne représente pas le comportement suffisant de l'assemblage $M - \theta_r$. Il n'est pas recommandé si l'on souhaite des résultats exacts.

Colson et Louveau (1983) introduit une fonction de puissance qui reposent sur un modèle à trois paramètres de contrainte-déformation élasto-plastique de la forme

$$\theta_r = \frac{M}{R_{ki}} \frac{1}{\left[1 - M/M_u\right]^n} \quad (2.3)$$

Où R_{ki} est la rigidité initiale d'assemblage, M_u est le moment ultime de l'assemblage et n est un paramètre de forme de la courbe $M - \theta_r$

Kishi and Chen (1990) a proposé un modèle de puissance semblable de la forme

$$\theta_r = \frac{M}{R_{ki} \left[1 - \left(M/M_u\right)^n\right]^{1/n}} \quad (2.4)$$

Pour la Colson-Louveau et modèles Kishi-Chen, la rigidité initiale R_{ki} et le moment ultime M_u sont les valeurs limites de la courbe prévue, et l'exposant n est un paramètre de forme pour régler la courbure de la partie de la courbe qui relie la rigidité initiale à moment final de la parcelle $M - \theta_r$, ces modèles ne conviennent pas pour les courbes d'essai qui ne s'aplatissent près les charges final.

Ang et Morris (1984) ont employé une fonction normalisée de Ramberg-Osgood (Ramberg et Osgood, 1943) sous la forme de puissance

$$\frac{\theta}{(\theta_r)_0} = \frac{KM}{(KM)_0} \left[1 + \left(\frac{KM}{(KM)_0}\right)^{n-1}\right] \quad (2.5)$$

Où $(\theta_r)_0$, $(KM)_0$ et n sont des paramètres défini dans la Fig.3.7. K est la constante de normalisation dépend du type d'assemblage et de la géométrie. Le modèle de puissance Ang-

Morris est un modèle à quatre paramètres. Il peut représenter assez bien le comportement non linéaire $M - \theta_r$ d'une variété d'assemblage

2.5.4. Modèles exponentiels :

Lui et Chen (1986) ont proposé le modèle multiparamétrique exponentielle

$$M = \sum_{j=1}^m C_j \left(1 - e^{-\frac{|\theta_r|}{2j\alpha}} \right) + M_0 + R_{kf} |\theta_r| \quad (2.6)$$

Avec M_0 c'est la valeur initiale du moment d'assemblage auquel la courbe est correspondue, R_{kf} est la rigidité d'écroissage 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 (Lui 1985)

Kishi et Chen (1986) ont raffiné le modèle de Lui-Chen exponentielle pour s'adapter à tout changement brusque de la pente de la courbe $M - \theta_r$ comme suit

$$M = \sum_{j=1}^m C_j \left(1 - e^{-\frac{|\theta_r|}{2j\alpha}} \right) + M_0 + \sum_{K=1}^n D_K (\theta_r - \theta_K) H[\theta_r - \theta_K] \quad (2.7)$$

Avec M_0 et α sont tels que définis dans l'équation (2.6) 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 est ajustement des courbes sont des constantes obtenues à partir d'une analyse de régression linéaire (Kishi and Chen, 1986)

Yee et Melchers (1986) ont proposé le modèle suivant à quatre paramètres exponentielle pour représenter le comportement non-linéaire $M - \theta_r$ des assemblages boulonnés :

$$M = M_p \left[1 - \exp \left(\frac{-(R_{ki} - R_{kp} + C\theta)\theta}{M_p} \right) \right] \quad (2.8)$$

Avec M_p c'est le moment plastique de l'assemblage, R_{ki} c'est la rigidité initiale élastique de l'assemblage, R_{kp} c'est la rigidité de l'écroissage de l'assemblage, et C c'est une constante

qui contrôle la pente de la courbe. M_p , R_{ki} et R_{kp} sont déterminés analytiquement (Yee et Melchers, 1986), et C est obtenu de façon empirique par ajustement de courbe à des données expérimentales.

Wu et Chen (1990) ont proposé un modèle à trois paramètres exponentielle pour représenter le comportement moment-rotation des cornières de semelles avec ou sans les doubles cornières d'âme. il a la forme suivante :

$$\frac{M}{M_u} = n \left[\ln \left(1 + \frac{\theta_r}{n\theta_0} \right) \right] \quad (2.9)$$

Avec M_u c'est le moment idéalisé d'un mécanisme élasto-plastique, θ_0 c'est la rotation de référence ($\frac{M_u}{R_{ki}}$ où R_{ki} la rigidité de rotation initiale), et n c'est un paramètre de forme. M_u et R_{ki} sont déterminés analytiquement, tandis que le paramètre de forme, n , est obtenue par un calibrage vaste avec les données expérimentales.

2.6. Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3

Cette approche s'appuie exclusivement sur la méthode des composantes de l'EC3 qui considère un assemblage comme un ensemble de composantes individuelles. Chaque composante est représentée par un ressort ayant sa propre loi de comportement. Les composantes sont ensuite associées en série ou en parallèle selon la configuration géométrique de l'assemblage, en respectant les compatibilités de déformation. Cette association permet d'aboutir à un comportement en termes de courbe moment-rotation de l'assemblage. La méthode des composantes est suffisamment générale pour couvrir les assemblages les plus courants. L'EC3 adopte un certain nombre d'hypothèses simplificatrices en vue de calculer le moment résistant et la rigidité d'un assemblage.

2.6.1. Présentation de la méthode des composantes:

La méthode des composantes considère un assemblage quelconque comme un ensemble de composantes élémentaires individuelles.

Le concept fondamental, sur lequel est basée cette méthode se décompose selon les étapes suivantes :

- Identification de toutes les composantes élémentaires de l'assemblage,
- Evaluation des caractéristiques (résistance et rigidité) de ces composantes,
- Association des composantes pour obtenir la résistance et la rigidité de l'assemblage entier et (Φ_{cd} éventuellement).

Des hypothèses sont à respecter pour la distribution des efforts internes dans les composantes de chaque assemblage :

- 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.

2.6.2. Identification des composantes :

La caractéristique moment-rotation de calcul d'un assemblage dépend des propriétés de ses composantes de base. Les composantes sont les suivantes :

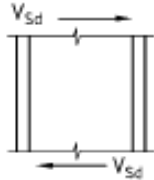
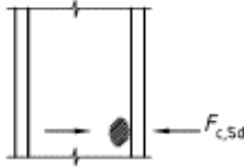
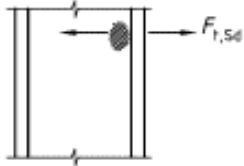
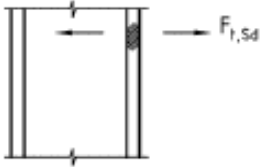
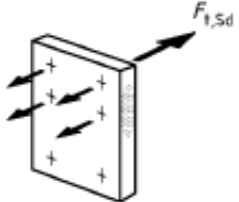
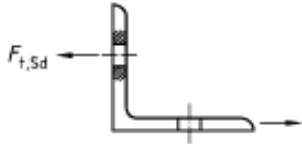
- panneau d'âme de poteau en cisaillement
- âme de poteau comprimée
- âme de poteau tendue
- semelle de poteau fléchie
- platine d'about fléchie
- cornière de semelle fléchie
- semelle et âme de poutre comprimées
- âme de poutre tendue
- platine tendue ou comprimée
- boulons tendus
- boulons en cisaillement
- boulons en pression diamétrale

Chacune de ces composantes élémentaires possède sa propre résistance et rigidité en traction, en compression ou en cisaillement. Cependant, l'âme du poteau est soumise à une

combinaison d'efforts de compression, de traction et de cisaillement. Cette combinaison de plusieurs composants au sein du même élément d'assemblage peut, de toute évidence, conduire à des interactions de contraintes susceptibles de diminuer la résistance des composants élémentaires.

L'application de la méthode des composantes exige une connaissance suffisante du comportement des composantes élémentaires. La liste des composantes couvertes par l'EC 3 est donnée dans le tableau J-1 de l'annexe J. La combinaison de ces composantes permet de couvrir plusieurs configurations d'assemblages, telles que les assemblages poutre-poteau et les assemblages de continuité de poutres fléchies.

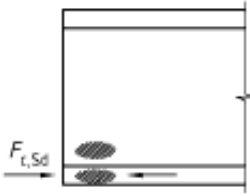
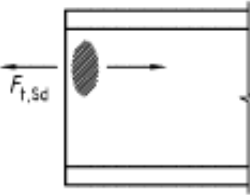
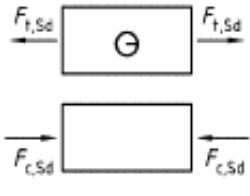

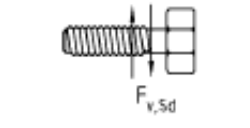
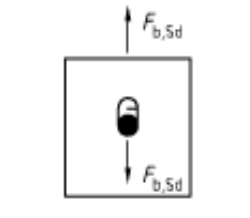
Tableau J.1 — Composantes de base d'un assemblage

Élément			Référence aux règles d'application		
			Résistance	Coefficient de rigidité	Capacité de rotation
1	Panneau d'âme de poteau en cisaillement		J.3.5.1	J.4.2(1)	J.5(4)
2	Âme de poteau comprimée		J.3.5.2	J.4.2(2)	J.5(5) et J.5(6)
3	Âme de poteau tendue		J.3.5.3	J.4.2(3)	J.5(5)
4	Semelle de poteau fêchie		J.3.5.4	J.4.2(4)	J.5(7)
5	Platine d'about fêchie		J.3.5.5	J.4.2(5)	J.5(7)
6	Cornière de semelle fêchie		J.3.5.6	J.4.2(6)	J.5(7)

(à suivre)

Tableau 2.1 : Composantes de base d'un assemblage

Tableau J.1 — Composantes de base d'un assemblage (fin)

Élément			Référence aux règles d'application		
			Résistance	Coefficient de rigidité	Capacité de rotation
7	Semelle et âme de poteau comprimées		J.3.5.7	J.4.2(7)	*)
8	Âme de poutre tendue		J.3.5.8	J.4.2(8)	*)
9	Platine tendue ou comprimée		tendue : • 5.4.3 comprimée : • 5.4.4	J.4.2(9)	*)
10	Boulons tendus		avec aile de poteau : • J.3.5.4 avec platine d'about : • J.3.5.5 avec cornière de semelle : • J.3.5.6	J.4.2(10)	*)
11	Boulons en cisaillement		6.5.5	J.4.2(11)	*)
12	Boulons en pression diamétrale (sur semelle de poutre, de poteau, platine d'about ou cornière)		6.5.5	J.4.2(12)	*)

*) Cette composante ne doit pas être prise en compte dans le calcul de la capacité de rotation.

Le comportement réel de chaque composante est représenté par une courbe force-déplacement de type non linéaire (Figure 2.8.a). La non linéarité est due à divers effets tels que la plasticité, le contact entre les différents éléments et l'effet de membrane. Ce comportement peut être simplifié par un modèle tri-linéaire ou bilinéaire (Figure 2.8.b). Dans ce dernier cas, les paramètres du modèle sont : la résistance du calcul F_{Rd} , la rigidité k et la capacité de déformation δ_{cd} . Ces paramètres peuvent être calculés à partir des dimensions des composantes et des propriétés matérielles.

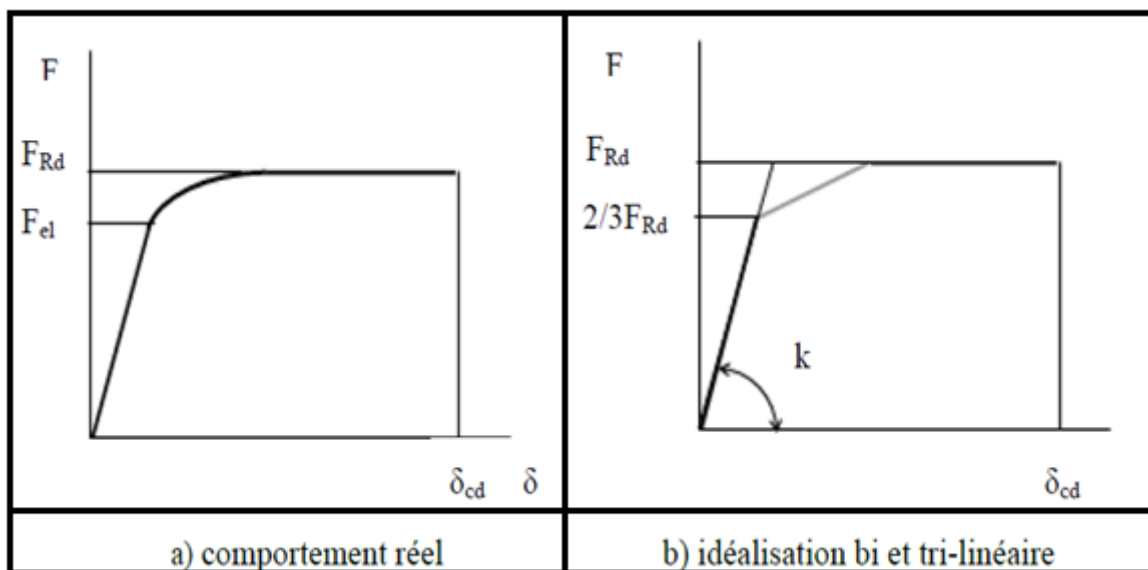


Figure 2.8 : Comportement d'une composante

Dans les applications pratiques, pour établir la courbe entière moment-rotation de l'assemblage, le concepteur n'a besoin que de la rigidité initiale et du moment résistant en flexion de l'assemblage. Ces deux paramètres peuvent être facilement obtenus en associant les composantes décrites par le modèle bilinéaire qui est d'utilisation courante.

2.7. Conclusion :

Les exigences des codes actuels et des recommandations penchent sur l'étude des assemblages comme les sources primaires du comportement inélastique de la structure. Cependant, comme indiqué dans cette recherche bibliographique, très peu de travaux fournissent un modèle qui décrit le comportement réel des assemblages, sauf les résultats des essais expérimentaux qui restent coûteux.

Les recherches qui traitent les assemblages avec la M.E.F sont limitées généralement à des éléments finis simples (élément poutre par exemple) et à des assemblages où le comportement est relativement bien compris et la simplicité de la modélisation est évidente. L'EUROCODE-3 présente la méthode des composantes avec son modèle raffiné pour décrire le comportement réel des assemblages métalliques et pour calculer les trois caractéristiques clés de ces assemblages, qui sont :

- Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$.
- La rigidité initial en rotation $S_{j,ini}$.
- La capacité de rotation de calcul θ_{cd} .

Dans Le chapitre suivant sera détaillée la proche analytique basée sur ce modèle de L'EC 3 et appliquée à des configurations différentes d'assemblage

Chapitre III

Détermination de la rigidité

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, il est question de discuter le comportement réel des assemblages poutre-poteau par rapport aux hypothèses déjà émises. Ainsi le rôle des assemblages souples (flexible) dans l'analyse des portiques en acier est étudié.

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 sont brièvement passées en revue pour jeter une certaine lumière par rapport à l'approche analytique de calcul des assemblages selon l'Eurocode3. Dans ce chapitre les modèles les plus fréquemment utilisés sont passés en revue afin de mieux appréhender le comportement des assemblages.

3.2. Modèle polynomial Frye-Morris :

Dans leur étude, Frye et Morris (1976) ont développé des équations de prévision de la rigidité pour sept (07) types des assemblages couramment utilisés. L'équation de prévision est de la forme générale représentée dans l'équation (2.1) Les constantes d'ajustement de courbe C_1 , C_2 et C_3 et K paramètre de normalisation pour chaque type d'assemblage sont résumés dans le tableau 3.1, tandis que les paramètres de taille pour chaque type d'assemblage sont représentés schématiquement sur la Fig.3.1.

Suivant la procédure de Frye and Morris, Picard et *al.* (1976) et Altman et *al.* (1982) ont développé des équations de prévisions pour décrire le comportement $M - \theta_r$ pour les assemblages composés des doubles cornières fixées sur l'âme et les assemblages composés des cornières en haute et bas fixées sur la semelle de la poutre, respectivement. L'équation de Picard et *al.* (1976) de la forme suivante :

$$\theta_r = 1.04 \times 10^{-5} (KM) - 1.62 \times 10^{-11} (KM)^3 + 4.62 \times 10^{-18} (KM)^5 \quad (3.1)$$

Où :

$$K = h^{0.9553} t^{-0.7338} \left(\frac{d}{b_t} \right)^{-1.051}$$

Les paramètres h, t, d et b_f sont représentés sur la Fig.3.2.

L'équation d'Altman et *al.* (1982) proposée par :

$$\theta_r = 0.223 \times 10^{-4}(KM) + 0.185 \times 10^{-7}(KM)^3 + 0.319 \times 10^{-11}(KM)^5 \quad (3.2)$$

Où :

$$K = t_a^{-1.1281} d^{-1.2870} t_w^{-0.4145} l_t^{-0.6941} g^{1.3499}$$

Tableau 3.1 : Les constantes d'ajustement des courbes pour le modèle polynome de Frye-Morris

Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Le paramètre de normalisation
Single web angle connection	$C_1 = 4.28 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1.45 \times 10^{-9}$ $C_3 = 1.51 \times 10^{-16}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Double web angle connection	$C_1 = 3.66 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1.15 \times 10^{-6}$ $C_3 = 4.57 \times 10^{-8}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Header plate connection	$C_1 = 5.1 \times 10^{-5}$ $C_2 = 6.2 \times 10^{-10}$ $C_3 = 2.4 \times 10^{-13}$	$K = d_p^{-2.3} t_p^{-1.6} g^{1.6} t_w^{-0.5}$
Top and seat angle connection	$C_1 = 8.46 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1.01 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1.24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.5}$
End-plate connection without column stiffeners	$C_1 = 1.86 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1.04 \times 10^{-4}$ $C_3 = 6.38 \times 10^{-6}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} d_b^{-1.5}$
End-plate connection with column stiffeners	$C_1 = 1.79 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1.76 \times 10^{-4}$ $C_3 = 2.04 \times 10^{-4}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.6}$
T-stub connection	$C_1 = 2.1 \times 10^{-4}$ $C_2 = 6.2 \times 10^{-6}$ $C_3 = -7.6 \times 10^{-9}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_t^{-0.5} d_b^{-1.1}$

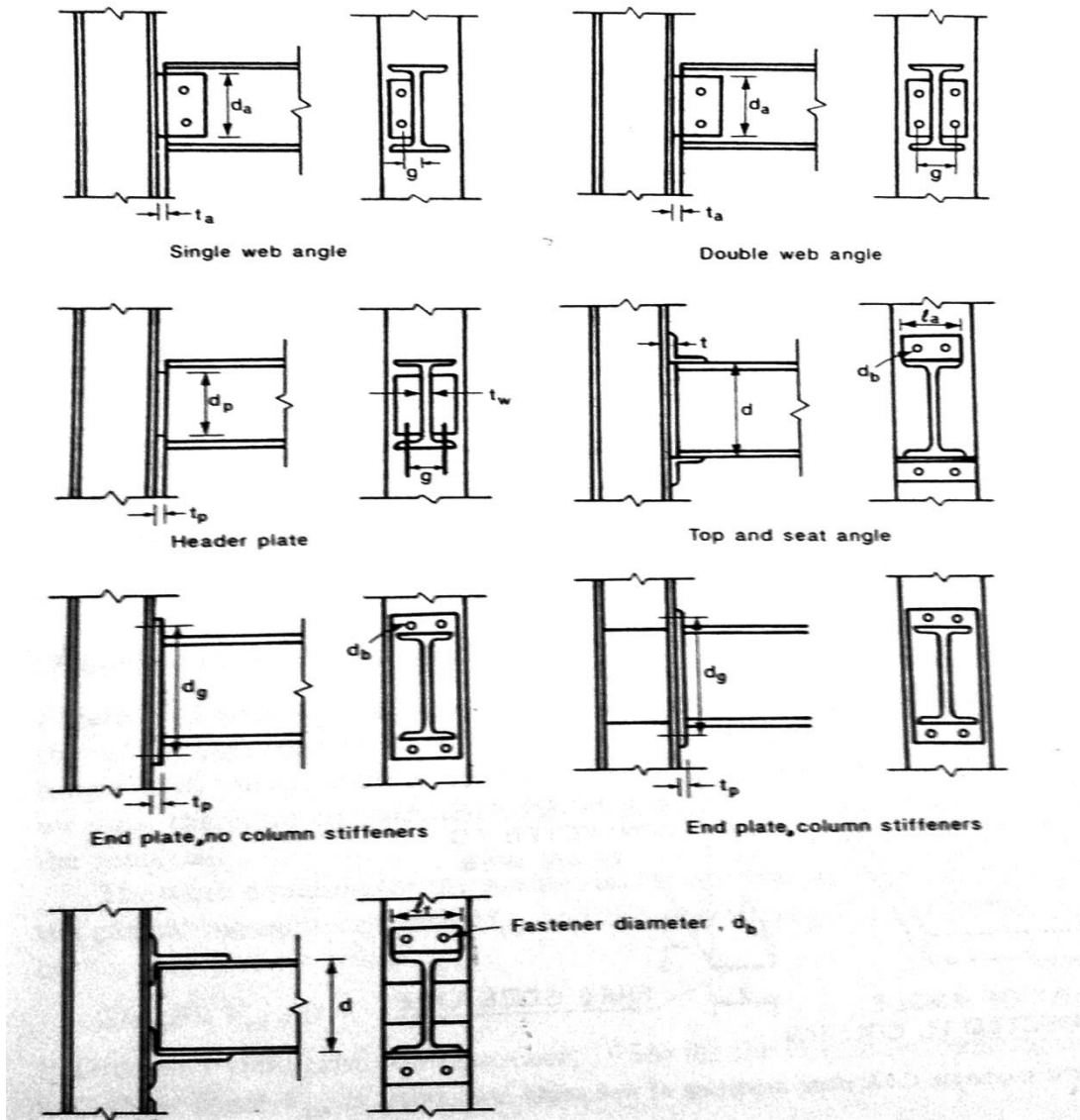


Figure 3.1: Les paramètres pour les différents assemblages

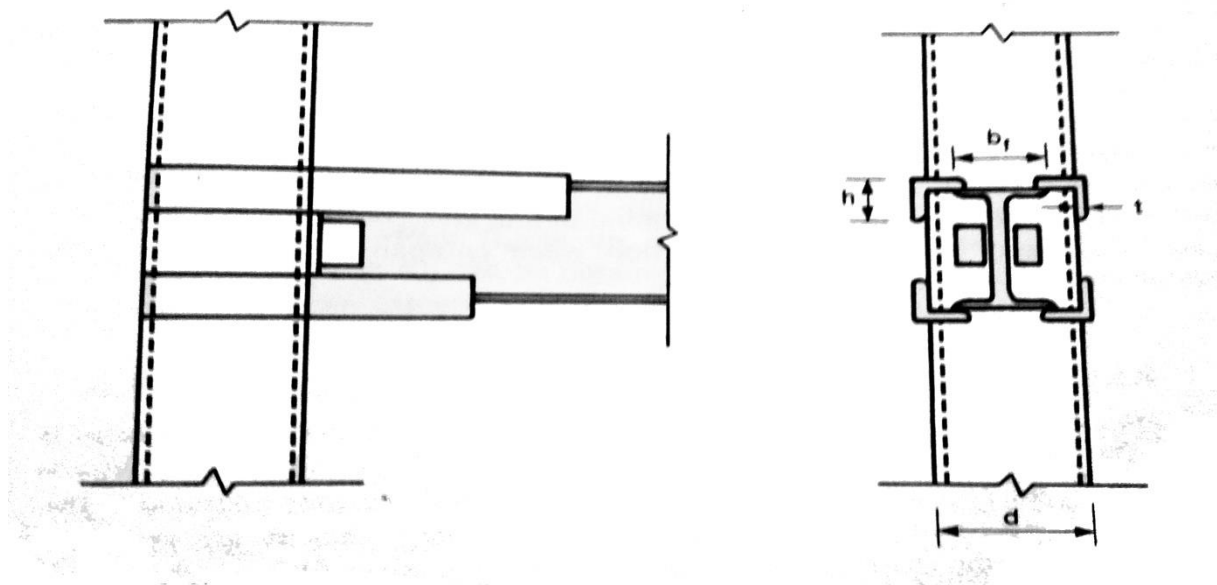


Figure 3.2 : Les paramètres de l'assemblage *Strap angle*

3.3. Modèle de puissance Ang-Morris :

En adoptant la même procédure de normalisation que celle utilisée par Frye et Morris [05], Ang et Morris (1984) [07] ont présenté les équations de prévisions de la forme indiquée dans la relation (2.5) pour cinq types d'assemblage. Les constantes d'ajustement de courbe $(\theta_r)_0$, $(KM)_0$ et n ainsi que le paramètre de normalisation K sont résumées dans le tableau 3.2. Les paramètres dimensionnels correspondants sont présentés dans la Figure 3.1 et Figure 3.2. De manière générale, le modèle de puissance Ang-Morris et le modèle polynomial Frye-Morris donnent des résultats comparables pour un assemblage donné. Les erreurs de prévision, par rapport aux données de test signalés peuvent être dans le rapport ou fourchette de 3% à 18%.

Tableau 3.2 : Les constantes d'ajustement des courbes pour le modèle de puissance Ang-Morris

Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Le paramètre de normalisation
Single web angle connection	$(\theta_r)_0 = 1.03 \times 10^{-2}$ $(KM)_0 = 32.75$ $n = 3.93$	$K = d_a^{-2.09} t_a^{-1.64} g^{2.06}$
Double web angle connection	$(\theta_r)_0 = 3.98 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 0.63$ $n = 4.94$	$K = d_a^{-2.2} t_a^{0.08} g^{-0.28}$
Header plate connection	$(\theta_r)_0 = 7.04 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 186.77$ $n = 4.32$	$K = d_p^{-2.41} t_p^{-1.54} g^{2.12} t_w^{-0.45}$
Top and seat angle connection	$(\theta_r)_0 = 5.17 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 745.94$ $n = 5.61$	$K = d^{-1.06} t^{-0.54} l_a^{0.85} d_b^{-1.28}$
Strap angle connection	$(\theta_r)_0 = 4.58 \times 10^{-5}$ $(KM)_0 = 753.26$ $n = 5.98$	$K = h^{-0.059} t^{-0.85} \left(\frac{d}{b_f} \right)^{-1.06}$

3.4. Modèle de puissance Kishi et Chen :

Le modèle de puissance Kishi-Chen [13] est un modèle de connexion semi-empirique dont la forme est montrée par l'équation (2.4). Il est basé sur les trois paramètres : la rigidité initiale d'assemblage R_{ki} , le moment ultime de l'assemblage M_u et le paramètre de forme n de la courbe $M - \theta_r$. La rigidité initiale et le moment ultime sont évalués analytiquement, tandis que le paramètre de forme de la courbe est obtenu par l'ajustement des courbes techniques.

Kishi et Chen [15] ont appliqué ce modèle sur trois types d'assemblages : une seule/double cornière d'âme, les cornières de semelles, et les cornières de semelles avec double cornière d'âme. Les expressions de R_{ki} et M_u pour ces trois types d'assemblage sont décrites ci-dessous.

3.4.1. Une seule/ double cornière d'âme :

- La rigidité initiale de l'assemblage :

Basée sur les résultats expérimentaux obtenus par Bell et al.(1958) et Lewitt et al. (1966) sur l'assemblage a double cornière d'âme, la cornière d'âme dans la zone élastique initiale est supposée se comporter de la manière suivante (Kishi et al., 1988a,b)

1. L'effet de l'effort tranchant lors de la déformation de l'assemblage est ignoré,
2. La partie de la cornière reliée à la colonne se comporte d'une manière élastique linéaire, tandis que la partie de la cornière reliée à la poutre se comporte comme un élément rigide,
3. La déformation de l'assemblage est petite,
4. La partie de la cornière fixée sur la semelle de la colonne joue le rôle d'une plaque d'épaisseur moyenne, dans laquelle l'appui fixe est supposé être à l'avant de la fixation à proximité de l'âme de la poutre et le moment de torsion concentré est en équilibre avec le moment de connexion à l'extrémité libre (Fig. 3.3).

Avec ces hypothèses, et en appliquant la théorie de torsion-flexion simple à la partie de la cornière reliée à la colonne, l'équation différentielle de direction de la cornière de rotation ϕ peut être écrite comme:

$$GJ \frac{d^2 \phi}{dx^2} - EC_w \frac{d^4 \phi}{dx^4} = 0 \quad (3.3)$$

Dans laquelle les variables pour une seule cornière d'âme sont la constante de torsion uniforme, J , la constante de gauchissement, C_w , et le module de Young et de cisaillement, E et G , respectivement. Les conditions aux limites sont les suivantes.

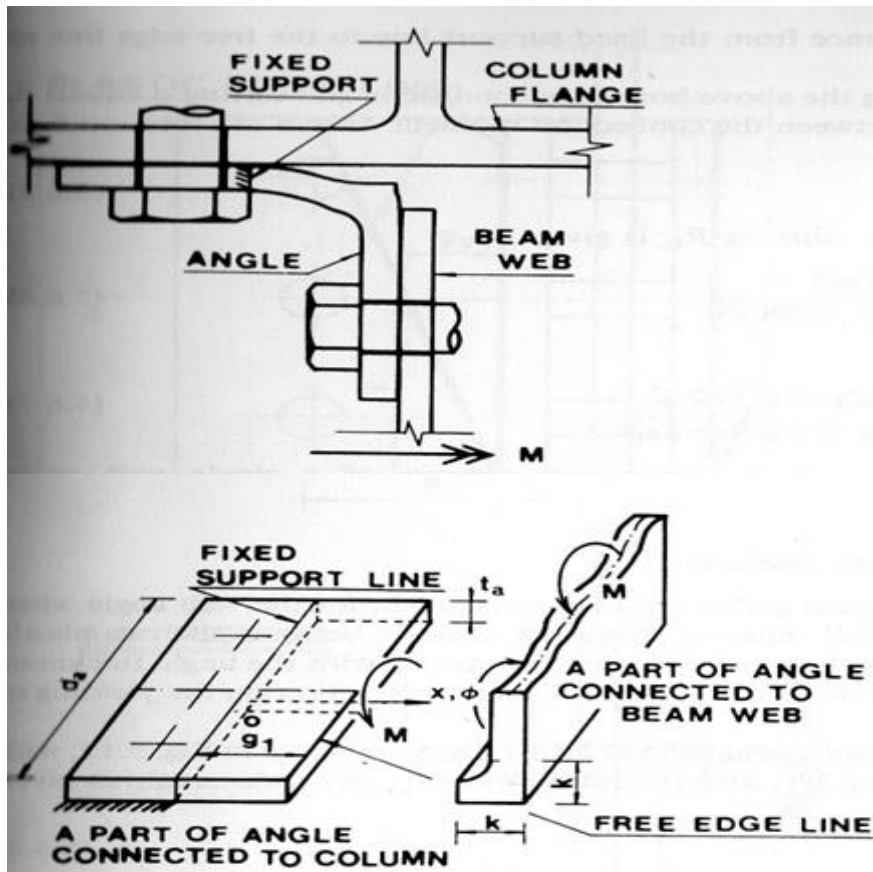


Figure 3.3 : Déformation de la cornière lors de la charge initiale + La modélisation de la plaque épaisse modérée de la cornière de semelle

À l'extrémité libre ($x = g_1$)

$$\frac{d^2 \phi}{dx^2} = 0 \quad (3.4)$$

$$GJ \frac{d\phi}{dx} - EC_w \frac{d^3 \phi}{dx^3} = M \quad (3.5)$$

A l'extrémité fixée ($x=0$)

$$\frac{d\phi}{dx} = 0, \quad \phi = 0$$

Dans laquelle g_1 est la distance de calibrage à partir de la ligne de l'appui fixe à la ligne de l'extrémité libre comme représenté sur la Fig.3.3.

Il faut ensuite résoudre l'équation (3.3) en utilisant les conditions aux limites et le paramètre ϕ qui est égale à θ_r , à $x = g_1$, la relation entre le moment d'assemblage M et la rotation θ_r est obtenue comme :

$$M = R_{ki} \theta_r \quad (3.6)$$

Où la rigidité initiale R_{ki} est donnée par :

$$R_{ki} = G \frac{t_a^3}{3} \frac{\alpha \cosh(\alpha\beta)}{(\alpha\beta) \cosh(\alpha\beta) - \sinh(\alpha\beta)} \quad (3.7)$$

Avec α et β sont définis comme :

$\alpha = 4.2967$ lorsque le coefficient de poisson est égale à 0.3

$$\beta = \frac{g_1}{d_a}$$

d_a : représente la hauteur de la cornière de l'âme

L'équation (3.7) représente la rigidité initiale de l'assemblage composé d'une seule cornière fixée sur l'âme. Pour l'assemblage à double cornière fixée également sur l'âme, R_{ki} est le double de la valeur donnée par l'équation (3.7)

- Le moment ultime de l'assemblage :

La figure 3.4 montre le mécanisme de rupture global supposé pour la cornière d'âme quand l'assemblage atteint sa capacité de résistance complète. Etant donné que la distance entre les deux rotules plastiques est du même ordre de grandeur par rapport à l'épaisseur de la cornière, il faut donc considérer l'effet de l'interaction de l'effort tranchant en flexion sur le rendement de la matière.

L'équation de travail pour le mécanisme dans une section arbitraire "y" (Figure 3.4), avec le moment plastique M_{py} et l'effort tranchant V_{py} par unité de longueur, est donnée par

$$2M_{py}\theta = V_{py}g_y\theta \quad (3.8)$$

Si le critère de rendement Drucker (Drucker, 1956) pour l'effet combiné du moment de flexion M_{py} et de l'effort tranchant V_{py} est utilisé, nous avons donc:

$$\left(\frac{M_{py}}{M_0}\right) + \left(\frac{V_{py}}{V_0}\right)^4 = 1 \quad (3.9)$$

Dans lequel M_0 et V_0 sont le moment de flexion plastique pur en l'absence de l'effort tranchant et l'effort tranchant par unité de longueur, en l'absence de flexion de la cornière d'âme, respectivement.

En utilisant l'équation 3.9 et la relation entre M_0 et V_0 fondée sur le critère de rendement de Tresca, l'équation (3.8) peut être écrite comme :

$$\left(\frac{V_{py}}{V_0}\right)^4 + \frac{g_y}{t_a} \left(\frac{V_{py}}{V_0}\right) - 1 = 0 \quad (3.10)$$

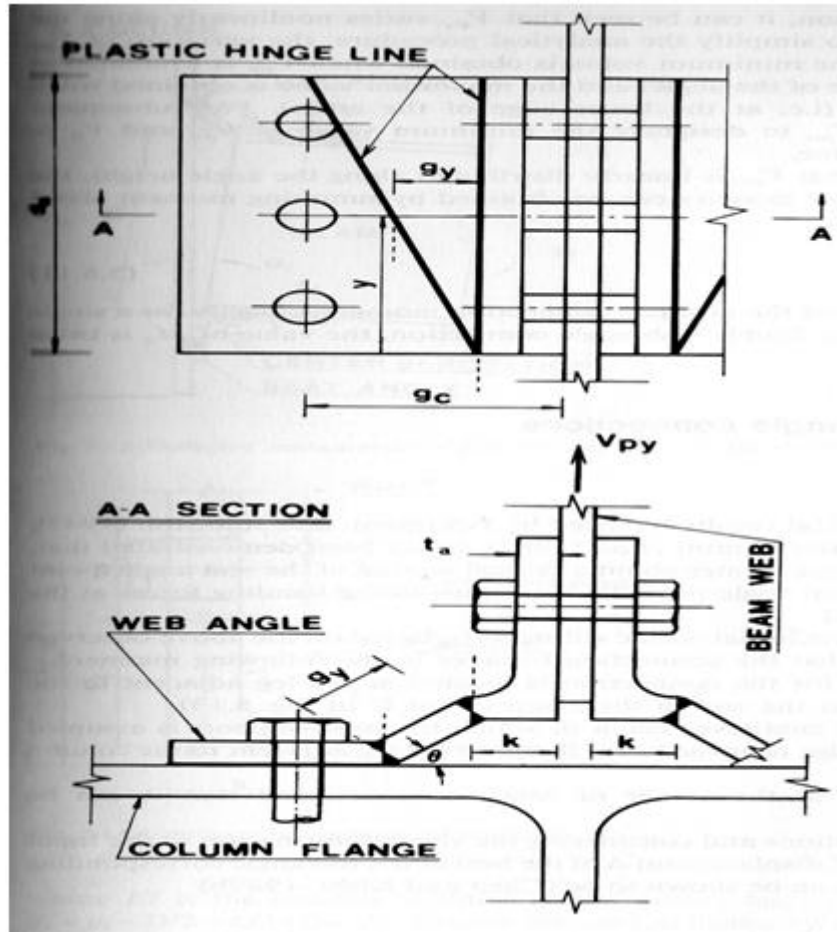


Figure 3.4 : Mécanisme de rupture pour l'assemblage de cornière d'ame

A partir de l'équation ci-dessus, il est constaté que V_{py} varie de manière non linéaire le long de la hauteur de l'âme de cornière. Afin de simplifier la procédure analytique, la variation de V_{py} est supposée linéaire. La valeur minimale est obtenue lorsque V_{py} est évaluée à $y = d_a$ (c'est à dire sur le bord supérieure de la cornière) et la valeur maximale est obtenue lorsque V_{py} est évaluée à $y = 0$ (c'est à dire sur le bord inférieur de la cornière). Pour la suite, il est recommandé d'utiliser V_{pu} pour désigner la valeur minimale de V_{py} et V_0 pour désigner la valeur maximale.

Avec l'hypothèse que V_{py} est distribué de façon linéaire le long de la hauteur de la cornière, le moment ultime de l'assemblage peut être obtenu par sommation des moments sur le bord inférieur de la cornière.

$$M_u = \left(\frac{2V_{pu} + V_0}{6} \right) d_a^2 \quad (3.11)$$

L'équation (3.11) représente le moment ultime de l'assemblage d'une seule cornière d'âme. Pour l'assemblage de double cornière d'âme, M_u est le double de la valeur donnée par l'équation (3.11)

3.4.2. Assemblages cornières semelles :

- La rigidité initiale de l'assemblage :

Selon les résultats expérimentaux rapportés par Hechtman et Johnston (1947), Altman et al. (1982) et Azizinamini et al. (1985), il a été démontré que, à défaut, ce type d'assemblage tourne autour d'une section critique de la cornière en bas (point C de la Fig.3.5), tandis que la cornière au sommet offre une résistance aux forces de flexion à l'extrémité de la poutre (Fig.3.5) Afin de déterminer la rigidité initiale élastique R_{ki} sur la base des conditions ci-dessus observées, il est supposé que l'assemblage se comporte de la façon suivante :

- 1- Le centre de rotation de l'assemblage est située au pied adjacent de la semelle de la poutre de compression à l'extrémité de la poutre (point C sur la Fig.3.5),
- 2- La cornière supérieure agit comme une poutre en porte à faux, dans laquelle l'appui fixe est supposé être sur le bord de maintien de dispositif de fixation. Ce dernier se trouve à proximité de la semelle de la poutre dans le pied à côté de la face de la colonne comme indiqué dans la Fig.3.5.
- 3- le moment résistant à l'axe de rotation est si petit qu'il peut être négligé.

Sur la base de ces hypothèses et compte tenu de la déformation de cisaillement dans le pied de la cornière en haut, le déplacement horizontal Δ du talon de la cornière au sommet correspondant à la force de la semelle de la poutre P peut être démontré (Chen et Kishi, 1989b)

$$\Delta = \frac{P g_1^3}{3(EI)} \left(1 + \frac{0.78 l_t^2}{g_1^2} \right) \quad (3.12)$$

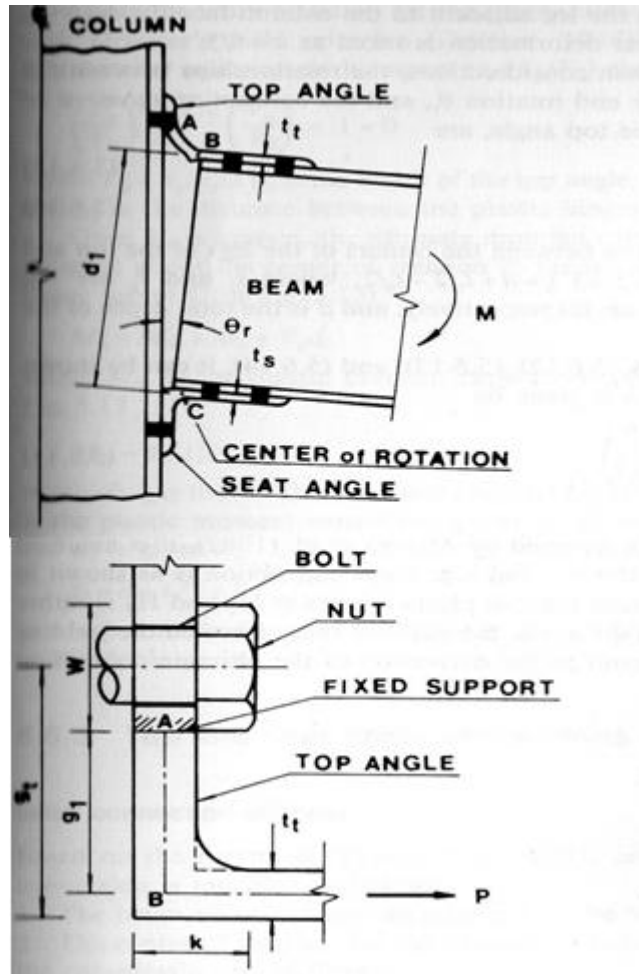


Figure 3.5: Configuration des cornières de semelles à l'état élastique

Où EI est la rigidité en flexion de pied de la cornière adjacente à la face du poteau, $g_1 = g_t - D/2 - t_t/2$ ($D = d_b$, si les rivets sont utilisés comme des éléments de fixations ; et $D = W$, si les boulons sont utilisés comme des éléments de fixations), d_b est le diamètre de fixation, W est le diamètre de l'écrou, t_t est l'épaisseur de la cornière au sommet, et g est la distance de calibrage de talon de la cornière en haut vers le centre de l'élément de fixation à le pied adjacente à la face de la colonne. En dérivant l'équation (3.12), le coefficient de déformation de cisaillement est pris comme $k = 6/5$.

À partir des équations cinématiques et d'équilibre, la relation entre le déplacement horizontal Δ et la rotation d'extrémité θ_r , et le moment d'assemblage M et la force de la poutre P agissant sur la cornière supérieure, sont

$$\Delta = d_1 \theta_r \quad (3.13)$$

$$M = d_1 P \quad (3.14)$$

Respectivement, où d_1 est la distance entre les centres des pieds des cornières inférieures comme montré à la Fig. (= $d + t_t/2 + t_s/2$, où t_t et t_s sont les épaisseurs des cornières supérieures et inférieures, respectivement, et d est la hauteur totale de la section de la poutre).

Remplaçant les valeurs de Δ et P (3.13) et (3.14) dans l'équation (3.12), on peut alors retrouver la rigidité initiale d'assemblage par l'expression suivant:

$$R_{ki} = \frac{M}{\theta_r} = \frac{3(EI)}{1 + \left(\frac{0.78t_t^2}{g_1^2}\right)} \left(\frac{d_1^2}{g_1^3}\right) \quad (3.15)$$

- Le moment ultime d'assemblage :

Sur la base des résultats expérimentaux obtenus par Altman et al.(1982), il est supposé que le mécanisme de rupture de l'assemblage des cornières de semelles montré sur la figure 3.6 Comme la distance entre les deux rotules plastiques H_1 et H_2 est assez courte par rapport à l'épaisseur de la cornière supérieure, l'effet de l'effort tranchant sur le rendement de la matière est pris en compte dans le calcul du moment ultime de l'assemblage.

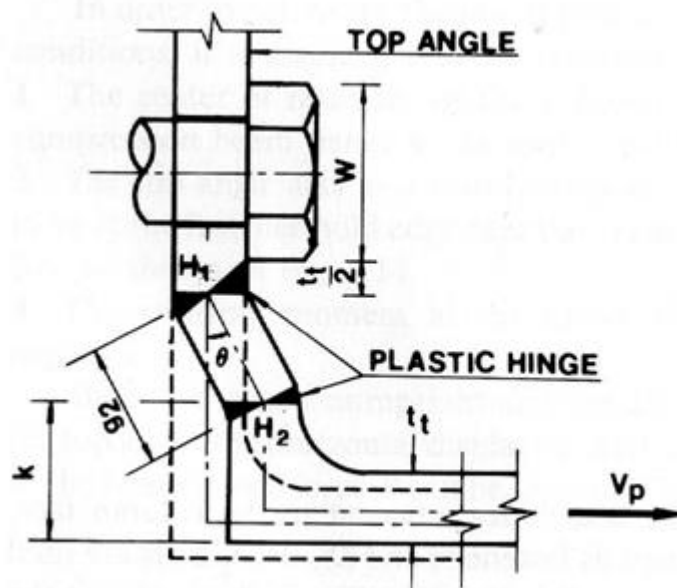


Figure 3.6 : Mécanisme de rupture de l'assemblage Cornière de semelle

En utilisant l'équation de travail pour le mécanisme représenté sur la Fig.3.6, en collaboration avec le critère de plasticité de Drucker (Drucker, 1956) pour la flexion-cisaillement interaction, une équation du quatrième ordre par rapport à (V_p / V_0) peut être écrite comme

$$\left(\frac{V_p}{V_0}\right)^4 + \frac{g_2}{t_t} \left(\frac{V_p}{V_0}\right) - 1 = 0 \quad (3.16)$$

Où $V_0 = \sigma_y l_t t_t / 2$ (l_t correspond à la largeur de la cornière supérieure, t_t est l'épaisseur de la cornière supérieure) et g_2 est la distance entre les rotules plastiques H_1 et H_2 .

Une fois V_p est connu, le moment ultime M_u est obtenue en additionnant moment autour du centre de rotation et le moment plastique au pied adjacent à la semelle de la poutre de compression. (Point C sur la Fig.3.5).

$$M_u = M_{0s} + M_p + V_p d_2 \quad (3.17)$$

Où M_{0s} cest le moment plastique au point C de la cornière inférieure montré dans la figure..

$$M_{0s} = \frac{\sigma_y l_s t_s^2}{4} \quad (3.18)$$

Où l_s est la largeur de la cornière inférieure et t_s est l'épaisseur de la cornière inférieure, M_p est la moment plastique au point H_2 de la cornière supérieure de la figure3.6.

$$M_p = \frac{V_p g_2}{2} \quad (3.19)$$

Et d_2 est donné par

$$d_2 = d + \frac{t_s}{2} + k \quad (3.20)$$

Où k c'est la distance à partir du talon de la cornière supérieure à la cible d'évaluation du filet, comme indiqué dans la Fig.3.6.

3.4.3. Assemblage cornières des semelles avec double de cornières d'âme :

- La rigidité initiale de l'assemblage :

Sur la base des résultats obtenus par Altman et al. (1982) et Azizinamini et al. (1985), l'assemblage est modélisé comme suit :

- 1- La poutre et le pied de la cornière adjacente sur la poutre considéré comme des éléments rigides.
- 2- Le centre de rotation de l'assemblage est situé au pied de la cornière adjacente à la semelle de la poutre de compression.
- 3- La cornière supérieure agit comme une poutre en porte à faux semblable à celle de l'assemblage des cornières de semelle (Fig.3.5).
- 4- La cornière d'âme agit comme une poutre en porte à faux semblable au comportement de la cornière supérieure montrée dans la Fig.3.7.
- 5- Le moment résistant au centre de rotation est négligeable.

Avec ces hypothèses, le déplacement horizontal Δt du pied de la cornière supérieure est due grâce à la force de semelle de la poutre P_t (semblable à P sur la Fig.3.5) et la valeur moyenne du déplacement horizontal Δa du pied de la cornière correspondant à la force de la cornière d'âme P_a (fig 3.7) peut être dérivée (Kishi et al. 1988b)

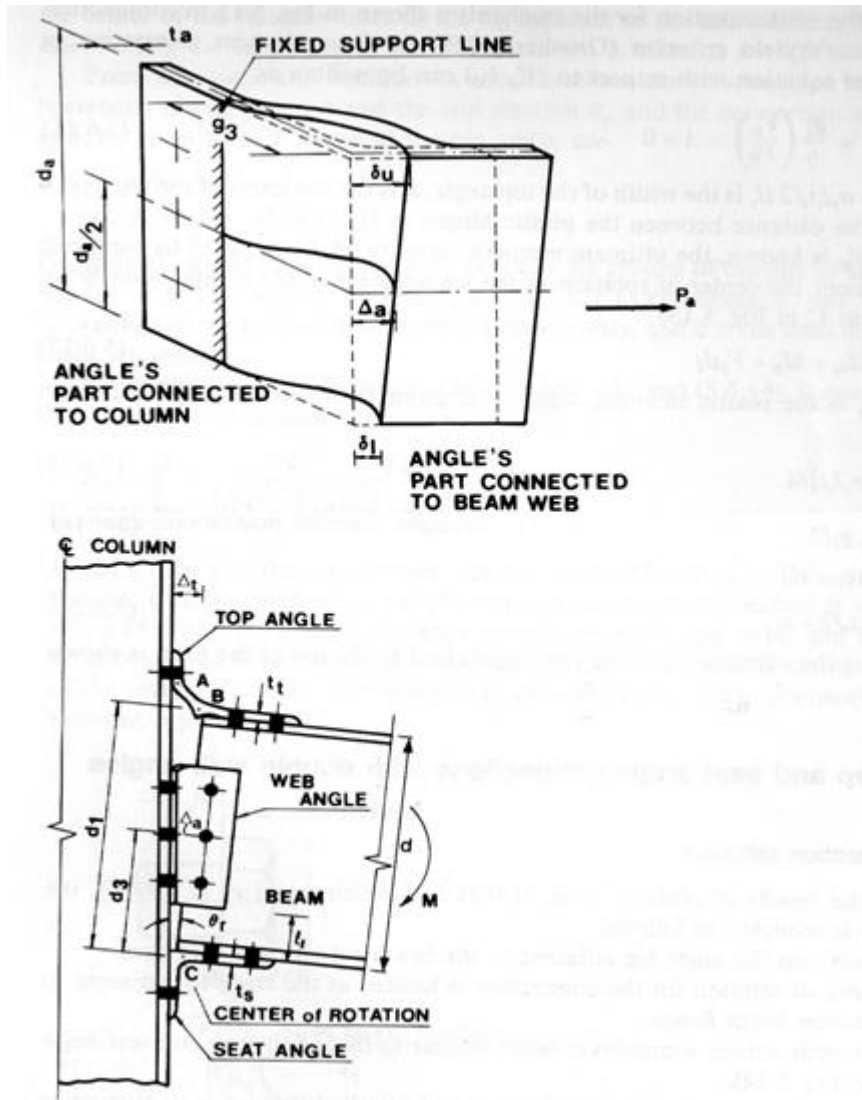


Figure 3.7 : Configuration des cornières reliées à la poutre et au poteau à l'état élastique

$$\Delta_t = \frac{P_t g_1^3}{3(EI_t)} \left(1 + \frac{0.78 t_t^2}{g_1^2} \right) \quad (3.21)$$

Et

$$\Delta_a = \frac{P_a g_3^3}{3(EI_a)} \left(1 + \frac{0.78 t_a^2}{g_3^2} \right) \quad (3.22)$$

Respectivement, où EI_t et EI_a sont les rigidités de flexion des pieds adjacentes à la face de poteau de la cornière supérieure et la cornière d'âme, respectivement, g_1 est définie dans l'équation

(3.12), t_t est l'épaisseur de la cornière supérieure, et $g_3 = g_c - W/2 - t_a/2$ (W est le diamètre de l'écrou et t_a est l'épaisseur de la cornière supérieure).

Autrement, en supposant que P_a agit à mi-hauteur de la cornière d'âme et en référence à la configuration déviée montrée dans la Fig.3.7, les relations cinématiques pour Δ_t et Δ_a exprimées en termes de θ_r la rotation d'assemblage peut être écrite comme

$$\Delta_t = d_1 \theta_r \quad (3.23)$$

$$\Delta_a = d_3 \theta_r \quad (3.24)$$

Où :

$$d_3 = \frac{d}{2} + \frac{t_s}{2} \quad (3.25)$$

Les variables d_1 , d_3 , d et t_s sont montrés dans la Fig.3.7.

Additionnant le moment autour le point C de la cornière inférieure montré de la Fig.3.7, le moment de l'assemblage est obtenu comme :

$$M = P_t d_1 + 2P_a d_3 \quad (3.26)$$

Remplaçant les valeurs Δ_t , Δ_a , P_t et P_a (3.21),(3.22),(3.23) et (3.24) dans l'équation (3.26) on peut montrer que la rigidité initiale de l'assemblage peut être écrite comme :

$$R_{ki} = \frac{M}{\theta_r} = \frac{3(EI_t)d_1^2}{g_1(g_1^2 + 0.78t_t^2)} + \frac{6(EI_a)d_3^2}{g_3(g_3^2 + 0.78t_a^2)} \quad (3.27)$$

- Le moment ultime de l'assemblage :

Sur la base des résultats expérimentaux obtenus par Altman et al. (1982) et Azizinamini et al.(1985), le mécanisme de rupture de l'assemblage des cornières semelles avec doubles cornières d'âme est supposée être une combinaison de mécanismes de rupture d'assemblage des cornières d'âme décrit au paragraphe (3.3.1) et l'assemblage des cornières de semelle décrit au paragraphe (3.3.2)

Tout d'abord, il faut considérer le moment ultime de la cornière supérieure. En se référant à la Fig.3.6, et en supposant M_{pt} et V_{pt} être le moment de flexion plastique et l'effort tranchant agissant sur les rotules plastique H_1 et H_2 respectivement, le critère de Drucker de rendement comme peut être écrit comme suit:

$$\left(\frac{V_{pt}}{V_{0t}}\right)^4 + \frac{g_2}{t_t} \left(\frac{V_{pt}}{V_{0t}}\right) - 1 = 0 \quad (3.28)$$

Où V_{0t} représente l'effort tranchant plastique du pied de la cornière supérieure lorsque l'effet de flexion est ignoré ($V_{0t} = \sigma_y \cdot l_t \cdot t_t / 2$) (l_t , correspond à la largeur de la cornière supérieure, t_t est l'épaisseur de la cornière supérieure) et g_2 est la distance entre les rotules plastiques H_1 et H_2 comme montré la Fig.3.6.

Une fois V_{pt} est connu, le moment ultime de la cornière supérieure M_{pt} est obtenu à partir :

$$M_{pt} = \frac{V_{pt} g_2}{2} \quad (3.29)$$

D'autre part, le moment ultime de la cornière inférieure est donné par

$$M_{0s} = \sigma_y l_s \frac{t_s^2}{2} \quad (3.30)$$

Où l_s , correspond à la largeur de la cornière inférieure, t_s est l'épaisseur de la cornière inférieure.

En plus de la contribution des cornières de semelles, les cornières d'âme contribuent également au moment ultime de l'assemblage. Pour les cornières d'âme, si le même mécanisme de rupture identique à ce décrit au paragraphe 3.3.1, il peut être démontré que la résultante de l'effort tranchant plastique V_{pa} agissant sur une seule cornière d'âme est exprimée par

$$V_{pa} = \left(\frac{V_{pu} + V_{0a}}{2}\right) d_a \quad (3.31)$$

Où V_{pu} est la valeur de l'effort tranchant au niveau du l'extrémité supérieurs et V_{0a} est la valeur de l'effort tranchant au niveau du l'extrémité inférieure de la cornière d'âme. La valeur de V_{pa} est pour une seule cornière d'âme. La valeur est double de celle de l'équation (3.31) pour un assemblage à double cornière d'âme.

La figure 3.8 montre les forces agissantes sur l'assemblage à l'état ultime. En utilisant les équations de résistance ultime exprimées par les relations (3.29) à (3.31) et en additionnant le moment autour de l'axe de rotation (point C), le moment ultime de l'assemblage M_u peut être écrite comme

$$M_u = M_{0s} + M_{pt} + V_{pt} d_2 + 2V_{pa} d_4 \quad (3.32)$$

Où

$$d_4 = \frac{(2V_{pu} + V_{0a})}{3(V_{pu} + V_{0a})} d_a + l_1 + \frac{t_s}{2} \quad (3.33)$$

Dans laquelle l_1 est la distance mesurée à partir de l'extrémité extérieure de la semelle inférieure de la poutre à l'extrémité inférieure de la cornière d'âme et t_s est l'épaisseur de la cornière inférieure comme le montre la Fig.3.7

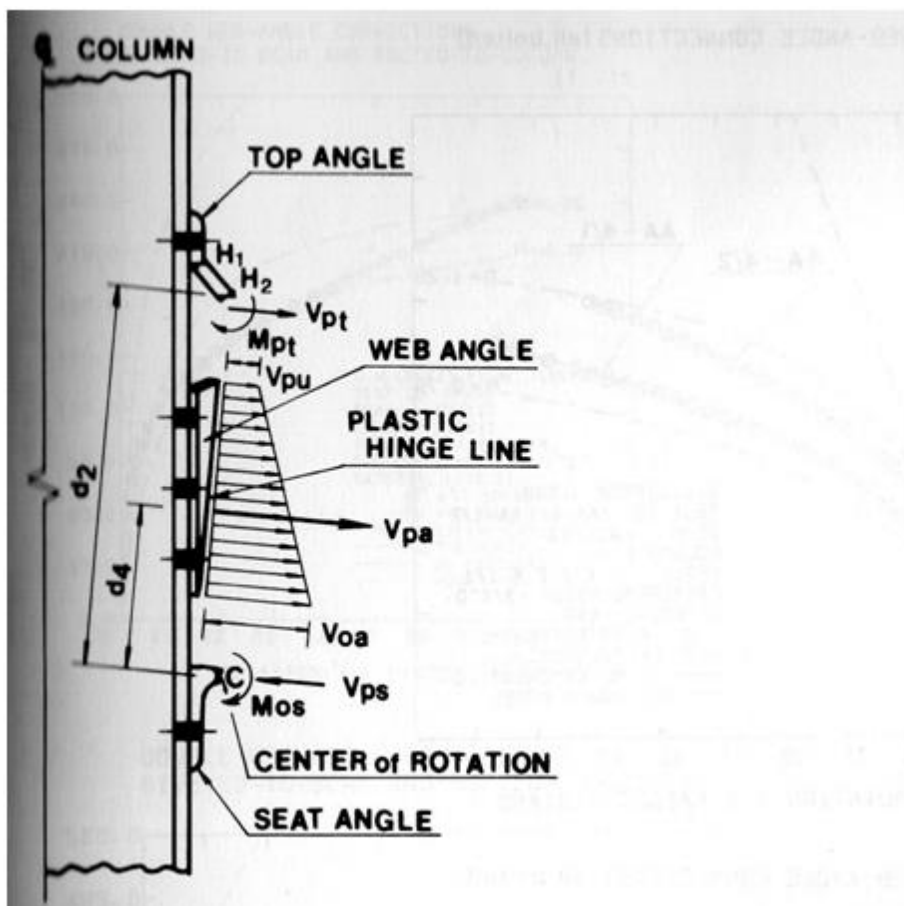


Figure 3.8: Les forces appliquées à l'état ultime de l'assemblage

Une fois la rigidité initiale de l'assemblage R_{ki} , et le moment ultime de l'assemblage M_u évalués pour un type d'assemblage donné à l'aide des équations appropriées présentées dans les paragraphes 3.3.1 à 3.3.3, le paramètre de forme n est réglée de telle sorte que l'équation (2.4) peut être utilisé pour mieux s'adapter aux données expérimentales.

3.5. Modèle exponentiel de Wu et Chen

Un inconvénient du modèle de puissance Kishi-Chen est que le paramètre de forme n est un paramètre d'ajustement de courbe. Un ensemble des données d'essai doivent être disponibles pour l'évaluation. Pour régler cet inconvénient, Wu et Chen (1990) utilisé des formules semblables au modèle de Kishi-Chen pour la rigidité initiale R_{ki} et le moment ultime M_u dans leur modèle exponentiel (Eq.2.9) et effectué une analyse statistique des courbes d'essai pour obtenir les formules suivantes pour n pour deux types s'assemblage

Pour l'assemblage des cornières de semelle, la formule de n c'est :

$$n = 0.043 + 0.074\theta_0$$

Où

$$\theta_0 = \frac{M_u}{R_{ki}}$$

Et pour l'assemblage à cornières de semelle avec double cornière d'âme, l'expression pour l'évaluation de n est :

$$n = 0.07 + 0.114\theta_0$$

La capacité du modèle exponentiel de Wu-Chen pour représenter le comportement $M - \theta_r$ de ces deux types d'assemblages est montrée dans les figures 3.9.

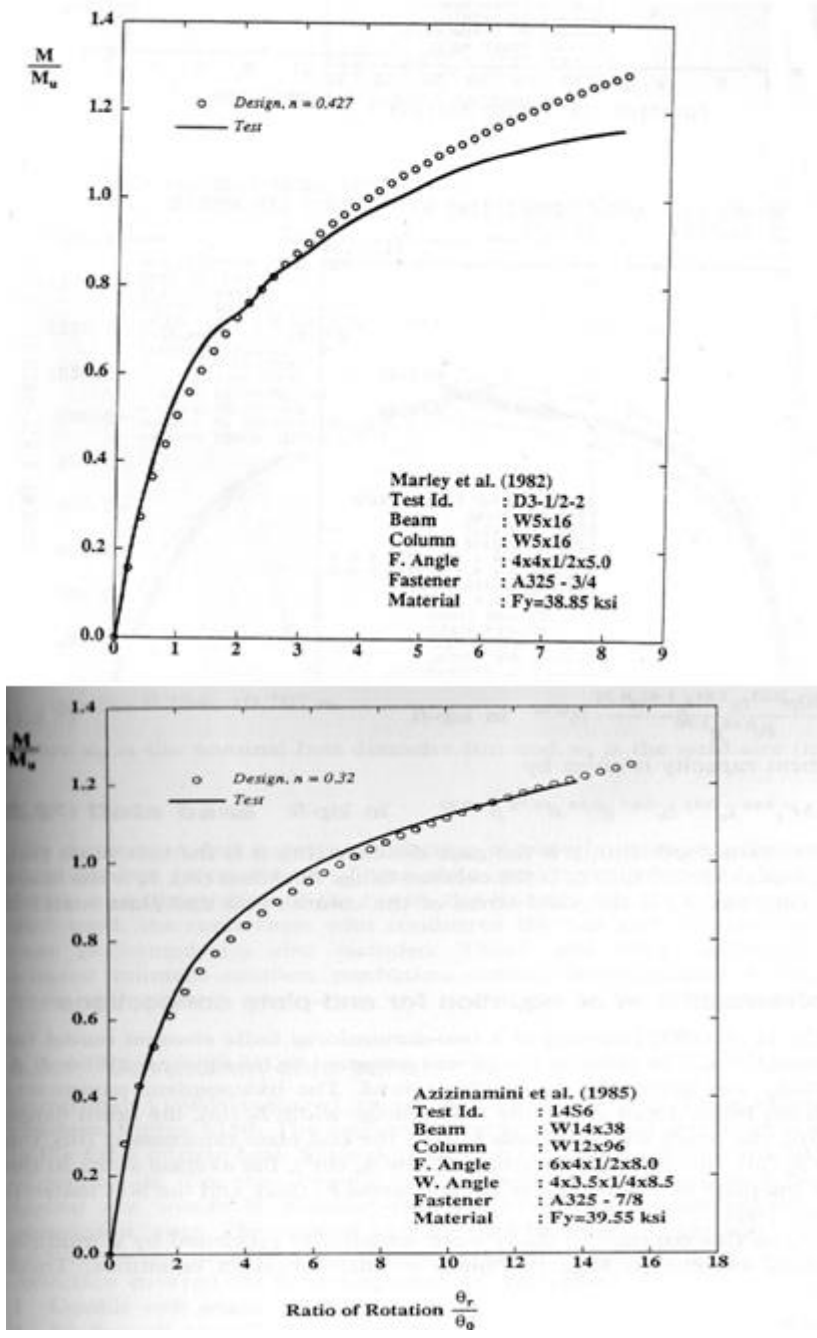


Fig 3.9 : Comparaison de Modèle exponentiel de Wu et Chen avec les résultats expérimentaux

Les données d'essai pour l'assemblage des cornières de semelle et l'assemblage des cornières de semelle avec double cornière d'âme ont été prises à partir des essais effectués par Marley et Gerstle (1982) et Azizinamini et al. (1985), respectivement.

3.6. Modèle de l'EC3 :

3.6.1. Rigidité en rotation :

Il convient de déterminer la rigidité en rotation d'un assemblage à partir des flexibilités de ses composantes, chacune représentée par son coefficient de rigidité élastique k_i

À condition que l'effort axial N_{Sd} dans l'élément assemblé ne soit pas supérieur à 10 % de la résistance $N_{p,Rd}$ de sa section transversale, la rigidité en rotation S_j d'un assemblage, pour un moment $M_{j,Sd}$ inférieur au moment résistant $M_{j,Rd}$ de l'assemblage, peut être obtenue avec une précision suffisante par la relation suivante :

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

Où :

k_i est le coefficient de rigidité pour la composante i ;

z est le bras de levier, voir Annexe J.2.5 ;

μ est le rapport de rigidité $S_{j,ini} / S_j$,

$S_{j,ini}$ est la rigidité en rotation initiale de l'assemblage, donnée par l'expression (J.34) avec $\mu = 1,0$.

Il convient de déterminer le rapport de rigidité μ de la façon suivante :

— Si $M_{j,Sd} \leq 2/3 M_{j,Rd}$:

$$\mu = 1$$

— Si $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Sd} \leq M_{j,Rd}$:

$$\mu = (1,5 M_{j,Sd} / M_{j,Rd})^\psi$$

Où le coefficient ψ est tiré du Tableau J.9. (Annexe J) [18]

Tableau J.9 — Valeur du coefficient ψ

Type d'attache	ψ
Soudé	2,7
Platine d'about boulonnée	2,7
Cornières de semelle boulonnées	3,1

Les coefficients de rigidité k_i pour les composantes qui devraient être pris en compte dans les calculs de rigidité figurent dans le Tableau J.10 (Annexe J) [18] pour les configurations de l'assemblage comportant des attaches soudées ou des attaches par cornières de semelles boulonnées, et dans le Tableau J.11(Annexe J) [18] pour les attaches par platines d'about boulonnées.

Tableau J.10 — Assemblages comportant des attaches soudées
ou des attaches à cornières de semelle boulonnées

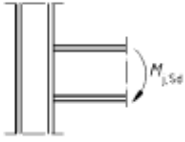


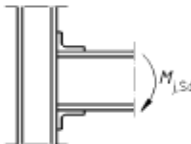
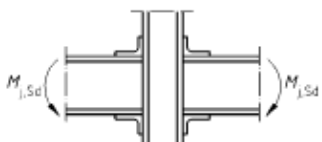
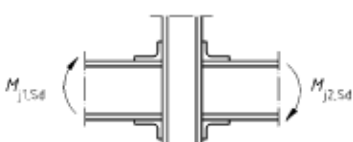
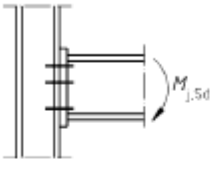
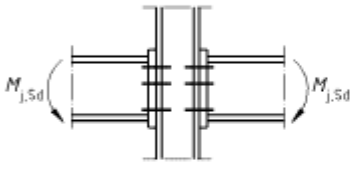
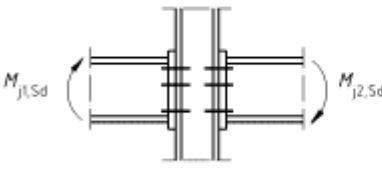

Assemblage poutre-poteau comportant des attaches soudées	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
 <p>Unilatéral</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3$
 <p>Bilatéral — Moments égaux et opposés</p>	$k_2 ; k_3$
 <p>Bilatéral — Moments inégaux</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3$
Assemblage poutre-poteau comportant des attaches à cornières boulonnées	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
 <p>Unilatéral</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10} ; k_{11}^{*)} ; k_{12}^{**)}$
 <p>Bilatéral — Moments égaux et opposés</p>	$k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10} ; k_{11}^{*)} ; k_{12}^{**)}$
 <p>Bilatéral — Moments inégaux</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10} ; k_{11}^{*)} ; k_{12}^{**)}$
<p>*) Deux coefficients k_{11}, un pour chaque semelle ;</p> <p>**) Quatre coefficients k_{12}, un pour chaque semelle et un pour chaque cornière</p>	

Tableau J.11 — Assemblages comportant des attaches par platines d'about boulonnées

Assemblage poutre-poteau comportant des attaches par platines d'about boulonnées	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
 <p>Unilatéral</p>	Une	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_1 ; k_2 ; k_{eq}$
 <p>Bilatéral — Moments égaux et opposés</p>	Une	$k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_2 ; k_{eq}$
 <p>Bilatéral — Moments inégaux</p>	Une	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_1 ; k_2 ; k_{eq}$
Assemblage de continuité de poutres avec platines d'about boulonnées	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
	Une	k_5 [gauche] ; k_5 [droite] ; k_{10}
	Deux ou plus	k_{eq}

3.6.2. Coefficients de rigidité des composantes des assemblages :

- Pour un *panneau d'âme de poteau non raidi en cisaillement*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_1 pour un assemblage unilatéral, ou pour un assemblage bilatéral dans lequel les hauteurs de poutre sont similaires, par :

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta_z}$$

Où

A_{vc} est l'aire de cisaillement du poteau,

z est le bras de levier

β est le paramètre de transformation

- Pour une *âme de poteau non raidie comprimée*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_2 par :

$$k_2 = \frac{0.7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$$

Où :

$b_{eff,c,wc}$ est la largeur efficace de l'âme du poteau comprimée

d_c est la hauteur libre de l'âme du poteau

t_{wc} est l'épaisseur de l'âme du poteau.

- Pour une *âme de poteau tendue*, dans une attache boulonnée raidie ou non raidie comportant une seule rangée de boulons tendus, ou dans un attache soudée non raidie, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_3 par :

$$k_3 = \frac{0.7b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_c}$$

Où :

$b_{eff,t,wc}$ est la largeur efficace de l'âme du poteau tendue

- Pour une *semelle de poteau fléchie*, pour une seule rangée de boulons tendus, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_4 par :

$$k_4 = \frac{0.85 l_{eff} t_{fc}^3}{m^3}$$

Où :

l_{eff} est la plus petite des longueurs efficaces (isolément ou comme partie d'un groupe de boulons)

m est tel que défini à la Figure 3.10

t_{fc} est l'épaisseur de la semelle de poteau.

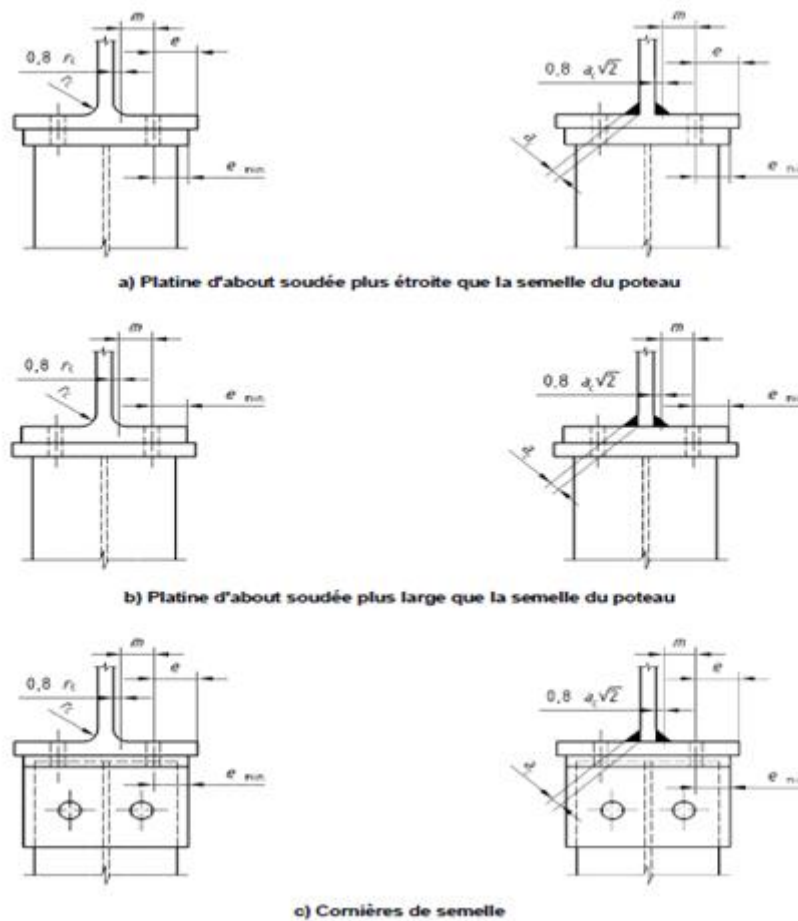


Fig 3.10 : Dimensions e_{min} et m pour une semelle de poteau

- Pour une *platine d'about fléchie*, pour une seule rangée de boulons tendus, il convient de déterminer le coefficient k_5 par :

$$k_5 = \frac{0.85 l_{eff} t_p^3}{m^3}$$

Où :

- l_{eff} est la plus petite des longueurs efficaces (isolément ou comme partie d'un groupe de boulons)
- m est généralement défini comme indiqué à la Figure 3.10.
- Pour une *cornière de semelle fléchie*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_6 par :

$$k_6 = \frac{0.85 l_{eff} t_a^3}{m^3}$$

Où :

- l_{eff} est la longueur efficace de la cornière selon la Figure J.29 (Annexe J) [18]
- m est tel que défini à la Figure J.30 (Annexe J) [18]
- t_a est l'épaisseur de la cornière.
- Pour une *âme et une semelle de poutre comprimées*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_7 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j .
- Pour une *âme de poutre tendue*, il convient de considérer le coefficient de rigidité k_8 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j .
- Pour une *platine tendue ou comprimée*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_9 comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation S_j .
- Pour des *boulons tendus*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_{10} pour une seule rangée de boulons par :

$$k_{10} = 1.6 \frac{A_s}{L_b}$$

Où :

A_s est l'aire de la section résistante en traction du boulon ;

L_b est la longueur utile d'allongement du boulon, prise égale à la longueur serrée (épaisseur totale des plaques et des rondelles), plus la moitié de la somme de la hauteur de la tête du boulon et de la hauteur de l'écrou.

- Pour des *boulons non précontraints en cisaillement*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_{11} pour une seule rangée de boulons par :

$$k_{11} = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{E d_{M16}}$$

Où :

- d est le diamètre nominal des boulons ;
 - d_{M16} est le diamètre nominal d'un boulon M16 ;
 - f_{ub} est la résistance à la rupture en traction des boulons ;
 - n_b est le nombre de rangées de boulons.
- Pour des *boulons non précontraints en pression diamétrale*, pour chaque composante j sur laquelle portent les boulons, il convient de déterminer le coefficient de rigidité k_{12} par :

$$k_{12} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$$

Avec :

$$k_b = k_{b1} \quad \text{mais } k_b \leq k_{b2}$$

$$k_{b1} = 0,25 e_b / d + 0,5 \quad \text{mais } k_{b1} \leq 1,25$$

$$k_{b2} = 0,25 p_b / d + 0,375 \quad \text{mais } k_{b2} \leq 1,25$$

$$k_t = 1,5 t_j / d_{M16} \quad \text{mais } k_t \leq 2,5$$

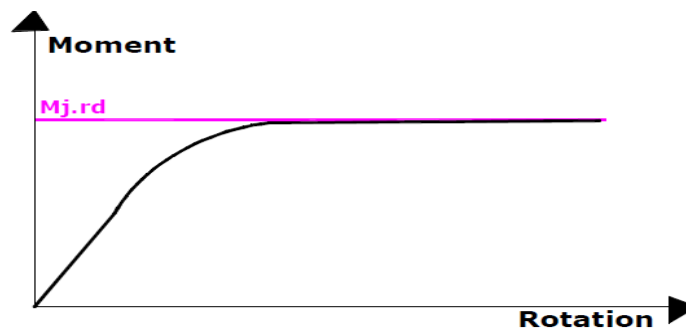
Où :

e_b est la pince entre la rangée de boulons et le bord libre de la tôle dans la direction de transmission de charge ;

- f_u est la résistance à la rupture en traction de l'acier sur lequel porte le boulon ;
- p_b est l'entraxe des rangées de boulons dans la direction de transmission de charge ;
- t_j est l'épaisseur de cette composante.

3.6.3. Le moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$:

Le moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ est pris comme le moment maximum de la courbe de comportement moment rotation ($M-\phi$).



3.6.4. La capacité de rotation :

Un autre point à prendre en considération concerne l'aptitude de l'assemblage à rester cohérent et à accepter les rotations imposées sans rupture, telles la capacité de rotation :

$$\Phi_{cd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j}$$

- la capacité de rotation de calcul Φ_{cd} d'un assemblage poutre- poteau doit être prise égale à la rotation atteinte au stade du moment résistant de calcul de l'assemblage

- Les trois caractéristiques ($M j.Rd, S j.ini, \vartheta_{cd}$) clés des assemblages influent directement sur le comportement de ces assemblages et sur leur classification.

3.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, une certaine importance est donnée à plusieurs équations de prévision qui modélisent le comportement moment-rotation des assemblages semi-rigides. Ce chapitre met l'accent aussi sur l'importance d'intégrer le comportement non linéaire des assemblages dans l'analyse des constructions en acier. À cette fin, l'analyse doit choisir un modèle d'assemblage approprié qui représente de façon adéquate le comportement réel des assemblages.

Pour des raisons pratiques, le choix d'un modèle d'assemblage doit être guidé par sa précision, sa simplicité. Étant donné que tous les assemblages avec tous les détails possibles et les dimensions ont été testés et documentés, l'utilisation d'un modèle analytique simple est tout à fait justifiée.

A ce sujet, le modèle polynôme de Frye-Morris Eq. (2.1), le modèle de puissance de Kishi-Chen Eq. (2.4), le modèle de puissance d'Ang-Morris Eq. (2.5) et le modèle exponentiel de Wu-Chen Eq. (2.9) sont recommandés ici.

Ces modèles sont basés sur les paramètres d'assemblage qui peuvent être déterminés facilement à partir de la configuration de l'assemblage et de leur détails, se prêterait donc plus pour des utilisations pratiques.

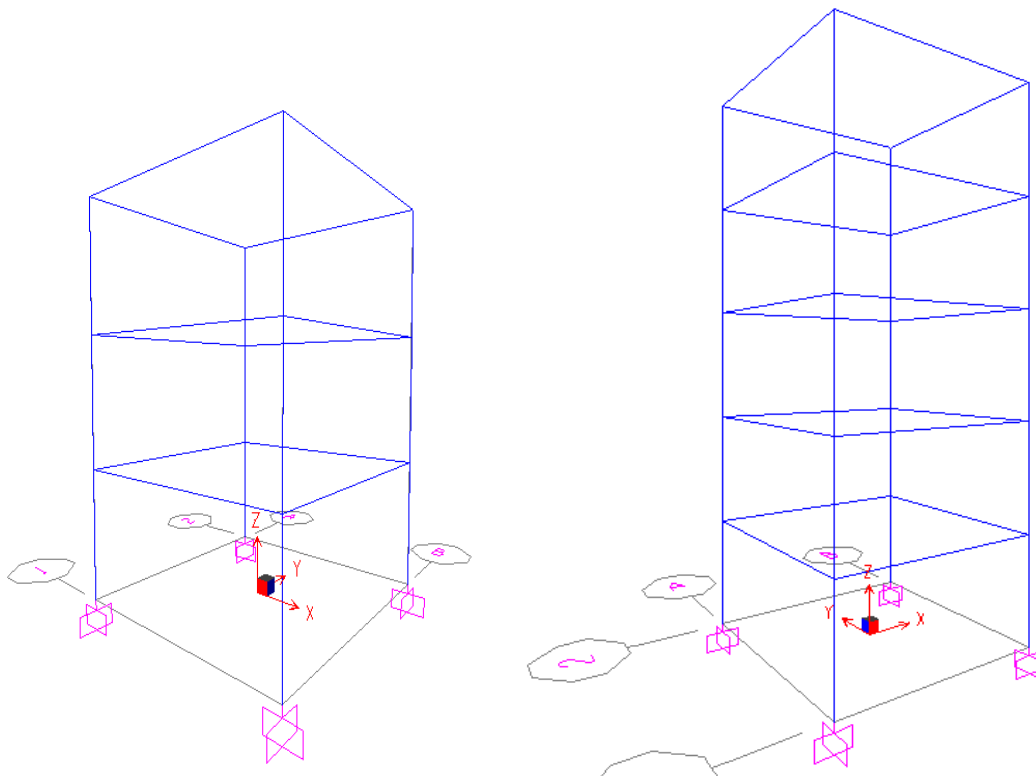
Chapitre IV

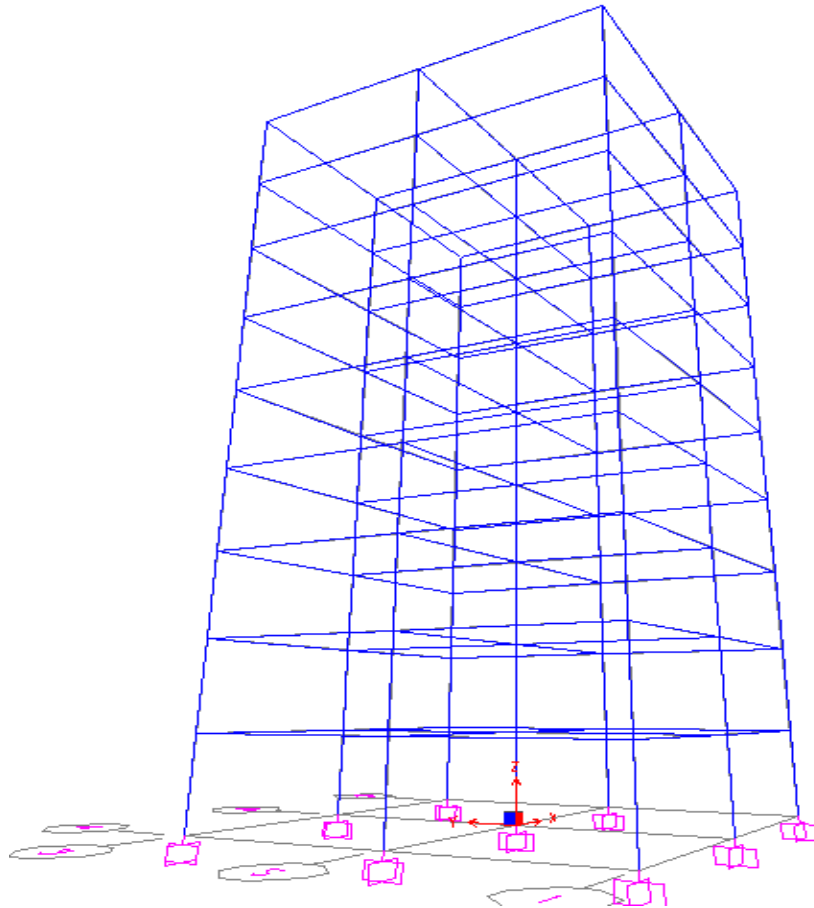
Simulation et interprétation des résultats

4.1. Simulation numérique

Cette partie consiste en l'analyse dynamique de trois types d'assemblages dans le but de comparer leur niveau de performance et leur influence sur le comportement des structures métalliques sous chargement sismique, et de montrer ainsi l'importance du choix de modèle du calcul de la rigidité dans les calculs des structures.

Des bâtiments à usage d'habitation de 2, 4 et 8 étages situés dans une zone de moyenne sismicité (zone IIA) ont été conçus avec des conditions similaires de chargement selon les recommandations des règlements RPA2003 et de l'EUROCODE3. Ces bâtiments composés des trois types d'assemblages (assemblage rigide, assemblage double cornière d'âme, assemblage cornière de semelle), présentent une géométrie régulière en plan et en élévation comme le montre les figures ci-dessous :





On peut modéliser l'assemblage semi-rigide comme un ressort ayant pour raideur la rigidité initiale de cet assemblage. A partir des modèles de rigidités exposés précédemment dans le chapitre 3, il est facile de trouver la rigidité initiale de chaque assemblage.

Les rigidités initiales des assemblages adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

$S_{ij, ini}$ (KN.m/rad)	Modèle polynomial Frye et Morris	Modèle de puissance Ange et Morris	Modèle de Kishi et Chen	EC 3
Assemblage Double cornière d'âme (D.C.A)	3090.63	2826.64	2678,92	3563,2
Assemblage Cornière de semelle (C.S)	8294.29	9320.67	9224,6	8205,4

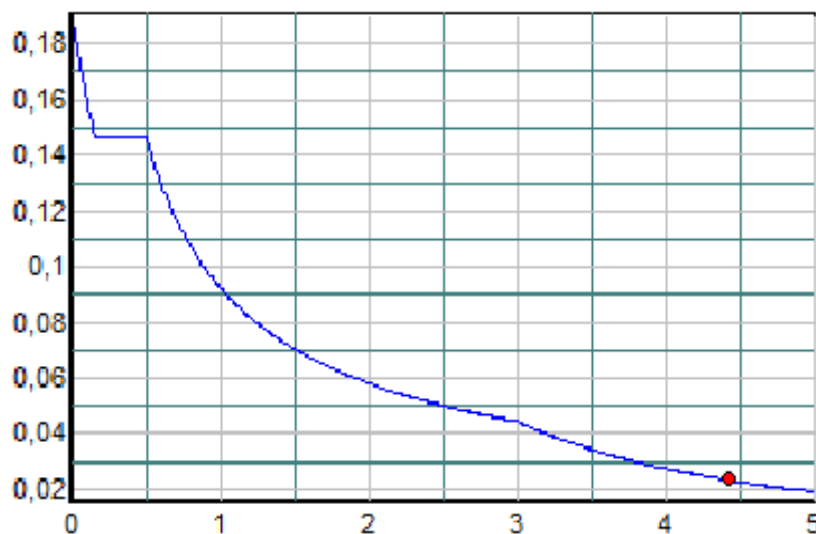
Le chargement horizontal et vertical pris en considération dans le calcul et le dimensionnement des différents éléments de structure est le suivant :

- **Charge permanente**: 5 KN/m² pour les étages courants et 5.5 KN/m² pour le dernier niveau.

- **Charge d'exploitation** : 2 KN/m² pour les étages courants et 1.5 KN/m² pour le dernier niveau.

- **Charge sismique** : - Spectres de réponse tiré du RPA2003 (zone IIa) avec un coefficient de comportement R qui égal à 4, un facteur de qualité Q égal à 1.25 et un coefficient d'amortissement pris égal à 5%, le site pour l'ensemble de l'étude est un site meuble (S3)

Le spectre de réponses pris en considération dans l'étude des différents modèles sont présentés ci-dessous :



Les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé sont :

- Limite d'élasticité $F_y = 235000 \text{ KN/m}^2$
- Limite ultime de traction $F_u = 360000 \text{ KN/m}^2$
- Coefficient de Poisson $\nu = 0.3$
- Module d'élasticité longitudinal $E = 200000000 \text{ KN/m}^2$
- Module d'élasticité transversal $G = 80000000 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique de l'acier = 78.5 KN/m^3

L'outil informatique utilisé pour les simulations numériques est le logiciel de calcul par éléments finis SAP2000, version14

4.2. Interprétation des résultats :

4.2.1 Portique à deux étages :

4.2.1.1. Dimensionnement des sections :

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Sections		Ratio	
	Modèle rigide	Poteau	HEB 200	Poteau
Poutre		HEB 220	Poutre	0.840
Modèle polynomial Frye et Morris	Poteau	HEB 200	Poteau	0.871
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.852
Modèle de puissance Ang et Morris	Poteau	HEB 200	Poteau	0.879
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.852
Modèle de Kishi et Chen	Poteau	HEB 200	Poteau	0.869
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.838
Modèle de l'EC3	Poteau	HEB 180	Poteau	0.985
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.802

- *Assemblage Cornière de semelle :*

Modèle	Sections		Ratio	
	Modèle rigide	Poteau	HEB 200	Poteau
Poutre		HEB 220	Poutre	0.840
Modèle polynomial Frye et Morris	Poteau	HEB 180	Poteau	0.848
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.821
Modèle de puissance Ang et Morris	Poteau	HEB 180	Poteau	0.822
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.823
Modèle de Kishi et Chen	Poteau	HEB 180	Poteau	0.811
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.808
Modèle de l'EC3	Poteau	HEB 180	Poteau	0.837
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.807

4.2.1.2. Déplacements et périodes:

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Déplacement (cm)	Période (sec)		
		T ₁	T ₂	T ₃
Modèle rigide	0.82	0.427	0.127	0.070
Modèle polynomial Frye et Morris	1.31	0.554	0.169	0.096
Modèle de puissance Ang et Morris	1.32	0.556	0.170	0.097
Modèle de Kishi et Chen	1.29	0.549	0.167	0.095
Modèle de l'EC3	1.44	0.597	0.188	0.112

- *Assemblage Cornière de semelle :*

Modèle	Déplacement (cm)	Période (sec)		
		T ₁	T ₂	T ₃
Modèle rigide	0.82	0.427	0.127	0.070
Modèle polynomial Frye et Morris	1.38	0.578	0.186	0.113
Modèle de puissance Ang et Morris	1.36	0.573	0.185	0.113
Modèle de Kishi et Chen	1.33	0.565	0.182	0.111
Modèle de l'EC3	1.24	0.537	0.171	0.104

4.2.1.2. Moments et effort normal:

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Poteau		Poutre	
	Moment	Effort Normal	Moment sur appui	Moment en travée
Modèle rigide	51.48	296.43	77.13	77.32
Modèle polynomial Frye et Morris	67.52	404.57	108.72	91.70
Modèle de puissance Ang et Morris	67.88	404.75	108.52	92.03
Modèle de Kishi et Chen	66.93	392.55	106.55	90.68
Modèle de l'EC3	60.74	391.51	99.98	95.98

- *Assemblage Cornière de semelle:*

Modèle	Poteau		Poutre	
	Moment	Effort Normal	Moment sur appui	Moment en travée
Modèle rigide	51.48	296.43	77.13	77.32
Modèle polynomial Frye et Morris	54.98	400.57	106.91	90.97
Modèle de puissance Ang et Morris	53.72	400.15	107.76	89.87
Modèle de Kishi et Chen	52.93	388.94	105.88	88.46
Modèle de l'EC3	53.71	388.43	104.63	89.54

4.2.2. Portique à quatre étages :

4.2.2.1. Dimensionnement des sections :

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Sections		Ratio	
	Modèle rigide	Poteau	HEB 220	Poteau
Poutre		HEB 220	Poutre	0.863
Modèle polynomial Frye et Morris	Poteau	HEB 200	Poteau	0.905
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.851
Modèle de puissance Ang et Morris	Poteau	HEB 200	Poteau	0.906
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.851
Modèle de Kishi et Chen	Poteau	HEB 200	Poteau	0.888
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.836
Modèle de l'EC3	Poteau	HEB 200	Poteau	0.902
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.851

- *Assemblage Cornière de semelle :*

Modèle	Sections		Ratio	
	Modèle rigide	Poteau	HEB 220	Poteau
Poutre		HEB 220	Poutre	0.863
Modèle polynomial Frye et Morris	Poteau	HEB 200	Poteau	0.875
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.851
Modèle de puissance Ang et Morris	Poteau	HEB 200	Poteau	0.870
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.852
Modèle de Kishi et Chen	Poteau	HEB 200	Poteau	0.852
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.837
Modèle de l'EC3	Poteau	HEB 200	Poteau	0.860
	Poutre	HEB 220	Poutre	0.836

4.2.2.2. Déplacement et périodes:

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Déplacement (cm)	Période (sec)		
		T ₁	T ₂	T ₃
Modèle rigide	1.45	0.582	1.79	0.096
Modèle polynomial Frye et Morris	2.05	0.763	0.242	0.134
Modèle de puissance Ang et Morris	2.06	0.766	0.242	0.135
Modèle de Kishi et Chen	2.03	0.757	0.240	0.134
Modèle de l'EC3	2.03	0.757	0.240	0.134

- *Assemblage Cornière de semelle :*

Modèle	Déplacement (cm)	Période (sec)		
		T ₁	T ₂	T ₃
Modèle rigide	1.45	0.582	1.79	0.096
Modèle polynomial Frye et Morris	1.86	0.712	0.228	0.129
Modèle de puissance Ang et Morris	1.83	0.704	0.226	0.128
Modèle de Kishi et Chen	1.79	0.694	0.223	0.127
Modèle de l'EC3	1.82	0.702	0.225	0.127

4.2.2.3. Moments et effort normal:

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Poteau		Poutre	
	Moment	Effort Normal	Moment sur appui	Moment en travée
Modèle rigide	70.69	648.83	106.15	87.50
Modèle polynomial Frye et Morris	65.81	672.81	105.58	91.59
Modèle de puissance Ang et Morris	66.20	673.06	105.34	91.91
Modèle de Kishi et Chen	65.31	652.84	103.43	90.56
Modèle de l'EC3	65.12	672.38	106.01	91.03

- *Assemblage Cornière de semelle:*

Modèle	Poteau		Poutre	
	Moment	Effort Normal	Moment sur appui	Moment en travée
Modèle rigide	70.69	648.83	106.15	87.50
Modèle polynomial Frye et Morris	59.07	668.81	109.48	86.50
Modèle de puissance Ang et Morris	57.92	668.18	110.09	85.72
Modèle de Kishi et Chen	57.05	647.95	108.19	84.36
Modèle de l'EC3	58.18	648.57	107.59	85.13

4.2.3 Portique à huit étages:

4.2.3.1. Dimensionnement des sections :

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Section		Ratio	
Modèle rigide	Poteau R.	HEB 260	Poteau R.	0.812
	Poteau I.	HEB 360	Poteau I.	0.863
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.784
Modèle polynomial Frye et Morris	Poteau R.	HEB 240	Poteau R.	0.979
	Poteau I.	HEB 340	Poteau I.	0.949
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.865
Modèle de puissance Ang et Morris	Poteau R.	HEB 240	Poteau R.	0.976
	Poteau I.	HEB 340	Poteau I.	0.948
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.858
Modèle de Kishi et Chen	Poteau R.	HEB 240	Poteau R.	0.909
	Poteau I.	HEB 340	Poteau I.	0.919
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.793
Modèle de l'EC3	Poteau R.	HEB 240	Poteau R.	0.908
	Poteau I.	HEB 340	Poteau I.	0.919
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.791

▪ *Assemblage Cornière de semelle :*

Modèle	Section		Ratio	
Modèle rigide	Poteau R.	HEB 260	Poteau R.	0.812
	Poteau I.	HEB 360	Poteau I.	0.863
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.784
Modèle polynomial Frye et Morris	Poteau R.	HEB 240	P. de rive	0.952
	Poteau I.	HEB 320	Poteau I.	0.992
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.797
Modèle de puissance Ang et Morris	Poteau R.	HEB 240	P. de rive	0.952
	Poteau I.	HEB 320	Poteau I.	0.992
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.796
Modèle de Kishi et Chen	Poteau R.	HEB 240	Poteau R.	0.931
	Poteau I.	HEB 320	Poteau I.	0.990
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.783
Modèle de l'EC3	Poteau R.	HEB 240	Poteau R.	0.932
	Poteau I.	HEB 320	Poteau I.	0.990
	Poutre	HEB 240	Poutre	0.785

4.2.3.2. Déplacement et périodes:

- **Assemblage Double cornière d'âme :**

Modèle	Déplacement (cm)	Période (sec)		
		T ₁	T ₂	T ₃
Modèle rigide	3.49	1.130	0.357	0.196
Modèle polynomial Frye et Morris	3.52	1.134	0.363	0.202
Modèle de puissance Ang et Morris	3.54	1.138	0.364	0.203
Modèle de Kishi et Chen	3.47	1.120	0.358	0.200
Modèle de l'EC3	3.41	1.109	0.355	0.198

- **Assemblage Cornière de semelle :**

Modèle	Déplacement (cm)	Période (sec)		
		T ₁	T ₂	T ₃
Modèle rigide	3.49	1.130	0.357	0.196
Modèle polynomial Frye et Morris	3.33	1.086	0.350	0.198
Modèle de puissance Ang et Morris	3.27	1.076	0.348	0.197
Modèle de Kishi et Chen	3.26	1.077	0.348	0.197
Modèle de l'EC3	3.30	1.090	0.351	0.198

4.2.3.3. Moments et effort normal:

- *Assemblage Double cornière d'âme :*

Modèle	Poteau		Poutre	
	Moment	Effort Normal	Moment sur appui	Moment en travée
Modèle rigide	69.76	1178.15	141.45	72.56
Modèle polynomial Frye et Morris	67.11	1210.18	145.39	75.02
Modèle de puissance Ang et Morris	67.31	1210.54	145.57	75.03
Modèle de Kishi et Chen	66.11	1164.96	142.82	73.66
Modèle de l'EC3	65.45	1163.86	142.25	73.45

- *Assemblage Cornière de semelle:*

Modèle	Poteau		Poutre	
	Moment	Effort Normal	Moment sur appui	Moment en travée
Modèle rigide	69.76	1178.15	141.45	72.56
Modèle polynomial Frye et Morris	64.20	1209.83	140.48	74.00
Modèle de puissance Ang et Morris	63.52	1209.27	140.00	73.81
Modèle de Kishi et Chen	63.58	1209.16	140.05	73.83
Modèle de l'EC3	64.26	1209.85	140.52	74.02

Les tableaux ci-dessus appellent les remarques suivantes :

- Les assemblages semi-rigides donnent des sections plus petites que l'assemblage rigide
- Les moments dans les poteaux des structures avec assemblage semi-rigides sont inférieurs à ceux des poteaux des structures avec assemblage rigide, le rapport varie entre 7% et 22%, cela dépend du modèle de calcul de la rigidité.
- Les moments sur les appuis des poutres des structures avec assemblage semi-rigides sont légèrement inférieurs à ceux des poutres des structures avec assemblage rigide, le rapport est de 7%
- Les moments en travée des poutres des structures avec assemblage semi-rigides sont supérieurs à ceux des poutres des structures avec assemblage rigide, le rapport est de 10%
- Les efforts normaux des poteaux des structures avec assemblage semi-rigides sont largement supérieurs à ceux des poteaux des structures avec assemblage rigide, le rapport est de 29%
- Pour les structures à 2 et 4 étages les assemblages semi-rigides présentent un déplacement latéral supérieur que ceux résultant dans les structures avec assemblage rigides, le rapport est entre 3% et 20%. Par contre pour les structures à 8 étages les assemblages semi-rigides présentent un déplacement latéral légèrement inférieur ou presque identique aux structures avec assemblages rigides.
- Pour les structures avec assemblages cornière de semelle présentent des sections plus petites que ceux avec assemblages a double cornière d'âme

- Les moments des poteaux des structures avec assemblage avec cornière de semelle sont inférieurs à ceux des poteaux des structures avec assemblage à double cornière d'âme avec un pourcentage de 15%

Chapitre IV

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le but principale de ce mémoire est l'étude du comportement des structures métalliques avec assemblages semi rigides, boulonnés et à l'aide de cornières comme configuration. Cela étant fait sous l'effet d'un spectre de réponse et de différents modèles de rigidités afin de déterminer les caractéristiques principales des ces assemblages ($M_{j,Rd}$, $S_{j,ini}$). Cela a pour finalité de mettre en évidence les différents paramètres ayant une influence sur le comportement global des structures. Pour cela, deux démarches ont été utilisées. La première a été consacrée pour la recherche théorique, une importance a été donnée à plusieurs équations de prévision qui modélisent le comportement moment-rotation des assemblages semi-rigides. La recherche a été basée sur des modèles d'assemblage qui représentent de façon adéquate le comportement réel des assemblages. Ces modèles ont été basés sur les paramètres qui peuvent être déterminés facilement à partir de la configuration d'assemblage et de leur détail. À ce sujet, le modèle polynôme de Frye-Morris, le modèle de puissance de Kishi-Chen, le modèle de puissance d'Ang-Morris et le modèle proposé par l'Eurocode 3 ont été appliqués.

Une démarche de validation par laquelle une étude comparative entre les différents assemblages a été effectuée, trois portiques ont été étudiés, ces portiques composés de trois types d'assemblages, présentent une géométrie régulière en plan et en élévation. Ainsi les principaux résultats ont permis de faire un certain nombre de remarques. Une surévaluation de la rigidité initiale des assemblages semi-rigides, donne des sections plus petites et une augmentation des moments des poteaux, le rapport varie entre 7% et 22%, cela dépend du modèle de calcul de la rigidité. Pour les structures à 2 et 4 étages les assemblages semi-rigides présentent un déplacement latéral supérieur par rapport à ceux résultant dans les structures avec assemblage rigides, le rapport est entre 3% et 20%. Par contre pour les structures à 8 étages avec deux travées les assemblages semi-rigides présentent un déplacement latéral légèrement inférieur ou presque identique aux structures avec assemblages rigides. Le modèle proposé par l'Eurocode 3 décrit de façon satisfaisante le comportement global moment-rotation par rapport aux autres modèles. Les objectifs tracés lors de cette recherche en termes d'études comparatives des modèles ont été atteints et surtout l'avantage que présente le modèle semi rigide sous l'effet de charges dynamiques (type sismique).

Enfin, d'un point de vue personnel, le travail qui a été entrepris a été l'occasion pour améliorer et approfondir les connaissances dans le domaine des structures métalliques et en particulier les assemblages leur modélisations et leur caractéristiques.

Par ailleurs les résultats obtenus dans ce travail doivent être confrontés avec les valeurs obtenues par d'autres approches expérimentales, ou d'éléments finis, ce qui fera l'objet éventuellement d'un travail plus approfondi rentrant dans le cadre d'une thèse de doctorat.

Annexes

Annexe A - Liste des tableaux utilisé

- Modèle polynomial

Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Le paramètre de normalisation
Single web angle connection	$C_1 = 4.28 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1.45 \times 10^{-9}$ $C_3 = 1.51 \times 10^{-16}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Double web angle connection	$C_1 = 3.66 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1.15 \times 10^{-6}$ $C_3 = 4.57 \times 10^{-8}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Header plate connection	$C_1 = 5.1 \times 10^{-5}$ $C_2 = 6.2 \times 10^{-10}$ $C_3 = 2.4 \times 10^{-13}$	$K = d_p^{-2.3} t_p^{-1.6} g^{1.6} t_w^{-0.5}$
Top and seat angle connection	$C_1 = 8.46 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1.01 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1.24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.5}$
End-plate connection without column stiffeners	$C_1 = 1.86 \times 10^{-3}$ $C_2 = -1.04 \times 10^{-4}$ $C_3 = 6.38 \times 10^{-6}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} d_b^{-1.5}$
End-plate connection with column stiffeners	$C_1 = 1.79 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1.76 \times 10^{-4}$ $C_3 = 2.04 \times 10^{-4}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.6}$
T-stub connection	$C_1 = 2.1 \times 10^{-4}$ $C_2 = 6.2 \times 10^{-6}$ $C_3 = -7.6 \times 10^{-9}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_t^{-0.5} d_b^{-1.1}$

- Modèle de puissance

Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Le paramètre de normalisation
Single web angle connection	$(\theta_r)_0 = 1.03 \times 10^{-2}$ $(KM)_0 = 32.75$ $n = 3.93$	$K = d_a^{-2.09} t_a^{-1.64} g^{2.06}$
Double web angle connection	$(\theta_r)_0 = 3.98 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 0.63$ $n = 4.94$	$K = d_a^{-2.2} t_a^{0.08} g^{-0.28}$
Header plate connection	$(\theta_r)_0 = 7.04 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 186.77$ $n = 4.32$	$K = d_p^{-2.41} t_p^{-1.54} g^{2.12} t_w^{-0.45}$
Top and seat angle connection	$(\theta_r)_0 = 5.17 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 745.94$ $n = 5.61$	$K = d^{-1.06} t^{-0.54} l_a^{0.85} d_b^{-1.28}$
St rap angle connection	$(\theta_r)_0 = 4.58 \times 10^{-5}$ $(KM)_0 = 753.26$ $n = 5.98$	$K = h^{-0.059} t^{-0.85} \left(\frac{d}{b_f} \right)^{-1.06}$

- Liste des composantes utilisées par l'EC3

Tableau J.10 — Assemblages comportant des attaches soudées ou des attaches à cornières de semelle boulonnées

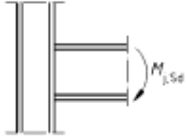


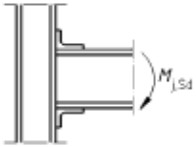
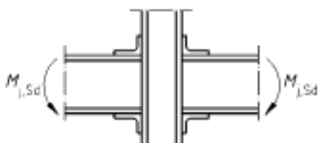
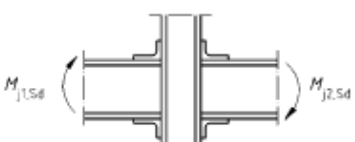
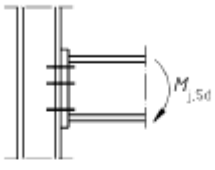
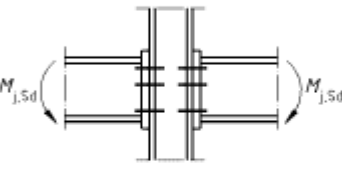
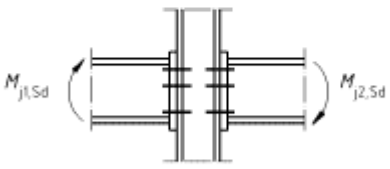

Assemblage poutre-poteau comportant des attaches soudées	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
 <p>Unilatéral</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3$
 <p>Bilatéral — Moments égaux et opposés</p>	$k_2 ; k_3$
 <p>Bilatéral — Moments inégaux</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3$
Assemblage poutre-poteau comportant des attaches à cornières boulonnées	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
 <p>Unilatéral</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10} ; k_{11}^{*)} ; k_{12}^{**)}$
 <p>Bilatéral — Moments égaux et opposés</p>	$k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10} ; k_{11}^{*)} ; k_{12}^{**)}$
 <p>Bilatéral — Moments inégaux</p>	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10} ; k_{11}^{*)} ; k_{12}^{**)}$
<p>*) Deux coefficients k_{11}, un pour chaque semelle ;</p> <p>**) Quatre coefficients k_{12}, un pour chaque semelle et un pour chaque cornière</p>	

Tableau J.11 — Assemblages comportant des attaches par platines d'about boulonnées

Assemblage poutre-poteau comportant des attaches par platines d'about boulonnées	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
 <p>Unilatéral</p>	Une	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_1 ; k_2 ; k_{eq}$
 <p>Bilatéral — Moments égaux et opposés</p>	Une	$k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_2 ; k_{eq}$
 <p>Bilatéral — Moments inégaux</p>	Une	$k_1 ; k_2 ; k_3 ; k_4 ; k_5 ; k_{10}$
	Deux ou plus	$k_1 ; k_2 ; k_{eq}$
Assemblage de continuité de poutres avec platines d'about boulonnées	Nombre de rangées de boulons tendus	Coefficients de rigidité k_i à prendre en compte
	Une	k_5 [gauche] ; k_5 [droite] ; k_{10}
	Deux ou plus	k_{eq}

Annexe B - Formulations utilisées

B.1. Modèle polynomial Frye-Morris :

$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5$$

B.2. Modèle de puissance Ang-Morris :

$$\frac{\theta}{(\theta_r)_0} = \frac{KM}{(KM)_0} \left[1 + \left(\frac{KM}{(KM)_0} \right)^{n-1} \right]$$

B.3. Modèle de puissance Kishi et Chen :

- Double cornière d'âme :

$$R_{ki} = 2G \frac{t_a^3}{3} \frac{\alpha \cosh(\alpha\beta)}{(\alpha\beta) \cosh(\alpha\beta) - \sinh(\alpha\beta)}$$

- Assemblages cornières semelles :

$$R_{ki} = \frac{M}{\theta_r} = \frac{3(EI)}{1 + \left(\frac{0.78t_t^2}{g_1^2} \right)} \left(\frac{d_1^2}{g_1^3} \right)$$

B.4. Modèle de l'EC3 :

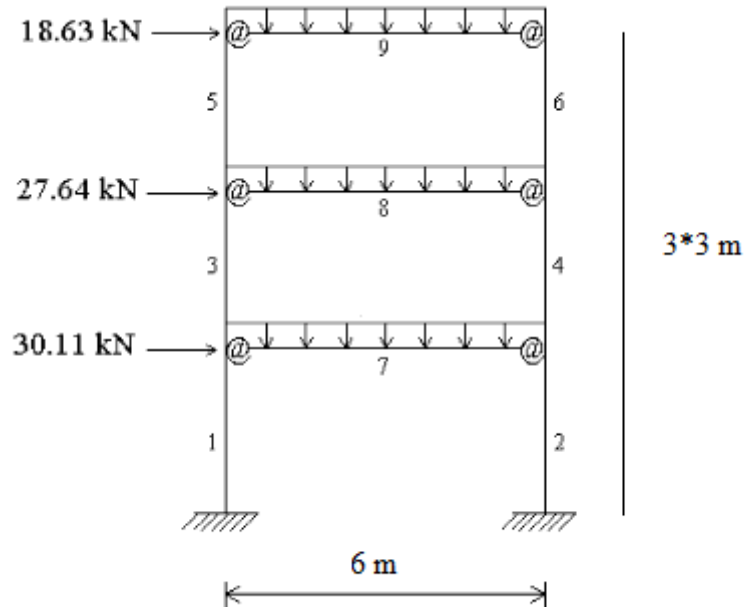
$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

	Rigidité	Résistance
1. Ame du poteau en cisaillement	$k_1 = \frac{0,38 A_{wc}}{\beta h}$ $\beta = \frac{V}{F} : \text{(force de cisaillement âme/ force dans semelle)}$	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta}$ <p>avec $V_{wc,Rd} = \frac{0,9 A_{wc} f_{ywc}}{\sqrt{3} \gamma_{M2}}$</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> $\eta = (1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{ywc}}) \leq 1,0$ $\rho_c = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc} = t_{fc} + 2a_f \sqrt{2} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$ <p>σ_n : contraintes normales dans l'âme du Poteau au niveau du congé de raccordement</p>
3. Ame du poteau en traction	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,wc,t} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,3} = \rho b_{eff,wc,t} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$ $\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,t} t_{wc} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc,t} = \min[4m; 8m + 2,5e; p + 4m + 1,25]$
4. semelle du poteau en flexion	$k_6 = \frac{0,85 l_{eff,fc,t} t_{fc}^3}{m^3}$	$F_{Rd,6} = \min[F_{fc,Rd,1} ; F_{fc,Rd,2}]$ $F_{fc,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,fc,t} m_{pl,fc}}{2mn - e_w(m+n)}$ $F_{fc,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,fc,t} m_{pl,fc} + 4B_{t,Rd} n}{m+n}$ $n = \min[e ; 1,25m ; (bp - w) / 2]$ $m_{pl,fc} = 0,25 t_{fc}^2 f_{yc} / \gamma_{M0}$ $l_{eff,fc,t} = b_{eff,wc,t}$ $e_w = d_w / 4$
5. platine d'about en flexion	$k_7 = \frac{0,85 l_{eff,p,t} t_p^3}{2 m_p^3}$	$F_{Rd,7} = \min[F_{fp,Rd,1} ; F_{fp,Rd,2}]$ $F_{fp,Rd,1} = \frac{(8n_p - 2e_w) l_{eff,p,t} m_{pl,p}}{2m_p n_p - e_w(m_p + n_p)}$ $F_{fp,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,p,t} m_{pl,p} + 2 B_{t,Rd} n_p}{m_p + n_p}$

		$n_p = \min [e_p; 1,25 m_p]$ $m_{p,p} = 0,25 t_p^2 f_{yp} / \gamma_{M0}$ $e_w = d_w / 4$ $l_{eff,p,t} = \min [4\pi m_{p,t} \cdot 8m_p + 2,5e_p; w + 4m_p + 1,25 e_p; b_p]$
7. semelle de la poutre en compression	$k_3 = \infty$	$F_{Rd,3} = M_{c,Rd} / (h_b t_{fb})$ $M_{c,Rd}$: Moment résistant du calcul de la poutre
8. Ame de la poutre en traction	$k_8 = \infty$	$F_{Rd,8} = b_{eff,wb,t} t_{wb} f_{ywb} / \gamma_{M0}$ $b_{eff,wb,t} = l_{eff,p,t}$
10. Boulons en traction	$k_4 = 1,6 \frac{A_s}{L_b}$	$F_{Rd,4} = 2 B_{t,Rd}$ with $B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M5}}$
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 : $\frac{2}{3} M_{Rd}$

Annexe C - Détermination de la rigidité initiale

- Analyse d'un exemple :



Après détermination des dimensions, l'assemblage est constitué d'un poteau en acier de type HEB200 et une poutre en acier de type HEB 220

Modèle polynomial Frye-Morris :

$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5$$

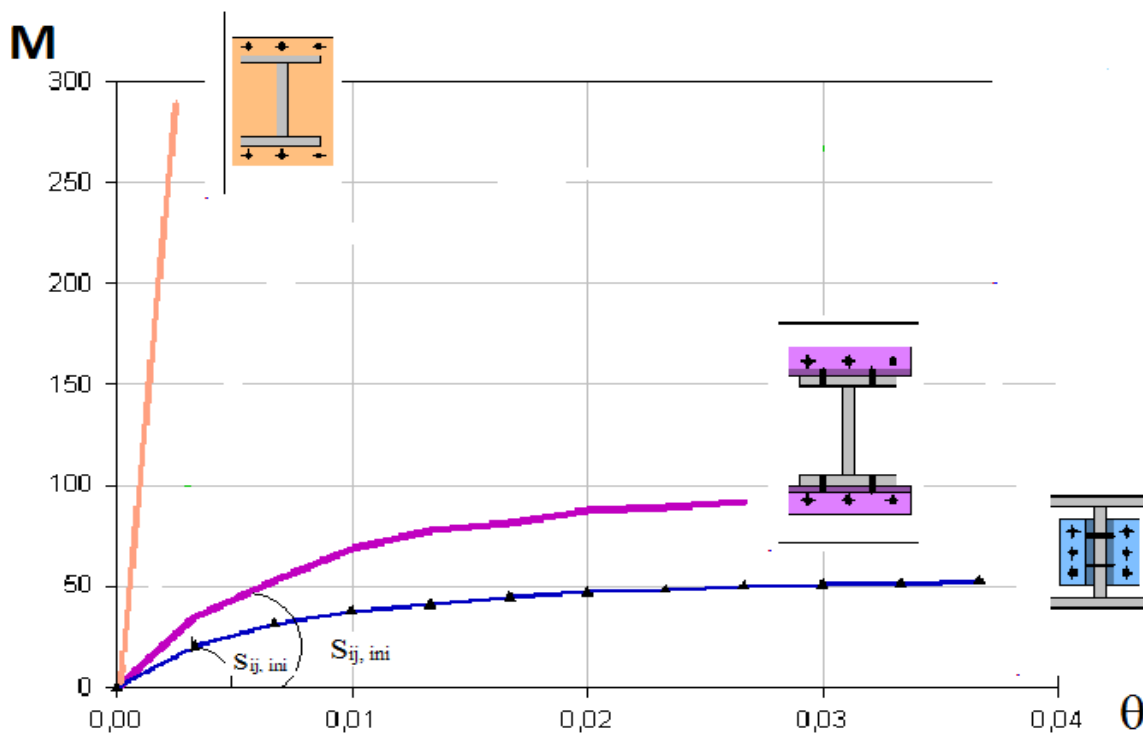
Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Le paramètre de normalisation
Double cornière d'âme	$C_1 = 3.66 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1.15 \times 10^{-6}$ $C_3 = 4.57 \times 10^{-8}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Cornière de semelle	$C_1 = 8.46 \times 10^{-4}$ $C_2 = 1.01 \times 10^{-4}$ $C_3 = 1.24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.5}$

Concernant les paramètres d'assemblage

Types d'assemblages	Les paramètres s'assemblages (cm)	
Double cornière d'âme	$t_a = 2$	$g = 14$
Cornière de semelle	$t = 2$	$d_b = 2.5$

A partir de ces paramètres on trouvera les équations suivantes:

Types d'assemblages	Equation M- θ
Double cornière d'âme	$\theta = 4.9 \times 10^{-5} M + 3.5 \times 10^{-12} M^3 + 6.7 \times 10^{-21} M^5$
Cornière de semelle	$\theta = 1.69 \times 10^{-7} M + 8.08 \times 10^{-16} M^3 + 7.68 \times 10^{-27} M^5$



Types d'assemblages	La rigidité initiale $S_{ij, ini}$ (KN.m/rad)
Double cornière d'âme	3090.63
Cornière de semelle	8294.29

Modèle d puissance Ange-Morris :

$$\frac{\theta}{(\theta_r)_0} = \frac{KM}{(KM)_0} \left[1 + \left(\frac{KM}{(KM)_0} \right)^{n-1} \right]$$

Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Le paramètre de normalisation
Double cornière d'âme	$(\theta_r)_0 = 3.98 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 0.63$ $n = 4.94$	$K = d_a^{-2.2} t_a^{0.08} g^{-0.28}$
Cornière de semelle	$(\theta_r)_0 = 5.17 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 745.94$ $n = 5.61$	$K = d^{-1.06} t^{-0.54} l_a^{0.85} d_b^{-1.28}$

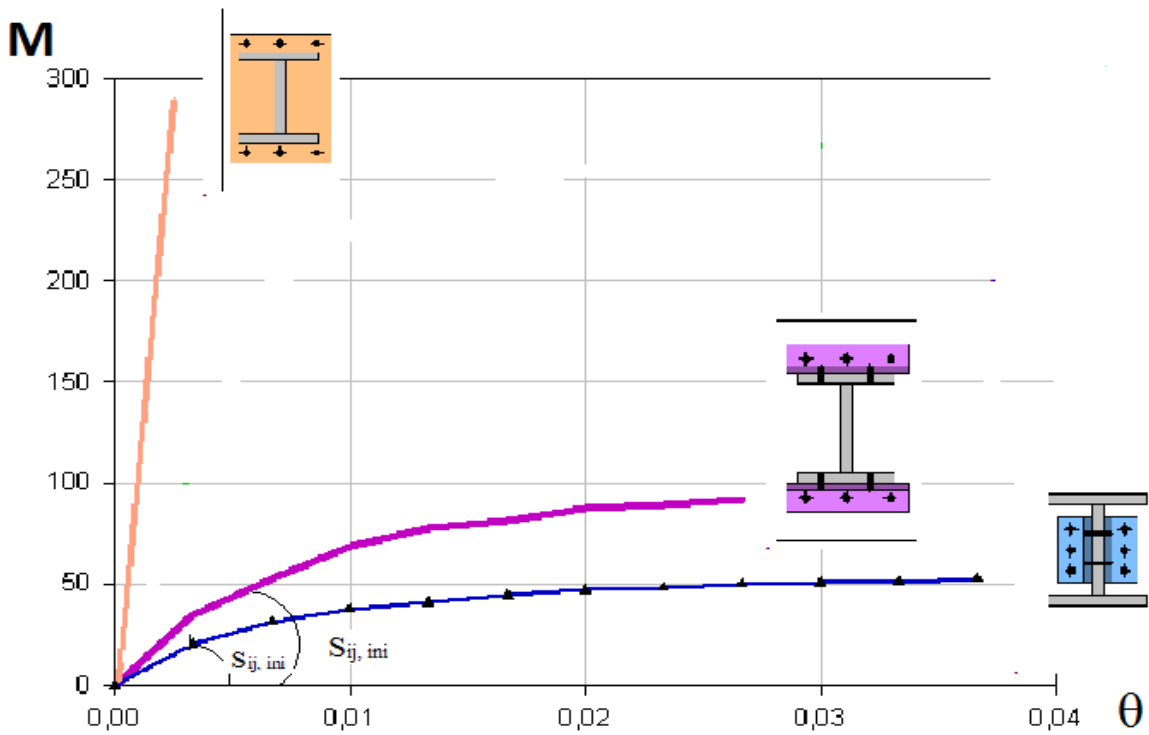
Concernant les paramètres d'assemblage

Types d'assemblages	Les paramètres s'assemblages (cm)
Double cornière d'âme	$t_a = 2$ $g = 14$
Cornière de semelle	$t = 2$ $d_b = 2.5$

A partir de ces paramètres on trouvera les équations suivantes:

Types d'assemblages	Equation M- θ
---------------------	----------------------

Double cornière d'âme	$\theta = 1.77 \times 10^{-5} M + 3.5 \times 10^{-14} M^{4.94}$
Cornière de semelle	$\theta = 7.82 \times 10^{-8} M + 1.65 \times 10^{-25} M^{4.61}$



Types d'assemblages	La rigidité initiale
	$S_{ij, ini}$ (KN.m/rad)
Double cornière d'âme	2826.64
Cornière de semelle	9320.67

- Modèle l'EC3:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}}$$

Pour un assemblage de double cornière d'âme, les composantes à considérer pour le calcul de la rigidité initiale sont : $k_1, k_4, k_6, k_7, k_8, k_{10}, k_{11}, k_{12}$

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta z} = \frac{0.003725}{1 \times 0.1} = 0.014 \text{ m}$$

$$k_4 = \frac{0.85l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0.85 \times 0.11 \times 0.3^3}{0.02^3} = 315.56 \text{ m}$$

$$k_6 = \frac{0.85l_{eff} \times t_a^3}{m^3} = \frac{0.85 \times 0.075 \times 0.005^3}{0.025^3} = 0.00051 \text{ m}$$

$$k_7 = \infty$$

$$k_8 = \infty$$

$$k_{10} = \frac{1.6A_s}{L_b} = \frac{1.6 \times 0.0075}{0.01} = 0.013 \text{ m}$$

$$k_{11} = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{EM_{16}} = \frac{16 \times 1 \times 0.012^2 \times 10^6}{2 \times 10^8 \times 0.016} = 0.00072 \text{ m}$$

$$k_{12} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$$

$$k_t = \frac{1.5 \times 0.005}{0.016} = 0.47$$

$$k_b = \frac{0.25 \times 0.025}{0.012 + 0.5} = 0.012$$

$$k_{12} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E} = \frac{24 \times 1 \times 0.012 \times 0.47 \times 0.012 \times 10^6}{2 \times 10^8} = 0.0000095 \text{ m}$$

Alors

$$S_j = \frac{2Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = 3563.2 \text{ KN.m/rad}$$

Pour un assemblage de cornière de semelle, les composantes à considérer pour le calcul de la rigidité initiale sont : $k_1, k_2, k_3, k_4, k_6, k_{10}, k_{11}, k_{12}$

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta z} = \frac{0.003725}{1 \times 0.34} = 0.0041 \text{ m}$$

$$k_2 = \frac{0.7b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c} = \frac{0.7 \times 0.219 \times 0.0085}{0.29} = 0.0045 \text{ m}$$

$$k_3 = \frac{0.7b_{eff,c}wct_{wc}}{d_c} = 0.0045m$$

$$k_4 = \frac{0.85l_{eff} \times t_{fc}^3}{m^3} = \frac{0.85 \times 0.108 \times 0.014^3}{0.018^3} = 0.043 m$$

$$k_6 = \frac{0.85l_{eff} \times t_a^3}{m^3} = \frac{0.85 \times 0.025 \times 0.0085^3}{0.018^3} = 0.0022 m$$

$$k_{10} = \frac{1.6A_s}{L_b} = \frac{1.6 \times 0.0075}{0.01} = 0.013m$$

$$k_{11} = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{EM_{16}} = \frac{16 \times 1 \times 0.012^2 \times 10^6}{2 \times 10^8 \times 0.016} = 0.00072m$$

$$k_{12} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$$

$$k_t = \frac{1.5 \times 0.005}{0.016} = 0.47$$

$$k_b = \frac{0.25 \times 0.025}{0.012 + 0.5} = 0.012$$

$$k_{12} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E} = \frac{24 \times 1 \times 0.012 \times 0.47 \times 0.012 \times 10^6}{2 \times 10^8} = 0.0000095m$$

Alors

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} = 8205,4 KN.m/rad$$

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- 1) Douty RT and Mc Guire W., (1965). "High strength bolted moment connections", Journal of the Structural Division, Vol. 91, N° ST2.
- 2) Nair R.S., Birkemoe P.C. and Munse W.H., (1974). " High strength bolts subject to tension and prying", Journal of the Structural Division, Vol.100,N° ST2,
- 3) Agerskov H., (1976). "High-strength bolted connections subject to prying". Journal of the Structural Division, Vo. 102, N° ST1
- 4) CM66, (1976). " Règles de Calcul des Constructions en Aciers", Etablies par l'ITBTP et le CTICM, Editions Eyrolles.
- 5) Frye, M.J. and Morris, G.A. (1976) "Analysis of flexibly connected steel frames". Canadian Journal of civil engineers, 2,3 ; 280-291.
- 6) Packer J.A. and Morris L.J., (1977). "A limit state design method for the tension region of bolted beam-to-column connections", The Structural Engineer 55, 10,
- 7) Ang, K.M and Morris, G.A. (1984) " Analysis of three-dimensional frames with flexible beam-column connections", Canadian Journal of civil engineers, 11;245-254
- 8) American Institute of Steel Construction (AISC), (1986). "Load and resistance factor design specification for structural steel buildings". Chicago.
- 9) Kulak, (1987) " Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints".
- 10) American Institute of Steel Construction (AISC), (1989). "Allowable stress design specification for structural steel buildings". Chicago.

- 11) Bijlaard F.S.K., Nethercot D.A., Stark J.W.B., Tschemmerneegg F. and Zoetemeijer P., (1989). "Structural Properties of Semi-rigid Joints in Steel Frames". IABSER Survey, Periodica 2.
- 12) Owens, G. W. and Cheal, B. D. (1989), "Comprehensive coverage of several aspects of connection behaviour and design Structural Steelwork Connections", 1st Edition.
- 13) Nethercot D.A. and R. Zandonini, (1990). "Methods of Prediction of Joint Behaviour: Beam-to-Column Connections in Structural Connections: Stability and Strength", Elsevier Applied Science Publishers, Chapter 2,
- 14) Attiogbe E. and Morris G., (1991). "Moment-rotation functions for steel connections". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 6.
- 15) Chen W.F. and Lui F.M., (1991). "Stability design of steel frames", Boca Raton (FL): CRC Press.
- 16) De Stefano M. and Astanteh A., (1991). "Axial force displacement behavior of steel double angles", Journal of Constructional Steel Research 20
- 17) 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.
- 18) Colson A and Bojorhovde R., (1992). "Intérêt économique des assemblages semi-rigide", Construction Métallique N° 2.
- 19) Colson A. and Borhovde R., (1992). "Intérêt économique des assemblages semi rigide", Construction Métallique, Vol. 29, No 2.
- 20) Eurocode 3, (1993). "Design of steel structures", part 1.1: general rules and rules for buildings, DD ENV 1993-1-1, British Standards Institution, London,

- 21) CECM, (1994). "Calcul d'ossatures et assemblages : considérations économiques", Construction Métallique N° 1.
- 22) Bourrier P. and Brozzetti J., 1996. "Construction métallique et mixte acier-béton, calcul et dimensionnement selon EC3 et EC4", APK, édition Eyrolles, Paris.
- 23) Chen W.F., Goto Y. and Liew J.Y.R., (1996). "Stability design of semi rigid frames", 2nd edition, New York, John Wiley and Sons.
- 24) Fleuret J.S., (1996). "CEA Saclay/DRN/DMT/SEMT/LAMS, Prise en main de CASTEM2000",
- 25) 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, September (17-19),
- 26) Jaspart J.P., (1998). "élément de stabilité des structures de bâtiments métalliques", notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand.
- 27) Ministère de l'habitat Algérie, (1998). "Règles de conception et de calcul des structures métalliques CCM 97", D.T.R.-B.C.- 2.44, Éditions O.P.U, Algérie.
- 28) International Standard ISO 898-1:1999 (E), (1999). "Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel-Part 1: bolts, screws and studs", Switzerland.
- 29) Chen W.F., (2000). "Practical analysis for semi-rigid frame design", Singapore, World Scientific.
- 30) Faella C, Piluso V and Rizzano G., (2000). "Structural steel semirigid connections: Theory, design and software". Boca Raton: CRC Press LLC.
- 31) Jaspart J.P., (2000). "General report: session on connections", Journal of Constructional Steel Research 55,

- 32) Hong K., Yang J.G. and Lee S.K., (2002). "Moment–rotation behavior of double angle connections subjected to shear load", J. of Structural Engineering, Vol. 24, N° 1,
- 33) Al-Khatib. 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..
- 34) Ciutina L. A., (2003). "Assemblage et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier béton : Expérimentation et simulation numérique" Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes.
- 35) American Institute of Steel Construction (AISC), (2005). "Prequalified Connections for Special and intermediate Steel moment frames for seismic applications". ANSI/AISC 358-05. An American National Standard.
- 36) Trahair, M. A. Bradford, David Nethercot et Leroy Gardner, (2007). "The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3 "
- 37) Abidelah Anis, (2009). "Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques - Approche numérique et validation expérimentale-", U.S.T.O. Algérie

Résumé

La conception des assemblages peut influencer de manière substantielle leur flexibilité, leur capacité d'absorption d'énergie, leur résistance et leur ductilité. Les principaux éléments des structures à ossature métallique sont les poteaux, les poutres et leurs assemblages. De façon conventionnelle, les assemblages poutre-poteau sont considérés comme étant soit articulés, soit encastres (rigides). Bien que cette modélisation de la rigidité des assemblages sous la forme d'articulation ou d'encastrement ait été utilisée de façon exclusive dans le passé, on reconnaît généralement que le comportement réel des assemblages n'est jamais aussi idéal qu'on le suppose dans l'analyse. En réalité l'assemblage se situe quelque part entre ces deux limites, c'est à dire qu'il se comporte en semi-rigide.

Le but principale de ce travail est l'étude du comportement des structures métalliques avec assemblages semi rigides, boulonnés et à l'aide de cornières comme configuration.

La première partie à caractère théorique basée sur des modèles d'assemblage qui représentent de façon adéquate le comportement réel des assemblages. Ces modèles basés sur des paramètres qui peuvent être déterminés facilement à partir de la configuration d'assemblage et de leur détail.

La deuxième partie consiste en l'analyse dynamique de trois types d'assemblage dans le but de comparer leur niveau de performance et leur influence sur le comportement des structures métalliques sous chargement sismique, et de montrer ainsi l'importance du choix de modèle du calcul de la rigidité dans le calculs des structures.

Mots clé : Comportement, structures métalliques, assemblages, rigide, rigidité, semi-rigide.

Abstract

Design of connection can substantially influence their flexibility, their ability to power, their strength and ductility absorption. The main elements of steel framed structures are columns, beams and joints. Conventionally, the beam-column connections are considered to be articulated or recessed (rigid). Although this modeling the stiffness of the connections in the form of joint or fitting has been used exclusively in the past, it is generally recognized that the actual behavior of assemblies is never as perfect as assumed in analysis. In reality, the assembly is somewhere between these two limits, ie it behaves semi-rigid.

The main aim of this work is to study the behavior of steel structures with semi-rigid connections, bolted and using angles as configuration.

the first part based on connection models that adequately represent the actual behavior of assemblies. These models based on parameters that can be determined easily from the assembly and configuration of their detail.

The second part consists of the dynamic analysis of three types of assembly in order to compare their performance and their influence on the behavior of steel structures under seismic loading, thus showing the importance of the choice of model calculation stiffness in the structural calculation.

Keywords: Behavior, steel structure, connection, rigid, stiffness, semi-rigid.