

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



جامعة عمار ثلجي الأغواط

UNIVERSITE AMMAR THELIDJI DE LAGHOUAT

كلية العلوم و التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## Mémoire de Master

**Domaine :** Sciences et technologies

**Filière :** Génie Civil.

**Option :** Conception et calcul des structures en génie civil (C.C.S)

**Par :**

**DJOUAA ADEL**

**&**

**AGHLI YASSINE**

**Thème:**

**Effe de la semi-rigidité des assemblages sur  
le comportement des portiques non  
contreventés**

Soutenu publiquement devant le jury composé de:

Mr. ZAIDI ALI

Pr

Président

Mme. KOUIDRI ZOHRA

M.A.A

Examinatrice

Mr. AMARA SALAH

M.C.A

Rapporteur

**ANNÉE UNIVERSITAIRE 2015/2016**

## RÉSUMÉ

Traditionnellement, les assemblages sont considérés rigides ou articulés. 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. La prise en compte de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures. 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.

La construction métallique utilise principalement deux types d'assemblages : Les assemblages soudés et les assemblages boulonnés. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité sont largement utilisés dans les structures métalliques.

En général, ces assemblages boulonnés par platine d'extrémité ont des configurations géométriques variées du fait de la variation du nombre de rangées de boulons, de l'espacement des boulons, des dimensions de la platine d'extrémité qui peut-être débordante ou non débordante, de la présence des raidisseurs, des dimensions des poteaux et des poutres, de la force de précontrainte dans les boulons, des propriétés mécaniques de l'acier et des surfaces de contact. Ces détails de conception entraînent des variations des caractéristiques de l'assemblage et affectent leur comportement, ce qui rend leur analyse extrêmement complexes.

L'objectif de ce travail consiste à exposer les modèles mathématiques du comportement des assemblages semi-rigides des différentes configurations à savoir l'assemblage par platine d'extrémité, par cornières de semelles ainsi que le modèle analytique développé par l'Eurocode3. Une étude comparative des rigidités initiales évaluées par les différents modèles mathématiques sera réalisée. Enfin l'effet du caractère semi-rigide de l'attache poteau-poutre sur le comportement global des portiques à nœuds déplaçables sera étudiée utilisant SAP2000.

**Mots clés:** Rigidité initiale ; assemblage métallique ; assemblage semi rigide ; SAP2000 ; platine d'extrémité ; cornières de semelles.

## ملخص

تقليديا تعتبر الروابط الصلبة أو مفصليه وفي الواقع فان المفاصل الأكثر مرونة هي قادرة على نقل عزم الانحناء في حين أن الروابط الأكثر صلابة تسمح بالتنسب للأجزاء المجمعّة.

مع الأخذ في عين الاعتبار لهذه الحقيقة و الذي أدى إلى إدخال المفاهيم الشبه صلبة في طريقة حساب الهياكل , وهذا يسمح لنا بالاقتراب من السلوك الفعلي للمفاصل في التحليل البنيوي والذي يوفر قدرا كبيرا من المرونة فسي اختييار انواع الروابط والابعاد.

في المنشآت المعدنية يستخدم أساسا نوعين من الروابط ملحومة وملولبة. وتستخدم صفيحة البلاتين على نطاق واسع في الهيكل المعدنيّة.

بشكل عام صفيحة البلاتين هذه لديها هندسية مختلفة ويرجع ذلك إلى الاختلاف في عدد الصفوف من البراغي وتباع المسافة بين البراغي وحجم صفيحة البلاتين أبعاد الروافد الحاملة ولأعمدة وقوة التحمل في البراغي الخواص الميكانيكية للفولاذ والأسطح الملامسة.

هذه التفاصيل في التصميم تؤدي إلى اختلافات في خصائص الروابط وتؤثر على سلوكهم مما يجعله تحليلا معقدا للغاية.

والهدف من هذا العمل هو تقديم النماذج الرياضية لسلوك الربط شبه صلبة من تكوينات مختلفة وهي صفيحة معدنية حدية ، عناصر فوقية وتحتية على شكل زاوية فضلا عن نموذج تحليلي المفصل في الكود الأوربي 3. دراسة مقارنة للصلابة الأولية المقررة من قبل النماذج الرياضية المختلفة. وأخيرا تأثير الخصائص الشبه صلبة لترابط (قائمة-كمرة) على السلوك العام للرافعات الغير مثبتة أفقيا. وهذا باستعمال برنامج-SAP2000

كلمات البحث : الصلابة الأولية : الروابط المعدنية : الروابط الشبه صلبة :

SAP 2000 : زوايا صفيحة البلاتين. -

## *Abstract*

Traditionally, the connections are considered rigid or pinned. In fact, the most flexible joints are capable of transmitting a bending moment while the more rigid connections still allow a relative rotation of the assembled parts. Taking into account this fact has led to the introduction of the concept of semi-rigidity in the approach of structural design. This concept which allows us to approach the actual behaviour of joints in structural analysis offers a great flexibility in the choice of the connections and the sizing.

Steel construction mainly uses two types of connections: the welded and bolted. Bolted end plates are widely used in steel structures.

In general, these bolted end plates have various geometric configurations due to the variation in the number of rows of bolts, bolt spacing, the dimensions of the end plate which can be extended or not extended, the presence of the stiffeners, the dimensions of the columns and beams, the preload in the bolt, the mechanical properties of the steel and of the contact surfaces. These design details result in variations of the characteristics of the connection and affect their behaviour, which makes their analysis extremely complex.

The objective of this work consists on exposing the mathematical models of the behaviour of semi-rigid connections of different configurations, namely end plate connections, top and seat angle connections; as well as the analytical model developed by the Eurocode 3. A comparative study of the initial stiffness evaluated by various mathematical models will be carried out. Finally, the effect of the semi-rigid character of the beam-column connection on the global behaviour of unbraced frames will be studied using SAP2000 software.

**Keywords:** initial strength ; steel connection ; semi rigid connection ; SAP2000 ; endplate ; Seat angles.


## Dédicace

*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.*

# *Remerciement*

***J**e remercie tout d'abord, Dieu qui m'a donné la force et le courage pour terminer ce modeste travail.*

***J**e voudrais exprimer mes remerciements à toute ma famille et plus particulièrement à mes parents et mes proches pour leur soutien et leurs encouragements.*

***M**es premiers remerciements iront tout d'abord à Monsieur : **AMARA SALAH**, Maitre-assistant à l'université de Laghouat pour avoir dirigé ce travail, notamment pour la confiance et l'indépendance qu'il m'a accordé mais également pour ses conseils avisés .Je tiens à le remercier également pour ses aides efficaces, sa disponibilité et ses conseils précieux qui m'ont permis d'achever ce travail.*

***J**e remercie **M. ZAIDI ALI**, Professeur à la même université pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury.*

***J**e remercie aussi **Mme. KOUIDRI ZOHRA**, Maître assistant à l'Université de Laghouat, d'avoir accepté d'examiner ce travail et de participer au jury.*

***J**e souhaite exprimer toute ma gratitude envers l'ensemble des enseignants du département de Génie civil, de l'université de Laghouat.*

*Djoua Adel* 



# *Remerciement*

*Je remercie tout d'abord, Dieu qui m'a donné la force et le courage pour terminer ce modeste travail.*


*Je voudrais exprimer mes remerciements à toute ma famille et plus particulièrement à mes parents.*

*Mes premiers remerciements iront tout d'abord à Monsieur : **AMARA SALAH**, Maître-assistant à l'université de Laghouat pour avoir dirigé ce travail, notamment pour la confiance et l'indépendance qu'il m'a accordé mais également pour ses conseils avisés. Je tiens à le remercier également pour ses aides efficaces, sa disponibilité et ses conseils précieux qui m'ont permis d'achever ce travail.*

*Je remercie **M. ZAIDI ALI**, Professeur à la même université pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury.*

*Je remercie aussi **Mme. KOUIDRI ZOHRA**, Maître assistant à l'Université de Laghouat, d'avoir accepté d'examiner ce travail et de participer au jury.*

*Je souhaite exprimer toute ma gratitude envers l'ensemble des enseignants du département de Génie civil, de l'université de Laghouat.*

*Aghli Yassine* 



# Sommaire

Dédicaces

Remerciements

Sommaire

Liste des figures

Liste des Tableaux

Notations et Symboles

<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES ASSEMBLAGES METALLIQUES ET MIXTES.</b>	
<b>I-1. Introduction</b>	<b>2</b>
<b>I.2. Definition et role d'un assemblage</b>	<b>2</b>
<b>I.3. Configurations d'assemblages poutre-poteau</b>	<b>2</b>
I.3.1. Assemblages poutre-poteau par platine d'about	3
I.3.2. Assemblage poteau-poutre par cornières d'âme et ou de semelles	4
I.3.3. Assemblages par plats soudé	5
I.3.4. Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux	6
<b>I .4. Assemblages dans les constructions mixtes</b>	<b>7</b>
I.4.1. Introduction	7
I.4.2. Description des assemblages mixtes	8
<b>I.5. Modes d'assemblages</b>	<b>10</b>
<b>I.6. Fonctionnement des assemblages</b>	<b>13</b>
<b>I.7. Precautions constructives</b>	<b>13</b>
<b>I.8. Conclusion</b>	<b>14</b>

## **CHAPITRE II : COMPORTEMENT DES ASSEMBLAGES POUTRE-POTEAU METALLIQUES ET MIXTES**

<b>II.1. Introduction</b>	<b>15</b>
<b>II.2. Comportement des assemblages</b>	<b>15</b>
<b>II.3. Classification des assemblages métalliques</b>	<b>17</b>
II.3.1. Classification des assemblages en rigidité	17
<b>II.3.2. Classification des assemblages par la résistance</b>	<b>18</b>
II.3.3. Classification des assemblages par capacité de rotation	19
<b>II.4. Type des assemblages semi-rigides</b>	<b>22</b>
II.4.1. Assemblage avec une seule cornière d'âme (single web angle)	23
II.4.2. Assemblage par plat soudé	23
II.4.3. Assemblages par doubles cornières d'âme (double web angle)	23
II.4.4. Assemblages par platine d'extrémité réduite	23
II.4.5. Assemblages par cornières de semelles (top and Seat angle)	23
II.4.6. Assemblages par cornières de semelles et doubles cornières d'âme	24
II.4.7. Assemblages par platine d'about débordante et non débordante	24
II.4.8. Assemblages par éléments en T (T-stub)	24
<b>II.5. Modélisation des assemblages</b>	<b>25</b>
II.5.1. Modèles linéaires	25
II.5.2. Modèle polynôme	26
II.5.3. Modèle de puissance	26
II.5.4. Modèles exponentiels	27
<b>II-6. Idéalisations de la courbe de comportement (moment-rotation) selon l'EC 3</b>	<b>29</b>
II.6.1. Courbe moment-rotation	29
II.6.2. Analyse globale de la structure	30
<b>II.7. Modélisation des courbes moment-rotation</b>	<b>31</b>

<b>II.8- Renforcement d'assemblages</b>	<b>32</b>
II.8.1 Les raidisseurs transversaux de poteau	33
II.8.2 Les renforcements par contre-plaques	33
II.8.3 Les doublures d'âme	33
<b>II.9. Conclusion</b>	<b>34</b>

### **CHAPITRE III : APPROCHE ANALYTIQUES DE CARACTERISATION DES ASSEMBLAGES METALLIQUES SELON L'EUROCODE 3**

<b>III-1 Introduction</b>	<b>36</b>
<b>III-2 Approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3</b>	<b>36</b>
III.2.1 La méthode des composantes. EC- 3 [EC.92]	36
III.2.2 Identification des composantes	37
III.2.3 Evaluation des caractéristiques des assemblages	39
III.2.3.1 Calcul de la rigidité initiale	39
III.2.3.2 Calcul du moment résistant	43
III.2.3.3 Détermination de la capacité de rotation	46
<b>III.3 Comportement de la zone tendue d'assemblage (tronçon en te)</b>	<b>46</b>
III.3.1 Fonctionnement du tronçon en Té	47
III.3.2. Modèle théorique du tronçon en Té	47
<b>III.4. Conclusion</b>	<b>49</b>

### **CHAPITRE IV : ETUDE COMPARATIVE DES RIGIDITES EVALUEES SELON DIFFERENTS MODELES .**

<b>IV. 1. Introduction</b>	<b>50</b>
<b>IV .2. Rigidite initiale des assemblages semi-rigides</b>	<b>50</b>
IV.2.1. Rigidité initiale des assemblages boulonnés par platine d'extrémité débordante	51
IV.2.2. Rigidité initiale des assemblages par cornières de semelles	52
IV.2.3. Rigidité initiale de quelques autres types d'assemblages semi-rigides	53

IV -2-4. Analyse des efforts internes des assemblages semi -rigides sous sollicitations	54
<b>IV.3 Étude par ametrique</b>	<b>56</b>
IV.3.1. Modèle de Frye-Morris	56
IV.3.2 Etude paramétrique d'unassemblage par platine d'extrémité débordante	56
IV.3.2.1 Effet de l'épaisseur de la platine	58
IV.3.2.2 Effet du diamètre des boulons	59
IV.3.2.3 Effet de la distance entre rangées de boulons	60
IV.3.3 Etude paramétrique d'unassemblage par cornières de semelles	61
IV.3.3.1. Effet de la hauteur du profilé	63
IV.3.3.2. Effet de largeur de la cornière	64
IV.3.3.3. Effet du diamètre des boulons	65
IV.3.3.4.Effet de l'épaisseur de la cornière	66
<b>IV.4. Conclusion</b>	<b>67</b>
 <b>CHAPITRE V : ANALYSE DU COMPORTEMENT DES PORTIQUES AVEC INTRODUCTION DES ASSEMBLAGES SEMI-RIGIDES .</b>	
<b>V.1. Introduction</b>	<b>68</b>
<b>V.2. Presentation du programme sap 2000</b>	<b>68</b>
<b>V.3. Proprietes des materiaux</b>	<b>69</b>
<b>V.4. Etude d'un portique en acier semi-rigide de quatre etages et deux travees</b>	<b>69</b>
<b>V.5. Etude d'un portique semi-rigide de quatre etages et deux travees</b>	<b>72</b>
<b>V.6. Etude d'un portique semi-rigide de quatre etages et deux travees</b>	<b>74</b>
<b>V.7. Etude d'un portique rigide de quatre etages et deux travees</b>	<b>77</b>
<b>V.8.Analyse les resultats</b>	<b>80</b>
<b>V.9. Conclusion</b>	<b>81</b>
<b>Conclusion Générale</b>	<b>82</b>

# LISTE DES TABLEAUX

## Liste des tableaux

### CHAPITRE I

Tableau. I.1. Composantes principales d'un assemblage mixte poutre-poteau  
bilatéral.....12

Tableau. I 2 : Caracteristiques mecaniques des aciers pourboulons.....11

### CHAPITRE II

Tableau II. 1 : Types de modelisation d'assemblages.....31

### CHAPITRE III

Tableau III. 1: Regions et composantes correspondantes dans un assemblage.....38

### CHAPITRE IV

Tableau IV. 1: Rigidite initiale de quelques types d'assemblages semi-rigides..... 54

Tableau IV.2:Constantes d'ajustement de courbe et constante de normalisation .....56

Tableau IV. 3: Constantes d'ajustement de courbe et constante de normalisation.....62

### CHAPITRE V

Tableau V. 1: Proprietes des sections de quatre etages et deux travees.....69

Tableau V. 2:Comparaison les valeurs des déplacements maximaux et les moments de  
flexion maximaux sur les nœuds et milieu des poutres. ....80

# LISTE DES FIGURES

## Liste des figures

### CHAPITRE I

<b>FIGURE I.1: differents des types d'assemblages dans une structure metallique</b>	<b>3</b>
<b>FIGURE I.2 : assemblage poteau poutre par d'about boulonnee.</b>	<b>4</b>
<b>FIGURE I.3 : Assemblage poutre-poteau par cornieres d'ame et/ou des semelles</b>	<b>4</b>
<b>FIGURE I. 4. : Assemblages par cornieres d'ame</b>	<b>5</b>
<b>FIGURE I. 5 : Assemblages par plats soudes</b>	<b>5</b>
<b>FIGURE I. 6: Assemblage de continuite de poutre</b>	<b>6</b>
<b>FIGURE I. 7: Assemblage de continuite de poteau</b>	<b>6</b>
<b>FIGURE I. 8: (A): Poutre non mixte, (B): Poutre mixte.</b>	<b>7</b>
<b>FIGURE I. 9 Assemblage mixte</b>	<b>8</b>
<b>FIGURE I. 10. Assemblages dans les constructions metalliques .</b>	<b>8</b>
<b>FIGURE I. 11. Assemblage solive –poutre</b>	<b>9</b>
<b>FIGURE I. 12. Assemblage de poutre bout a bout</b>	<b>9</b>
<b>FIGURE I. 13: Assemblage mixte de croisement poutre-poteau.</b>	<b>10</b>
<b>FIGURE I. 14: Rivet et rivet a anneau.</b>	<b>11</b>

### CHAPITRE II

<b>FIGURE II. 1 : Comportement des assemblages metalliques</b>	<b>16</b>
<b>FIGURE II. 2: Courbe moment- rotation d'un assemblage metallique</b>	<b>16</b>
<b>FIGURE II. 3: Limites de classification de rigidite</b>	<b>17</b>
<b>FIGURE II. 4: Limites de classification en resistance</b>	<b>19</b>
<b>FIGURE II. 5: Classification des assemblages selon la capacite de rotation</b>	<b>20</b>
<b>FIGURE II. 6: Represente le diagramme de comportement d'assemblage</b>	<b>21</b>
<b>FIGURE II. 7: Exemples de classification des assemblages poutre-poteau</b>	<b>22</b>
<b>FIGURE II. 8: Differents types d'assemblages semi-rigides</b>	<b>25</b>

<b>FIGURE II. 9: Modele lineaire</b>	<b>26</b>
<b>FIGURE II. 10: Courbe m-<math>\phi</math> non- lineaire</b>	<b>29</b>
<b>FIGURE II. 11: Idealisations des courbes</b>	<b>30</b>
<b>FIGURE II. 12. Methodes d'analyse des assemblages : traditionnelle et nouvelle</b>	<b>31</b>
<b>FIGURE .II.13 Idealisations de courbes moment-rotation de l'assemblage</b>	<b>32</b>
<b>FIGURE II. 14 . Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3</b>	<b>33</b>
<b>FIGURE II. 15. Assemblages avec raidisseurs de platine d'about debordante</b>	<b>34</b>

### **CHAPITRE III**

<b>FIGURE III. 1 . Composantes de base de l'assemblage par platine d'about boulonnee</b>	<b>38</b>
<b>FIGURE III. 2. Comportement d'une composante</b>	<b>39</b>
<b>FIGURE III. 3. Approche EC3 pour le calcul de la rigidite initiale d'un assemblage poutre poteau par platine d'about boulonnee</b>	<b>40</b>
<b>FIGURE III. 4. Repartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonnè</b>	<b>44</b>
<b>FIGURE III. 5 Mecanisme de levier dans un tronçon en Tè</b>	<b>47</b>
<b>FIGURE III. 6. Mode de ruine du tronçon en Tè</b>	<b>48</b>
<b>FIGURE III. 7. Repartition des moments dans un tronçon en Tè</b>	<b>48</b>

### **CHAPITRE IV**

<b>FIGURE IV. 1. Courbes de comportement de quelques types assemblages</b>	<b>50</b>
<b>FIGURE IV. 2. Le modele a trois parametres d'un assemblage semi-rigide</b>	<b>51</b>
<b>FIGURE IV. 3. Modele lineaire d'assemblage</b>	<b>51</b>
<b>FIGURE IV. 4. Assemblage par platine</b>	<b>52</b>
<b>FIGURE IV. 5. Deformation de l'assemblage a l'etat elastique</b>	<b>52</b>
<b>FIGURE IV. 6. Assemblage par cornieres de semelles</b>	<b>53</b>
<b>FIGURE IV. 7. Deformation a l'etat elastique</b>	<b>53</b>
<b>FIGURE IV. 8 . Poutre semi-rigide</b>	<b>55</b>

<b>FIGURE IV. 9 . Assemblages par platine d'extremite debordante</b>	<b>57</b>
<b>FIGURE IV. 10. Effet de l'epaisseur de la platine sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'apres le modele de frye-morris</b>	<b>59</b>
<b>FIGURE IV. 11. Effet de diametre des boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'apres le modele de frye-morris</b>	<b>60</b>
<b>FIGURE IV. 12. Effet de la distance entre rangees de boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'apres le modele de frye-morris</b>	<b>61</b>
<b>FIGURE IV. 13. Assemblage par cornieres de semelles boulonnees</b>	<b>62</b>
<b>FIGURE IV. 14. Effet de la hauteur du profile sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'apres le modele de frye-morris</b>	<b>63</b>
<b>FIGURE IV. 15. Effet de largeur de la corniere sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'apres le modele de frye-morris</b>	<b>64</b>
<b>FIGURE IV. 16. Effet de diametre des boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'apres le modele de frye-morris</b>	<b>65</b>
<b>FIGURE IV. 17. Effet de l'epaisseur de la corniere sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'apres le modele de frye-morris</b>	<b>66</b>

## **CHAPITRE V :**

<b>FIGURE V.1. Portique articule a quatre etages et deux travees</b>	<b>70</b>
<b>FIGURE V. 2.A . La deformation d'un portique de quatre etages et deux travees (sap 2000).</b>	
<b>FIGURE V. 2.B. Diagramme des moments de flexion pour le cas articulee</b>	<b>71</b>
<b>FIGURE V. 3. Portique semi-rigide avec rigidite initiale egale a 2000,00 kips-ft/rd</b>	<b>71</b>
<b>FIGURE V. 4.A. La deformation d'un portique de quatre etages et deux travees avec rigidite initiale egale a 2000,00 kips-ft/rd</b>	<b>72</b>
<b>FIGURE V.4.B. Diagrammes des moments de flexion pour un cas semi-rigide (rigidite initiale egale a 2000,00 kips-ft/rd)</b>	<b>73</b>
<b>FIGURE V. 5. Portique semi-rigide avec rigidite initiale egale a 20000,00 kips-ft</b>	<b>74</b>
<b>FIGURE V. 6.A. La deformation d'un portique de quatre etages et deux travees avec rigidite initiale egale a 20000,00 kips-ft/rd</b>	<b>75</b>

<b>FIGURE V.6.B. Diagrammes des moments de flexion pour un cas semi-rigide (rigidite initiale egale a 20000,00 kips-ft/rd )</b>	<b>76</b>
<b>FIGURE V. 7. Portique rigide de quatre etages et deux travees</b>	<b>77</b>
<b>FIGURE V.8.A.La deformation d'un portique de quatre etages et deux travees (SAP 2000)</b>	<b>78</b>
<b>FIGURE V-8.B. Diagrammes des moments de flexion pour un cas rigide</b>	<b>79</b>

## Notations et symboles

### A :

$A_c$ : Aire de la section du poteau métallique.

$A_b$ : Aire de la section de la poutre métallique.

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

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

$A_{vc}$ : Aire de cisaillement du poteau.

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

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

### B :

$b_c$ : Largeur de la section du poteau métallique.

$b_b$ : Largeur de la section de la poutre métallique.

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

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

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

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

### D :

$d_{wc}$ : Hauteur de l'âme du poteau.

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

$d$ : Diamètre de la partie non filetée de boulon.

$d_o$ : Diamètre nominal du trou de boulon.

### E :

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

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

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

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

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

## **F :**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## **H :**

$h_c$ : Hauteur de la section du poteau.

$h_b$ : Hauteur de la section de la poutre.

## **I :**

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

## **K :**

$K_i$ : Rigidité de la composante « i ».

$K_{\text{éq}}$ : Coefficient de rigidité de ressort effectif.

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

## **L :**

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

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

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

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

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

## **M :**

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

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

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

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

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

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

$M_{sd}$ : Le moment sollicitant.

## **N :**

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

## **P :**

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

## **Q :**

$Q$  : Force ou effort de levier.

## **R :**

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

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

## **S :**

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

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

## **T :**

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

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

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

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

$t_p$ : Épaisseur de la platine d'extrémité.

## **v :**

$v$  : Force de cisaillement (effort).

## **W :**

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

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

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

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

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

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

## **AUTRES CARACTERES**

$\beta$  : Paramètre de transformation.

$\phi_{cd}$ : Capacité de rotation de l'assemblage.

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

$\rho$  : Facteur qui tient compte le flambement de l'âme de poteau en compression.

$\lambda$  : Élancement réduit.

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

$\alpha$  : Coefficient qui dépend de la position des trous de boulons sur la platine.

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

$\phi_j$ : Rotation de l'assemblage.

$\lambda_{pp}$ : Élancement de plaque.

$\eta$ : Coefficient modificateur de rigidité.

## LES INDICES

a : Acier structural.

b : Beam = poutre.

c : Colomn = poteau.

c : Compression.

cd : Capacité de déformation.

eff : Efficace ou effectif.

f : Flange =semelle.

f : Flexion.

fb : Semelle de la poutre.

fc : Semelle du poteau.

ini : Initiale.

j : Joint =assemblage.

p : Platine.

pl : Plastique.

rd : Résistance de calcul.

s : Shear = cisaillement.

sd : Sollicitant.

t : Traction.

w : web = âme.

wb : Ame de la poutre.

wc : Ame du Poteau

# **Introduction Générale**

## **INTRODUCTION GENERALE**

Les assemblages de structures métalliques permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages, qui constituent des zones de discontinuité, ont une influence sur le comportement global de la structure. La caractérisation du comportement des assemblages n'est pas aisée à cause de leur complexité géométrique et mécanique. Cette complexité résulte du nombre d'éléments intermédiaires utilisés (boulons, platine, cornière...) ainsi que des formes géométriques variées et des propriétés matérielles différentes. Elle engendre de fortes discontinuités et conduit à un comportement global non linéaire de l'assemblage.

Traditionnellement, les assemblages sont considérés rigides ou articulés. 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. La prise en compte de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures. 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.

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 raideur initiale, le moment résistant et la capacité de rotation. 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.

L'objectif de ce travail consiste à exposer les modèles mathématiques du comportement des assemblages semi-rigides des différentes configurations à savoir l'assemblage par platine d'extrémité, par cornières de semelles ainsi que le modèle analytique développé par l'Eurocode 3. Une étude comparative des rigidités initiales évaluées par les différents modèles mathématiques sera réalisée. Enfin, l'effet du caractère semi-rigide de l'attache poteau-poutre sur le comportement global des portiques à nœuds déplaçables sera examiné.

# **CHAPTIRE I**

## **Généralités sur les Assemblages Métalliques et Mixtes**

## **CHAPTIRE I. Généralités sur les assemblages métalliques et mixtes.**

### **I.1. Introduction**

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les assemblages rencontrés dans les ossatures de bâtiments métalliques. Dans un premier temps on définit le rôle et l'importance d'un assemblage dans ce type de construction, ensuite nous présentons les différentes formes modes d'assemblages rencontrés et les différents moyens d'assemblage utilisés pour les réaliser. Une description des différentes configurations d'assemblages poutre- poteau que l'on peut avoir est présentée ; Suivi d'une classification de ces assemblages suivant l'ancienne et la nouvelle approche. En dernier lieu l'accent est mis sur les assemblages les plus importants dans une ossature métallique pouvant supportés des moments fléchissant, des efforts normaux et des efforts tranchants. A savoir les assemblages poutre- poteau boulonné par platine d'extrémité débordante ou non (configuration couramment utilisée), en décrivant les zones critiques qui puissent se développés sous ces efforts internes

### **I.2. Définition et rôle d'un assemblage**

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments de barres (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assembler entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important. On peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale.

### **I.3. Configurations d'assemblages poutre-poteau**

Dans les portiques, les éléments structuraux linéaires (poutres et poteaux) sont attachés à leurs extrémités par des assemblages [BAHAZ.A.11]. Les emplacements possibles de ces assemblages sont présentés sur le schéma de la figure I.1.

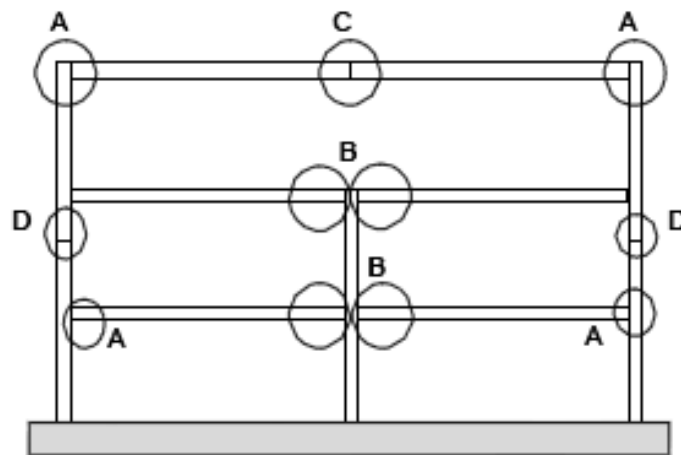
Les assemblages boulonnés les plus couramment utilisés sont ceux utilisant des platines d'about, des cornières d'âme et/ou de semelles. Le choix du type d'assemblage spécifique à adopter est en général lié au type d'équipement possédé par le fabricant et les exigences concernant le processus de montage sur site.

A : poutre-poteau de rive

B : poutre-poteau intermédiaire

C : continuité de poutres

D : continuité de poteaux



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

Nous pouvons identifier plusieurs types d'assemblages selon le type de liaison entre les éléments assemblés. Un des plus courants est l'assemblage poutre-poteau. Ce type d'assemblages relie des éléments de directions et de fonctions différentes (Figure I.1). Plusieurs configurations d'assemblages sont possibles .

### **I.3.1. Assemblages poutre-poteau par platine d'about**

Dans ce type d'assemblages, la transmission des moments fléchissant de la poutre au poteau se fait par l'intermédiaire d'une platine d'about soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons disposés en plusieurs rangées verticales. Cette platine peut être débordante ou non débordante (Figure I.2). Ils sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose de connaître la caractéristique moment-rotation de l'assemblage.

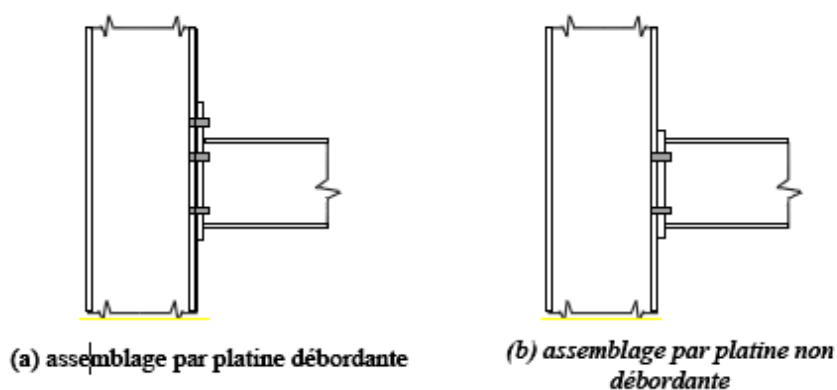


Figure I.2 : Assemblage poteau poutre par platine d'about boulonnée.

### I.3.2 Assemblage poteau-poutre par cornières d'âme et ou de semelles

Dans ce type d'assemblages (Figure I.3 et I.4), les cornières sont boulonnées sur les semelles et les âmes du poteau et de la poutre. L'assemblage de la figure I.3 de type (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. Les assemblages de types (b) et (c) de la figure I.3 sont en général semi-rigides.

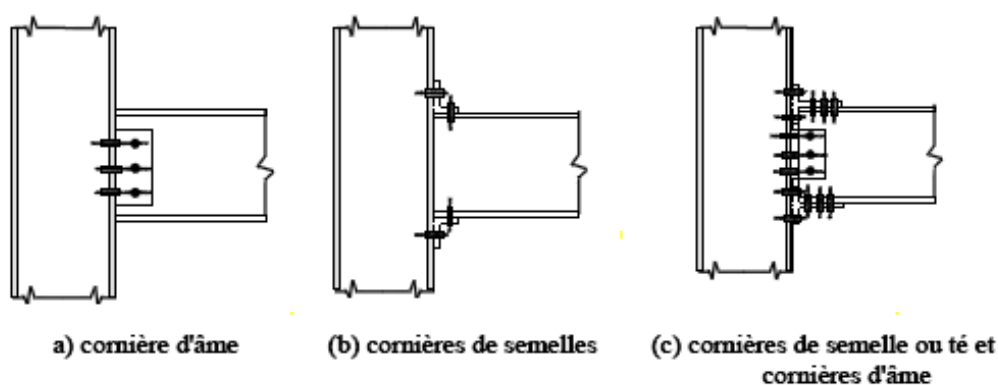
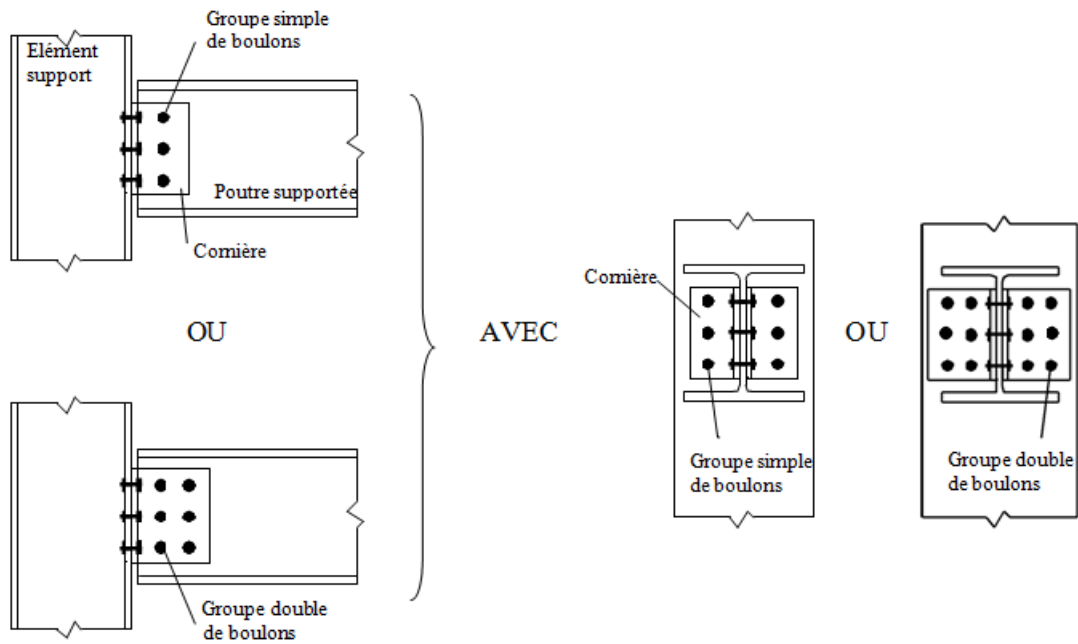


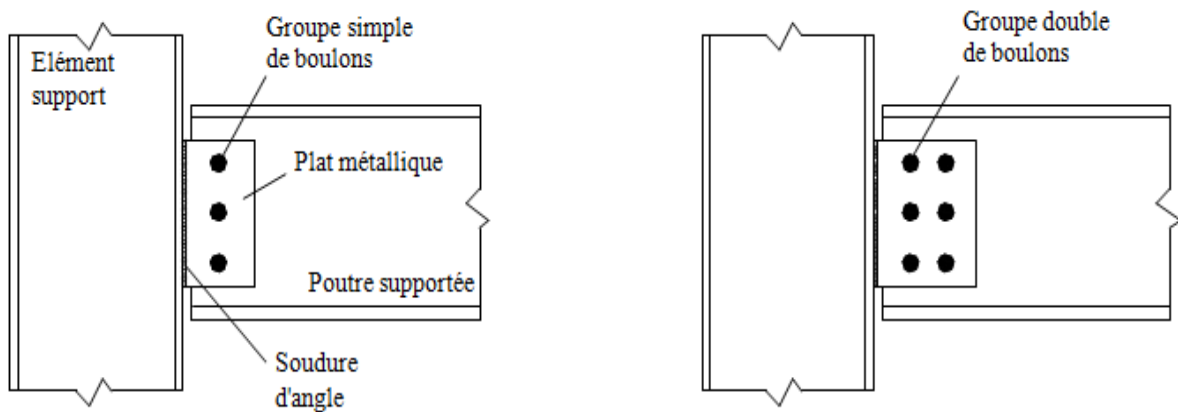
Figure I.3: Assemblage poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles



**Figure I. 4. : Assemblages par cornières d'âme**

### I.3.3 Assemblages par plat soudé

Les principaux composants d'un assemblage par plat soudé sont repris à la Figure I.5 un plat métallique une soudure d'angle de part et d'autre du plat un groupe simple ou double de boulons. Le plat est boulonné sur l'âme de la poutre supportée et soudé sur l'élément porteur (une colonne ou une poutre).



**Figure I. 5 : Assemblages par plats soudés**

### I.3.4 Assemblages de continuité de poutres ou de poteaux

Les figures (I.6a) et (I.7a) montrent des assemblages avec platines d'about qui assurent la continuité de poutres ou de poteaux. Les platines peuvent être débordantes ou non. Une alternative à l'utilisation de platines d'about fait appel aux assemblages par couvre-joint (Figures I.6b et I.7b) avec des zones d'attaches boulonnées réalisées sur les âmes et les semelles des poutres.

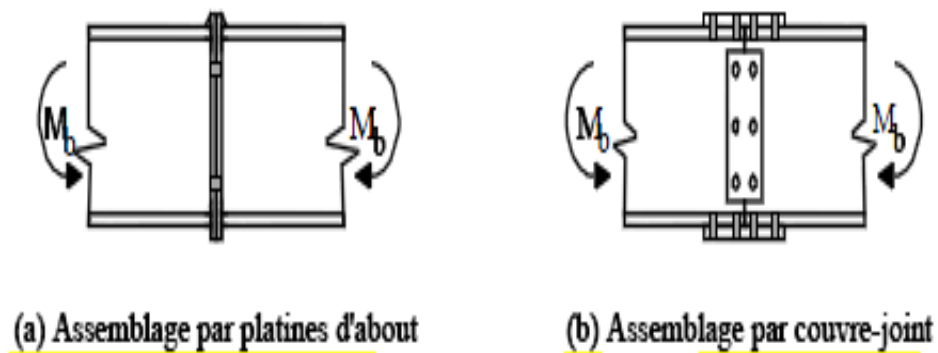


Figure I. 6: Assemblage de continuité de poutre

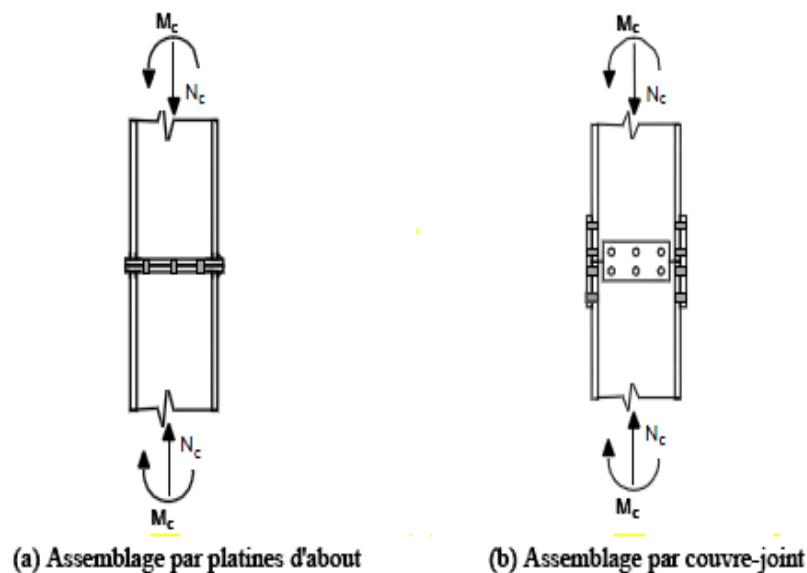


Figure I. 7: Assemblage de continuité de poteau

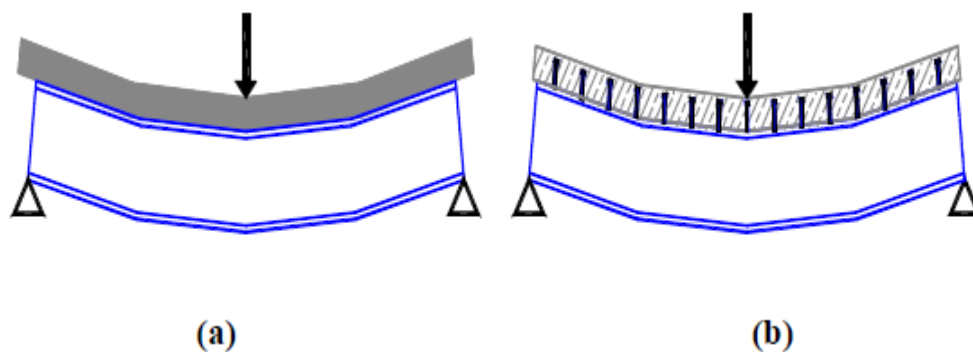
## I.4. Assemblages dans les constructions mixtes

### I.4.1. Introduction

Un élément structural est défini comme mixte lorsque il est composé de deux ou plusieurs matériaux de nature et de propriétés différentes, liés entre eux et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent.

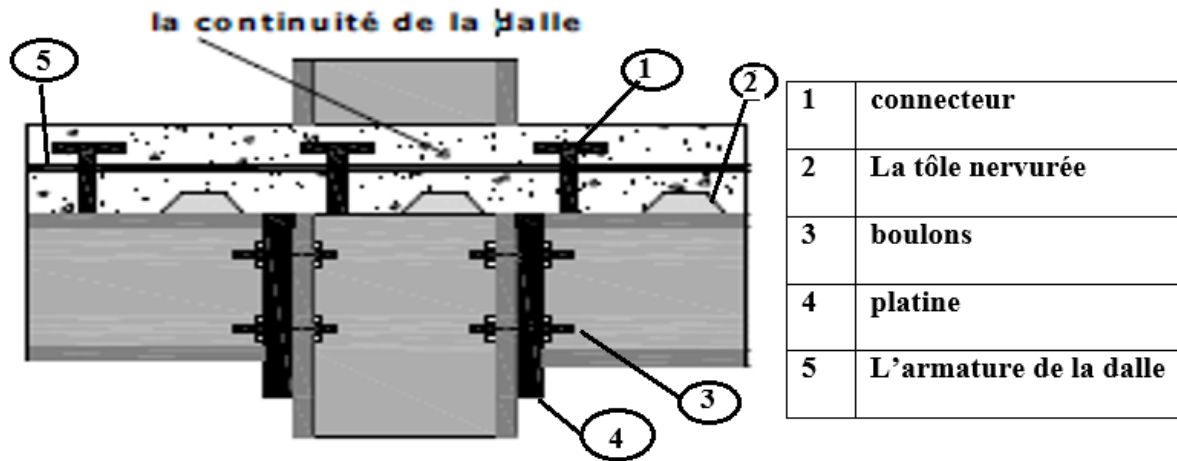
La construction mixte acier-béton n'est pas récente, elle est connue depuis longtemps pour son utilisation dans le bâtiment, le plus souvent industriel, ainsi que pour les ponts.

Dans ce type de construction, le grand souci est d'assurer la parfaite homogénéité dans le comportement des deux matériaux naturellement différents, pour cela, des moyens mécaniques (connecteurs de cisaillement) sont utilisés, généralement, au niveau de l'interface des deux matériaux, pour leur permettre de travailler ensemble comme un tout entier (figure I.8 (b)).



**Figure I. 8: (a): Poutre non mixte, (b): Poutre mixte.**

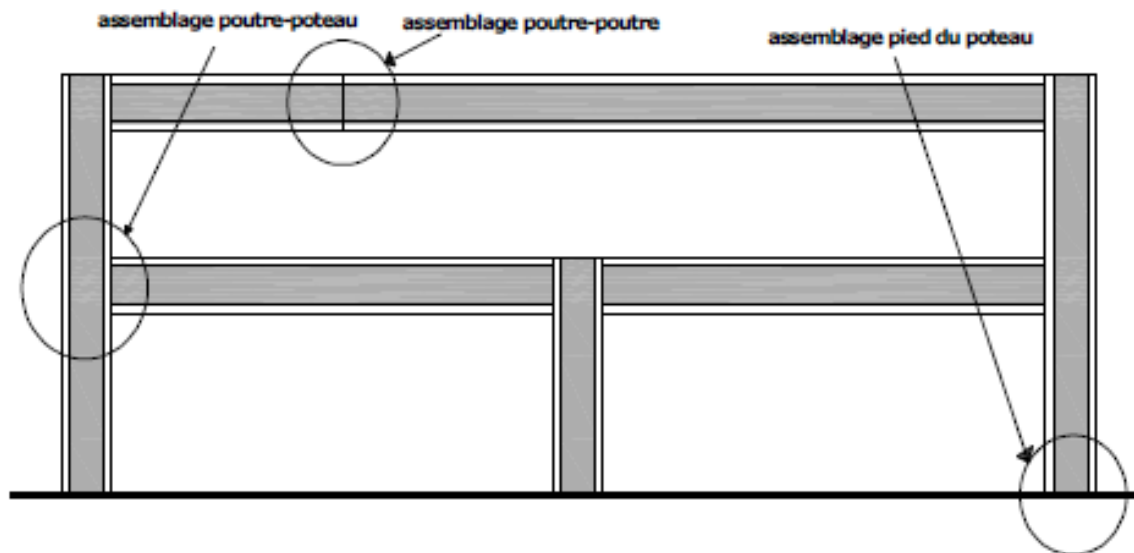
Un assemblage mixte est un assemblage entre des membres ou des éléments mixtes dans lequel les armatures sont supposées contribuer à la résistance et à la rigidité de l'assemblage. La figure I.9 représente un cas courant d'assemblage mixte ..



**Figure I. 9 Assemblage mixte**

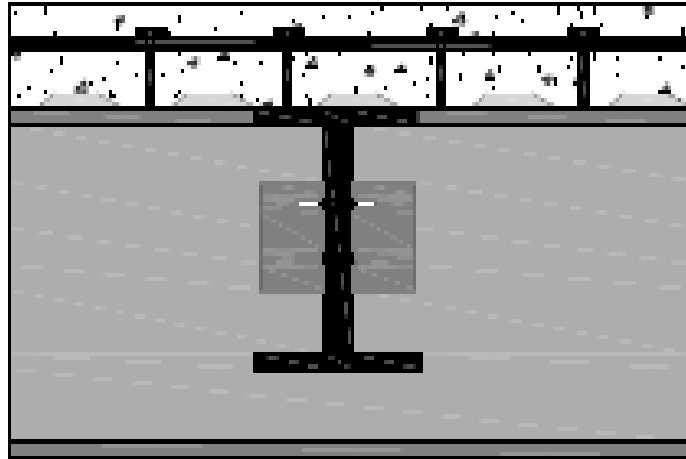
#### I.4.2. Description des assemblages mixtes

Les assemblages mixtes en bâtiment sont généralement de type solive-poutre, poutre-poutre, pied du poteau et des assemblages de type poutre-poteau (figure I.10).



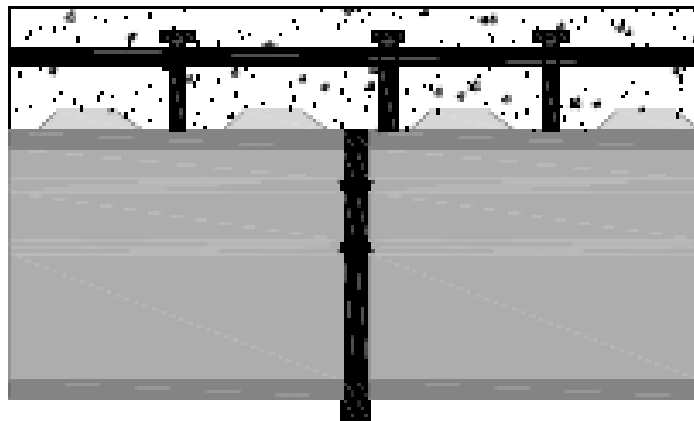
**Figure I. 10. Assemblages dans les constructions métalliques .**

La figure I.11 représente un assemblage mixte solive-poutre principale réalisé par des cornières d'âme.



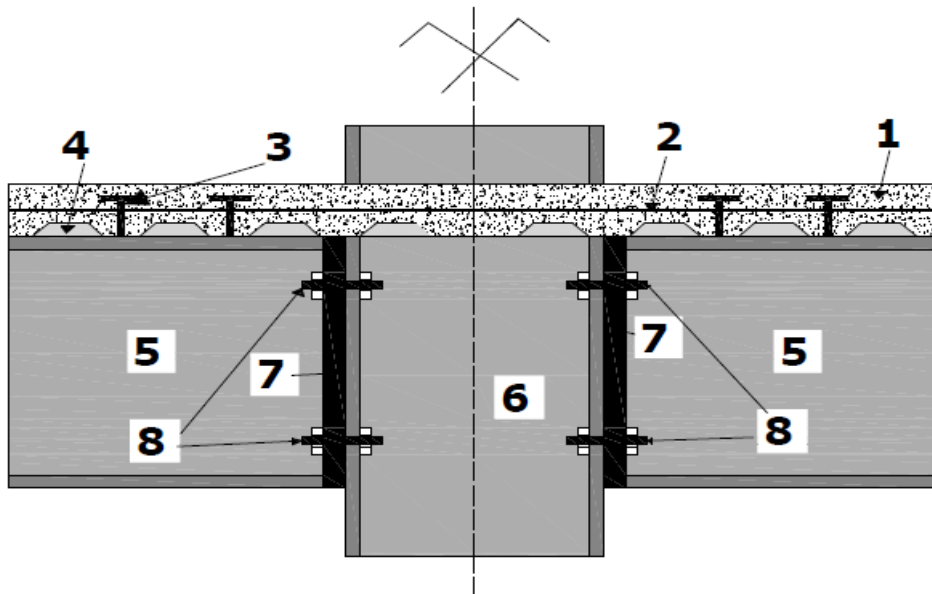
**Figure I. 11. Assemblage solive-poutre**

Un assemblage de continuité poutre- poutre par platine est représenté dans la figure I.12.



**Figure I. 12. Assemblage de poutre bout à bout**

Un assemblage est considéré comme mixte lorsqu'il assemble des éléments mixtes dans le quel les armatures longitudinales de la dalle en béton sont destinées à contribuer à la résistance et à la rigidité de l'assemblage. La figure I.13 représente un assemblage mixte de croisement poutre-poteau.



**Figure I. 4: Assemblage mixte de croisement poutre-poteau.**

Les composantes de l'assemblage mixte de la figure I.13 sont données dans le tableau I.1 :

**Tableau. I.1. Composantes principales d'un assemblage mixte poutre-poteau bilatéral.**

1	La dalle en béton
2	L'armature de la dalle
3	Connecteur de cisaillement
4	La tôle profilée
5	La poutre
6	Le poteau
7	La platine d'extrémité
8	Les boulons

### I.5. Modes d'Assemblages [MANFRED.A.94]:

Les différentes formes d'assemblages mentionnées précédemment (figures I.9 à I.13) sont généralement réalisées par les principaux modes d'assemblages suivants :

### A) Le rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité, et dans la plupart des pays industrialisés, on préfère les boulons et les soudures. Ce mode d'assemblage est rencontré essentiellement dans les structures anciennes, datant du début de ce siècle, Leur diamètre varie généralement de 10 à 28 mm . (figure.I.14).

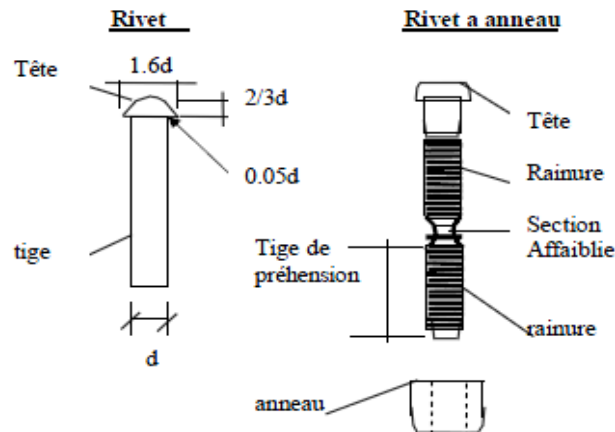


Figure I. 5: Rivet et rivet à anneau.

### B) Le boulonnage [MANFRED.A , 94]

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons (Tableau1.2) présentent les valeurs de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de la résistance ultime à la traction  $f_{ub}$  des quatre classes de qualité d'acier utilisées pour les boulons.

Tableau I. 2 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.

Boulons	Classe de qualité	$f_{yb} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$	$f_{ub} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$
De Charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

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

Les boulons de charpente métallique (aciers 4.6 et 5.6).

Les boulons à haute résistance (aciers 8.8 et 10.9).

Les boulons de charpente métallique s'emploient couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments. Les boulons à haute résistance s'utilisent en général pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints, L'Eurocode 3 ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau I.2, et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente

### **C) Le soudage [JEAN-MOREL 94]**

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

Le soudage implique donc : l'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, plasma), chimique (combustion de gaz) ou Mécanique (friction).

Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau, mais également de divers paramètres limitatif, tels que :

- Les modifications de la structure physico-chimique du matériau
- L'apparition de fissurations
- L'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation et retrait.
- La naissance de contraintes internes, qui nécessitent donc de prendre une série de précautions.

Le soudage présente, par rapport au boulonnage, plusieurs avantages:

- il assure la continuité de matière, et de ce fait garantit une bonne transmission des sollicitations
- il dispense de pièces secondaire (goussets, attaches,.....)

- il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.

En revanche, il présente divers inconvénients:

- le métal de base doit être soudable.
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
- Le contrôle des soudures est aléatoire.
- Le soudage exige une main- d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

### **I.6. Fonctionnement des assemblages [JEAN-MOREL.94]**

a)- Fonctionnement par obstacle (pression diamétrale) : C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

b)- Fonctionnement par adhérence: Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

c)- Fonctionnement mixte: c'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage (HR) à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par Adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

### **I.7. Précautions constructives**

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages où la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent).

C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les anciens ont coutume de dire qu'une charpente sous dimensionnée, mais correctement assemblée, est préférable à une charpente correctement dimensionnée, mais mal assemblée. Dans le premier cas, la réserve de plasticité autorisera l'apparition de grandes déformations, qui préviendront du risque possible, en revanche, dans le second cas, aucune déformation prémonitoire ne sera observée avant la rupture brutale [JEAN-MOREL.94]. Mais un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception des assemblages n'est pas

correcte . Il faut assurer, au travers de l'assemblage, la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d'efforts ou de moments secondaires parasites.

### **I.8. Conclusion**

En construction métallique, où les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux ;
- correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, ..., etc.) ;
- assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, l'interaction ossature-assemblage ne pouvant pas être négligée, la conception des assemblages doit être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet



**CHAPTIRE II**

**Comportement des**

**Assemblages Poutre-Poteau**

**Métalliques et Mixtes**

## **CHAPTIRE II. Comportement des Assemblages Poutre-Poteau Métalliques et Mixtes**

### **II.1. Introduction**

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

Egalement, nous avons considérés les 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.

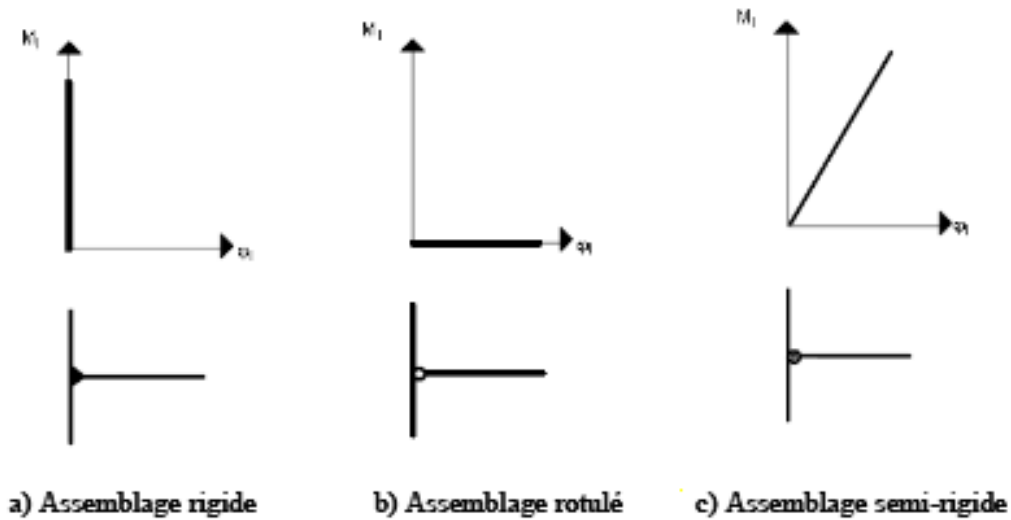
Par ailleurs, nous nous penchons dans ce chapitre sur l'approche analytique de calcul des assemblages selon l'EC3 en présentant la méthode des composantes et l'identification de ces composantes.

### **II.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.

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.

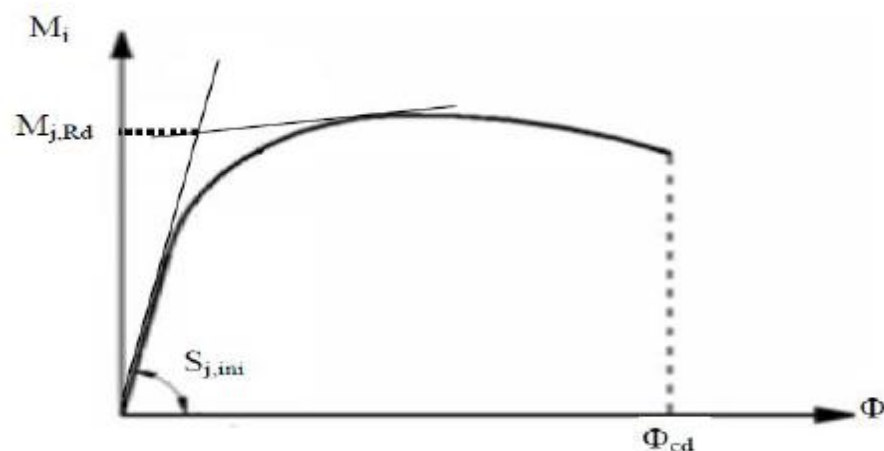
L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures [EC.93]. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (figure II.1). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau.



**Figure II. 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 ( $\Phi_{cd}$ ). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de la courbe moment-rotation représentée dans la figure II.2.



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

Il a été démontré que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permette 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 .

### II.3. Classification des assemblages métalliques

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.

#### II.3.1. Classification des assemblages par 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 de 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. II.3).

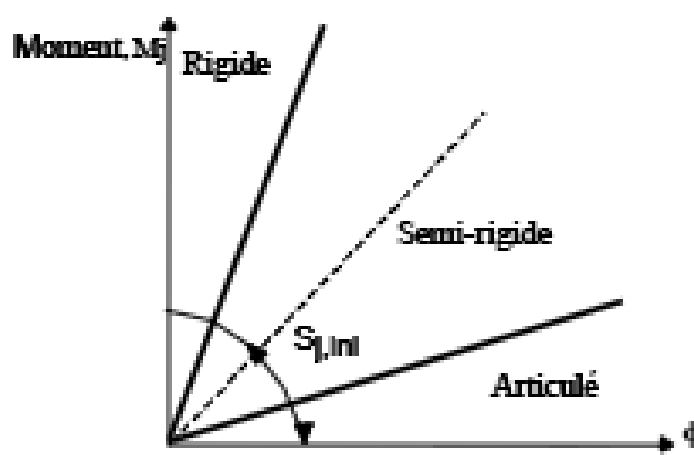


Figure II. 3: Limites de classification de rigidité.

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, cisaillement 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 :

$$S_{j,ni} \geq \frac{8.E.I_b}{L_b} \quad \text{Ossatures contreventées} \quad (\text{II.1})$$

$$S_{j,ni} \geq \frac{25.E.I_b}{L_b} \quad \text{Ossatures non contreventées} \quad (\text{II.2})$$

-L'assemblage est considéré comme articulé si :

$$S_{j,ni} < \frac{0,5.E.I_b}{L_b} \quad (\text{II.3})$$

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide.

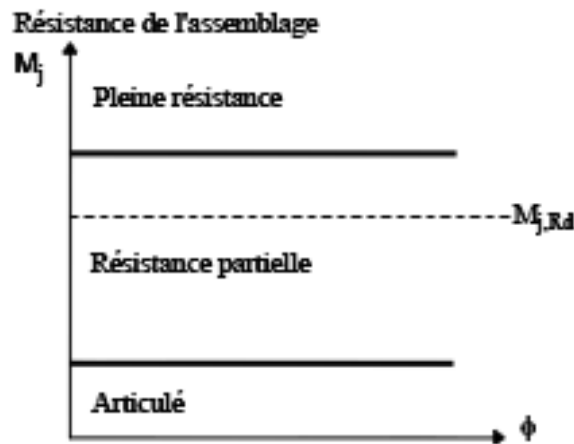
### II.3.2. Classification des assemblages par résistance.

La classification par la résistance fait apparaître les notions d'assemblage à résistance complète, à résistance partielle ou articulé (figure. II.4).

- 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 II. 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 [EC.93].

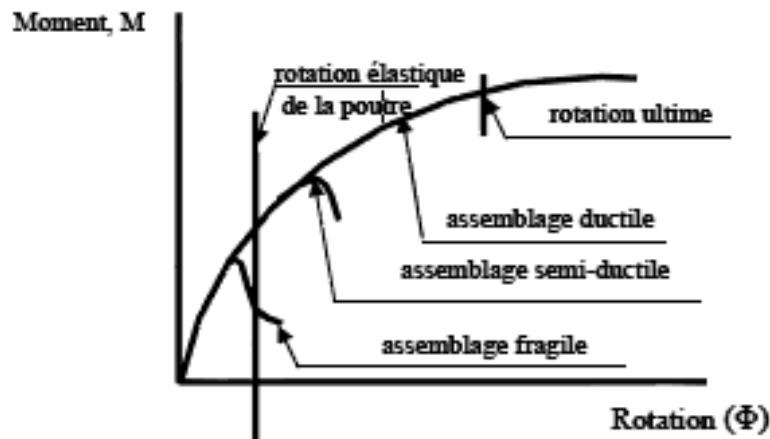
L'assemblage doit posséder une ductilité suffisante qui assure sa déformation lors de la formation de la rotule plastique. De même, un assemblage à résistance complète dont la résistance est inférieure à 1,2 fois celle de la poutre attachée, doit posséder une ductilité suffisante nécessaire, au cas où, pour des raisons de sur-résistance, 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

### II.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.98], [Da Silva.02] et [Jaspart.00], 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. II.5).



**Figure II. 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 [JEAN-M 94] distingue trois types de constructions :

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

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

Dans les assemblages, le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité du nœud. C'est pourquoi la nouvelle classification qui tient compte du comportement réel des assemblages définit trois caractéristiques principales suivantes (figure. II.6).

- Rigidité
- Moment résistant
- Capacité de rotation (ductilité)

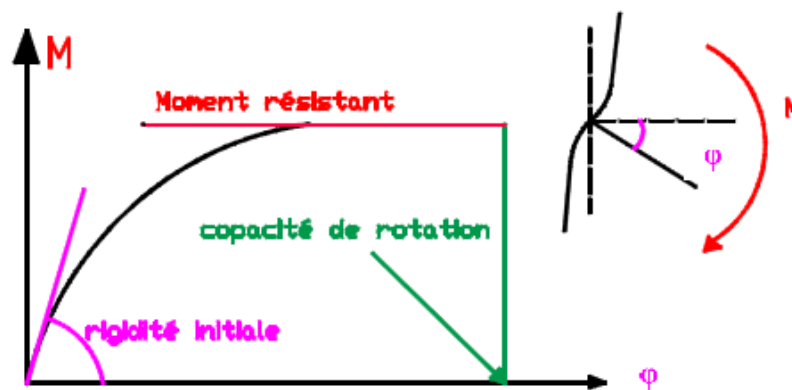
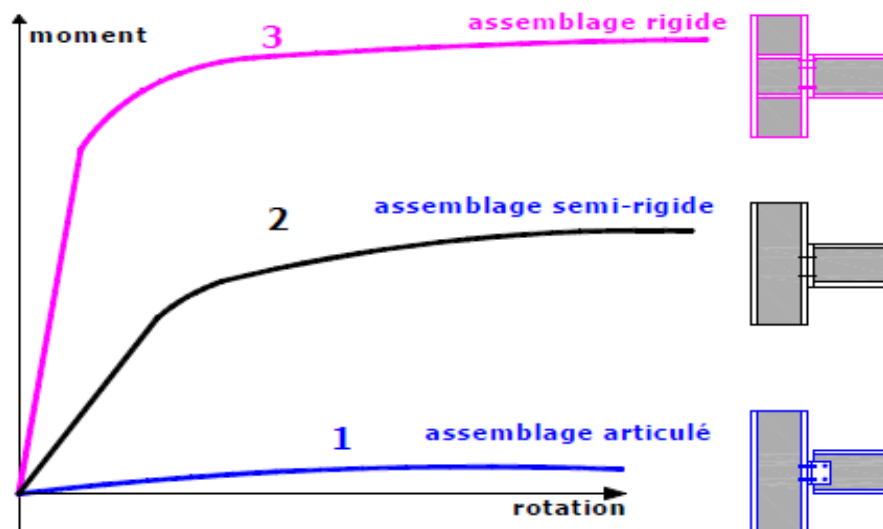


Figure II. 6: Représente le diagramme de comportement d'assemblage.

En fonction de ces caractéristiques on classe les assemblages en :

Assemblage du type articulé, assemblage semi-rigide et assemblage rigide (figure II.7).



**Figure II. 7: Exemples de classification des assemblages poutre-poteau.**

La courbe (1) de la figure II.7 représente le cas d'un assemblage articulé qui ne possède pas de rigidité à la flexion, alors que la courbe (2) correspond à un assemblage semi-rigide où la transmission d'un certain moment de flexion est possible avec une rigidité moyenne. La courbe (3) correspond à un assemblage rigide capable de transmettre un moment de flexion important pour une faible rotation.

Ainsi pour les assemblages articulés les ossatures sont considérées comme simplement appuyées. Les assemblages articulés sont économiques à fabriquer et simples à construire; cela peut être la meilleure solution lorsque des tassements d'appuis sont susceptibles de se produire [S.S.E.D.T.A-2.00]. Cependant, contrairement à d'autres formes de construction, il est nécessaire de construire avec des poutres de très grande hauteur. De plus, suite aux rotations d'extrémité des poutres, une fissuration importante peut se produire à proximité des assemblages si la dalle est continue sur des appuis intermédiaires. Pour les assemblages rigides les ossatures sont considérées comme continues, alors que pratiquement, les assemblages présentent toujours une résistance au moment de flexion et une certaine flexibilité.

#### **II.4. Type des assemblages semi-rigides**

Dans la pratique, on peut rencontrer plusieurs types d'assemblages poutre-poteau semi-rigides avec différentes configurations, dont on peut citer les suivants :

#### **II.4.1. Assemblage avec une seule cornière d'âme (Single Web Angle)**

L'assemblage avec une simple cornière sur l'âme de la poutre est considéré comme articulé (Fig. II.8.a). 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.

#### **II.4.2. Assemblage par plat soudé (Fin Plate)**

Un assemblage par plat soudé, est un assemblage composé d'un plat soudé sur l'élément porteur et boulonné sur l'âme de la poutre (Fig. II.8.b). Ce type d'assemblage nécessite moins de matériel qu'un assemblage par cornière simple et minimise l'influence de l'excentricité. Ces assemblages sont très flexibles et sont généralement considérés comme articulés.

#### **II.4.3. Assemblages par doubles cornières d'âme (Double Web Angle)**

Les assemblages par doubles cornières d'âmes composent de deux cornières soudées ou boulonnées au poteau et sur l'âme de la poutre, comme indiqué dans la Figure II.8.c. Cependant [JEAN-M 94] considèrent ce type d'assemblage en tant qu'assemblage de type 2 de la construction.

#### **II.4.4. Assemblages par platine d'extrémité réduite (Flush End Plate)**

Un assemblage par platine 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 il est montré à la figure II.8.d. Les caractéristiques moment-rotation de cet assemblage sont semblables à celles des assemblages par doubles cornières d'âme et appartiennent au type 2. Par conséquent, un assemblage par platine d'extrémité est principalement utilisé pour transmettre l'effort tranchant de la poutre au poteau.

#### **II.4.5. Assemblages par cornières de semelles (Top and Seat Angle)**

L'assemblage par cornières de semelles est montré à la Figure II.8.e. Les spécifications AISC-ASD [JEAN-M 94] décrivent l'assemblage par cornières de semelles

comme un assemblage transmettant un certain moment fléchissant en plus d'un effort tranchant et éventuellement un effort normal. D'après les résultats expérimentaux, ces assemblages pourront résister à un certain moment transmis à l'extrémité de la poutre.

#### **II.4.6. Assemblages par cornières de semelles et doubles cornières d'âme**

Ce type d'assemblage est une combinaison d'un assemblage par cornières de semelles et l'assemblage par double cornières d'âme. L'assemblage est représenté à la figure. II.8.f. Ce type d'assemblage est considéré comme de type 3 d'après l'AISC-ASD.[JEAN-M 94]

#### **II.4.7. Assemblages par platine d'about débordante et non débordante**

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 généralement en deux ou quatre rangées verticales. Cette platine peut être débordante (Figure II.8.g) ou non débordante (Figure II.8.h). Ces assemblages sont utilisés sous réserve de savoir déterminer le degré d'interaction entre les éléments, ce qui suppose connaître la caractéristique moment-rotation de l'assemblage.

#### **II.4.8. Assemblages par éléments en Té (T-Stub)**

Un assemblage par élément en Té se compose de deux laminées en T boulonnés à la fois à la poutre et au poteau en haut et au rebord inférieur de la poutre comme le montre la figure. II.8.i. Ce type d'assemblage est considéré comme l'un des plus rigides assemblages semi-rigides, en particulier lorsqu'il est utilisé en combinaison avec des cornières d'âme (double web angles).

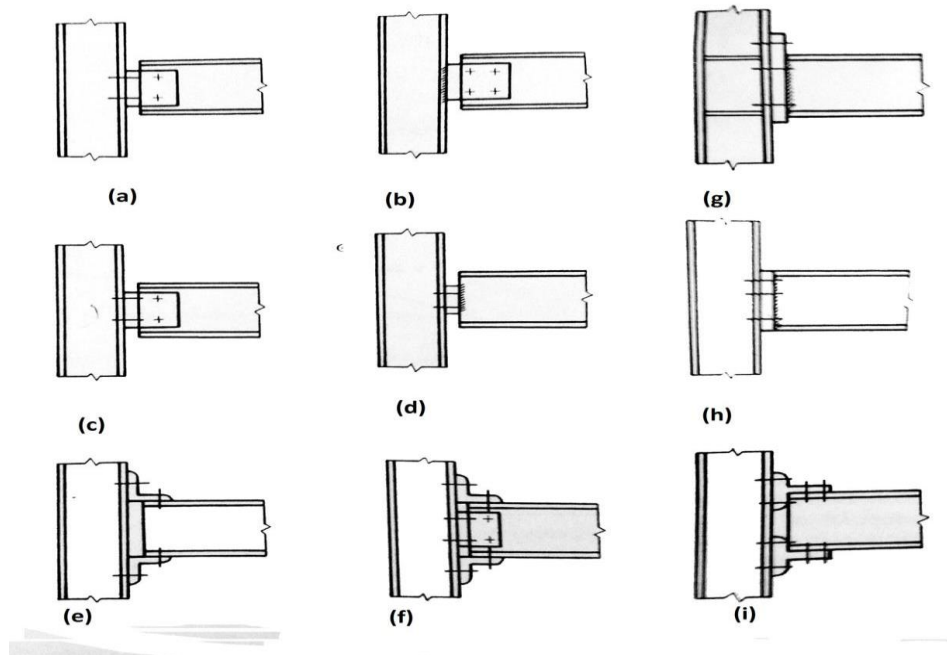


Figure II. 8: Différents types d'assemblages semi-rigides.

## II.5. Modélisation des assemblages [SAADLM.11]

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 de (Krishnamurthy et al., 1979 et 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 moment-rotation ( $M-\theta r$ ) 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.

### II.5.1. Modèles linéaires

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 figure II.9 montre trois modèles linéaires simples. Un modèle bilinéaire (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 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 soient faciles à utiliser, les erreurs et le saut soudain de la rigidité aux points de transition rendent leur utilisation pratique difficile.

### II.5.2. Modèle polynôme

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

$$\theta_r = C1(KM)^1 + C2(KM)^3 + C3(KM)^5 \quad (\text{II.4})$$

Où  $K$  est un paramètre de normalisation qui dépend du type d'assemblage et de la géométrie et  $C1$ ,  $C2$  et  $C3$  sont des constantes d'ajustement de courbe. Ce modèle représente assez bien le comportement  $M-\theta r$ .

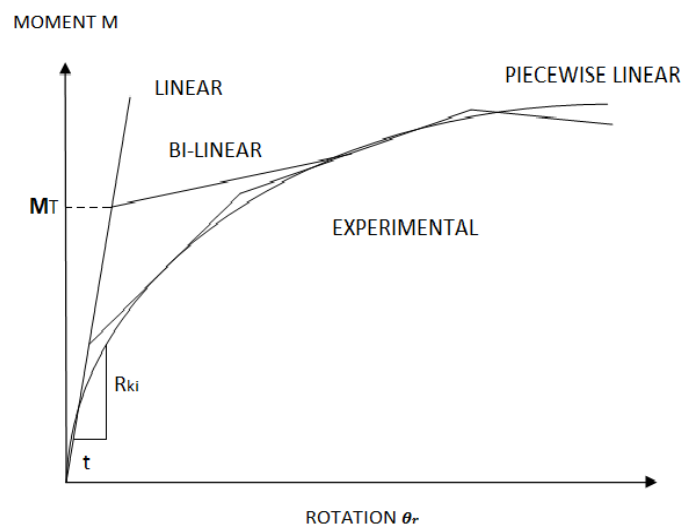


Figure II. 9: Modèle linéaire moment-rotation ( $M-\theta r$ ) d'assemblage

### II.5.3. Modèle de puissance

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

$$\theta_r = aM^b \quad (\text{II.5})$$

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) introduisent une fonction de puissance qui repose sur un modèle à trois paramètres de contrainte-déformation élasto-plastique de la forme :

$$\theta_r = \frac{M}{R_{ki}} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{M}{M_u}\right)^n\right]} \quad (\text{II.6})$$

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 :

$$\theta_r = \frac{M}{R_{ki} \left[1 - \left(\frac{M}{M_u}\right)^n\right]^{1/n}} \quad (\text{II.7})$$

Pour Colson-Louveau et les modèles de 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 au moment final de la parcelle  $M-\theta r$ . Ces modèles ne conviennent pas pour les courbes d'essai qui ne s'aplatissent pas près des charges finales.

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

$$\frac{\theta}{(\theta_r)_0} = \frac{KM}{(KM)_0} \left[1 + \left(\frac{KM}{(KM)_0}\right)^{n-1}\right] \quad (\text{II.8})$$

Où  $(\theta_r)_0$ ,  $(KM)_0$  et  $n$  sont des paramètres définis. La constante  $K$  est une constante de normalisation qui 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'assemblages.

#### II.5.4. Modèles exponentiels

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

$$M = \sum_{j=1}^m c_j \left(1 - e^{-\frac{|\theta_r|}{2f\alpha}}\right) + M_0 + R_{kf} |\theta_r| \quad (\text{II.9})$$

Avec  $M_0$  est la valeur initiale du moment d'assemblage,  $R_{kf}$  est la rigidité d'écroûissage de l'assemblage,  $\alpha$  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 exponentiel pour s'adapter à tout changement brusque de la pente de la courbe  $M-\theta r$  comme suit .

$$M = \sum_{j=1}^m c_j \left(1 - e^{-\frac{|\theta_r|}{2f\alpha}}\right) + M_0 + \sum_{k=1}^n D_k (\theta_r - \theta_k) H[\theta_r - \theta_k] \quad (\text{II.10})$$

Avec  $M_0$  et  $\alpha$  sont tels que définis dans l'équation (6) et  $D_k$  est un paramètre constant pour la partie linéaire de la courbe,  $\theta_r$  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  $D_k$ , des ajustements 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 exponentiel pour représenter le comportement non-linéaire  $M-\theta r$  des assemblages boulonnés .

$$M = M_p \left[ 1 - \exp\left(\frac{-(R_{ki} - R_{kp} + C\theta)\theta}{M_p}\right) \right] \quad (\text{II.11})$$

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'écroûissage de l'assemblage.  $M_p$ ,  $R_{ki}$  et  $R_{kp}$  sont déterminés analytiquement et  $C$  est obtenu de façon empirique par ajustement de courbe à des données expérimentales qui contrôle la pente de la courbe.

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

$$\frac{M}{M_u} = n \left[ \ln \left( 1 + \frac{\theta_r}{n\theta_0} \right) \right] \quad (\text{II.12})$$

Avec  $M_u$  c'est le moment idéalisé d'un mécanisme élasto-plastique,  $\theta_0$  c'est la rotation de référence ( $\frac{M_u}{R_{ki}}$  où  $R_{ki}$  est la rigidité de rotation initiale), et  $n$  est un paramètre de forme.  $M_u$  et

$R_{ki}$  sont déterminés analytiquement, tandis que le paramètre de forme  $n$ , est obtenu par un calibrage vaste avec les données expérimentales.

## II.6. Idéalisation de la courbe de comportement (moment-rotation) selon l'Eurocode 3

### II.6.1. Courbe moment-rotation

La courbe de comportement moment-rotation ( $M-\theta r$ ) non linéaire donnée par l'Eurocode 3 [JEAN-M 94] (figure II.10) comprend trois parties :

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

L'extrémité de cette courbe  $M-\phi$  définit la capacité de rotation  $\phi_{cd}$  de l'assemblage.

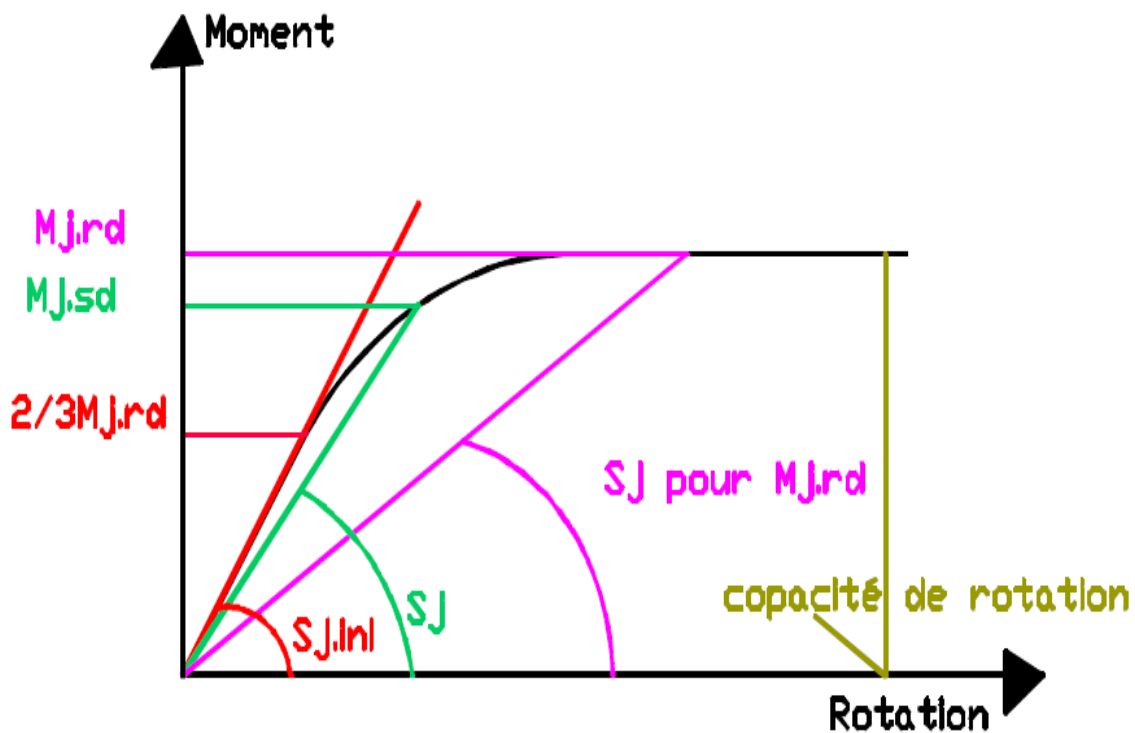


Figure II. 10: Courbe  $M-\phi$  non- linéaire.

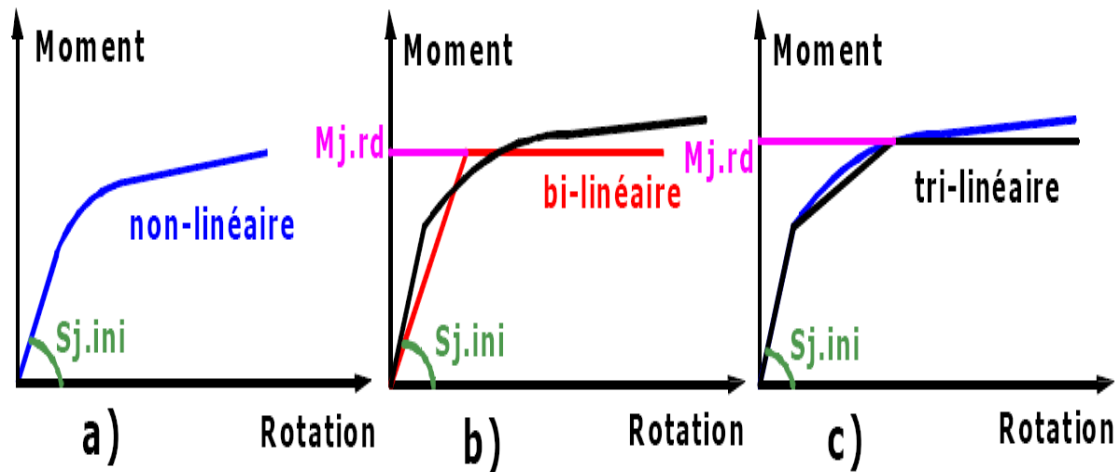


Figure II. 11: Idéalisations des courbes.

L'Eurocode 3 [EC.92] propose les trois possibilités d'idéalisation présentées dans la figure II.11. La courbe (a) correspond au comportement  $M-\phi$  réel des assemblages. Cependant, l'utilisation de ces courbes non linéaires demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués.

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

- La rigidité idéalisée  $S_j^*$  de la courbe bi-linéaire  $S_j$  est obtenue en divisant  $S_{j,ini}$  par un facteur de modification  $\eta$ :

$$S_j^* = S_{j,ini} / \eta \quad (\text{II.13})$$

Où le coefficient  $\eta$  est tiré de l'annexe E

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

## II.6.2 Analyse globale de la structure

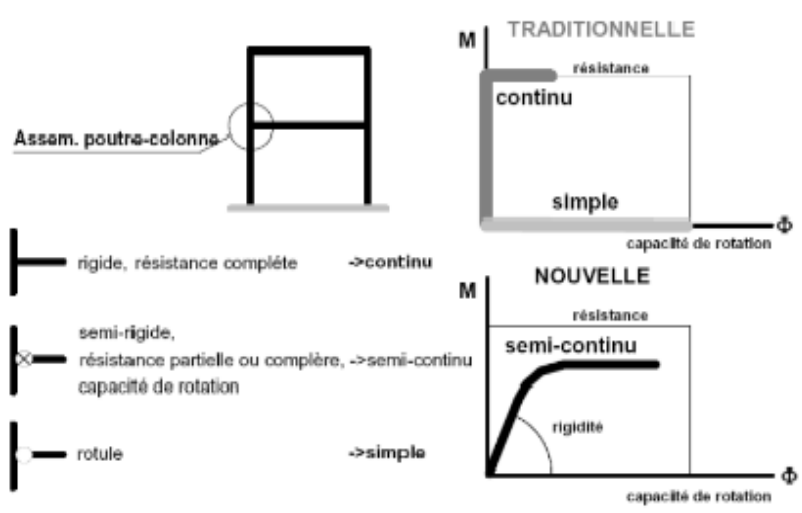
Puisque le comportement des structures est lié au comportement des assemblages le tableau ci-dessous montre les différents modes d'analyse globales possibles dans les constructions métalliques en fonction de la classification des assemblages.

**Tableau II. 1 : Types de modélisation d'assemblages.**

METHODE D'ANALYSE GLOBALE	CLASSIFICATION DE L'ASSEMBLAGE		
Elastique	Articulé	Rigide	Semi-rigide
Rigide-plastique	articulé	pleinement résistant	partiellement résistant
Elastique-plastique	articulé	rigide et pleinement résistant	semi-rigide et partiellement résistant
			semi-rigide et pleinement résistant
			rigide et partiellement résistant
Type de modélisation de l'assemblage	simple	Continu	Semi-Continu

Le tableau II.1 montre les relations entre les différents types de modélisation d'assemblage, leur classification et les méthodes d'analyse globale [CHIKHE.S.A.13]:.

En vue d'une analyse globale de la structure, trois types de calcul peuvent être effectués. Ils sont liés à la classification de l'assemblage : un assemblage rigide assure la continuité des moments de la liaison, un assemblage semi-rigide assure seulement une continuité partielle et un assemblage articulé n'assure pas de continuité entre les éléments (figure II.12).



**Figure II. 12. Méthodes d'analyse des assemblages : traditionnelle et nouvelle**

**II.7. Modélisation des courbes Moment-Rotation**

Le comportement moment-rotation des assemblages est généralement décrit à l'aide d'une courbe non-linéaire. Cependant, l'utilisation de ce type de courbes demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués. Afin de permettre un calcul simple des

structures, les courbes moment-rotation des assemblages peuvent être idéalisées, selon l'EC3, par des modèles tri linéaires, bilinéaires ou linéaires. Le choix d'une idéalisation est lié à la méthode d'analyse utilisée et aux outils de calcul disponibles : analyse élastique, analyse rigide-plastique ou analyse élastique-plastique (figure II.13). Cependant, l'idéalisation bilinéaire est la solution la plus utilisée.

Dans une analyse élastique-plastique, l'EC3 propose une courbe de comportement global  $M-\Phi$  constituée de trois parties. La première partie représente le comportement élastique en considérant les valeurs du moment inférieures à  $2/3 M_{j,Rd}$ . La deuxième partie de la courbe représente le comportement non linéaire jusqu'à la valeur du moment résistant  $M_{j,Rd}$ . Dans la troisième partie, un palier plastique est considéré. La deuxième partie non linéaire de la courbe  $M-\Phi$ , comprise entre  $2/3 M_{j,Rd}$  et  $M_{j,Rd}$ , est définie à partir de la rigidité sécante  $S_j$  par l'équation (II.10) [Jaspart 1998].

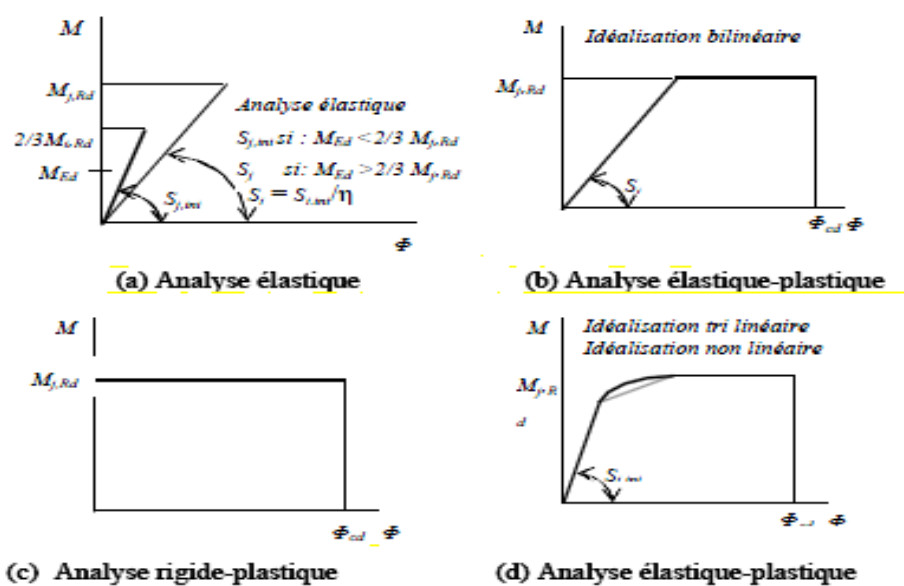


Figure II. 13 Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage.

## II.8- Renforcement d'assemblages

L'assemblage par platine d'about est largement utilisé dans les structures métalliques et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication [Trahair.07]; [Owens.89] et [Kulak.87]. Toutefois, ces assemblages sont extrêmement complexes dans leur analyse et comportement structural particulièrement quand ils sont soumis à des efforts très importants. Il convient donc d'être particulièrement vigilant sur les détails de conception des assemblages car c'est en cet endroit que se concentrent toutes les difficultés par suite de la présence de pièces intermédiaires. Par exemple, des raidisseurs de platine d'about peuvent

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

### **II.8.1 Les raidisseurs transversaux de poteau**

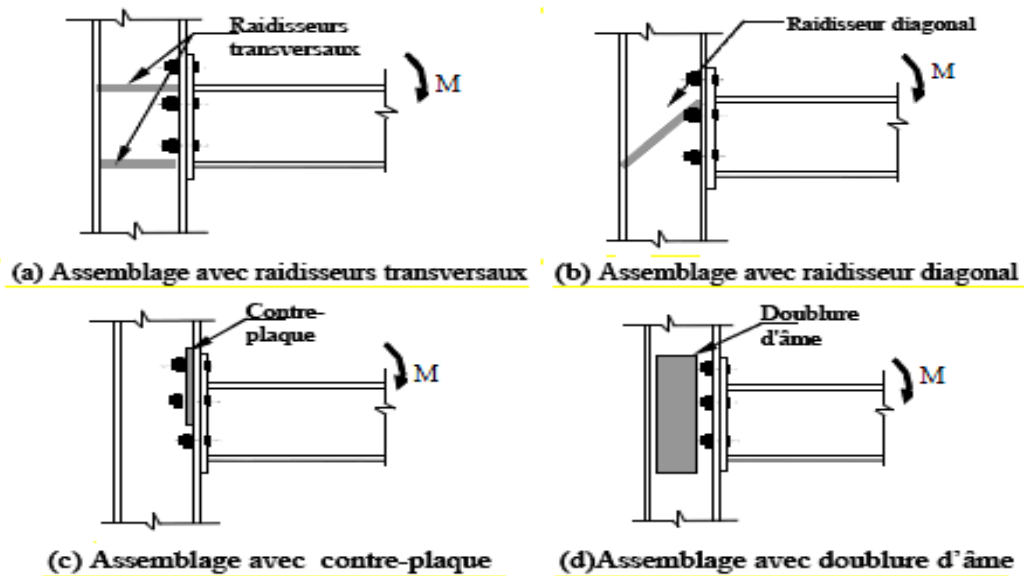
Ils sont soudés, au niveau des semelles en zones tendue et comprimée du poteau (Figure II-14a), pour augmenter la rigidité et la résistance de l'âme du poteau en traction et en compression et de la semelle du poteau en flexion. Des raidisseurs diagonaux peuvent être utilisés pour améliorer la résistance de l'âme du poteau en cisaillement (Figure II-14b), en combinaison avec les raidisseurs transversaux.

### **II.8.2 Les renforcements par contre-plaques**

Ce sont des platines boulonnées contre la semelle du poteau en recouvrant au moins deux rangées de boulons dans la zone tendue de l'assemblage (Figure II-14c). Elles permettent d'augmenter la résistance de la semelle du poteau pour certains modes de ruine ainsi que la rigidité dans certains cas, comme en présence de la précontrainte [Al-khatab, 2003 et Al-khatab] et [Bouchair, 2007]. Dans l'EC3, seule la partie résistance est considérée.

### **II.8.3 Les doublures d'âme**

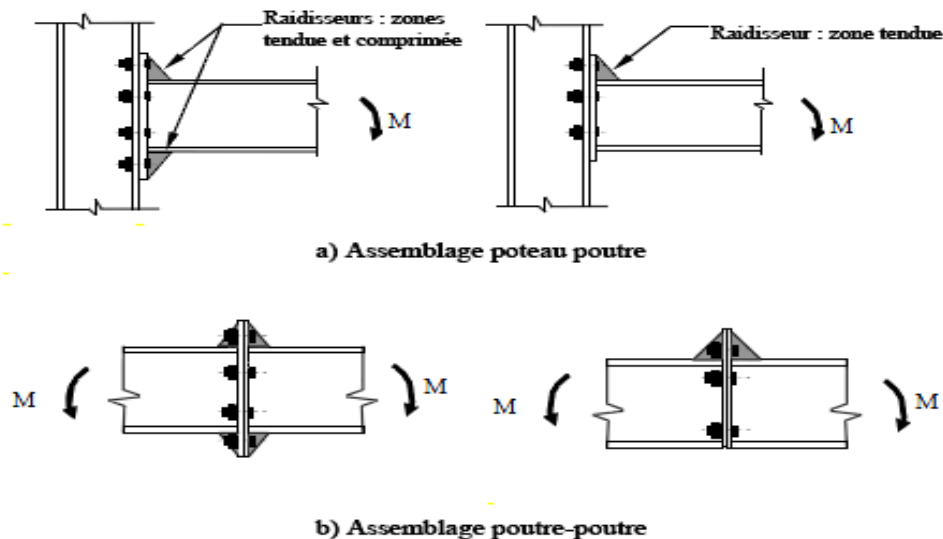
Une doublure d'âme, soudée sur tout son pourtour (Figure II-14d) est utilisée pour augmenter la résistance de l'âme du poteau vis-à-vis de la traction, de la compression et du cisaillement. Dans le cas où la largeur de la doublure est très grande, des boulons sont nécessaires pour la solidariser à l'âme du poteau.



**Figure II. 14 : Moyens de renforcement des assemblages selon l'EC3.**

Durant la dernière décennie, de nombreuses recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été entreprises afin de mieux maîtriser le comportement d'assemblages de conceptions existantes ou nouvelles. L'assemblage avec raidisseurs de platine d'about débordante est relativement courant en France dans les continuités de poutre ou les liaisons poteau-poutre (Figure II.15).

Ces raidisseurs peuvent être utilisés dans les zones tendue et comprimée de l'assemblage, simultanément ou de façon séparée. La présence de ces raidisseurs peut modifier la distribution des efforts et par conséquent le mode de déformation et de ruine de l'assemblage. Cependant, l'EC3 et le code Algérien [CCM97 1998] ne donnent aucune indication quant à la façon dont les composants de l'assemblage se déforment et ne fournissent pas d'aide pour améliorer la conception de ce type d'assemblages.



**Figure II. 15: Assemblages avec raidisseurs de platine d'about débordante.**

## II.9. 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 méthode des éléments finis (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  $\theta_{cd}$



**CHAPITRE III**

**APPROCHE ANALYTIQUE DE  
CARACTERISATION DES  
ASSEMBLAGES METALLIQUES  
SELON L'EUROCODE3**

## Chapitre III. Approche Analytique de Caractérisation des Assemblages Métalliques

### Selon l'Eurocode3

#### III.1 Introduction

Après la présentation de l'état de connaissances sur le comportement et la caractérisation des assemblages boulonnés par platine d'extrémité dans le chapitre précédent, ce chapitre III reprend en détail l'ancienne méthode de caractérisation, de ce dernier, appelée « méthode des composantes » présentée par L'EUROCODE -3 ainsi que leurs applications sur les types d'assemblages suivants :

- Assemblage boulonné avec platine d'extrémité sans rangée de boulons extérieurs.
- Assemblage boulonné avec platine d'extrémité avec rangée de boulons extérieurs.

Une analyse critique des deux approches nous permettra de soulever les limites de l'une et les avantages ainsi que la complexité de mise en œuvre de l'autre.

#### III.2 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 forme 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.

##### III.2.1 La méthode des composantes. EC- 3 [EC.92]

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

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

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

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

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.

### III.2.2 Identification des composantes

Pour un assemblage par platine d'about débordante boulonnée soumis à la flexion (Figure III -1), les composantes de base qui peuvent être identifiées selon le type de sollicitations qu'elles subissent sont les suivantes .

- Zone comprimée : Ame de poteau, semelle et âme de poutre
- Zone tendue : Ame de poteau, boulons et âme de poutre en traction, semelle de poteau et platine d'about en flexion .
- Zone de cisaillement : Panneau d'âme de poteau.

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 l'annexe D. 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. Le tableau III.1 donne les régions et les composantes actives dans un assemblage par platine d'extrémité.

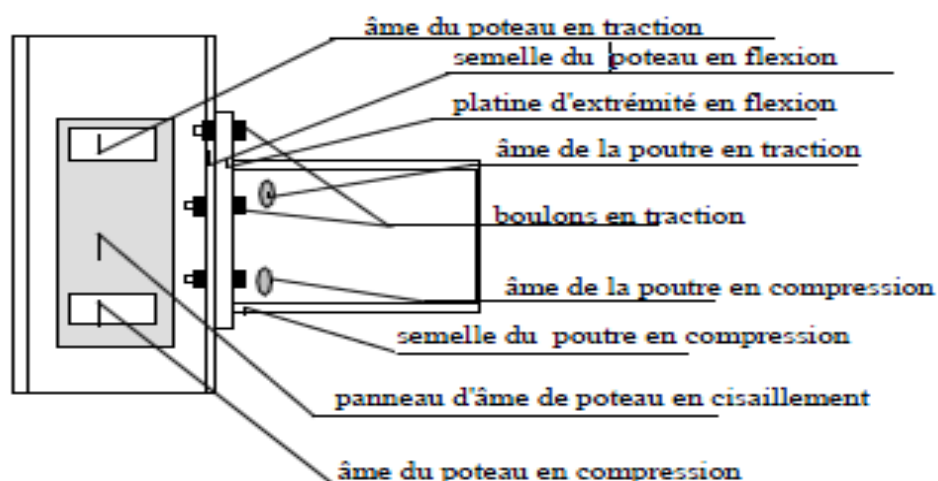
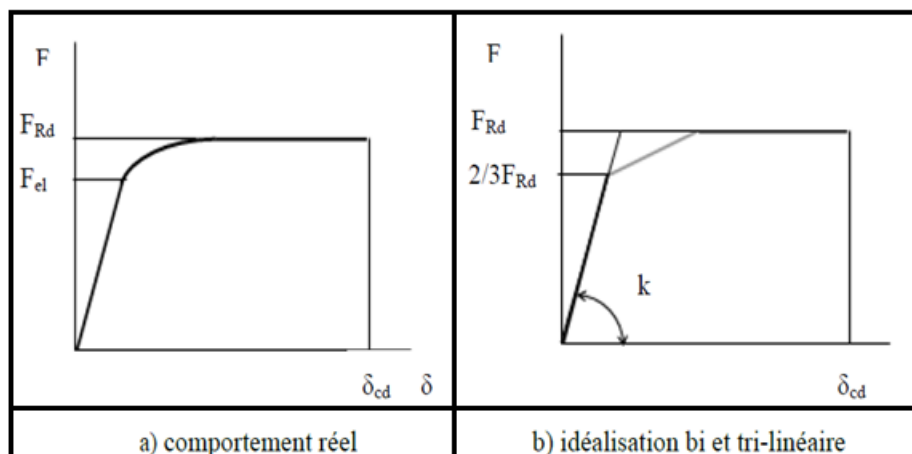


Figure III. 1 : Composantes de base de l'assemblage par platine d'about boulonnée.

Tableau III. 1: Régions et composantes dans un assemblage par platine d'extrémité.

	REGION	COMPOSANTE
<b>01</b>	Région de compression	2-âme de poteau en compression 7-âme et semelle de poutre en compression
<b>02</b>	Région de traction	3- âme de poteau en traction 4- semelle de poutre en compression 5-platine d'extrémité en flexion 8- âme de poutre en traction 10-boulons en traction
<b>03</b>	Région de cisaillement	1- âme de poteau en cisaillement

Le comportement réel de chaque composante est représenté par une courbe force-déplacement de type non linéaire (Figure III.2.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 III.2.b). Dans ce dernier cas, les paramètres du modèle sont : la résistance du calcul  $F_{Rd}$ , la rigidité  $k$  et les capacités de déformation  $\delta_{cd}$ . Ces paramètres peuvent être calculés à partir des dimensions des composantes et des propriétés matérielles.



**Figure III. 2: 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.

### III.2.3 Evaluation des caractéristiques des assemblages

Dans l'EC3, trois caractéristiques principales sont à retenir pour caractériser l'assemblage semi-rigide. Ce sont la rigidité initiale, le moment résistant de calcul et la capacité de rotation. Ces caractéristiques permettent au concepteur de déterminer la caractéristique moment-rotation de calcul de l'assemblage quel que soit le type d'analyse globale effectuée.

#### III.2.3.1 Calcul de la rigidité initiale

La rigidité en rotation des assemblages soumis à la flexion constitue une caractéristique importante de leur comportement. Elle correspond à la rigidité de l'assemblage au tout début du chargement. Pour évaluer cette rigidité, nous prenons l'exemple d'un



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

Dans le cas où plusieurs rangées sont tendues simultanément dans un assemblage, les rigidités équivalentes de toutes les rangées tendues sont regroupées en parallèle de façon que, dans la formule (III.1) de la rigidité initiale, on n'introduit qu'un seul coefficient de rigidité équivalente (Figure III.3.c).

$$K_t = \frac{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i}{h_t} \quad (\text{III.3})$$

Où :

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

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

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

$$h_t = \frac{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i^2}{\sum_{i=1}^n K_i^* h_i} \quad (\text{III.4})$$

Finalement, la contribution de toutes les composantes est obtenue par la combinaison des rigidités des deux premières composantes (âme du poteau en cisaillement et âme du poteau en compression) avec les composantes dépendant des rangées de boulons ( $K_i$ ). En considérant que la position du ressort final est située au niveau du centre de traction défini par le bras de levier ( $h_i$ ), la rigidité en rotation  $K_\theta$  du ressort pour l'assemblage entier est obtenue par la formule suivante :

$$K_\theta = \frac{h_t^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_t}} \quad (\text{III.5})$$

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

L'équation (III.5) permet d'obtenir la rigidité initiale  $S_{j,ini}$  de l'assemblage comme étant égale à :

$$S_{j,ini} = EK_{\varnothing} \quad (III.6)$$

La somme des efforts de traction dans les boulons de la zone tendue et l'effort de compression dans la zone comprimée de l'assemblage sont égaux et de signes opposés lorsque l'assemblage est sollicité en flexion sans effort normal. Ainsi, le moment transmis par l'assemblage est équivalent statiquement à deux forces  $\pm F_{eq}$  ( $F_{eq} = F_t$  et  $-F_{eq} = F_c$ ) telles que :

$$M = F_{eq} \cdot h_t \quad (III.7)$$

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

$$\varnothing = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{h_t} \quad (III.8)$$

Avec :

$\Delta_t$  Allongement du ressort unique de rigidité  $k_t$ ;

$\Delta_c$  Raccourcissement du ressort représentant la zone comprimée de l'âme du poteau.

Les relations force-déplacement des deux ressorts, de rigidités équivalentes  $k_t$  (zone tendue) et  $k_2$  (zone comprimée), sont données par les relations suivantes :

$$F_t = K_t E \Delta_T \quad (III.9)$$

$$F_c = K_2 E \Delta_c \quad (III.10)$$

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

En fonction du rapport de rigidité en rotation non dimensionnel  $K = (S_{j,ini}) / (EI_b / L_b)$ ,

L'assemblage poutre-poteau peut être classé comme étant rigide, semi-rigide ou articulé. Il est considéré semi-rigide pour des valeurs de  $K$  situées dans les intervalles suivants :

$0,5 \leq K \leq 25$  pour les structures non contreventées

$0,5 \leq K \leq 8$  pour les structures contreventées

Avec :  $L_b$  et  $I_b$  sont respectivement la longueur et l'inertie de la poutre.

### III.2.3.2 Calcul du moment résistant

Le moment résistant correspond au moment maximum que peut supporter l'assemblage. Pour déterminer le moment résistant de l'assemblage poutre-poteau par platine d'about boulonnée, nous identifions les trois zones suivantes :

- La zone tendue de l'assemblage qui est directement affectée par la flexion de la plaque d'extrémité, la flexion de la semelle du poteau, la traction des boulons, la traction de l'âme du poteau et la traction de l'âme de la poutre ;
- La zone comprimée de l'assemblage qui comprend l'âme du poteau et l'âme et la semelle de la poutre ;
- La zone cisailée de l'âme du poteau.

Selon la capacité de déformation des rangées de boulons, une distribution plastique des efforts internes peut être considérée (Figure III-4). Dans ce cas, le moment résistant en flexion de l'assemblage  $M_{Rd}$  est calculé par la formule suivante :

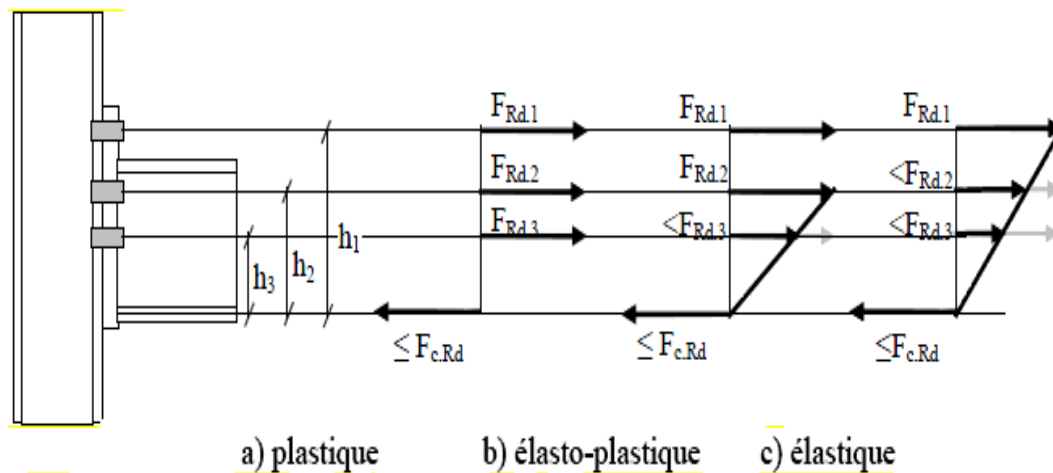
$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^{n_b} h_t F_{Rd,i} \quad (III.11)$$

Avec :

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

$n_b$ : Nombre de rangées de boulons en traction ;

$h_t$ : Distance de la rangée de boulons du centre de compression situé au milieu de l'épaisseur de la semelle comprimée de la poutre.



**Figure III. 4: Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné.**

Dans la procédure d'évaluation de la résistance de chaque rangée de boulons, la première rangée à considérer est la plus éloignée du centre de compression. Les autres rangées, qui sont progressivement de plus en plus proches du centre de compression [ABIDELAH.A.09];, sont successivement analysées.

En général, la résistance de la rangée de boulons ( $i$ ) est donnée par la valeur minimum de la résistance des composantes de base en considérant aussi le comportement de groupe des boulons constitué de la rangée de boulons ( $i$ ) et les autres rangées dont la distance au centre de compression est plus grande que  $hi$ . Le moment résistant de calcul peut être limité par la résistance de la semelle de la poutre en compression ou l'âme du poteau en compression. Une vérification de celle-ci doit être effectuée sur la base de la formule suivante:

$$\sum_{j=1}^m F_j = F_{c,Rd} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

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

$F_j$ : Effort de traction dans la rangée de boulon  $j$ .

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

L'EC3 fournit des formules d'évaluation de la résistance de chacune des composantes. Ces formules sont rappelées dans l'annexe B de ce mémoire. En résumé, suivant le schéma de fonctionnement de l'assemblage par platine d'about boulonnée, le calcul du moment résistant se déroulera selon les 5 étapes suivantes :

a) Déterminer les efforts de traction admissibles pour les différentes rangées de boulons en considérant les composantes associées à la rangée .

b) Adopter un type de diagramme de répartition des efforts entre les rangées de boulons (Figure III.4). Une distribution plastique est souvent considérée mais une distribution élastique ou élasto-plastique doit être utilisée si la capacité de déformation d'une rangée au moins est limitée. Avec une distribution élastique, la résistance de l'assemblage est limitée par la rangée la plus éloignée du centre de compression. Dans ce cas, le moment résistant de l'assemblage est donné par l'expression suivante [Bourrier 1996].

$$M_{Rd} = \frac{F_{Rd}}{h_1} \sum h_t^2 \text{ avec } F_{Rd} = 2B_{t,Rd} \quad (\text{III.13})$$

Dans le cas où la distribution plastique des efforts est limitée, en raison du manque de capacité de déformation d'une rangée de boulons ( $m$ ) qui atteint sa résistance de calcul ( $F_{Rd,k} > 2B_{t,Rd}$ ), une distribution élasto-plastique peut être utilisée. Dans ce cas, nous considérons que les efforts dans les rangées inférieures à la rangée ( $m$ ) sont distribués linéairement en fonction de leur distance au centre de compression. Le moment résistant est donné par l'expression suivante [Bourrier .96] :

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^K F_{Rd,i} h_i + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=m}^n h_j^2 \quad (\text{III.14})$$

Avec :

n: Nombre total de rangées de boulons .

m: Rangée dont la capacité de déformation est insuffisante.

c) Vérifier que la zone comprimée de la poutre présente une résistance suffisante pour équilibrer la somme des efforts de traction admissibles dans les boulons.

d) Effectuer une vérification similaire en ce qui concerne la résistance de l'âme du poteau;

e) Etablir le moment résistant de l'assemblage comme étant la somme des résistances en traction admises dans chaque rangée de boulons par la distance de ces rangées au centre de compression situé au milieu de la semelle comprimée de la poutre.

L'évaluation de la résistance en traction des différentes rangées de boulons est effectuée en considérant des tronçons en té équivalents. Ainsi, trois modes de ruine sont possibles et nous pouvons associer à chacun d'eux une résistance en traction; qui dépend de la longueur efficace

$L_{eff}$  du tronçon. Pour en définir la valeur, l'EC3 fait référence à plusieurs schémas de plastification possibles en considérant la résistance en traction du tronçon correspondant au mode de ruine le plus défavorable. Cela sera détaillé dans les paragraphes suivants.

Suivant la valeur du moment résistant du calcul  $M_{Rd}$ , l'assemblage poutre-poteau peut être considéré à résistance totale, à résistance partielle ou articulé. Il est considéré à résistance partielle pour des valeurs de  $M_{Rd}$  situées dans les intervalles suivants :

$$0, 25M_{bpl Rd} < M_{Rd} < M_{b pl Rd} \quad (III.15)$$

Où  $M_{b pl Rd}$ , est le moment résistant de calcul de la poutre.

### III.2.3.3 Détermination de la capacité de rotation

L'EC3 ne propose pas de formule permettant de calculer la capacité de rotation des assemblages boulonnés. Cependant, le règlement stipule que dans un assemblage par platine d'about boulonnée, la capacité de rotation est suffisante pour une analyse plastique si le moment résistant de l'assemblage est piloté par la résistance de la semelle du poteau en flexion dont l'épaisseur  $t$  doit satisfaire la condition suivante :

$$t \leq 0.36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (III.16)$$

Avec :  $d$  : Diamètre nominal du boulon ;

$f_{ub}$ : Résistance ultime du boulon en traction ;

$f_y$ : Limite d'élasticité.

Si la résistance de calcul de cet assemblage est au moins égale 1,2 fois la résistance plastique de calcul de la poutre, il n'est pas nécessaire de vérifier sa capacité de rotation. Dans le cas d'un assemblage à résistance partielle, la capacité de rotation ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques.

### III.3 Comportement de la zone tendue d'assemblage (tronçon en Té)

Une des composantes principales d'un assemblage boulonné avec platine débordante de type poteau-poutre est le tronçon en té qui représente la zone tendue. Ce tronçon en té peut être considéré comme un assemblage élémentaire unique ou comme une partie d'une configuration plus complexe.

### III.3.1 Fonctionnement du tronçon en T

La déformation du tronçon en T est d'une part liée au comportement des boulons sollicités en traction et d'autre part, à l'état de déformation de la semelle ou de la platine sollicitée en flexion. Une caractéristique importante du comportement des tronçons en T est le développement de forces de levier sous la semelle. Ces forces secondaires, qui sont introduites dans les boulons en plus de la traction directe, peuvent provoquer une ruine prématurée. Une illustration du mécanisme de levier dans un tronçon en T est présentée dans la (Figure III.5). Pour une force  $F$  appliquée sur l'âme du tronçon, des forces de levier  $Q$  se développent en raison de la flexion de la semelle.

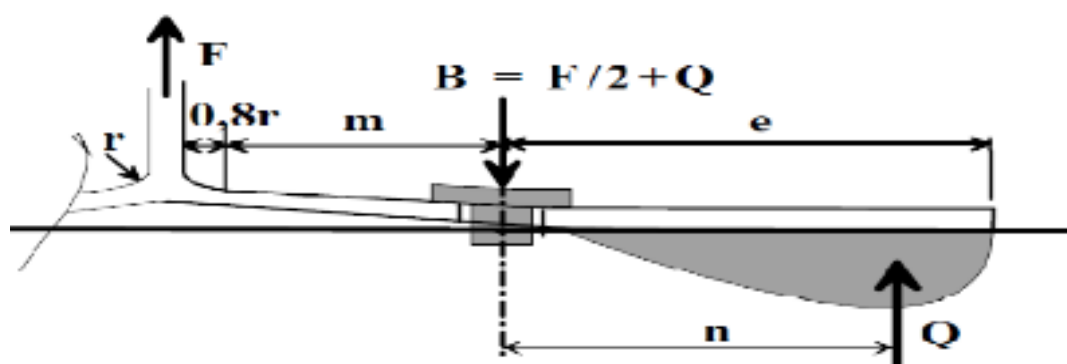


Figure III. 5 Mécanisme de levier dans un tronçon en T.

Selon l'EC3 :  $n/m = 1,25$  où ( $n$ ) est a priori inconnue.

$Q$  : Force de levier = amplification de la traction (boulons).

L'équation de l'équilibre statique des forces verticales montre que la force  $B$  dans un boulon est égale à :

$$B = \left( \frac{F}{2} + Q \right) \quad (\text{III.17})$$

### III.3.2. Modèle théorique du tronçon en T

L'aspect théorique du comportement du tronçon en T comme élément indépendant de l'assemblage a été largement étudié [Al-khatib .03]. En conséquence, la réponse globale en terme de loi force-déplacement est bien définie dans le domaine élastique et plastique et des règles de calcul ont été déterminées dans ce sens. Ainsi, les trois modes de ruines, définis selon l'EC3, envisagés dépendent du rapport des résistances de la semelle du tronçon en flexion et des boulons en traction. Ces trois modes de ruine sont caractérisés par la ruine de la

platine par formation d'un mécanisme plastique (mode1), la ruine mixte de la platine et des boulons (mode 2) ou la ruine des boulons (mode 3) (voir figure III.6).

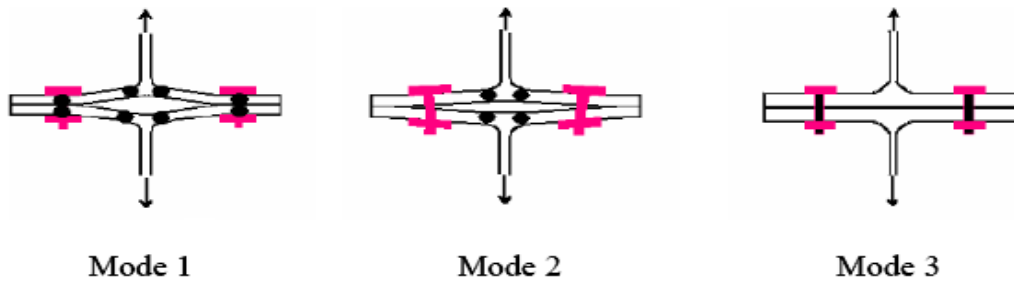


Figure III. 6: Mode de ruine du tronçon en Té

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

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

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

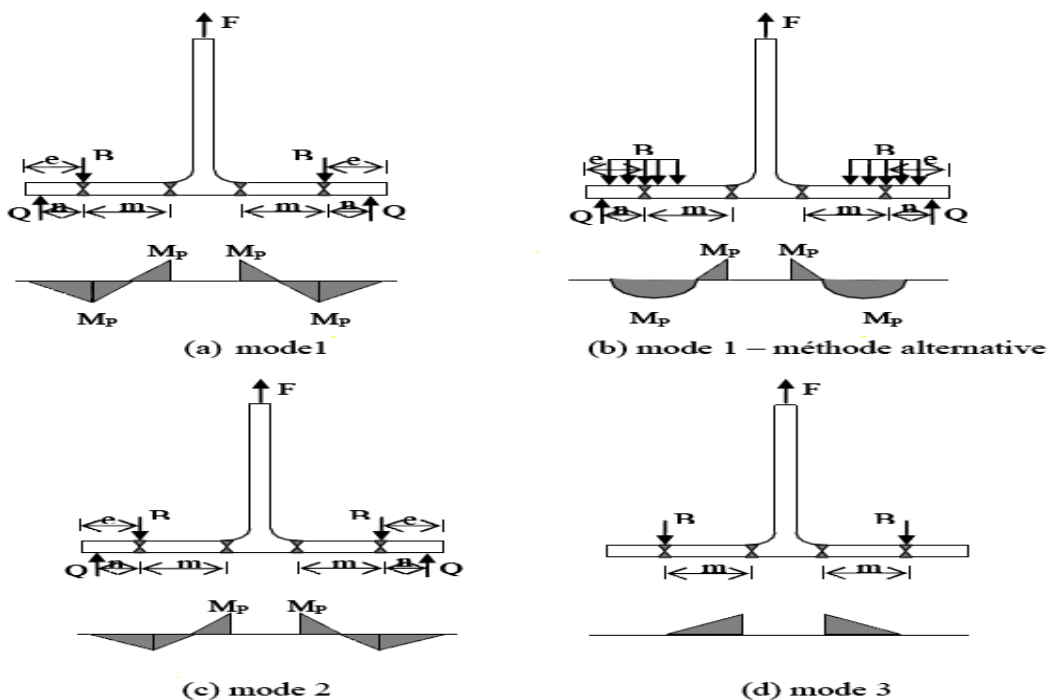


Figure III. 7: Répartition des moments dans un tronçon en Té.

L'avantage de cette procédure est de fournir le mode de ruine associé qui permettrait d'éviter les modes de ruine fragiles :

- Le premier mode de ruine s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle. Ce mode ductile est donc recherché.
- Le deuxième mode de ruine se caractérise par une capacité de déformation variable d'un tronçon à l'autre. Il est intermédiaire.
- Le troisième mode de ruine est fragile car il correspond à la ruine brutale des boulons. Il est donc à éviter.

#### **III.4.CONCLUSION**

Le calcul du moment résistant de l'assemblage est possible manuellement, en utilisant la méthode des composantes. Il s'avère pratiquement impossible notamment si on veut faire une étude paramétrique pour déterminer les facteurs influençant les caractéristiques de l'assemblage. ( $M_{j,rd}$  et  $S_{j,ini}$ )

Dans le modèle mécanique adopté par l'Eurocode 3, Les composantes actives sont modélisées par des ressorts de translation, ensuite ils sont associés en série ou en parallèle selon la configuration géométrique de l'assemblage, tout en respectant les compatibilités des déformations. Cette association permet d'aboutir à un comportement en forme de courbe moment-rotation de l'assemblage. La méthode des composantes est suffisamment générale pour couvrir les assemblages les plus courants.



# **CHAPITRE IV**

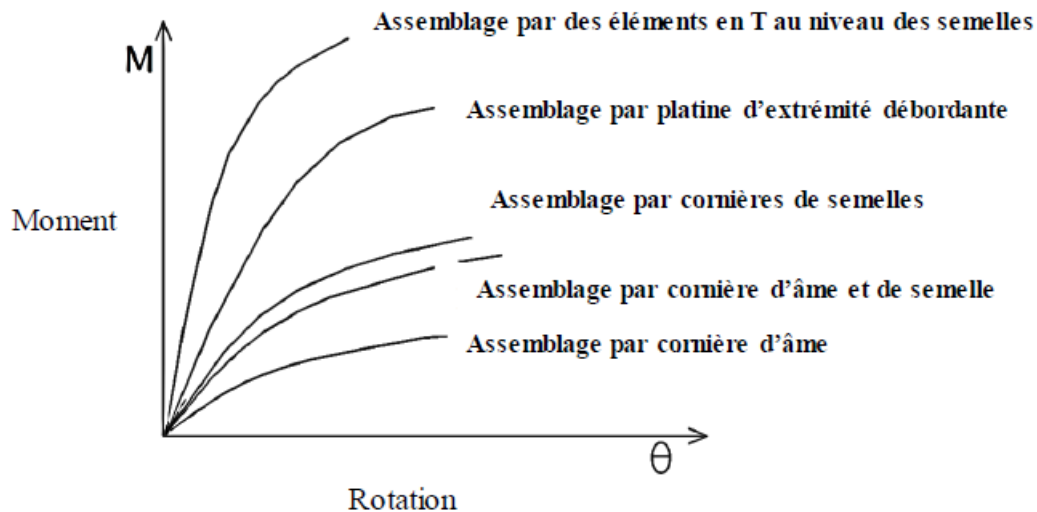
## **Etude comparative des rigidités évaluées selon différents modèles**

## Chapitre IV. Etude Comparative des Rigidités Evaluées Selon Différents Modèles.

### IV. 1. Introduction.

Le comportement des assemblages poutre-poteau sont directement influencés par la performance globale de la structure en acier sous sollicitations. Pour longtemps, les assemblages ont été présentés comme des liaisons idéalisées, c'est à dire parfaitement rigides, impliquant une continuité rotationnelle complète, ou articulées, c'est à dire il n'y a aucun transfert de moment. Toutefois, ces deux modèles communément utilisés correspondent aux deux cas extrêmes du comportement réel des attaches et leurs validités ne sont pas corroborées expérimentalement [W.Grogan.99].

Les caractéristiques moment-rotations types pour une variété d'assemblage sont montrés dans la Figure .IV.1. Parce que les assemblages supportent et transmettent des moments et efforts de cisaillement importants [Owens, G.89]; [Guo-Q.Li.00] et [Chen, W.F.96]., le comportement d'un assemblage différent peut évidemment influencer les résultats de l'analyse de la structure.



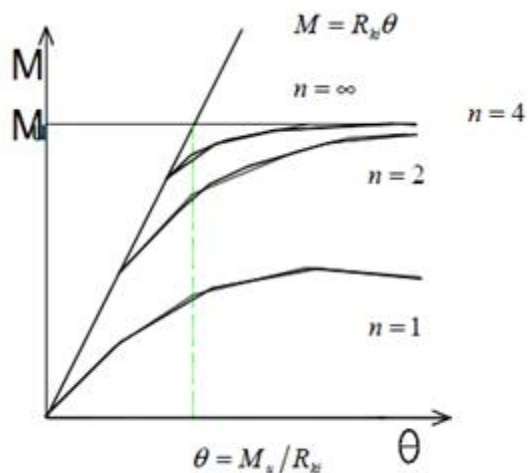
**Figure IV. 1: Courbes de comportement de quelques types assemblages.**

### IV -2. Rigidité initiale des assemblages semi-rigides

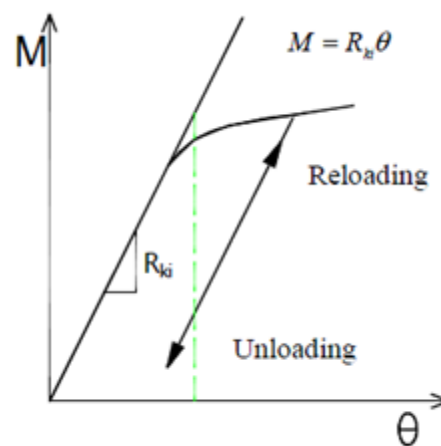
A présent, des fonctions simples sont habituellement utilisées pour représenter la courbe moment-rotation donnée expérimentalement. Dans ce travail, le modèle à trois paramètres [Archibald.N.97] qui s'adapte à l'analyse des structures est appliqué. Sa forme est comme ci-dessous :

$$M = \frac{R_{ki}\theta}{[1+(\theta/\theta_0)^n]^{1/n}} \quad (IV.1)$$

Où  $R_{ki}$  est la rigidité initiale de l'assemblage;  $\theta = M_u/R_{ki}$ , c'est à dire la rotation plastique de référence;  $M_u$  est le moment ultime;  $n$  est le paramètre de forme correspondant à la rigidité initiale de l'assemblage, comme montré dans la Figure. IV.2.



**Figure IV. 2: Le modèle à trois paramètres d'un assemblage semi-rigide**



**Figure IV. 3: Modèle linéaire d'assemblage.**

D'après la courbe de comportement moment-rotation, la rotation correspondante peut être obtenue quand les assemblages supportent un moment. Les chemins de déchargement et de rechargement sont montrés dans La Figure IV.3. A ce moment  $R$  est égal à  $R_{ki}$ . Ainsi dans le domaine élastique, on peut utiliser un  $R_{ki}$  approximatif pour simuler la rigidité des assemblages. En utilisant le modèle linéaire au lieu du modèle non-linéaire de la courbe moment-rotation, la formule (IV.2) qui exprime cette relation est la suivante :

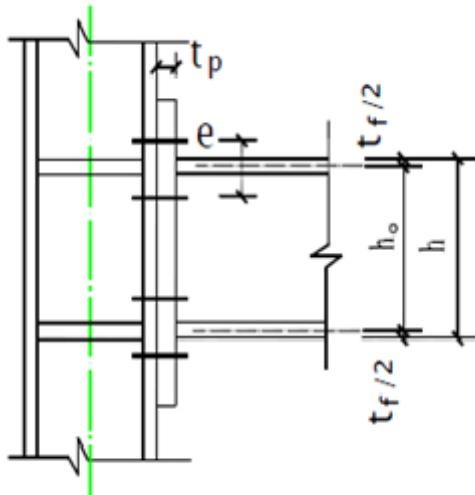
$$M = R_{ki}\theta \quad (IV.2)$$

#### IV.2.1. Rigidité initiale des assemblages boulonnés par platine d'extrémité débordante.

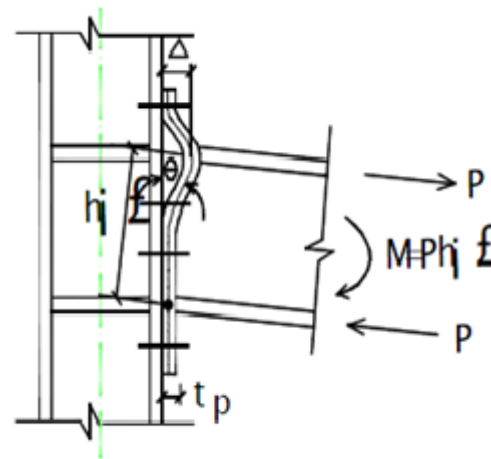
Un assemblage boulonné par platine d'extrémité débordante est montré à la figure IV.4. La rigidité initiale de ces assemblages est principalement liée à la déformation de la platine d'extrémité[Wang .yan.02]. En considérant l'influence de la déformation de cisaillement, le déplacement horizontal entre la platine d'extrémité et la semelle à l'état ultime, est exprimé par la relation (IV.3). La déformation à l'état élastique est représentée à la Figure IV.5.

$$\Delta = \frac{Pe^3}{192EI_p} \left( 1 + \frac{12.48t_p^2}{e^2} \right) \quad (\text{IV.3})$$

Où  $EI_p$  et  $t_p$  sont respectivement la rigidité en flexion et l'épaisseur de la platine d'extrémité ;  $e$  est l'entraxe des boulons.



**Figure IV. 4: Assemblage par platine.**



**Figure IV. 5: Déformation de l'assemblage à l'état élastique.**

D'après la figure IV-5., le déplacement horizontal peut être réécrit comme suite :

$$\Delta = \theta h \quad (\text{IV.4})$$

Et

$$M = Ph \quad (\text{IV.5})$$

D'après combinaison des formules (IV.2) (IV.3) (IV.4) et (IV.5), la rigidité initiale de l'assemblage peut être obtenue comme ci-dessous :

$$R_{Ki} = \frac{192EI_p}{1 + \frac{12,48t_p^2}{e^2}} \frac{h_0^2}{e^3} \quad (\text{IV.6})$$

#### IV.2.2. Rigidité initiale des assemblages par cornières de semelles

L'assemblage type par cornières de semelles est représenté à la figure IV.6. En tenant compte de déformation de cisaillement, le déplacement horizontal de l'extrémité de la cornière à l'état limite élastique s'exprime comme suit :

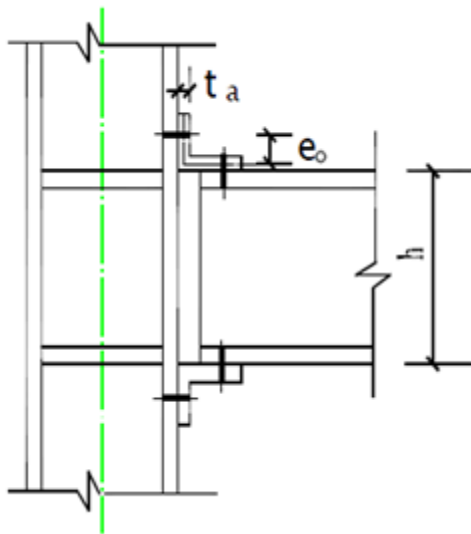
$$\Delta = \frac{e_0^3}{3EI_a} \left( 1 + \frac{0.78t_a^2}{e_0^2} \right) \quad (\text{IV. 7})$$

Et  $\Delta = h_1 \theta$  (IV. 8)

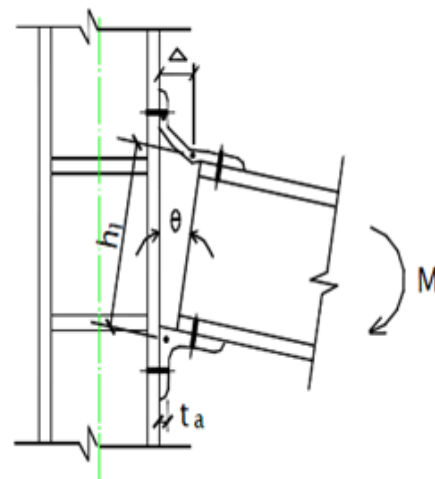
$$M = h_1 P \quad (\text{IV. 9})$$

Où  $EI$  est la rigidité de flexion de la cornière.  $t_a$  est à l'épaisseur de la cornière;  $h_1$  est la hauteur totale (poutre plus épaisseur de la cornière), comme représentés sur la figure IV-7. Les équations (IV.7) (IV.8) et (IV.9) conduisent à la rigidité initiale de l'assemblage donnée par la relation (IV.10).

$$R_{Ki} = \frac{3EI_a}{1 + \frac{0.78t_a^2}{e_0^2}} \frac{h_1^2}{e_0^3} \quad (\text{IV. 10})$$



**Figure IV. 6: Assemblage par cornières de semelles.**



**Figure IV. 7: Déformation à l'état élastique**

### IV.2.3. Rigidité initiale de quelques autres types d'assemblages semi-rigides

Les valeurs de la rigidité initiale d'autres types d'assemblages semi-rigides présentés dans la figure IV.1 sont données dans le tableau IV.1.

Le tableau IV.1 montre que la rigidité initiale des assemblages semi-rigides dépend principalement de la rigidité en flexion des attaches, de l'épaisseur et de la position des

boulons. Il est possible de varier ou modifier la géométrie de l'attache pour pouvoir augmenter ou diminuer la rigidité initiale de l'assemblage.

**Tableau IV. 1: Rigidité initiale de quelques types d'assemblages semi-rigides.**

	Type d'assemblage	
	Assemblage par platine extrémité débordante	Assemblage par cornières de semelles
La rigidité initiale $R_{Ki}$	$\frac{192EI_p}{1 + \frac{12.48t_p^2}{e^2}} \frac{h_0^2}{e^3}$	$\frac{3EI_a}{1 + \frac{0.78t_a^2}{e_0^2}} \frac{h_1^2}{e_0^3}$
	Assemblage par éléments en T des semelles	Assemblage par cornière d'âme et de semelle
La rigidité initiale $R_{Ki}$	$\frac{192EI_p}{1 + \frac{12.48t_p^2}{e^2}} \frac{h_0^2}{e^3}$	$\frac{3EI_a h_1^2}{e_0(e_0^2 + 0.78t_a^2)} + \frac{6EI_{wa} \left(\frac{h_1}{2}\right)^2}{e_0(e_0^2 + 0.78t_a^2)}$

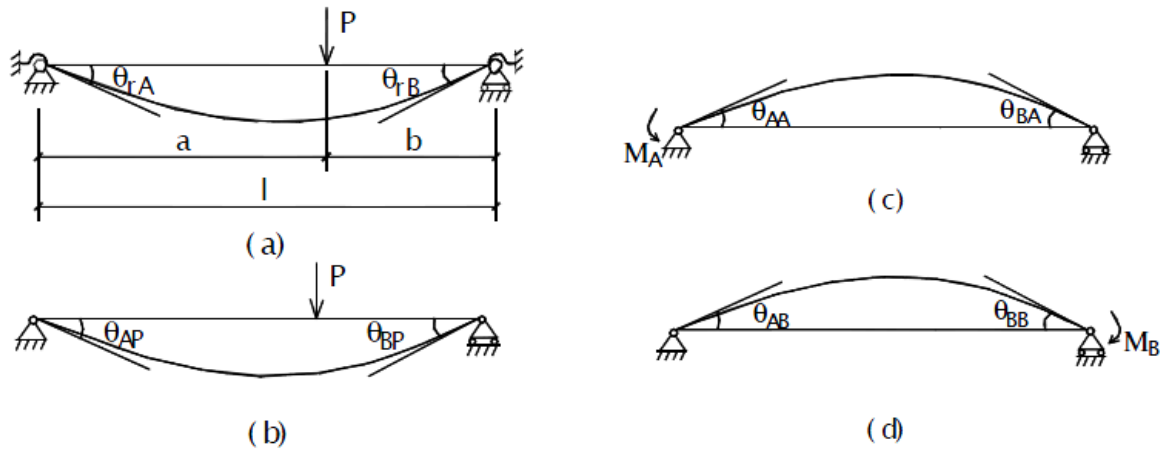
$t_{wa}$  est l'épaisseur de la cornière d'âme,  $EI_T$  et  $EI_{wa}$  sont respectivement la rigidité en flexion de l'élément T et de la cornière d'âme.

#### IV .2.4. Analyse des efforts internes des assemblages semi -rigides sous sollicitations

Selon la rigidité initiale des attaches soumis à une charge concentrée P, comme représenté sur la figure IV.8, le moment d'extrémité de la poutre semi-rigide peut être exprimé comme :

$$M_A = R_{Ki} \theta_Y$$

$$M_B = R_{KB} \theta_Y \quad (IV. 11)$$



**Figure IV. 8 : Poutre semi-rigide.**

Si on supprime le ressort, la rotation d'extrémité de la poutre simple sous les trois types de charges montrées dans les Figure IV.8 (b) (c) (d), s'exprime comme suite :

$$\theta_{AP} = \frac{pab(L+b)}{6EI}$$

$$\theta_{AA} = -\frac{M_A L}{3EI} \quad (IV.12)$$

$$\theta_{AB} = -\frac{M_B L}{6EI} \quad (IV.13)$$

En utilisant les formules (IV.11); (IV.12) et (IV.13), l'expression ci-dessous peut être obtenue

$$\frac{M_A}{R_{KA}} = \frac{Pab(L+b)}{6EIL} - \frac{M_A L}{3EI} - \frac{M_B L}{6EI} \quad (IV.14)$$

la formule (IV.14) peut être simplifiée pour s'écrire

$$2M_A(1 + 3\alpha_A) + M_B = 2M_{FA} + M_{FB} \quad (IV.15)$$

Ou :

$$\alpha_A = \frac{EI}{LR_{KA}} \quad (IV.16)$$

$$M_{FA} = \frac{Pab^2}{L^2}, \quad M_{FB} = \frac{Pba^2}{L^2} \quad (IV.17)$$

Les résultats de l'autre extrémité comme suit :

$$M_A + 2M_B(1 + 3\alpha_B) = M_{FA} + 2M_{FB} \quad (\text{IV. 18})$$

Les équations (IV.15) et (IV.18) peuvent être écrite comme suit :

$$M_A = \frac{M_{FA} + 6\alpha_B M_{FB}}{(1 + 4\alpha_A + 4\alpha_B + 12\alpha_A\alpha_B)} \quad (\text{IV. 19 a})$$

$$M_B = \frac{M_{FB} + 6\alpha_A M_{FA}}{(1 + 4\alpha_A + 4\alpha_B + 12\alpha_A\alpha_B)} \quad (\text{IV. 19 b})$$

Les expressions (IV.19a) (IV.19b) sont également applicables aux assemblages semi-rigides soumis à un chargement uniformément reparti et à d'autres types de charges, en utilisant le moment d'extrémité de la poutre encastree sous ces conditions, à la place de  $M_{FA}$  et  $M_{FB}$ .

### IV.3 Étude paramétrique

#### IV.3.1. Modèle de Frye-Morris.

Le modèle polynomial de Frye-Morris, est montré dans l'équation (IV.20) ci-dessous

$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (\text{IV. 20})$$

#### IV.3.2 Etude paramétrique d'un assemblage par platine d'extrémité débordante

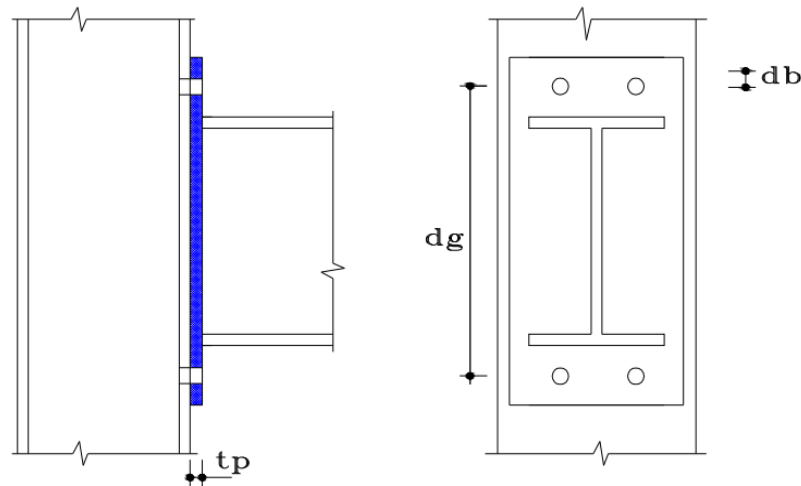
Dans le présent travail, les assemblages par platine d'extrémité débordante sans raidisseurs d'âme du poteau seront utilisés et les assemblages semi-rigides sont modélisés. Les valeurs des différentes constantes sont données dans le tableau IV.2. Les valeurs des coefficients, tels que le diamètre du boulon, les distances et les dimensions géométriques utilisées dans les constantes de normalisation sont obtenues en étudiant chaque assemblage dans le portique analysé.

**Tableau IV. 2: Constantes d'ajustement de courbe et constante de normalisation.**

Type de l'assemblage	Constantes d'ajustement de la courbe unité (in)	Constante de normalisation
Assemblages par platine d'extrémité sans raidisseurs d'ame.	$C1 = 1.83 \times 10^{-5}$ $C2 = 1.04 \times 10^{-4}$ $C1 = 6.83 \times 10^{-6}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} d_b^{-1.5}$

L'analyse non linéaire des ossatures en acier prend en compte à la fois la non-linéarité géométrique des éléments poutre-poteau et la non-linéarité due à la flexibilité des

assemblages d'extrémité des éléments de poutre. Les poteaux des ossatures sont généralement continus et ne possèdent aucune liaison interne flexible. Toutefois, les poutres possèdent des assemblages d'extrémité semi-rigides, mais avec de faibles forces axiales avec une non-linéarité géométrique d'une importance négligeable. Les paramètres de géométrie et de dimensions des assemblages par platines d'extrémité débordantes sans raidisseurs d'âme du poteau sont représentés dans la figure IV .9.



**Figure IV. 9 : Assemblages par platine d'extrémité débordante**

Avec:

- **dg** : distance entre rangées de boulons.
- **tp**: épaisseur de la platine d'extrémité.
- **db**: diamètre des boulons.

Poutre.

W16X26 ;  $dg=18.1(\text{in})=45,974(\text{cm})$

Poteau

W12X35;  $db=12.5(\text{in})=31,75(\text{cm})$

Platine :

$$t_p=0.393 \text{ (in)}$$

- Boulons :

Nombre de rangés 2 ; Nombre de colonnes 2 ;  $d_b= 0,393\text{in}$

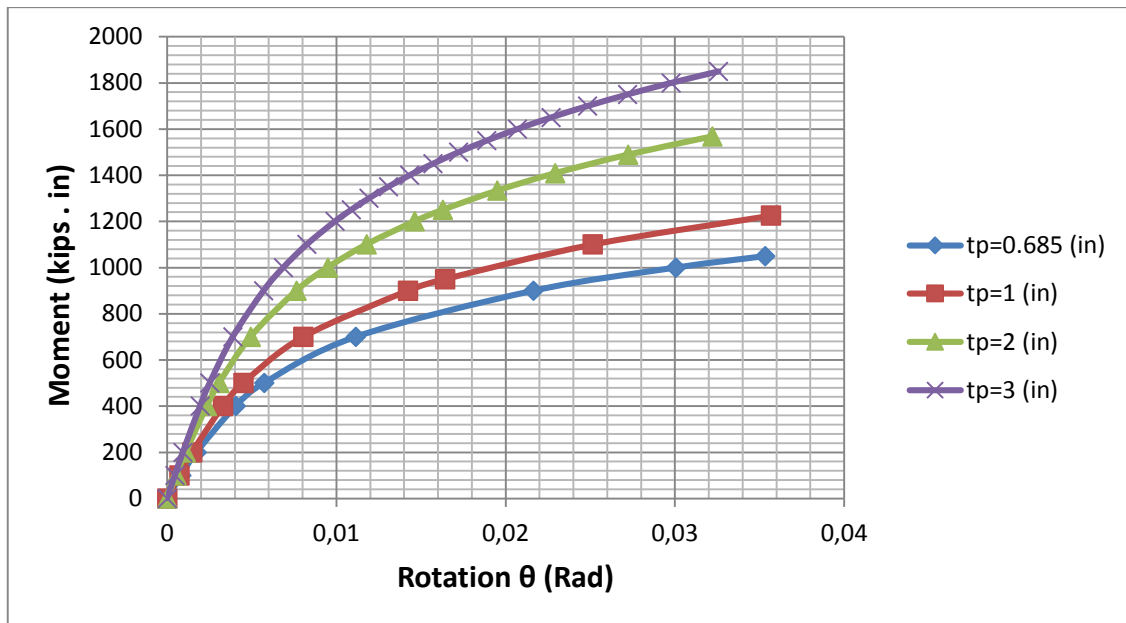
Les assemblages semi-rigides utilisés dans l'analyse sont les mêmes que ceux des figures IV.10, IV.11 et IV.12. Certaines valeurs surdimensionnées du diamètre des boulons, de l'entraxe des boulons et de l'épaisseur de la platine d'extrémité sont sélectionnées au cours du processus de l'analyse afin qu'elles soient sécuritaires et convenables à chaque étape de l'analyse. La raison de l'utilisation de telles valeurs fixées pour une partie des paramètres de dimensions de l'assemblage est de réduire le temps de calcul qui est déjà très longtemps en raison du processus d'analyse non-linéaire.

#### IV.3.2.1 Effet de l'épaisseur de la platine

L'influence de l'épaisseur de la platine sur le comportement moment-rotation de l'assemblage a été considérée dans cette partie. Dans cette étude le diamètre des boulons et la distance entre rangées de boulons ont été maintenus fixes. La figure IV.10 montre l'effet de variation de l'épaisseur de la platine sur la rigidité et sur le moment résistant de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.

Les valeurs des paramètres de dimensions de l'assemblage qui sont maintenus fixes pendant le processus de l'analyse optimale sont les suivantes :

$$d_g = 18,1 \text{ (in)} = 45,974 \text{ (cm)} \quad ; \quad d_b = 0,393 \text{ (in)} = 1 \text{ (cm)}$$



**Figure IV. 10: Effet de l'épaisseur de la platine sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.**

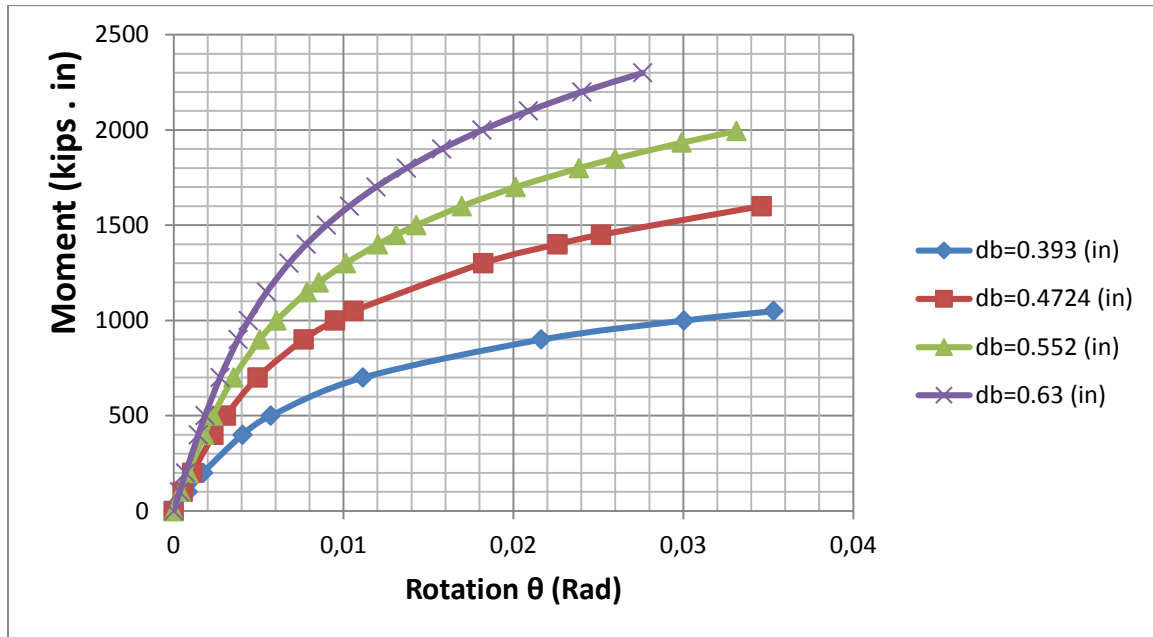
Les graphes de la figure IV.10 nous permettent de distinguer l'influence de l'augmentation de l'épaisseur de la platine sur le moment transmis sur appui. On peut conclure d'après cette figure que la rigidité initiale de l'assemblage est peu influencée par la variation de l'épaisseur, alors que le moment résistant de l'assemblage augmente relativement lorsque l'épaisseur de la platine augmente et ceci s'explique par l'augmentation de la rigidité de la composante platine pour un augmentation de 50% d'épaisseur de la platine correspond a un augmentation de 14%.

#### IV.3.2.2 Effet du diamètre des boulons.

La figure IV.11 montre l'effet de variation de diamètre des boulons sur la rigidité et sur le moment résistant de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris. L'influence de diamètre des boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage a été considérée dans cette partie. L'épaisseur de la platine et la distance entre rangées de boulons ont été maintenus fixes.

Les paramètres de dimensions de l'assemblage qui sont maintenus fixes pendant le processus de l'analyse sont les suivants :

$$d_g = 18,1 \text{ (in)} ; t_p = 1 \text{ (in)}$$



**Figure IV. 11: Effet de diamètre des boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.**

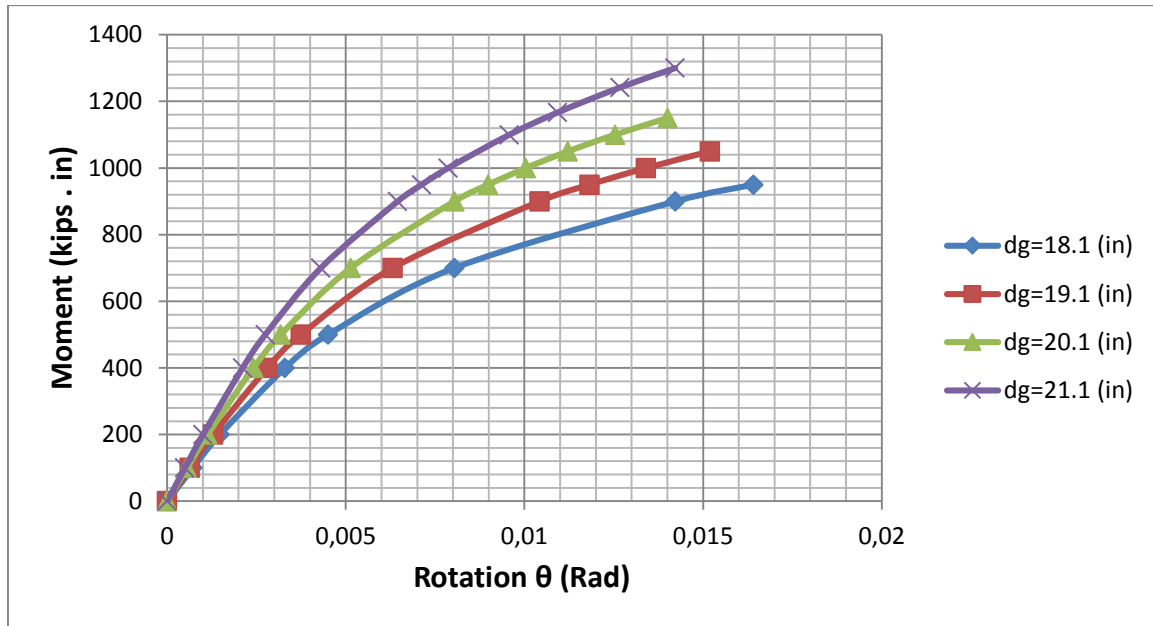
On peut constater d'après la figure IV.11 que le diamètre des boulons a une influence considérable sur le comportement moment-rotation de l'assemblage. Cette influence se traduit par une augmentation des caractéristiques de rigidité et de résistance de l'assemblage tout en augmentant le diamètre des boulons. On peut remarquer d'après la figure IV.11 que le moment résistant de l'assemblage avec boulons de 0,63 (in) de diamètre est pratiquement le double de celui d'un assemblage avec boulons de 0,393 (in) de diamètre.

#### IV.3.2.3 Effet de la distance entre rangées de boulons.

L'influence de la distance entre rangées de boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage a été considérée dans cette partie. Le diamètre des boulons et la distance entre rangées de boulons ont été maintenus fixes. La figure IV.12 montre l'effet de variation de la distance entre rangées de boulons sur la rigidité et sur le moment résistant de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.

Les paramètres de dimensions de l'assemblage qui sont maintenus fixes pendant le processus de l'analyse le sont donnés ci-dessous:

$$t_p = 1 \text{ (in)} ; d_b = 0.393 \text{ (in)}$$



**Figure IV. 12: Effet de la distance entre rangées de boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.**

Les graphes de la figure IV.12 montrent que l'augmentation de la distance entre rangées de boulons influe fortement sur la rigidité de l'assemblage. Cet effet apparaît clairement d'après les différentes courbes de la figure IV.12, ainsi que pour une valeur de  $dg=18,1$  (in) correspond un moment résistant égal à 950 kips.in, alors que pour une valeur de  $dg=21,1$  (in) correspond un moment résistant égal à 1300 kips.in. On peut également constater que la distance entre rangées de boulons "dg" n'a pas une grande influence sur la rigidité initiale de l'assemblage

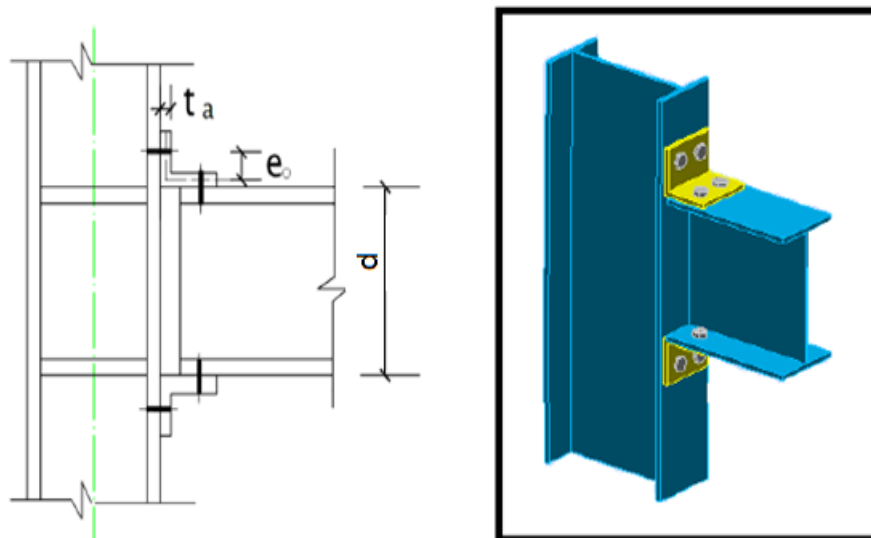
### IV.3.3 Etude paramétrique d'un assemblage par cornières de semelles

Une étude paramétrique d'un assemblage par cornières de semelles a été réalisée. Cette étude est basée sur la modification de quelques paramètres des composantes (épaisseur de la cornière, la hauteur du profilé, largeur de la cornière et le diamètre des boulons) et l'influence de ces paramètres sur le comportement de ce type d'assemblage.

**Tableau IV. 3: . Constantes d'ajustement de courbe et constante de normalisation.**

Type de l'assemblage	Constantes d'ajustement de la courbe unité (in)	Constante de normalisation
Assemblage par cornières de semelles	$C1 = 8,46 \times 10^{-4}$ $C2 = 1,01 \times 10^{-4}$ $C1 = 1,24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1.5} t_a^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.5}$

Prenons un exemple d'une poutre soumise à une charge concentré au milieu et assemblée à une extrémité par un assemblage réalisé par des cornières de semelles comme présenté sur la figure IV.13. Les constantes d'ajustement et la constante de normalisation de ce type d'assemblage sont données dans le tableau IV.3.

**Figure IV. 13: Assemblage par cornières de semelles boulonnées.**

avec:

- $d$  : la hauteur de profilé.
- $e_0$  : la distance entre les boulons et la semelle.
- $t_a$  : épaisseur de la cornière.
- $l_a$  : la largeur de la cornière.
- $d_b$  : diamètre des boulons.

Les données de l'assemblage sont les suivantes:

Poutre:

W16X26 ;  $d=18,1(\text{in})=45,97 \text{ (cm)}$  ;  $l_a = 5.5 \text{ (in)} = 13,97 \text{ (cm)}$

Caractéristiques géométriques de la cornière utilisée sont :

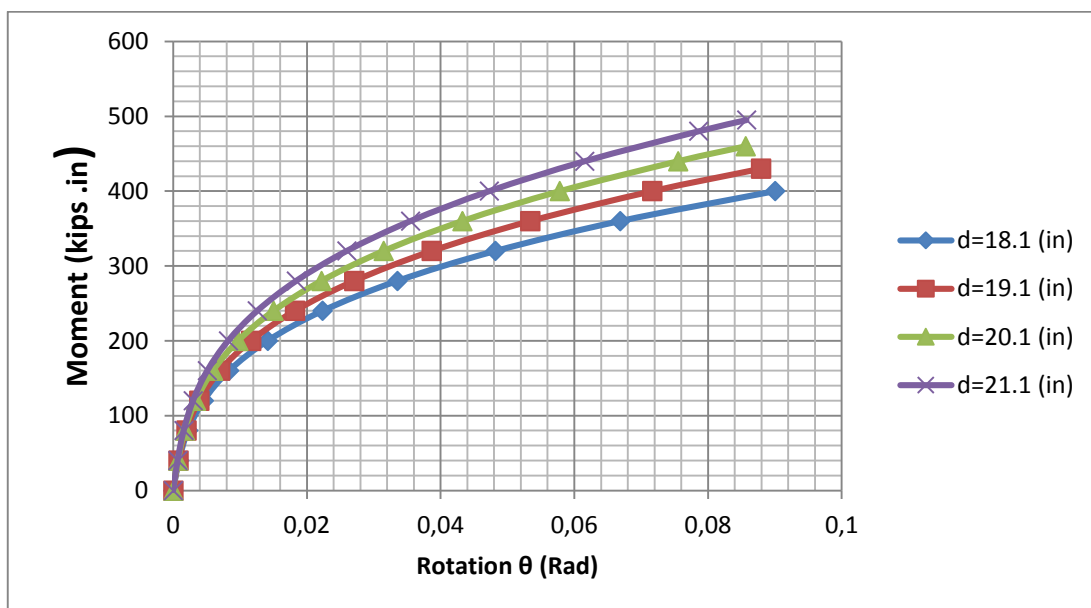
$$t_a = 0.4724 \text{ (in)}$$

### IV.3.3.1. Effet de la hauteur du profilé

L'influence de la hauteur du profilé sur le comportement moment-rotation de l'assemblage a été considérée dans cette partie. Dans cette étude l'épaisseur de la cornière, la largeur de la cornière et le diamètre des boulons ont été maintenus fixes. La figure IV.14 montre l'effet de variation de la hauteur du profilé sur la rigidité et sur le moment résistant de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.

Les paramètres de dimensions de l'assemblage qui sont maintenus fixes pendant le processus de l'analyse sont donnés comme suit:

$$t_a = 0.4724 \text{ (in)} ; d_b = 0.393 \text{ (in)} = 1 \text{ (cm)} ; l_a = 5.5 \text{ (in)} = 13,97 \text{ (cm)}$$



**Figure IV. 14: Effet de la hauteur du profilé sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.**

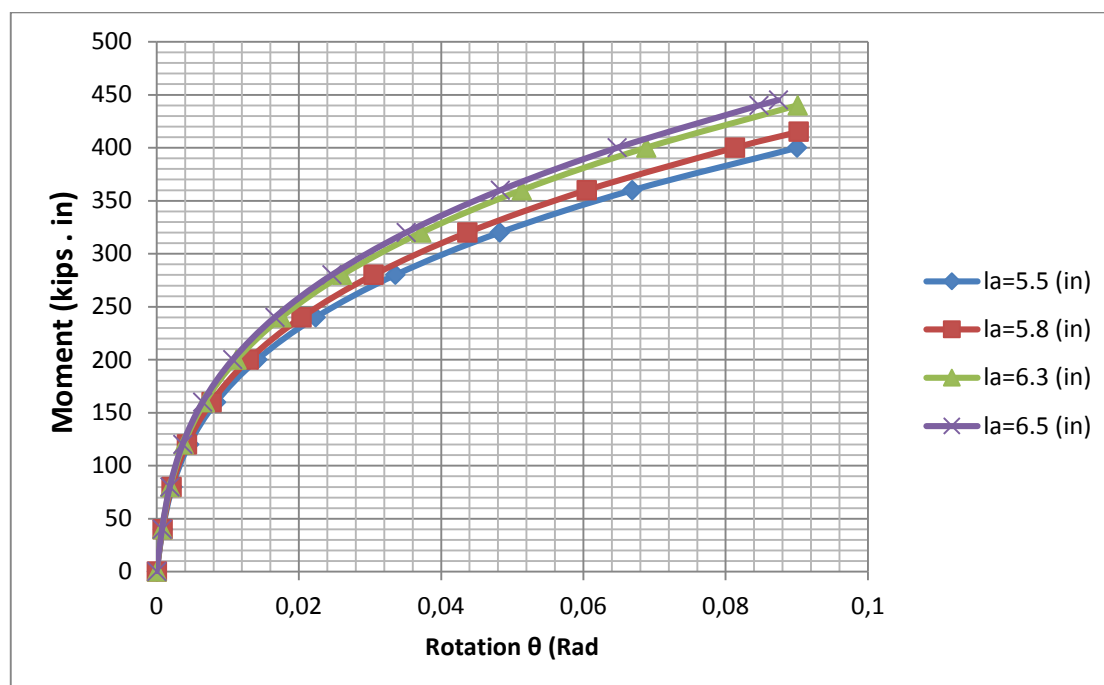
La figure IV.14 montre l'influence de l'augmentation de la hauteur du profilé sur le moment-rotation. On peut constater d'après la figure que le moment-rotation augmente légèrement lorsque la hauteur du profilé "d" augmente (exemple : pour d= 18,1 (in) le moment ultime est égal à 400 kips.in pour une rotation de 0,09 rad), et pour d= 21,1 (in) ce même moment ultime est égal à 495 kips.in pour une rotation de 0,085 rad).

### IV.3.3.2. Effet de la largeur de la cornière.

La figure IV.15 montre l'effet de variation de largeur de la cornière sur la rigidité et sur le moment résistant de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris. L'influence de la largeur de la cornière sur le comportement moment-rotation de l'assemblage a été considérée dans cette partie. L'épaisseur de la cornière, la hauteur du profilé et le diamètre des boulons ont été maintenus fixes.

Les paramètres de dimensions de l'assemblage qui sont maintenus fixes pendant le processus de l'analyse sont donnés ci-après:

$$t_a = 0.4724 \text{ (in)} ; d_b = 0.393 \text{ (in)} ; d = 18.1 \text{ (in)}$$



**Figure IV. 15: Effet de la largeur de la cornière sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.**

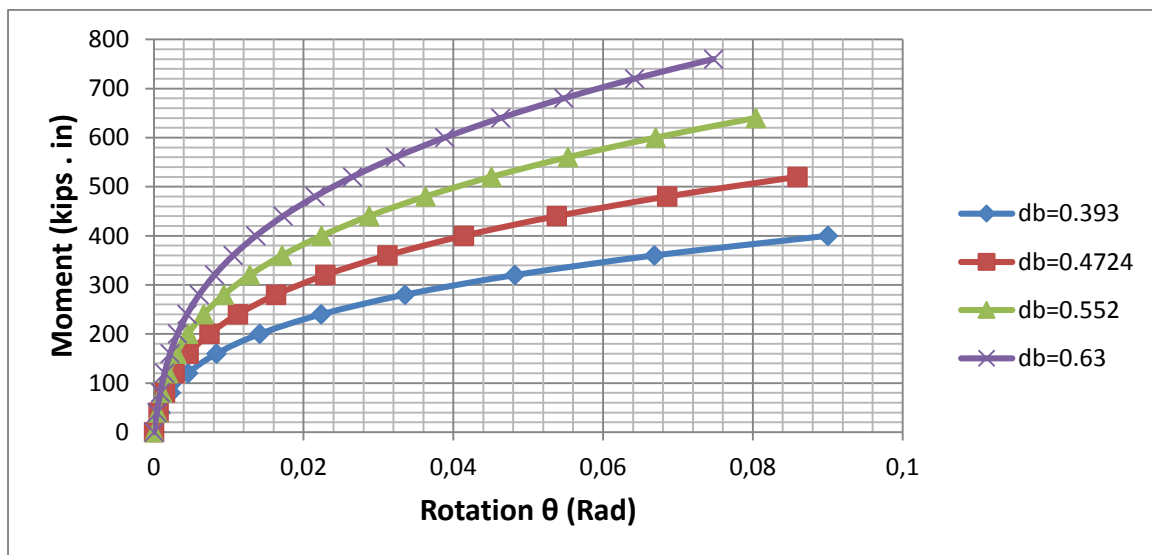
On constate d'après la présente figure IV.15 qu'il n'existe pratiquement aucun effet de la largeur de la cornière sur le comportement moment-rotation de l'assemblage. On peut constater d'après les courbes de comportement relatives aux différentes largeurs de cornières que la rigidité initiale reste constante et inchangée et que le moment ultime augmente très légèrement en augmentant la largeur de la cornière de 5.5 (in) à 6.5 (in) un augmentation de 18%. Une augmentation de 11% sur le moment ultime est constatée.

### IV.3.3.3.Effet du diamètre des boulons

L'influence du diamètre des boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage a été considérée dans cette étude. L'épaisseur de la cornière, la largeur de la cornière et la hauteur du profilé ont été maintenus fixes. La figure IV.16 montre l'effet de variation de diamètre des boulons sur la rigidité et sur le moment résistant de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.

Les valeurs des paramètres de dimensions de l'assemblage qui sont maintenus fixes pendant le processus de l'analyse sont les suivantes :

$$t_a = 0,4724 \text{ (in)} ; d = 18,1 \text{ (in)} ; l_a = 5,5 \text{ (in)}$$



**Figure IV. 16: Effet de diamètre des boulons sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.**

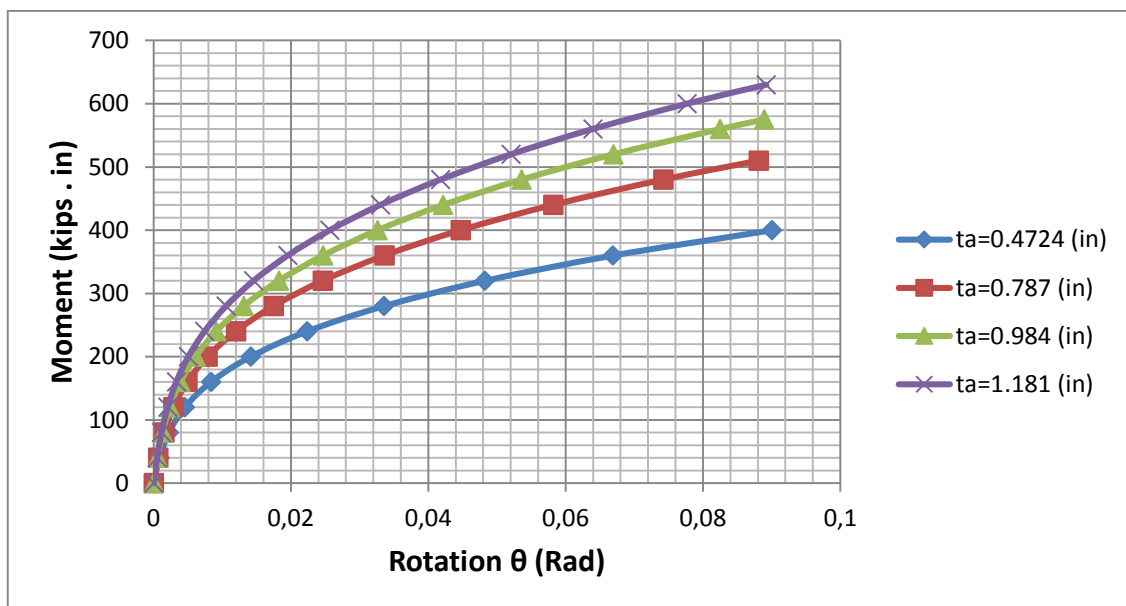
D'après la figure IV.16, on peut constater que l'augmentation du diamètre des boulons influe considérablement sur la rigidité initiale de l'assemblage. L'allure ascendante de la courbe illustre que la rigidité de l'assemblage est proportionnelle au diamètre des boulons, ainsi que des diamètres de boulons élevés induisent une plus grande rigidité. On peut également constater une augmentation importante du moment ultime tout en augmentant le diamètre des boulons. Une augmentation du diamètre des boulons de 0.393 (in) à 0.63 (in) une augmentation de 60% , peut conduire a une augmentation du moment résistant de 91%.

#### IV.3.3.4.Effet de l'épaisseur de la cornière.

La figure IV.17 montre l'effet de variation de l'épaisseur de la cornière sur la rigidité et sur le moment résistant de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris. L'influence de largeur de la cornière sur le comportement moment-rotation de l'assemblage a été considérée dans notre analyse. Les paramètres qui ont été maintenus fixes sont : largeur de la cornière, hauteur du profilé et le diamètre des boulons.

Les valeurs des paramètres de dimensions de l'assemblage qui sont maintenus fixes pendant le processus de l'analyse sont :

$$d_b = 0,393 \text{ (in)} \quad ; \quad d = 18,1 \text{ (in)} \quad ; \quad l_a = 5,5 \text{ (in)}$$



**Figure IV. 17: Effet de l'épaisseur de la cornière sur le comportement moment-rotation de l'assemblage d'après le modèle de Frye-Morris.**

La figure IV. 17 montre l'influence de l'augmentation de l'épaisseur de la cornière sur le moment sur appuis. On remarque d'après la figure que le moment sur appui augmente relativement quand l'épaisseur de la cornière augmente. Par contre, la rigidité initiale de l'assemblage est pratiquement constante tout en augmentant l'épaisseur de la cornière. Une variation du moment résistant de 50% est observée pour une variation de l'épaisseur de la cornière de 0.4724 (in) à 1.181 (in) un augmentation de 150% .

#### IV.4. Conclusion

Cette partie du travail s'intéresse à l'étude paramétrique d'un assemblage par cornières de semelles et un assemblage par platine d'extrémité débordante sans raidisseurs d'âme du poteau. Cette étude est basée sur la modification de quelques paramètres des composantes actives et l'analyse de l'influence de ces derniers sur les caractéristiques mécaniques de l'assemblage.

Il a été montré que la rigidité initiale des assemblages semi-rigides dépend principalement de la rigidité à la flexion de l'attache, de l'épaisseur et de la position des boulons. La flexibilité des assemblages influe sur le comportement des portiques. Elle peut augmenter le moment d'extrémité négative des poutres et diminue le moment positif à mi-portée des poutres et l'inverse peut se produire. Ainsi, il n'est plus raisonnable d'analyser les structures sous l'hypothèse de liaison rigide parfaite alors qu'il est possible d'utiliser la méthode des composantes, pour évaluer les caractéristiques réelles des assemblages à introduire dans l'analyse globale. Il est conclu que les assemblages semi-rigides doivent être pris en compte dans l'analyse et la conception des structures en acier.

# **CHAPITRE V**

## **Analyse du comportement des portiques avec introduction des assemblages semi- rigides**

## **Chapitre V. Analyse du Comportement des Portiques avec Introduction des Assemblages Semi-Rigides.**

### **V-1. Introduction.**

Dans les ossatures à restraints partielles, l'une des étapes les plus critiques de l'analyse est le processus de modélisation. La modélisation de toute structure commence avec une représentation précise et adéquate des éléments structuraux et des composants. La partie la plus difficile de l'analyse d'une structure est le développement d'un modèle précis qui représente correctement le système structurel. Dans de nombreux cas, il est impossible de représenter une construction exactement avec un modèle sans faire quelques hypothèses générales. Par exemple, les matériaux de construction sont supposés se déformer selon la mécanique de base des matériaux. Cette hypothèse est raisonnable pour des objectifs de modélisation, mais en réalité elle peut être différente en raison des conditions climatiques, de construction et de consistance réelle du matériau. En développant un modèle, différents niveaux de précision peuvent être atteints. Cela dépend généralement en grande partie de la complexité de la structure, du temps alloué à la conception, du coût de l'engineering et de l'unicité de la géométrie ou des charges.

### **V.2. Présentation du programme SAP 2000**

SAP2000, est un logiciel de (Computers et Structures Incorporation) pour l'analyse et la conception des structures. Chaque logiciel est un système complètement intégré destiné pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des structures de types particuliers.

- SAP2000 est conçu pour les structures générales à savoir, les ponts, les structures de stades, les tours ,les usines industrielles, les constructions, les barrages, les sols, les pièces mécaniques et plusieurs autres types de structures.
- ETABS est destiné pour les structures de bâtiment.
- SAFE pour les dalles de planchers.

### V.3. Propriétés des matériaux

La non-linéarité du matériau, c'est à dire la relation contrainte-déformation non linéaire, est une cause principale du comportement non linéaire de la structure. De nombreux facteurs peuvent influencer sur les propriétés contrainte-déformation du matériau, à savoir l'historique du chargement (réponse élasto-plastique), conditions environnementales (température), et la durée de l'application de la charge (réponse due au fluage). La relation contrainte-déformation peut être classée comme élastique, rigide plastique et élasto-plastique. Pour une analyse élastique, la relation contrainte déformation est linéaire et le matériau n'atteint jamais sa limite d'élasticité. Dans le modèle rigide plastique, on suppose qu'aucune déformation du matériau n'aura lieu jusqu'à ce que la limite d'élasticité du matériau soit atteinte. Pour le modèle élasto-plastique, le matériau se déforme d'abord élastiquement sous augmentation de la charge et de la relation contrainte-déformation est linéaire. Le matériau devient plastique lorsque sa limite d'élasticité est atteinte. Dans ce travail, la relation contrainte-déformation linéaire est utilisée.

### V.4. Etude d'un portique articulée de quatre étages et deux travées.

Le portique de quatre étages et deux travées avec assemblages poutre-poteau articulés est sollicités par des charges verticales uniformément réparties et des charges horizontales concentrées aux nœuds comme le montre la figure V-1. Le tableau V-1 présente les propriétés des sections des éléments poutre-poteau utilisées. Le module d'élasticité  $E = 30000$  ksi a été supposé dans notre analyse.

**Tableau V. 1: Propriétés des sections de portique de quatre étages et deux travées.**

Type	Profilé	Section (ft <sup>2</sup> )	Hauteur (d) (ft)
Colonne group#1	W18x35	0,86	1,475
Poutre group#1	W18x35	0,86	1,475

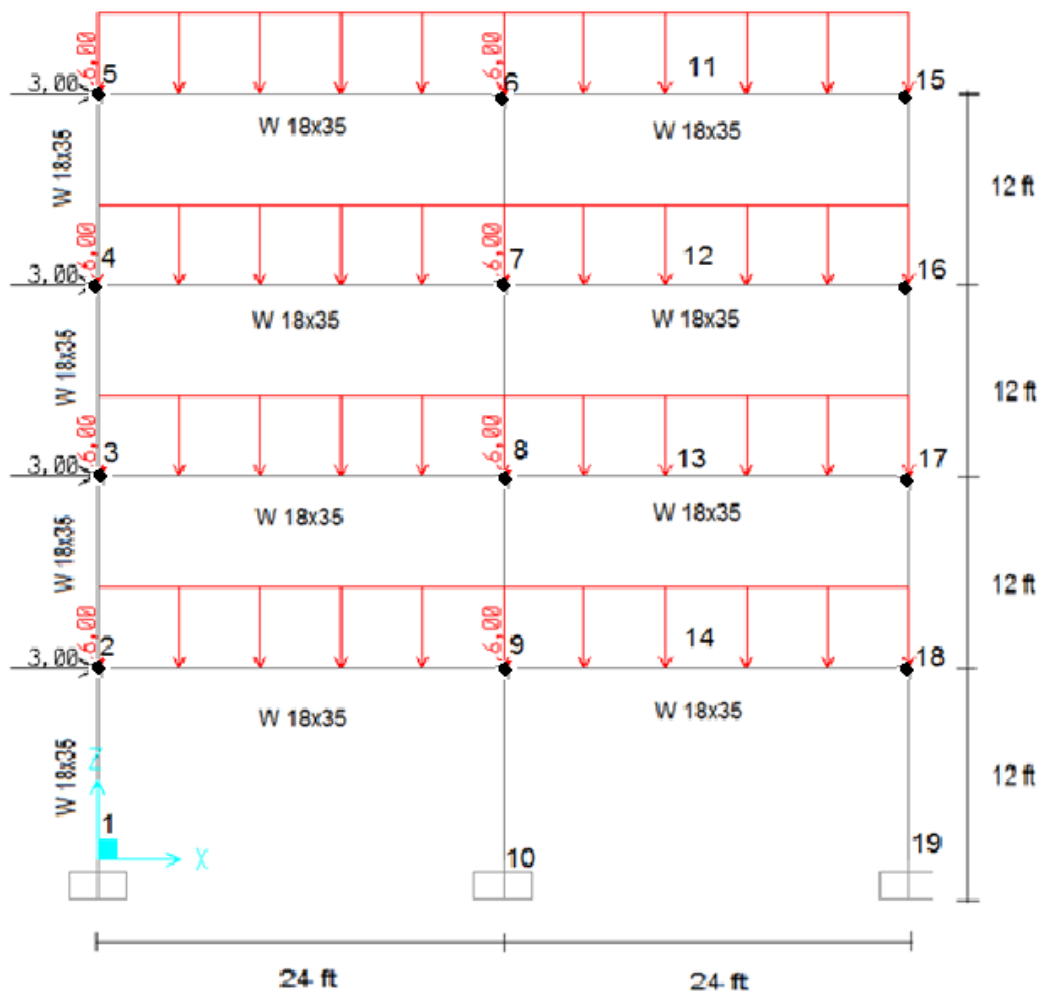
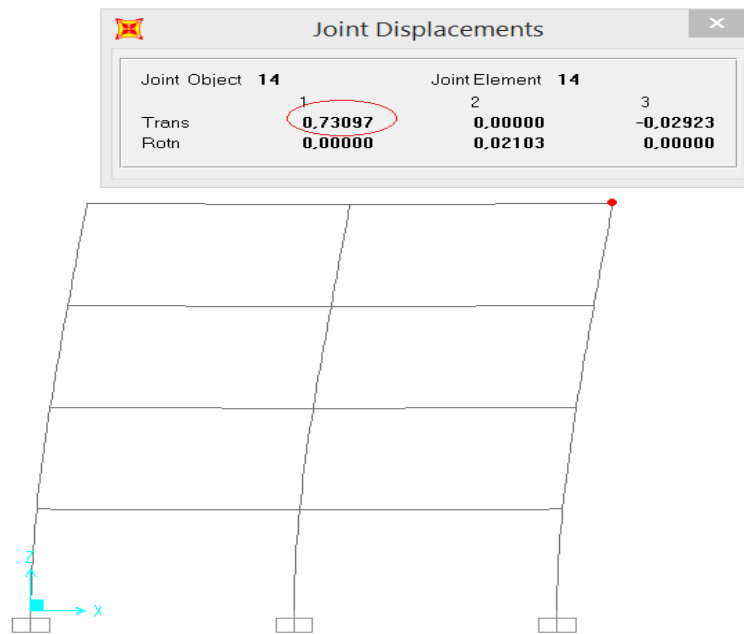
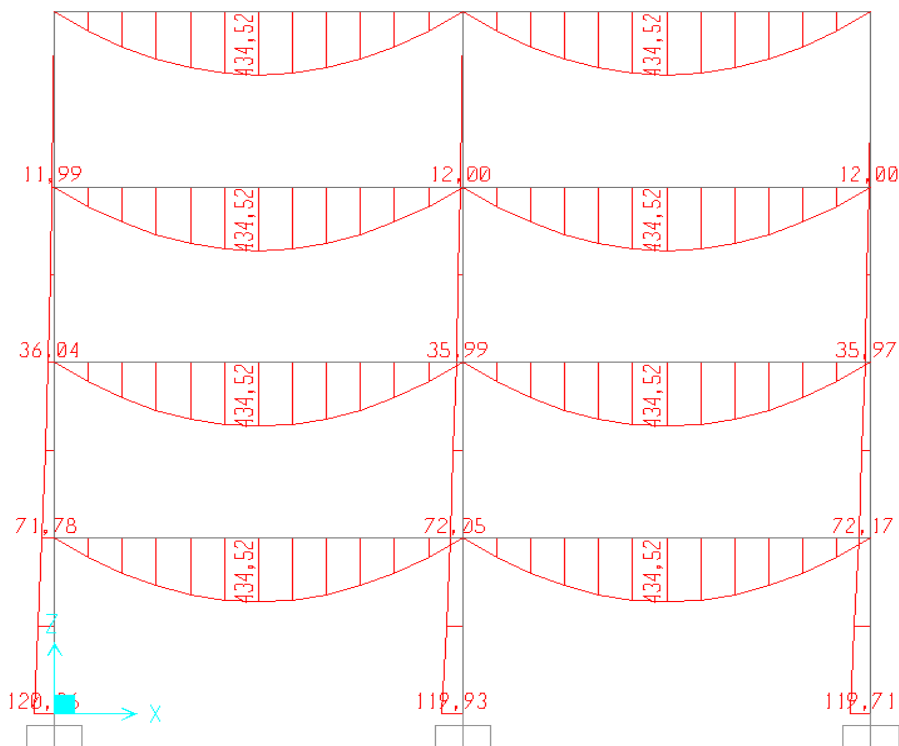


Figure V.1: Portique articulé à quatre étages et deux travées.

La figure V.1 est extraite de notre simulation faite grâce au logiciel SAP 2000. Elle représente un schéma 2D d'un portique articulé de quatre étages d'une hauteur de 12 (ft) entre étages et deux travées de longueurs de 24 (ft) chacune, avec des mêmes caractéristiques des poteaux et des poutres (W18x35), soumis à des charges verticales sur les poutres et des charges horizontales concentrées sur les nœuds. Cette représentation est obtenue en supposant que la rigidité des assemblages poutre-poteau est nulle ( $S_{j,ini}=0$ ).



**Figure V. 2.a : La déformation d'un portique de quatre étages et deux travées (SAP 2000).**

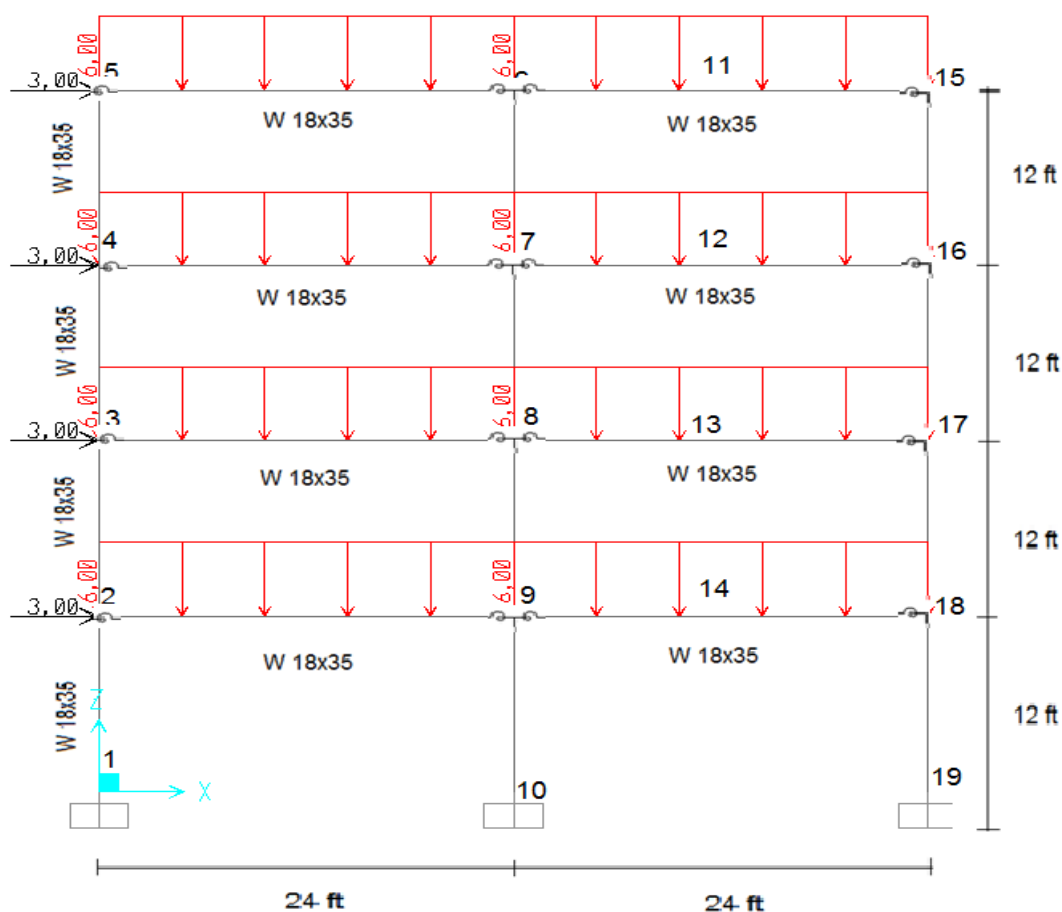


**Figure V. 2b. Diagramme des moments de flexion pour le cas articulée.**

Les résultats concernant le déplacement maximal en tête de portique et les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas d'un portique articulé sont représentés dans les figures V-2.a et V-2.b respectivement. Concernant le déplacement au point D15, il est égale à 0,73097 (ft) et concernant les moments maximaux aux points M7, M8, M12 et M13 sont de l'ordre de 0; 0; 434,52; 434,52 (kips.ft) respectivement.

### V.5. Etude d'un portique semi-rigide avec une rigidité initiale de 2000 kips.ft/rd

Le même portique étudié précédemment (figure V.1), dans lequel nous avons substitué les assemblages articulés par des assemblages semi-rigides avec une rigidité initiale égale a 2000 kips.ft/rd a été considéré dans cette partie et ce dans le but d'analyser l'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement global du portique.



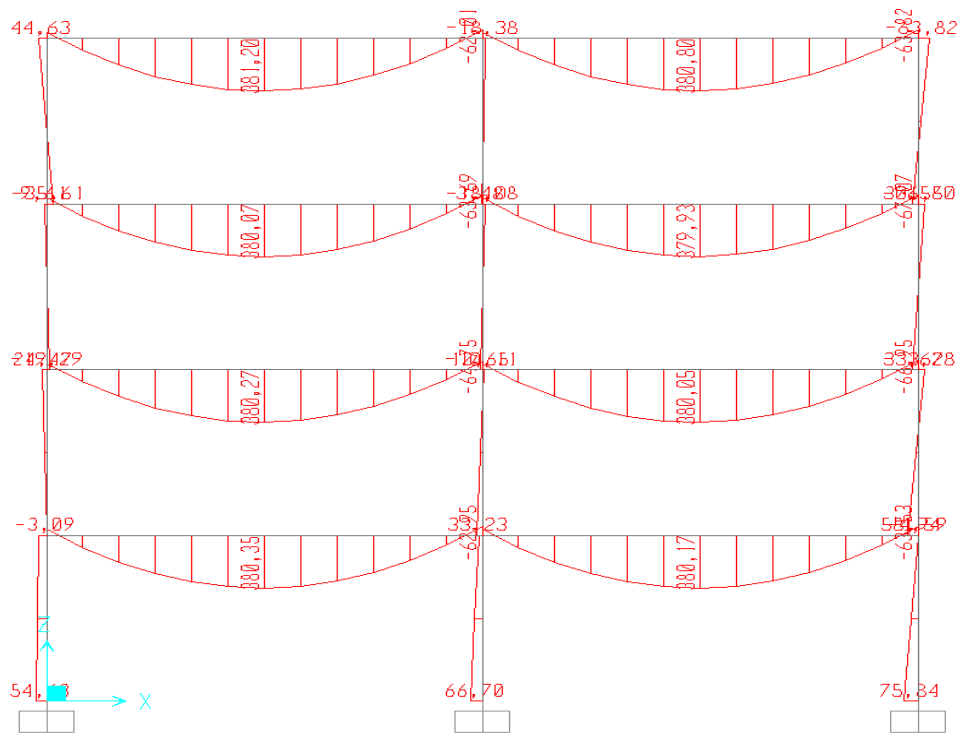
**Figure V. 3: Portique semi-rigide avec rigidité initiale égale à 2000,00 kips.ft/rd.**

La figure V.3 représente la modélisation d'un portique semi-rigide avec une rigidité initiale de 2000,00 (kips.ft/rd) entre poutres et poteaux, qui se compose de quatre étages d'une

hauteur de 12 (ft) et deux travées d'une longueur de 24 (ft), et de mêmes caractéristiques des poteaux et des poutres (W18x35), avec des charges verticales sur les poutres et des charges horizontales sur les nœuds.



**Figure V. 4.a: La déformation d'un portique de quatre étages et deux travées avec rigidité initiale égale à 2000,00 kips.ft/rd**

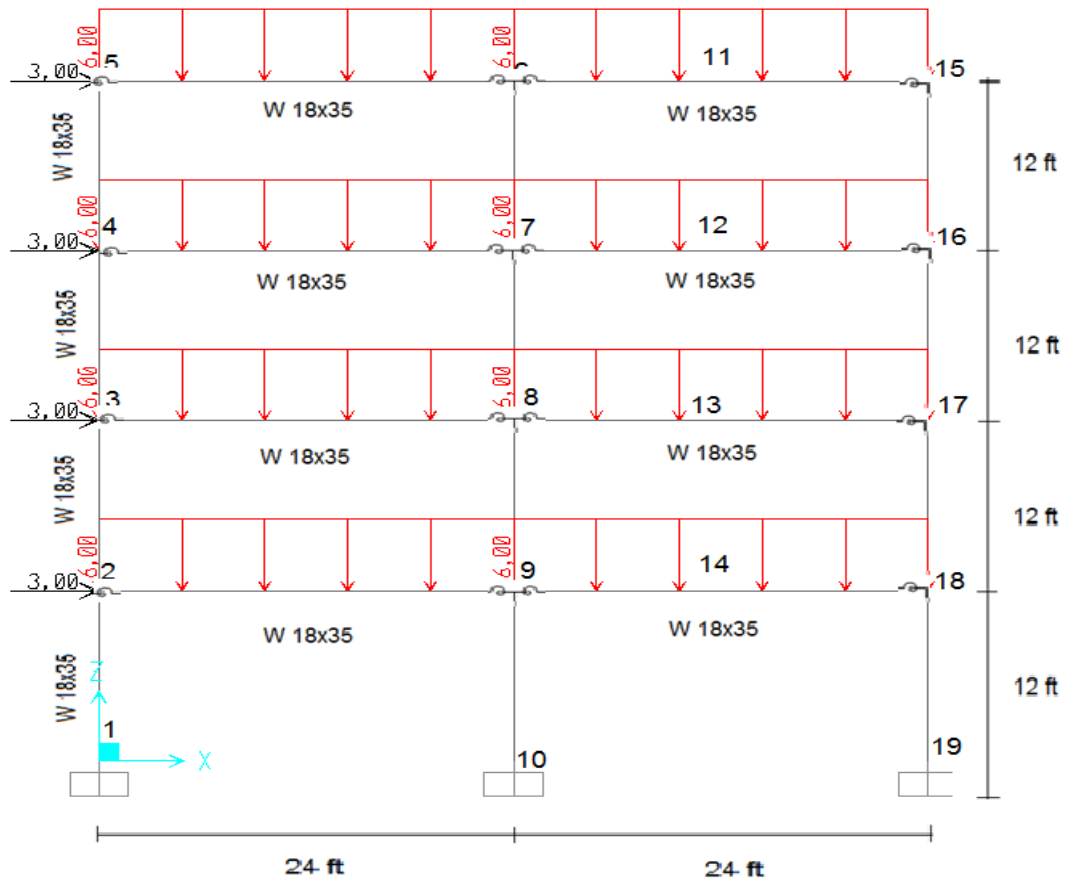


**Figure V.4.b: Diagrammes des moments de flexion pour le cas semi-rigide (rigidité initiale égale à 2000,00 kips-ft).**

Les figures V-4.a et V-4.b représentent le déplacement maximal en tête de portique et les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas d'un portique semi rigide avec une rigidité initiale égale à 2000,00 (kips-ft/rd). On peut constater que d'après la figure V-4.a que le déplacement au point D15 (tête du portique) est de 0,25023 (ft), et d'après la figure V-4.b, que les moments maximaux sur appuis aux points M7, M8 sont de l'ordre de -63,687 et -64,754 (kips.ft) respectivement et que les moments maximaux en travées aux points M12 et M13 sont respectivement égaux à 379,93 (kips.ft) et 380,05 (kips.ft).

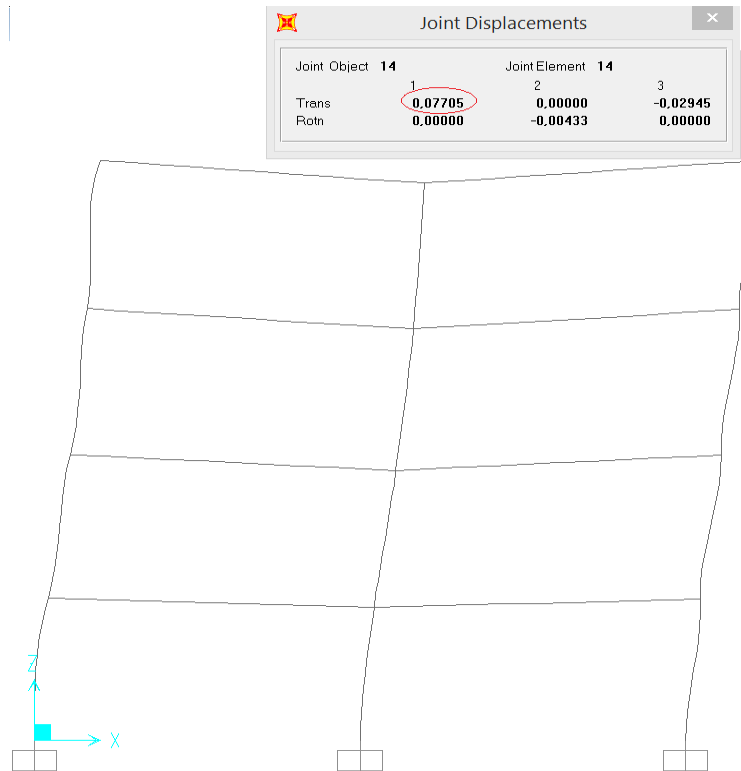
### **V.6. Etude d'un portique semi-rigide avec une rigidité initiale de 20000 kips.ft/rd**

Une rigidité initiale de 20000 kips.ft/rd a été introduite pour simuler les assemblages semi-rigides du même portique analysé précédemment. La figure V-5 montre un portique semi-rigide avec une rigidité initiale de 20000,00 (kips.ft) qui comporte quatre étages d'une hauteur de 12 (ft) et deux travées d'une longueur de 24 (ft),

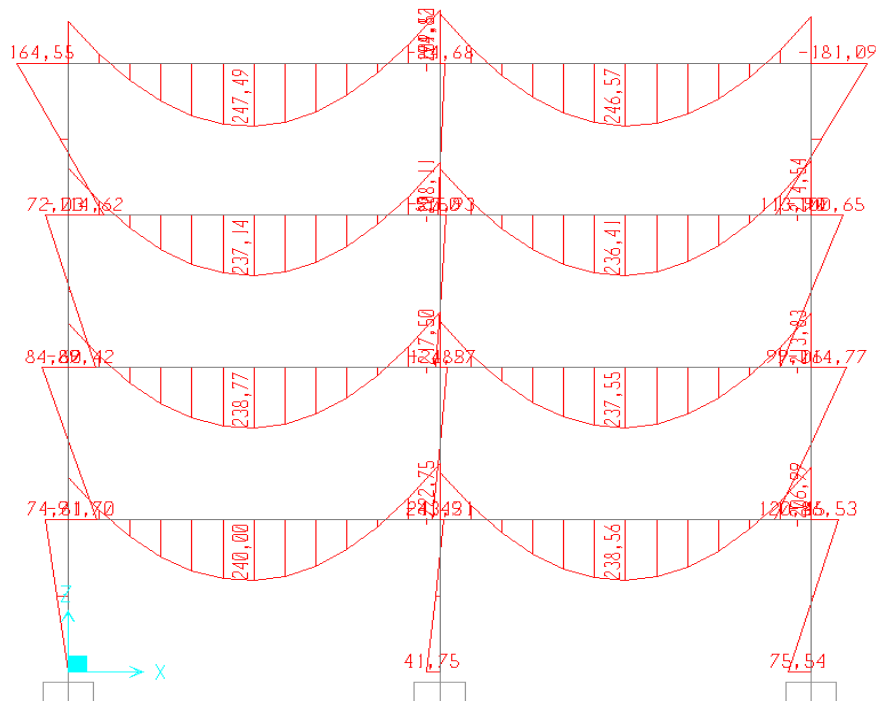


**Figure V. 5: Portique semi-rigide avec rigidité initiale égale à 20000,00 kips-ft.**

Les mêmes caractéristiques des poteaux et des poutres (W18x35), ainsi que les charges verticales sur les poutres et des charges horizontales sur les nœuds sont considérés pour ce cas d'analyse.



**Figure V. 6.a: La déformation d'un portique de quatre étages et deux travées avec rigidité initiale égale à 20000,00 kips-ft/rd**



**Figure V.6.b: Diagrammes des moments de flexion pour un cas semi-rigide (rigidité initiale égale à 20000,00 kips-ft /rd).**



On représente maintenant le dernier cas qui est le cas rigide comme le montre la figure V.7, dans ce cas de figure, la rigidité initiale est infinie. le portique schématisé comporte quatre étages d'une hauteur de 12 (ft) et deux travées d'une longueur de 24 (ft), et des mêmes caractéristiques des poteaux et des poutres (W18x35), avec des charges verticales sur les poutres et des charges sur les nœuds horizontales.

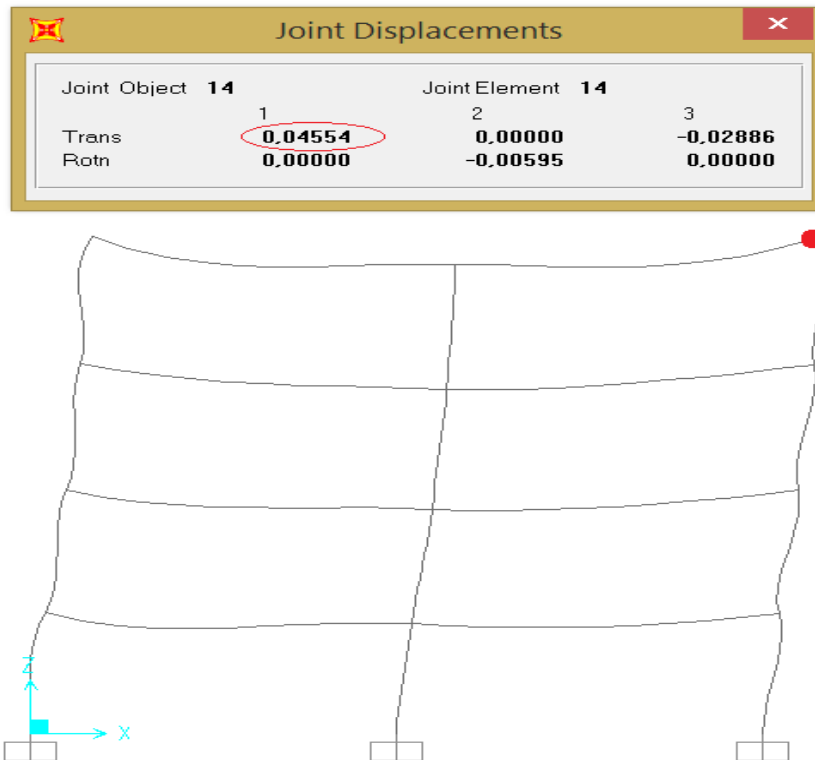
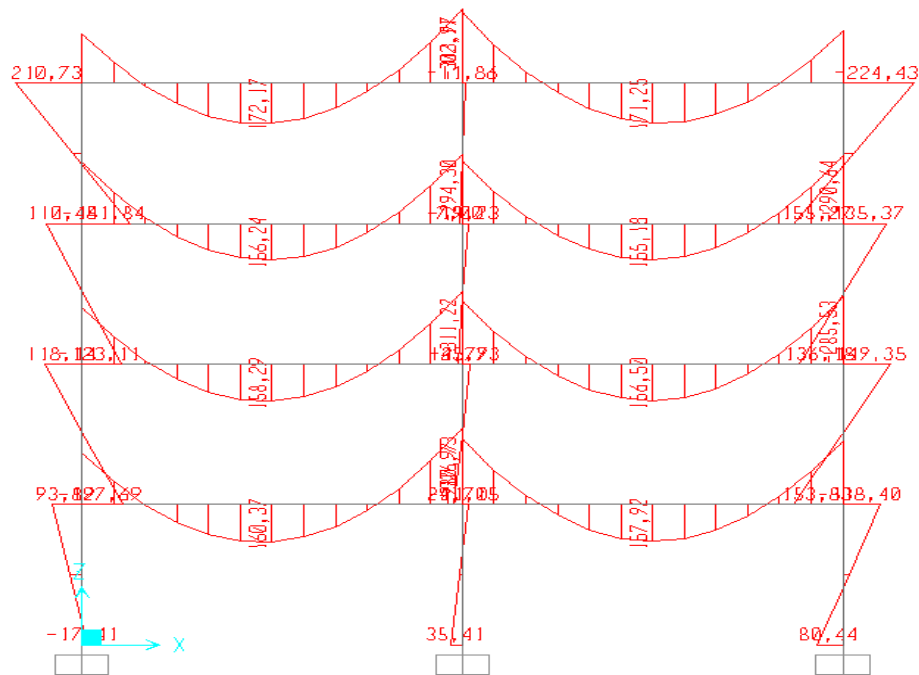


Figure V. 8.a: La déformation d'un portique de quatre étages et deux travées (SAP 2000).



**Figure V.8.b. Diagrammes des moments de flexion pour un cas rigide.**

Les figures V.8.a et V.8.b représentent le déplacement maximal en tête de portique et les moments maximaux aux nœuds et en travées dans le cas d'un portique avec assemblages rigides (rigidité initiale est infinie) . Le déplacement au point D15 (tête du portique) est de 0,04554 (ft) et d'après la figure V.8.b, on constate que les moments maximaux sur appuis, aux points M7, M8 sont de l'ordre de -294,30 et -311,223 (kips.ft) respectivement et que les moments maximaux en travées aux points M12 et M13 sont respectivement égaux à 155,18(kips.ft) et 156,50 (kips.ft) .

Le tableau V.2 représente un récapitulatif des résultats obtenus lors de toutes les simulations précédentes illustrant les moments maximaux aux nœuds et en travées et le déplacement maximal en tête du portique suivant les différents types de structure (articulé, semi rigide (2000), semi rigide (20000) et rigide).

**Tableau V. 2: Comparaison les valeurs des déplacements maximaux et les moments de flexion maximaux sur les nœuds et milieu des poutres.**

Type de structure	Moments maximaux aux nœuds et en travées (kips.ft)				Déplacement maximal en tête du portique (ft)	
	M 7 Sur appui	M 8 Sur appui	M 12 mi-travée	M 13 mi-travée	D 15	D 16
<b>articulé</b>	0	0	434,52	434,52	0,73097	0,4812
<b>Semi-rigide</b> ( $S_{j,ini}=2000$ kips.ft/rd)	-63,687	-64,754	379,93	380,05	0,25023	0,18332
<b>Semi-rigide</b> ( $S_{j,ini}=20000$ kips.ft/rd)	-208,109	-217,500	236,41	237,55	0,07705	0,06599
<b>rigide</b>	-294,30	-311,223	155,18	156,50	0,04554	0,04191
<b>* 1 Kips = 4,45 KN et 1ft = 304,8mm</b>						

### V.8. Analyse des résultats :

D'après le tableau V.2 et les différentes figures (V.9; V.2.a; V.2.b; V.3; V.4.a; V.4.b; V.5; V.6.a; V.6.b; V.7; V.8.a; V.8.b) présentées précédemment, on a abouti aux résultats suivants:

Dans le cas d'une structure articulée, le déplacement maximal en tête du portique et les moments à mi-travée sont importants (ex: en D15 le déplacement est égal à 0,73097 ft et le moment en M12 i est égal à 434.52 kips.ft), alors que les moments sur appuis sont nuls (M7 et M8),

Dans le cas d'une structure semi-rigide avec une rigidité de 2000 kips.ft/rd, le déplacement reste considérable (0,25023) mais diminue par rapport au cas articulé. Les moments sur appuis de leur côté sont faibles mais non nuls, alors que ceux à mi travée sont relativement grands mais plus faibles que le cas de l'articulation.

Pour un assemblage semi-rigide avec une rigidité initiale de 20000 kips.ft/rd, on remarque une nette diminution du déplacement en tête de portique et on constate une faible valeur du déplacement (0,07705 ft). Les moments sur appuis ont considérablement augmenté par rapport au cas semi-rigide avec  $S_{j,ini}=2000$  kips.ft/rd. Les moments en travées sont quant à eux en diminution par rapport au cas précédent.

Concernant l'assemblage rigide, on a constaté un déplacement en tête de portique très faible (0,04554 ft), des moments sur appuis très importants ( $M7= -294,30$  kips.ft) et des moments en travées relativement faibles par rapport aux cas précédents ( $M12= 155,18$  kips.ft)

## **V.9. Conclusion**

Dans cette partie, nous avons tout d'abord présenté le logiciel SAP2000, qui est spécialisé dans la modélisation et conceptions des structures .Il présente un système complètement intégré destiné pour modéliser, analyser, concevoir et optimiser des structures de types particuliers. Il a en outre un aspect très intéressant qui nous , a aidé dans notre étude. En effet, SAP2000 présente la particularité de prendre en considération la rigidité d'un assemblage poteau-poutre, ce qui nous a permet de tester et de comparer des différents de rigidité d'un portique de quatre étages et deux travées soumise à des charges verticales et horizontales.

D'après les résultats obtenus des différentes simulations, on peut conclure que: Dans le cas d'un assemblage articulé, on a un grand déplacement par rapport au semi rigide et rigide. Le moment sur appui est faible comparativement aux autres cas de rigidité. Le moment à mi travée quant à lui est considérable dans le cas articulé par rapport aux autres types de structure plus rigide.

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



# **CONCLUSION GÉNÉRALE**

## **Conclusion générale**

L'étude présentée dans ce mémoire a été consacrée à l'effet de la semi-rigidité des assemblages sur le comportement des portiques non contreventés. La modélisation par le logiciel SAP2000 d'une structures à nœuds semi-rigides a été réalisée, dont la rigidité initiale a été déterminée en utilisant le modèle de Frye-Morris. Pour valider les résultats obtenus par le logiciel SAP2000, nous avons confronté les valeurs des moments maximums et des déplacements de deux structures à nœuds semi-rigides. Les principaux résultats sont donnés ci-après.

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. A 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 . Les principaux résultats relevés à partir de l'approche numérique sont donnés ci-après.

L'étude paramétrique montre l'influence de certains paramètres sur le moment résistant de calcul  $M_{J,Rd}$  et sur la rigidité initiale  $S_{j,ini}$  (selon la méthode des composantes adoptée par l'EC 03).

Une étude paramétrique d'un assemblage par platine d'extrémité débordante et d'un assemblage par cornières de semelles a été entamée. Une étude comparative des assemblages semi rigides et rigide a été présentée.

Une étude comparative, entre une structure semi-rigide et une structure rigide soumise à des charges verticales et horizontales par le logiciel SAP2000, a été réalisée.

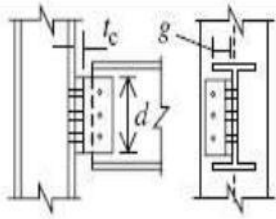
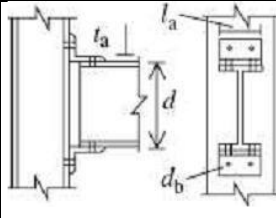
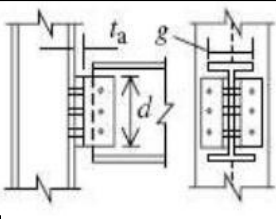
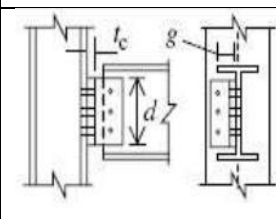
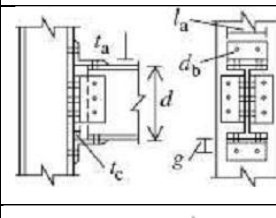
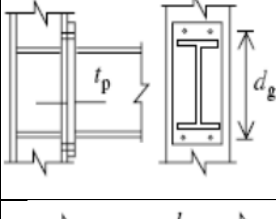
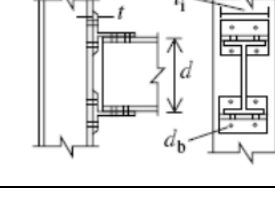
Dans le cas d'un assemblage articulé, on a un grand déplacement par rapport aux assemblages semi rigide et rigide. le moment sur appui est faible comparativement aux autres cas de rigidité. Le moment à mi travée quant à lui est considérable dans le cas articulé par rapport aux autres types de structure plus rigide. On conclut donc que le déplacement en tête de portique diminue à chaque fois que la rigidité de l'assemblage augmente.

Enfin, d'un point de vue purement personnel, le travail que nous avons réalisé a été l'occasion pour nous d'améliorer et d'approfondir nos connaissances, dans le domaine des structures métalliques et en particulier les assemblages, leurs modélisations et leurs caractérisations.

# **Annexe**

## Annexe A - Liste des tableaux utilise

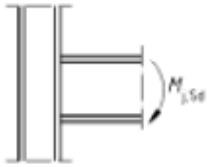


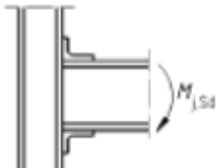
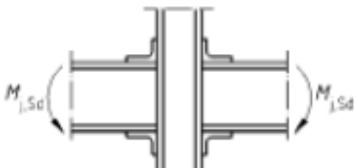

- Modèle polynomial

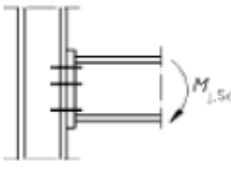
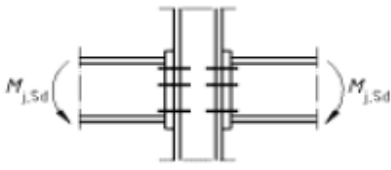
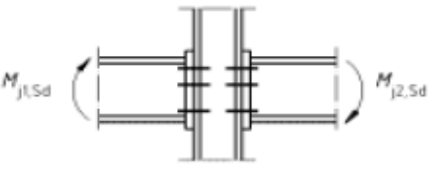

Types d'assemblages	Les constantes d'ajustement de courbe	Le paramètre de normalisation	Schéma de l'assemblage
Assemblage avec une seule cornière d'âme	$C1 = 4.28 \times 10^{-3}$ $C2 = 1.45 \times 10^{-9}$ $C3 = 1.51 \times 10^{-16}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$	
Assemblages par doubles cornières d'âme	$C1 = 3.66 \times 10^{-4}$ $C2 = 1.15 \times 10^{-6}$ $C3 = 4.57 \times 10^{-8}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$	
Assemblage par double cornier	$C1 = 5.1 \times 10^{-5}$ $C2 = 6.2 \times 10^{-10}$ $C3 = 2.4 \times 10^{-13}$	$K = d_p^{-2.3} t_p^{-1.6} g^{1.6} t_w^{-0.5}$	
Assemblages par cornières de semelles	$C1 = 8.46 \times 10^{-4}$ $C2 = 1.01 \times 10^{-4}$ $C3 = 1.24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.5}$	
Assemblages par cornières de semelles et doubles cornières d'âme	$C1 = 1.86 \times 10^{-3}$ $C2 = -1.04 \times 10^{-4}$ $C3 = 6.38 \times 10^{-6}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} d_b^{-1.5}$	
Assemblages par platine d'about débordante et non débordante	$C1 = 1.79 \times 10^{-3}$ $C2 = 1.76 \times 10^{-4}$ $C3 = 2.04 \times 10^{-4}$	$K = d_g^{-2.4} t_a^{-0.6}$	
Assemblages par éléments en Té	$C1 = 2.1 \times 10^{-4}$ $C2 = 6.2 \times 10^{-6}$ $C3 = -7.6 \times 10^{-9}$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_t^{-0.5} d_b^{-1.1}$	

-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	$(\theta r)_0 = 5.17 \times 10^{-3}$ $(KM)_0 = 745.95$ $n = 5.61$	$K = d^{-1.06} t^{-0.54} l_a^{0.85} d_b^{-1.28}$
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

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>	$k_1 : k_2 : k_3 : k_4 : k_5 : k_{10} : k_{11}^{(1)} : k_{12}^{(1)}$
 <p>Bilatéral — Moments égaux et opposés</p>	$k_2 : k_3 : k_4 : k_5 : k_{10} : k_{11}^{(1)} : k_{12}^{(1)}$
 <p>Bilatéral — Moments inégaux</p>	$k_1 : k_2 : k_3 : k_4 : k_5 : k_{10} : k_{11}^{(1)} : k_{12}^{(1)}$

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	$k_1 ; k_2 ; k_{eq}$
<b>Assemblage de continuité de poutres avec platines d'about boulonnées</b>	<b>Nombre de rangées de boulons tendus</b>	<b>Coefficients de rigidité <math>k_i</math> à prendre en compte</b>
	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 :

- Assemblages cornières semelles :

$$M = \sum_{j=1}^m c_j \left( 1 - e^{\frac{|\theta_r|}{2fa}} \right) + M_0 + \sum_{k=1}^n D_k (\theta_r - \theta_k) H[\theta_r - \theta_k]$$

## B.4. Modèle de l'EC3 :

$$S_j = \frac{E_z^2}{\mu \sum i \frac{1}{k_i}}$$

	Rigidité	Résistance
1. Ame du poteau en cisaillement	$k_1 = \frac{0,38 A_{wc}}{\beta h}$ $\beta = \frac{V}{F}$ : (force de cisaillement âme/ force dans semelle)	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta}$ avec $V_{wc,Rd} = \frac{0,9 A_{wc} f_{yw}}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$
2. Ame du poteau en compression	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \eta \rho_c b_{eff,wc} t_{wc} f_{yw} / \gamma_{M0}$ avec $\eta = (1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{yw}}) \leq 1,0$ $\rho_c = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc} = t_{fb} + 2a_f \sqrt{2} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_2)$ $\sigma_n$ : contraintes normales dans l'âme du Poteau au niveau du congé de raccordement
3. Ame du poteau en traction	$k_3 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,3} = \rho_t b_{eff,wc} t_{wc} f_{yw} / \gamma_{M0}$ $\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc} t_{wc} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc} = \min[4m; 8m + 2,5e; p + 4m + 1,25$
4. semelle du poteau en flexion	$k_4 = \frac{0,85 l_{eff,fc} t_{fc}^3}{m^3}$	$F_{Rd,4} = \min[F_{fc,Rd,1} ; F_{fc,Rd,2}]$ $F_{fc,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,fc} m_{pl,fc}}{2mn - e_w(m+n)}$ $F_{fc,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,fc} m_{pl,fc} + 4B_{t,Rd} n}{m+n}$ $n = \min[e ; 1,25m ; (bp - w) / 2]$ $m_{pl,fc} = 0,25 t_{fc}^2 f_{yk} / \gamma_{M0}$ $l_{eff,fc} = b_{eff,wc}$ $e_w = d_w / 4$
5. platine d'about en flexion	$k_5 = \frac{0,85 l_{eff,fp} t_p^3}{2 m_p^3}$	$F_{Rd,5} = \min [ F_{fp,Rd,1} ; F_{fp,Rd,2} ]$ $F_{fp,Rd,1} = \frac{(8n_p - 2e_w) l_{eff,fp} m_{pl,p}}{2 m_p n_p - e_w(m_p + n_p)}$ $F_{fp,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,fp} m_{pl,p} + 2 B_{t,Rd} n_p}{m_p + n_p}$

		$n_p = \min [ e_p ; 1,25 m_{p1} ]$ $m_{p1} = 0,25 t_p^2 f_{yp} / \gamma_{Mo}$ $e_w = d_w / 4$ $l_{eff,t} = \min [ 4\pi m_{p1} ; 8m_p + 2,5e_p ; w + 4m_p + 1,25 ep ; b_p ]$
7. semelle de la poutre en compression	$k_3 = \infty$	$F_{Rd3} = M_{c,Rd} / (h_b t_{fb})$ $M_{c,Rd}$ : Moment résistant du calcul de la poutre
8. Ame de la poutre en traction	$k_8 = \infty$	$F_{Rd8} = b_{eff,wt} t_{wb} f_{ywb} / \gamma_{Mo}$ $b_{eff,wt} = l_{eff,t}$
10. Boulons en traction	$k_d = 1,6 \frac{A_s}{L_b}$	$F_{Rd6} = 2 B_{t,Rd}$ with $B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$
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

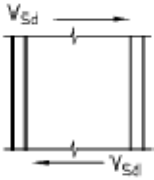
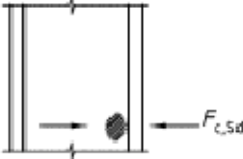
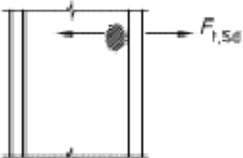
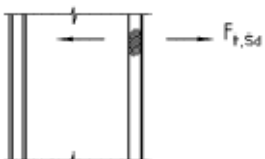
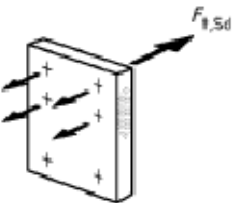
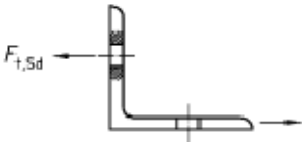
Modèle polynomial Frye-Morris:

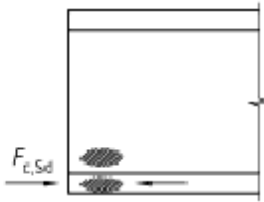
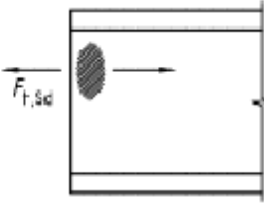
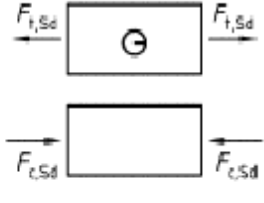
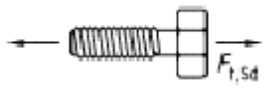
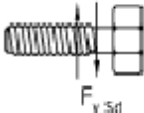
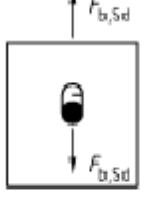
$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5$$

Type de l'assemblage	Constantes d'ajustement de la courbe unité (in)	Constante de normalisation
Assemblages par platine d'extrémité sans raidisseurs d'ame.	$C1 = 1.83 \times 10^{-5}$ $C2 = 1.04 \times 10^{-4}$ $C3 = 6.83 \times 10^{-6}$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} d_b^{-1.5}$

Type de l'assemblage	Constantes d'ajustement de la courbe unité (in)	Constante de normalisation
Assemblage par cornières de semelles	$C1 = 8.46 \times 10^{-4}$ $C2 = 1.01 \times 10^{-4}$ $C3 = 1.24 \times 10^{-8}$	$K = d^{-1.5} t_a^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.5}$

## Annexe D : Composantes de base couvertes par l'EC 3.

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 fléchie		J.3.5.4	J.4.2(4)	J.5(7)
5	Platine d'about fléchie		J.3.5.5	J.4.2(5)	J.5(7)
8	Cornière de semelle fléchie		J.3.5.6	J.4.2(8)	J.5(7)

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)	)

**Annexe E : Coefficient modificateur de rigidité  $\eta$ .**

<b>Type d'attache</b>	<b>Assemblages poutre-poteau</b>	<b>Autres types d'assemblages</b>
Soudé	2	3
Platine d'about boulonnée	2	3
Cornières de semelle boulonnées	2	3.5

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

**Références bibliographiques**

[ABIDELAH.A.09]: Abidelah Anis-2009 "Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques-Approche numérique et validation expérimentale "

[AL-KHATAB.Z.03] : Al-Khatab.Z. (2003) " Analyse de comportement des assemblages métalliques renforcés par contre-plaques -Approche numérique et validation expérimentale", Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand.

[AL-KHATAB.Z.07] : Al-Khatab.Z., Bouchaïr A., (2007). "Analysis of a bolted T-stub strengthened by backing plate swath regard to Eurocode 3 ", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, pp.1603–1615.

[ARCHIBALD.N.97] : Archibald N. Sherbourne and Mohammed R.Bahaari(1997). Finite Element Prediction of End Plate Bolted Connection Behavior. I :Parametric Study. Journal of Structural Engineering/February,(pp157-164).

[BAHAZ.A.11]: Bahaz Abdesselam " Caractérisation des Assemblages Semi-rigides Poteau – Poutre par la Méthode des Composantes " mémoire de master, université Amar Telidji LAGHOUAT 2011.

[CHIKHE.S.A.13]: Chikhe Salah Aissa ,EL Alouani Aissa "Analyse et comparaison des assemblages en structures métalliques "mémoire de master, université Amar Telidji LAGHOUAT 2013.

[CHEN, W.F.96]: Chen, W.F., Yoshiaki Goto, J.Y., Richard Liew.: Stability design of semi-rigid frames. John Wiley & Sons, Inc. (1996).

[EC.93]: 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,

[FRYE, M.J.75] Frye, M.J., Morris, G.A. (1975): Analysis of flexibly connected steel frames. Can J Civil 2(3), 280–91.

[GROGAN.99] : Grogna, W.Josrutees (1999). Comportement expérimental de plaque d'extrémité Assemblage renforcé avec le support boulonné Angles. Journal de la Recherche acier de construction 50, (pp.71-96).

[GUO-Q.LI.00] : Guo-Qiang Li, John Mativo (2000), l'estimation approximative de la charge maximale de cadres en acier semi-rigides. Journal déconstructions d'acier Research54, (pp.213-225).

[JASPART J.P.00]:Jaspart J.P., (2000). "General report: session on connections", Journal of Constructional Steel Research 55,

[JEAN-MOREL.94] : Calcul Des Structures Métallique Selon l'Eurocode 3 : JEAN-MOREL 1994.

[KULAK.87]: Kulak, (1987) «Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints".

[MIMOUNE M.03] : Mimoune M. and Mimoune F.Z., (2003). "Analyse du comportement des assemblages boulonnés par platine d'about sollicités en traction", Revue Canadienne de Génie Civil, 30(4), pp. 615-624.

[OWENS, G.89]: Owens, G. W. and Cheal, B. D. (1989), "Comprehensive coverage of several aspects of connection behaviour and design Structural Steelwork Connections", 1st Edition.

[SAADI.M.11] : Saadi Mohamed " Comportement des structures métalliques avec assemblage semi-rigide en zone sismique " magister en génie civil, Université Hadj lakhdar-batna.(2011)

[S.S.E.D.T.A.00]: Structure Steel Work Eurocode Development of a Tres-national Approach (S.S.E.D.T.A). S.S.E.D.T.A-2 Final version 2000

[Takouachet.M.08]:Takouachet.M : "Caractérisation des assemblages structuraux en constuction métallique selon l'EC03", mémoire de magister, université Mentouri Constantine 2008;

[TRAHAIR, M.07]: Trahair, M. A. Bradford, David Nethercot et Leroy Gardner, (2007). "The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3"

[WANG .YAN.02] : Wang yan (2002) Qingdao Institute of Architecture and Engineering, Qingdao,Shandong,China, 266033; 2.Changzhou Institute of Technology, Changzhou, Zhejiang,China,213002)

