



**Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



**Thèse**

Préparée au sein du (Laboratoire de Génie Civil-Risques et Ouvrages en Interaction, LGC-ROI)

Présentée pour l'obtention du diplôme de :  
**Doctorat en Sciences en Génie Civil**  
**Option : Génie Parasismique**

Sous le Thème :

**Contribution à l'analyse de la stabilité des portiques  
métalliques à nœuds semi rigides sous chargement sismique**

Présentée par :

**SAADI Mohamed**

**Devant le jury composé de :**

M. ABBECHÉ Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Président
M. LAHBARI Nouredine	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M. MAMEN Belgacem	MCA	Université de Khenchela	Examineur
M. BOUTRID Abdelaziz	MCA	Université de Khenchela	Examineur
M. YAHIAOUI Djarir	MCA	Université de Batna 2	Invité

**Juin 2021**

## *Remerciements*

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à M. LAHBARI Noureddine, professeur à l'université Mostefa Ben Boulaïd – Batna 2- qui m'a fait l'honneur de diriger ce travail. Il a été la personne qui m'a initié au travail de recherche. A travers nos discussions, souvent longues mais toujours fructueuses, il m'a amené à avoir un regard critique sur un nombre des phénomènes, qui paraissaient souvent être des évidences. Je tiens à leur assurer de mon profond respect et sympathie.

Dans les mêmes expressions de remerciements, je suis très reconnaissant envers une personne qui sans son intervention la soutenance de thèse n'aura jamais eu lieu, je l'ai nommée le frère Docteur YAHIAOUI Djarir.

Je tiens également à remercier M.ABBECHE Khelifa, Professeur à l'université Mostefa Ben Boulaïd – Batna 2- d'avoir présidé le jury.

Je remercie Monsieur MAMEN Belgacem Maitre de conférence à l'université de Khenchela et Monsieur Boutrid Abdelaziz Maitre de conférence à l'université de Khenchela, pour avoir accepté d'examiner et d'évaluer ce travail.

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

## Résumé

Les assemblages de structures en acier permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages ont une influence sur le comportement global de la structure. Cependant, deux types d'assemblages peuvent se présenter, à savoir l'assemblage rigide et l'assemblage articulé. En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées.

Le concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures a été introduit suite à la prise en considération de cette réalité. C'est pour cela qu'il est toujours question de l'influence de tels assemblages sur le comportement sismique d'une structure à ossature métallique.

Dans cette étude, trois portiques avec des assemblages boulonnés aux extrémités représentant 50%, 70% et 100% de la capacité de moment plastique de la poutre ont été étudiés et analysés.

La performance sismique de ces portiques est déterminée par l'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire (Incremental dynamic analysis IDA) qui conduisent finalement à établir les courbes de fragilité sismiques.

**Les mots clés :** nœuds semi rigides, portiques métalliques, analyse pushover, analyse dynamique incrémentale, courbe de fragilité

## Abstract

Steel frame connections provide continuity between members, such as columns and beams. These connections have an influence on the overall behaviour of the structure. However, there are two types of connections that can occur, namely the rigid connection and the pinned connection. In fact, the more flexible connections are able to transmit a certain bending moment while the more rigid connections always allow a relative rotation of the connected parts.

The concept of semi-rigidity in the structural design approach was introduced as a result of this reality. Therefore, the influence of such connections on the seismic behavior of a steel frame structure is always discussed.

In this research study, the seismic performance of steel frames with semi rigid joints is evaluated. Three connections with capacities of 50%, 70% and 100% of the beam's plastic moment are studied and examined.

The seismic performance of these frames is determined by using the non-linear static pushover and the incremental dynamic analysis leading finally to the fragility curves are developed.

**Keywords :** semi rigid connection ; steel frame ; pushover analysis ; incremental dynamic analysis ; fragility curve.

## ملخص

توفر وصلات الاطار الحديدي الاستمرارية بين الاعضاء, مثل الاعمدة و العوارض. هذه الروابط لها تأثير على السلوك العام للهيكل. و مع ذلك, هناك نوعان من الوصلات التي يمكن ان تحدث, و هما الاتصال الصلب و الاتصال المثبت. في الواقع, تكون الوصلات الاكثر مرونة قادرة على نقل لحظة انحناء معينة بينما تسمح الوصلات الاكثر متانة دائما بالتناوب النسبي للاجزاء المتصلة.

تم تقديم مفهوم شبه المتانة في نهج التصميم الانشائي كنتيجة لهذا الواقع لذلك, يتم مناقشة تأثير هذه الروابط على السلوك الزلزالي لهيكل الاطار الحديدي.

في هذه الدراسة البحثية, تم تقييم الاداء الزلزالي للاطارات الحديدية ذات الوصلات شبه المتينة. تم دراسة و فحص ثلاث وصلات بسعات 50% و 70% و 100% من العزم البلاستيكي للعوارض.

يتم تحديد الاداء الزلزالي لهذه الاطارات من خلال تحليل انسيابي ثابت غير خطي و تحليل ديناميكي غير خطي و في النهاية يتم تطوير منحنيات الهشاشة.

**الكلمات المفتاحية:** وصلة شبه متينة, اطارات معدنية, تحليل انسيابي, تحليل ديناميكي تزايدى, منحنى هشاشة

## Table des matières

<b>Remerciement</b>	<b>I</b>
<b>Résumé</b>	<b>II</b>
<b>Abstract</b>	<b>III</b>
<b>ملخص</b>	<b>IV</b>
<b>Table des matières</b>	<b>V</b>
<b>Liste des figures</b>	<b>VIII</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>XI</b>
<b>Notations et symboles</b>	<b>XII</b>
<b>Introduction Générale</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I : Synthèse Bibliographique</b>	
1.1.Introduction	<b>06</b>
1.2.Etat de l'art	<b>06</b>
1.3. Conclusion	<b>12</b>
<b>Chapitre 2 : Formalisme Conceptuel</b>	
2.1. Introduction	<b>14</b>
2.2. Comportement des assemblages	<b>14</b>
2.3. Classification des assemblages	<b>16</b>
2.3.1. Classification des assemblages par rigidité	<b>16</b>
2.3.2 Classification des assemblages par résistance	<b>18</b>
2.3.3. Classification des assemblages par capacité de rotation	<b>18</b>
2.4. Modélisation des assemblages	<b>19</b>
2.4.1. Modèles linéaires	<b>19</b>
2.4.2. Modèles non linéaires	<b>20</b>
2.4.3. Modèles empiriques	<b>21</b>
2.4.4. Modèles mathématiques	<b>24</b>
2.5. Modèle de l'Eurocode 3	<b>24</b>
2.5.1. Présentation de la méthode des composantes	<b>25</b>
2.5.2. Identification des composantes	<b>25</b>
2.5.3. Modèle mécanique à ressort	<b>26</b>
2.5.4 Caractérisation des composantes	<b>27</b>
2.5.5 Résistance des composantes de l'assemblage	<b>28</b>
2.5.6. Rigidité des composantes de l'assemblage	<b>41</b>
2.5.7. Coefficients de rigidité des composantes des assemblages	<b>42</b>
2.5.8. Assemblage des Composantes	<b>45</b>

2.5.9. La capacité de rotation	51
2.6. Formulation des assemblages semi-rigides	52
2.7. Conclusion	54
<b>Chapitre III : Méthodes d'Analyse</b>	
3.1. Introduction	56
3.2. Principes et objectifs de la conception parasismique	57
3.3. Méthodes d'analyse	59
3.3.1. Méthode statique linéaire	59
3.3.2. Méthode dynamique linéaire	60
3.3.3. Méthode statique non linéaire	61
3.3.4. Méthode dynamique non linéaire	61
3.4. Analyse Pushover	61
3.4.1. Introduction	61
3.4.2. But de l'analyse Pushover	62
3.4.3. Limitation de l'analyse Pushover	62
3.4.4. Description de la méthode Pushover	63
3.4.5. Courbe de Pushover	65
3.4.6. Transformation de la courbe de capacité	66
3.4.7. Estimation de la performance	67
3.5. Méthode du spectre de capacité (ATC 40)	67
3.5.1. Principe de la méthode	67
3.5.2. Hypothèses de la méthode	68
3.5.3. Description de la méthode	68
3.6. La méthode N2	69
3.6.1. Principe de la méthode	69
3.6.2. Description de la méthode	70
3.7. Méthode d'analyse dynamique non linéaire	72
3.7.1. Méthode d'analyse dynamique non linéaire temporelle	73
3.7.2. Analyse dynamique incrémentale	74
3.8. Courbes de fragilité sismique	76
3.8.1. Définition	77
3.8.2. Courbes de fragilité à l'aide des dommages structurels réels (empiriques)	78
3.8.3. Courbes de fragilité à l'aide des opinions d'experts	79
3.8.4. Courbes de fragilité obtenues à partir des simulations numériques	79
3.8.5. Discussion des trois approches d'établissement des courbes de fragilité sismique	80
3.8.6. Composantes nécessaires pour l'approche numérique	82

3.8.7. Courbes de fragilité basées sur l'hypothèse de la loi log-normale	83
3.9 Conclusion	84
<b>Chapitre IV : Expérimentation Numérique et Interprétations des Résultats</b>	
4.1. Introduction	86
4.2. Description du modèle	86
4.3. Modélisation des assemblages	88
4.4. Rotules plastiques dans les poutres et les poteaux	89
4.5. Accélérogrammes utilisés dans l'analyse dynamique	90
4.6. Résultats et Discussions	92
4.6.1. Etude Statique	92
4.6.2. Analyse Statique non linéaire (Pushover)	94
4.6.3. Analyse dynamique non linéaire (IDA)	97
4.6.4. Courbe de fragilité	101
<b>Conclusion Générale et Perspectives</b>	
<b>Conclusion Générale</b>	<b>111</b>
<b>Perspectives</b>	<b>112</b>
<b>Références Bibliographiques</b>	<b>113</b>



## Liste des Figures

Numéro	Intitulé	Page
<b>Chapitre II : Formalisme conceptuel</b>		
<b>Figure 2.1</b>	Comportement des assemblages	15
<b>Figure 2.2</b>	Courbe moment – rotation d’un assemblage	15
<b>Figure 2.3</b>	Les types des assemblages en fonction de leur comportement	16
<b>Figure 2.4</b>	Limites de classification de rigidité	17
<b>Figure 2.5</b>	Limites de classification en résistance	18
<b>Figure 2.6</b>	Classification des assemblages selon la capacité de rotation	19
<b>Figure 2.7</b>	Différentes représentations mathématiques pour la courbe moment-rotation	20
<b>Figure 2.8</b>	Le modèle de Ramberg-Osgood	21
<b>Figure 2.9</b>	Paramètres détaillé pour différents types d’assemblage du modèle de Frye-Morris	23
<b>Figure 2.10</b>	Zones critiques dans les assemblages poteau-poutre	25
<b>Figure 2.11</b>	Composantes de base de l’assemblage par platine d’about boulonnée	26
<b>Figure 2.12</b>	Modèle à ressort pour un assemblage par platine d’about débordante boulonnée	27
<b>Figure 2.13</b>	Définitions des $t_{fb}$ , $t_{fc}$ , $r_c$ et $a_p$	29
<b>Figure 2.14</b>	Deux tronçons en Té attaché par quatre boulons	31
<b>Figure 2.15</b>	Mode 1	31
<b>Figure 2.16</b>	Diagramme de moment (mode 1)	32
<b>Figure 2.17</b>	Diagramme de moment (mode2)	33
<b>Figure 2.18</b>	Diagramme de moment (mode3)	33
<b>Figure 2.19</b>	Schémas des lignes de plastification des tronçons en Té (mécanisme individuel)	34
<b>Figure 2.20</b>	Schémas des lignes de plastification des tronçons en Té (mécanisme de groupe)	34
<b>Figure 2.21</b>	Définitions $m$ , $e$ , $e_1$ , $P$	35
<b>Figure 2.22</b>	Caractéristiques géométriques semelle du poteau et platine	36

<b>Figure 2.23</b>	Valeurs de $\alpha$ pour les platines d'about	<b>39</b>
<b>Figure 2.24</b>	Définitions des valeurs $b_p$ , $w$ , $m_x$ et $e_x$	<b>39</b>
<b>Figure 2.25</b>	Moment résistant de l'assemblage	<b>45</b>
<b>Figure 2.26</b>	Répartition des efforts pour le calcul du moment résistant $M_{j,Rd}$	<b>46</b>
<b>Figure 2.27</b>	Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné	<b>47</b>
<b>Figure 2.28</b>	Approche EC3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poteau poteau par platine d'about boulonnée	<b>49</b>
<b>Figure 2.29</b>	Élément poutre avec assemblage semi rigide	<b>52</b>

### **Chapitre III : Méthodes d'Analyse**

<b>Figure 3.1</b>	Comportement des structures	<b>58</b>
<b>Figure 3.2</b>	Description de la méthode Pushover	<b>63</b>
<b>Figure 3.3</b>	Etat de la structure en fonction de l'augmentation des forces latérales	<b>64</b>
<b>Figure 3.4</b>	Courbe de capacité selon ATC 40	<b>64</b>
<b>Figure 3.5</b>	Courbe de capacité selon FEMA 273	<b>65</b>
<b>Figure 3.6</b>	Signification physique de la courbe de capacité	<b>66</b>
<b>Figure 3.7</b>	Transformation de la courbe de capacité	<b>66</b>
<b>Figure 3.8</b>	Détermination du point de performance	<b>67</b>
<b>Figure 3.9</b>	Détermination du point de performance selon ATC	<b>69</b>
<b>Figure 3.10</b>	Différentes étapes du développement de la méthode N2	<b>72</b>
<b>Figure 3.11</b>	Différentes étapes du développement de la méthode IDA	<b>75</b>
<b>Figure 3.12</b>	Exemple de la courbe de fragilité sismique	<b>77</b>

### **Chapitre IV : Expérimentation Numérique et Interprétations des Résultats**

<b>Figure 4.1</b>	Détail des portiques métalliques	<b>87</b>
<b>Figure 4.2</b>	Spectre de réponse	<b>87</b>
<b>Figure 4.3</b>	Comportement moment-rotation de l'assemblage dans le SAP200	<b>88</b>
<b>Figure 4.4</b>	Courbe moment-rotation des assemblages utilisés	<b>90</b>
<b>Figure 4.5</b>	Simulation des accélérogrammes sous la forme des spectres de réponses	<b>91</b>
<b>Figure 4.6</b>	Ajustement des spectres de réponses par Seismo-match	<b>92</b>
<b>Figure 4.7</b>	Comportement charge latérale-déplacement en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 5 étages	<b>94</b>
<b>Figure 4.8</b>	Comportement charge latérale-déplacement en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 7 étages	<b>94</b>
<b>Figure 4.9</b>	Comportement charge latérale-déplacement en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 10 étages	<b>95</b>
<b>Figure 4.10</b>	Courbe de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 5 étages	<b>96</b>

<b>Figure 4.11</b>	Courbe de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 7 étages	<b>96</b>
<b>Figure 4.12</b>	Courbe de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 10 étages	<b>97</b>
<b>Figure 4.13</b>	Courbe IDA en fonction de la variation de la capacité d'assemblage pour le portique à 5 étages	<b>98</b>
<b>Figure 4.14</b>	Courbe IDA en fonction de la variation de la capacité d'assemblage pour le portique à 7 étages	<b>99</b>
<b>Figure 4.15</b>	Courbe IDA en fonction de la variation de la capacité d'assemblage pour le portique à 10 étages	<b>100</b>
<b>Figure 4.16</b>	Courbe de fragilité en fonction de la variation de la capacité d'assemblage pour le portique à 5 étages	<b>102</b>
<b>Figure 4.17</b>	Probabilité (POE) de portique à 5 étages avec les accélérations $A_g(T_f)$	<b>103</b>
<b>Figure 4.18</b>	Courbe de fragilité en fonction de la variation de la capacité d'assemblage pour le portique à 7 étages	<b>105</b>
<b>Figure 4.19</b>	Probabilité (POE) de portique à 7 étages avec les accélérations $A_g(T_f)$	<b>106</b>
<b>Figure 4.20</b>	Courbe de fragilité en fonction de la variation de la capacité d'assemblage pour le portique à 10 étages	<b>108</b>
<b>Figure 4.21</b>	Probabilité (POE) de portique à 10 étages avec les accélérations $A_g(T_f)$	<b>109</b>

## Liste des Tableaux

Numéro	Intitulé	Page
<b>Chapitre II : Formalisme conceptuel</b>		
<b>Tableau 2.1</b>	Coefficients d'ajustement de courbe avec le paramètre de normalisation pour le modèle polynomial de Frye-Morris.	<b>22</b>
<b>Tableau 2.2</b>	Coefficient réducteur	<b>30</b>
<b>Tableau 2.3</b>	Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau non raidi	<b>35</b>
<b>Tableau 2.4</b>	Coefficient $\psi$	<b>41</b>
<b>Chapitre III : Méthodes d'Analyse</b>		
<b>Tableau 3.1</b>	Avantages et Inconvénients des trois approches	<b>81</b>
<b>Tableau 3.2</b>	Limite des niveaux de performance	<b>83</b>
<b>Chapitre IV : Expérimentation Numérique et Interprétations des Résultats</b>		
<b>Tableau 4.1</b>	Les critères d'acceptation du déplacement en rotation et en translation	<b>89</b>
<b>Tableau 4.2</b>	Mouvements du sol utilisés dans l'analyse dynamique	<b>90</b>
<b>Tableau 4.3</b>	Dimensionnement des poutres et des poteaux	<b>93</b>
<b>Tableau 4.4</b>	Les valeurs des périodes fondamentales et leurs accélérations correspondantes	<b>93</b>

## Notations et Symboles

### Chapitre I : Synthèse Bibliographique

<b>PGA</b>	Le pic d'accélération du sol
<b>PGV</b>	Le pic de vitesse du sol
<b>PSv</b>	Le pseudo vitesse spectrale

### Chapitre 2 : Formalisme Conceptuel

<b>M<sub>j,Rd</sub></b>	Le moment résistant
<b>S<sub>j,ini</sub> ou S<sub>j</sub></b>	La rigidité initiale et la rigidité de l'assemblage
<b>Φ<sub>cd</sub></b>	La capacité de rotation
<b>I<sub>b</sub></b>	Moment d'inertie de flexion de la poutre
<b>E</b>	Module d'élasticité
<b>L<sub>b</sub></b>	Longueur de la poutre
<b>K<sub>θ</sub></b>	Rigidité en rotation
<b>M<sub>j,p</sub></b>	Moment plastique
<b>K<sub>θ,p</sub></b>	La rigidité rotationnelle plastique de l'assemblage.
<b>n</b>	Paramètre de forme
<b>θ<sub>r</sub></b>	La rotation de l'assemblage,
<b>K</b>	Le paramètre de normalisation
<b>C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub></b>	Les coefficients d'ajustement de courbe.
<b>b<sub>eff,c,wc</sub></b>	La largeur efficace de l'âme du poteau comprimée
<b>ρ</b>	Le coefficient réducteur pour le voilement
<b>ω</b>	Le coefficient réducteur tenant compte des effets éventuels du cisaillement dans le panneau d'âme du poteau
<b>t<sub>wc</sub></b>	Épaisseur de l'âme de poteau
<b>K<sub>wc</sub></b>	Le Coefficient de réduction qui tient en compte l'influence de la contrainte de Compression longitudinale exercée dans l'âme de poteau
<b>γ<sub>m0</sub></b>	Coefficient de la sécurité partielle du matériau égal à 1.10
<b>f<sub>y,wc</sub></b>	La limite d'élasticité de l'acier de l'âme du poteau.
<b>s<sub>p</sub></b>	La longueur obtenue par diffusion à 45° dans la platine d'about
<b>A<sub>vc</sub></b>	L'aire de cisaillement du poteau
<b>B</b>	Le paramètre de transformation
<b>h<sub>b</sub></b>	La hauteur de la poutre assemblée

$M_{c,Rd}$	Le moment résistant de la section transversale de la poutre
$t_{fb}$	L'épaisseur de semelle de la poutre assemblée
$F_{T,Rd}$	La résistance à la traction d'une semelle de tronçon en Té
$M_{p11,Rd}$	Le moment de résistance plastique de calcul pour la platine d'extrémité ou la semelle de poteau relatif au premier mode de ruine
$m, n$	Les distances entre l'axe des boulons et l'âme d'une part, et l'extrémité extérieure du profilé d'autre part
$M_{p12,Rd}$	Le moment de résistance plastique de calcul pour la platine d'extrémité
$\Sigma l_{eff,2}$	La valeur de longueur efficace pour le mode 2
$B_{t,Rd}$	La résistance à la traction d'un ensemble boulons-semelle
$\Sigma B_{t,Rd}$	La valeur totale de $B_{t,Rd}$ pour tous les boulons du tronçon en Té
$w$	La distance horizontale entre les deux files des boulons
$e_{fc}$	La distance entre le bord de la semelle du poteau et le centre des rangées de boulons
$e_{pl}$	La distance entre le bord de la platine du poteau et le centre des rangées de boulons
$\omega$	Le coefficient réducteur
$N_{Sd}$	L'effort axial dans l'élément
$N_{p,Rd}$	La résistance de sa section transversale
$k_i$	Le coefficient de rigidité pour la composante $i$
$z$	Le bras de levier
$\mu$	Le rapport de rigidité
$\beta$	Le paramètre de transformation
$b_{eff,c,wc}$	La largeur efficace de l'âme du poteau comprimée
$d_c$	La hauteur libre de l'âme du poteau
$b_{eff,t,wc}$	La largeur efficace de l'âme du poteau tendue
$t_{fc}$	L'épaisseur de la semelle de poteau
$l_{eff}$	La plus petite des longueurs efficaces
$A_s$	L'aire de la section résistante en traction du boulon
$d$	Le diamètre nominal des boulons
$d_{M16}$	Le diamètre nominal d'un boulon M16
$f_{ub}$	La résistance à la rupture en traction des boulons
$n_b$	Le nombre de rangées de boulons.

$e_b$	La pince entre la rangée de boulons et le bord libre de la tôle
$f_u$	La résistance à la rupture en traction de l'acier
$p_b$	L'entraxe des rangées de boulons
$t_j$	L'épaisseur de composante j
$F_{t(i).Rd}$	Résistance de la rangée de boulons (i) soumise à la traction
$h_i$	Distance de la rangée de boulons (i) du centre de compression
$K_i^*$	La rigidité efficace de la rangée i de boulons
$r_j$	La rigidité rotationnelle de l'assemblage semi-rigide en j

### Chapitre III : Méthodes d'Analyse

<b>IO</b>	Immediate Occupancy
<b>LS</b>	Life Safety
<b>CP</b>	Collapse Prévention
<b>V</b>	Effort tranchant à la base
<b>d</b>	Le déplacement au sommet de la structure
<b>S<sub>a</sub></b>	Accélération spectrale
<b>S<sub>d</sub></b>	Déplacement spectral
<b><math>\alpha_I</math></b>	Coefficient de masse modale
<b><math>P_{fI}</math></b>	Facteur de participation du premier mode
<b><math>\phi_{IS}</math></b>	Amplitude au sommet du premier mode
<b>w</b>	Poids total de la structure.
<b>[M]</b>	Matrice diagonale dont les éléments correspondent aux masses de chaque niveau.
<b>{<math>\emptyset</math>}</b>	Vecteur normalisé des modes
<b>T<sub>c</sub></b>	La période caractéristique du sol
<b><math>u_t</math></b>	La valeur de ductilité
<b>[C]</b>	La matrice d'amortissement visqueux,
<b>{<math>F_r(t)</math>}</b>	Le vecteur de force
<b>{r}</b>	Le vecteur d'influence du support
<b><math>\ddot{x}_g(t)</math></b>	L'accélération au sol à l'instant t.
<b>A</b>	L'intensité caractéristique du mouvement du sol
<b>p<sub>A</sub>(a)</b>	La fonction de densité de probabilité de A
<b><math>\Phi(\cdot)</math></b>	La fonction de répartition de probabilité de la loi normale
<b><math>\mu</math></b>	$\mu$ est la médiane de la loi normale

$\sigma$  L'écart-type du logarithme naturel de l'intensité sismique

**Chapitre IV : Expérimentation Numérique et Interprétations des Résultats**

$f_y$  Limite élasticité de l'acier

$W_{pl}$  Module plastique de la section

$L$  Longueur d'élément

$I$  Moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion

$T_f$  Période fondamentale

$A_g(T_f)$  La projection d'accélération sur le spectre de réponse



# Introduction Générale

## **Introduction Générale**

Parmi les risques naturels dont les dégâts directs et indirects semblent être les plus importants, les tremblements de terre arrivent en première ligne notamment pour les zones vulnérables telles que les zones fortement urbanisées. Face à un tel désastre humain et économique, les êtres humains se sont mobilisés depuis longtemps pour protéger les vies humaines et limiter les dégâts matériels.

Malheureusement, il n'existe actuellement aucun moyen efficace de prévoir où, quand et avec quelle intensité un tremblement de terre se produira. La recherche sur la construction parasismique est un domaine particulièrement important pour la prévention des risques sismiques. Elle consiste à trouver de nouvelles méthodes et techniques de génie civil permettant aux constructions de résister au mieux aux séismes. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures sous les charges sismiques est très importante.

Le coût très élevé des études expérimentales a imposé le développement de modèles numériques simplifiés pour évaluer la demande sismique des structures en acier. Ces modèles se distinguent par leur degré de complexité en termes de leur base théorique et de leur mise en œuvre informatique. La réponse des structures en acier aux excitations sismiques dépend des facteurs tels que les propriétés du tremblement de terre et les caractéristiques des assemblages des structures métalliques.

D'autre part les assemblages dans les structures métalliques permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages ont une influence sur le comportement global de la structure et ils sont constitués de zones de discontinuité. Le complexe géométrique et mécanique entraîne des difficultés considérables par rapport à l'analyse et au calcul des assemblages. Les boulons, la platine, les cornières et autres éléments assurent l'assemblage des éléments structuraux, tout en présentant des formes géométriques variées et des propriétés matérielles différentes. La complexité de l'assemblage engendre donc de fortes discontinuités et conduit ainsi à un comportement global non linéaire de l'assemblage [1].

Le comportement réel des assemblages est conventionnellement ignoré dans les structures métalliques. En réalité, l'analyse structurelle des structures métalliques est généralement effectuée en supposant que les assemblages répondent aux conditions parfaites d'un assemblage rigide ou articulé. Par conséquent, les calculs sont quelque peu simplifiés mais le modèle structurel ne montre pas la réponse structurelle réelle. En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées. Le concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures à été introduit suite à la prise en considération de cette réalité [2].

C'est pour cela qu'il est toujours question de l'influence de tels assemblages sur le comportement sismique d'une structure à ossature métallique. Pour répondre à cette problématique, il est proposé, tenant compte de certaines hypothèses, d'évaluer la capacité d'un tel assemblage après un fort mouvement de sol. En conséquence, cela signifie qu'une évaluation complète de la conception résistante aux séismes des structures en acier nécessite souvent une analyse non linéaire. Pour cela, le développement des méthodes de calcul numériques puissantes ont rendu possible l'étude de la réponse des ossatures en acier dans le domaine non linéaire.

Afin d'atteindre cet objectif, deux méthodes principales d'analyse non linéaire sont proposées pour l'évaluation des structures, l'une étant l'analyse statique non linéaire appelée analyse pushover et l'autre l'analyse dynamique non linéaire (Analyse dynamique incrémentale).

La présente thèse est scindée en quatre chapitres avec une introduction générale et une conclusion générale ainsi que des perspectives.

Le premier chapitre est dédié à une synthèse bibliographique et à l'état de l'art des travaux de recherche les plus importants déjà réalisés sur ce sujet

Le deuxième chapitre est consacré aux généralités sur les assemblages poutre- poteau avec les différentes configurations utilisées dans les constructions métalliques. Cette représentation est effectuée du point de vue des caractéristiques géométriques et mécaniques et des modes de transmission des efforts. Il est question également de la classification des assemblages, en particulier selon les critères de résistance, de rigidité, et de capacité de

rotation ainsi que l'idéalisation des courbes moments-rotation. Cette classification représente les assises et les bases de l'approche analytique de calcul des assemblages selon l'Eurocode 3.

Le chapitre trois s'intéresse aux méthodes d'évaluation de la performance sismique des structures.

La simulation numérique intensive tenant compte des divers paramètres ainsi que de l'interprétation et de la discussion des résultats obtenus, est la partie prenante du quatrième chapitre.

Comme à l'accoutumé, ce travail de recherche se termine par les principales conclusions pouvant être déduites de cette étude ainsi que les perspectives pour des travaux ultérieurs dans ce domaine.

# Chapitre I :

# Synthèse Bibliographique

# 1. Synthèse bibliographique

## 1.1. Introduction

Depuis plusieurs années, le comportement semi rigide des nœuds poutre-poteau dans les structures métalliques fait l'objet de nombreuses recherches, tant sur le plan expérimental que théorique.

Le coût d'une structure métallique dépend essentiellement du coût du matériau et de la main d'œuvre. Par voie de conséquence, un dimensionnement optimum doit viser à diminuer le coût de la main d'œuvre, même si cela conduit, en certaines occasions, à une structure un peu lourde. Dans cette optique, les liaisons poutre-poteau dans les structures doivent être les plus simple possibles.

De tels nœuds ont un comportement non linéaire ; ils sont capables de transmettre un moment de flexion, tout en permettant une rotation relative entre les éléments assemblés. Cependant, cette nouvelle conception des nœuds doit être accompagnée par des méthodes de calcul adaptées ; ces dernières doivent pouvoir prendre en compte le comportement non linéaire des nœuds [3].

## 1.2. Etat de l'art

Comme le nombre de ces études est très vaste, seuls certains travaux, en relation avec le thème de cette thèse, qui traitent les effets des assemblages semi rigides sont cités dans ce travail de recherche.

En 1917 déjà, Wilson et Moore ont effectué des essais sur la flexibilité des assemblages en mode rivetage dans les structures en acier. Depuis ce temps-là, de nombreuses recherches expérimentales et numériques ont été réalisées et les différentes méthodes de conception ont été envisagées pour inclure le concept de la semi rigidité. Cependant, ces méthodes n'accordent pas la considération nécessaire à cause du processus de calcul long impliqué dans l'hypothèse d'un comportement semi-rigide [4].

Bien plus tard, Kishi et Chen [5], ont rassemblé les relations moment-rotation par des données expérimentales disponibles, publiés à partir de 1936 jusqu'en 1986 sur les assemblages, et ont établi des bases des données des assemblages en acier. La prévision du comportement de nœud diffère sensiblement de son comportement réel.

Kukreti et Abolmaali [6] ont étudié le comportement de la courbe d'hystérésis de l'assemblage cornières-semelles. Les résultats obtenus sur quatre modèles ont été proposés afin de trouver les courbes moment-rotation de ce type d'assemblage. La précision de chaque modèle est ensuite comparée avec les résultats de test et ceci a montré que le modèle Ramberg-Osgood est le plus précis.

En fait, de nombreuses études soulignent les avantages économiques qui peuvent être obtenus par une conception tenant compte du comportement réel des assemblages poutre-poteau.

Les résultats de l'étude d'Anderson en 1994 [7] montrent, pour les portiques contreventés, une réduction de la hauteur des poutres et le coût global, et pour les portiques non contreventés la conception semi rigide permet d'éviter les assemblages avec des raidisseurs ce qui réduit considérablement les coûts de la réalisation.

Faella [8] présente l'intérêt économique des portiques contreventés avec assemblages semi rigides avec une procédure de conception. L'originalité de la procédure proposée consiste en sa capacité à guider le concepteur jusqu'au détail complet des assemblages poutre – poteau.

Bjorhovde [9] a développé un schéma permettant de classer les assemblages en termes de résistance, de rigidité et de ductilité, en utilisant des tests et des données théoriques.

La modélisation numérique et, en particulier, la méthode des éléments finis sont utilisées pour étudier le comportement des assemblages semi-rigides.

Alvarenga [10] a proposé une nouvelle formulation numérique qui intègre le comportement du modèle par éléments finis de la zone plastique pour les portiques métalliques avec assemblages semi rigides.

Kishi et al [11] ont étudié le comportement des assemblages semi rigides en utilisant la méthode des éléments finis en tenant compte de l'évaluation de la relation des trois paramètres proposé par Kishi et Chen [5] afin d'estimer le comportement de ce type

d'assemblage.

Ahmed et al [12] ont étudié l'action de soulèvement des boulons dans les assemblages de cornières-semelles en utilisant cette même méthode numérique. Cette étude a montré que la force de soulèvement dépend du diamètre de boulon, la distance à la bande de l'extrémité, et l'épaisseur de cornières- semelles. L'étude a également montré que la précontrainte du boulon augmente la rigidité initiale de l'assemblage.

Citipitioglu et al [13] ont étudié l'effet des boulons précontraints et le coefficient de frottement des surfaces adjacentes sur le comportement de ces assemblages.

Plusieurs chercheurs ont étudié la performance des assemblages semi-rigides de poteau-poutre sous chargements statiques et cycliques

Azizinamini et James [14] ont présenté des résultats d'une étude sur la performance des nœuds semi rigides entre poutres et poteaux en acier sous des charges statiques et cycliques. Dans les essais statiques, les rigidités initiales et les courbes moment-rotation sont rapportées pour des assemblages de dimensions variables. Les paramètres géométriques qui affectent le plus significativement le comportement moment-rotation sont déterminés. Les données sont comparées aux modèles analytiques pour déterminer la rigidité initiale et les relations moment-rotation non linéaires pour les assemblages. Le comportement hystérétique et les caractéristiques de propagation des fissures de fatigue sont rapportés pour les assemblages soumis à des charges cycliques d'amplitudes constante et variable. Les relations empiriques, de durée de vie en fatigue à faible cycle, développées à partir des données d'essai à amplitude constante sont appliquées à un modèle linéaire d'accumulation des dommages.

Dhillon et Malley [15] ont présenté une méthode d'analyse et de conception assistée par ordinateur pour la conception de portiques métalliques avec assemblages semi rigides. Une analyse non linéaire de second ordre est utilisée, qui inclue les effets de la flexibilité des assemblages et de la non-linéarité géométrique des éléments.

Da S. Vellasco et al [16], ont constaté que l'utilisation des assemblages semi rigides pour des structures conduira à des économies potentielles en modifiant la rigidité d'assemblage pour obtenir une répartition optimale des moments de flexion des éléments assemblés.

L'une des premières études expérimentales sur le comportement sismique d'une structure en acier avec assemblage semi rigide a été publiée par Elnashai [17]. Il a été



démontré que, lorsqu'ils sont correctement dimensionnés, les nœuds semi rigides peuvent avoir des performances similaires, voire supérieures, à celles de leurs homologues entièrement rigides dans diverses conditions de chargement.

Ohi et Hyoukchoi [18] ont étudié l'effet des assemblages semi rigides sur le comportement dynamique des structures sous une excitation sismique. Il a été montré qu'il est possible d'ajuster la flexibilité d'assemblage pour contrôler le mode d'effondrement et la capacité de dissipation d'énergie de structure pendant les mouvements de sol.

Aksoylar et al [19] ont étudié le comportement des structures avec des zones de dissipation d'énergie dans des nœuds semi-rigides conçus dans des endroits à forte sismicité et leur réponse sismique a été estimée analytiquement avec différentes capacités d'assemblage. En utilisant des nœuds semi-rigides de dissipation d'énergie, on élimine la nécessité de la poutre faible de la colonne forte et on permet l'utilisation de sections des poteaux plus économiques.

Razavi et Abolmaali [20] ont examiné les assemblages semi-rigides et rigides dans les constructions métalliques de grande hauteur et ont observé que les structures semi rigides étaient plus efficaces que les structures entièrement rigides.

Faridmehr et al [21] ont investigué la réponse sismique des portiques en acier avec des nœuds semi rigides et ont constaté que plus l'assemblage semi-rigide est flexible, plus l'effort tranchant à la base diminue pendant le tremblement de terre.

Moussesemi et al [22], en se basant sur l'analyse des vibrations libres, ont trouvé les paramètres dynamiques d'un portique à deux étages, dans lequel les assemblages poutre-poteau ont été modélisés en utilisant des nœuds semi rigides.

Récemment, Korigali et al [23] ont étudié la réponse dynamique des nœuds rigides et semi-rigides d'un portique en acier sous des charges dynamiques. La nouveauté introduite dans le modèle non linéaire est de considérer un élément de barre unique qui représente l'assemblage semi-rigide. Ainsi, il n'est pas nécessaire de discrétiser l'élément structurel (membre) dans le programme informatique où la non-linéarité est prise en compte par un facteur de flexibilité dans la matrice de rigidité.

Sharma et al [24] ont étudié en détail les effets des nœuds semi-rigides en utilisant une variété de paramètres de réponse pour un ensemble de tremblements de terre de champ lointain et de champ proche avec directivité en utilisant l'analyse dynamique non linéaire.

Kiani [25] a développé des courbes de fragilité pour des modèles de bâtiments de trois et cinq étages composés des portiques non contreventés avec des murs de remplissage

en maçonnerie.

La plupart des méthodes d'analyse non linéaires simplifiées utilisées pour l'évaluation des performances sismiques utilisent l'analyse pushover et / ou une représentation d'un seul degré de liberté équivalent de la structure réelle. La procédure d'analyse non linéaire simplifiée largement utilisée (l'analyse pushover) a également été un sujet intéressant et a été développée au cours des vingt dernières années.

Krawinkler et Seneviratna [26], ont mené une étude détaillée discutant les avantages, les inconvénients et l'applicabilité de l'analyse pushover en considérant divers aspects de la procédure.

Fajfar et Fischinger [27] ont suggéré d'utiliser des forces proportionnelles à la forme déviée de la structure alors qu'Eberhard et Sozen [28] ont, quant à eux, proposé d'utiliser des modèles de charge basés sur des formes de mode dérivées de la rigidité sécante à chaque étape de charge.

Mwafy et Elnashai [29] ont effectué une série d'analyses pushover et d'analyses d'effondrement dynamique incrémentielles pour étudier la validité et l'applicabilité de ce type d'analyse.

Chopra et Goel [30] ont développé une procédure d'analyse pushover améliorée appelée analyse modale pushover basée sur la théorie de la dynamique des structures. Elle a été appliquée en premier lieu à des bâtiments linéairement élastiques. Il a été démontré que la procédure est équivalente à l'analyse du spectre de réponse bien connue. Ensuite, elle a été étendue pour estimer les sollicitations sismiques des systèmes inélastiques en décrivant les hypothèses et les approximations impliquées.

L'analyse dynamique non linéaire est reconnue comme la méthode d'analyse la plus précise et la plus fiable pour estimer la réponse sismique des structures. Il a donc été suggéré d'utiliser l'analyse dynamique non linéaire dans la plupart des règlements pour la conception sismique.

La méthode d'analyse dynamique incrémentale a été utilisée dès 1977; mais récemment elle est devenue plus populaire, et ce à cause du développement des logiciels de calcul puissants et rapides. Vamvatsikos et Cornell [31] ont exposé les avantages d'utiliser l'analyse dynamique non linéaire en changeant le niveau d'intensité d'un enregistrement

spécifique d'un mouvement de sol

Plusieurs chercheurs ont étudié des méthodes pour développer les courbes de fragilité à partir des mouvements du sol. Ils ont confirmé qu'il est très important de bien fixer les paramètres qui représentent les séismes.

O'Rourke et So [32] ont présenté une méthode pour développer des courbes de fragilité empiriques pour les réservoirs de stockage de liquides. Les courbes de fragilité sont basées sur les données des dommages sismiques de plus de 400 réservoirs de stockage durant 9 tremblements de terre différents. Un des cinq états d'endommagement et les PGA correspondants ont été observés pour chaque réservoir de stockage. Les courbes de fragilité ont été obtenues par une analyse de régression logistique. Ils ont déduit que les résultats de cette étude sont mieux adaptés que ceux trouvés dans les approches de l'ATC [33].

En utilisant une base de données complète de dommages sismiques après les séismes de Northridge et de Loma Prieta, Basöz et Kiremidjian [34] ont généré des courbes de fragilité pour quantifier les fragilités sismiques des ponts au Northridge et Loma Prieta. Les descriptions de dommages du pont ont été obtenues à partir des dossiers de dommages des ponts compilés par le Département des Transports de la Californie.

Sucuoglu et al [35] ont identifié six caractéristiques importantes : le pic d'accélération du sol (PGA), le pic de vitesse du sol (PGV), la durée de mouvement fort, l'impulsion et la suite des impulsions, la forme spectrale pour une région spécifique et le type de structures. Les quatre premières caractéristiques sont directement liées aux propriétés cinématiques des traces d'accélérogrammes de mouvement fort, tandis que les deux dernières sont caractéristiques de réponses filtrées à travers les propriétés de systèmes dynamiques. Dans la littérature, les courbes de fragilité sismique ont généralement été représentées comme des fonctions de l'accélération maximale du sol (PGA) [36].

Hirata et al [37] ont essayé d'illustrer la fragilité sismique en fonction de la vitesse maximale au sol (PGV) ainsi que la pseudo vitesse spectrale pour les structures d'un réacteur.

Dimova et Hirata [38] ont étudié plusieurs paramètres d'intensité sismique, y compris la PGA, PGV et la pseudo vitesse spectrale (PSv) pour l'analyse de la fragilité sismique des structures des bâtiments. Plus récemment, des fragilités sismiques ont été

développées en fonction de la période de retour.

### 1.3. 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.

La voie numérique présente un grand intérêt pour évaluer l'effet sismique sur le comportement global des structures métalliques avec des nœuds semi rigides.

# Chapitre II :

# Formalisme conceptuel

## 2. Formalisme conceptuel

### 2.1. Introduction

Les assemblages de structures en acier permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages ont une influence sur le comportement global de la structure dans la mesure où ils sont constitués de zones de discontinuité.

Traditionnellement, la conception des structures métalliques suppose que les assemblages poteau-poutre sont rigides, en l'absence des rotations relatives qui se produisent entre les éléments assemblés (rigidité élevée et rotation nulle), ou des assemblages articulés qui sont caractérisés par mouvement de rotation pratiquement libre entre les éléments assemblés (rigidité nulle et rotation élevée). Malgré ces données, il est largement reconnu que la grande majorité des assemblages ne présentent pas un tel comportement idéalisé [2].

### 2.2. Comportement des assemblages

De nombreuses études expérimentales sur le comportement des assemblages ont clairement démontré qu'un assemblage articulé possède une certaine rigidité de rotation, tandis qu'un assemblage rigide possède une certaine souplesse de rotation. La plupart des assemblages poteau-poutre couramment utilisées dans la pratique présentent réellement un comportement semi-rigide caractérisé par la relation moment-rotation. 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 [39]. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement montré sur la figure (2.1).

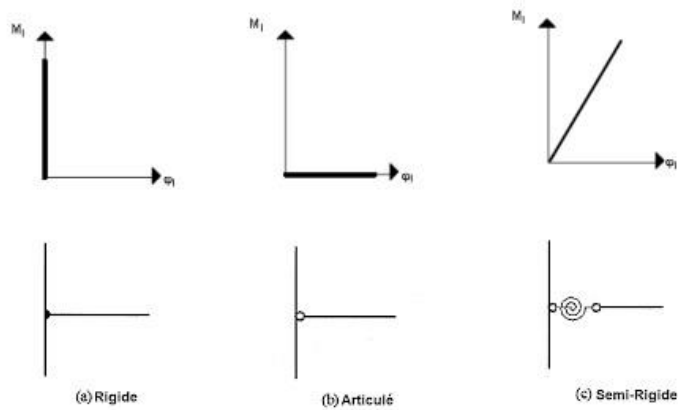


Figure 2.1. Comportement des assemblages [39]

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 2.2 :

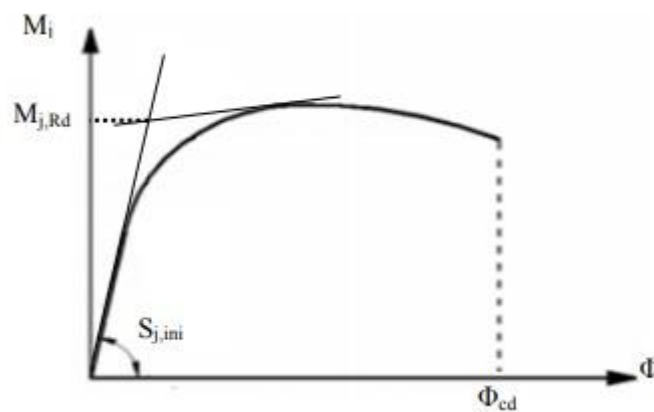
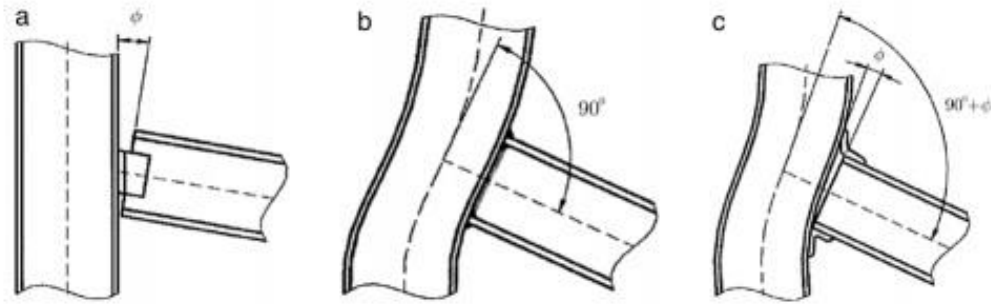


Figure 2.2. Courbe moment – rotation d'un assemblage [39]

Cependant les assemblages de poteau-poutre dans les structures métalliques sont répertoriés en trois catégories: rigide, articulée, ou semi-rigide montré symboliquement sur la figure 2.3



**Figure 2.3: Les types des assemblages en fonction de leur comportement:**  
**(a) articulation, (b) rigide et (c) semi-rigide [39]**

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

### 2.3. Classification des assemblages

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

#### 2.3.1. Classification des assemblages 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 du point de vue de leur rigidité initiale. Il permet de classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité : articulé, rigide ou semi-rigide.



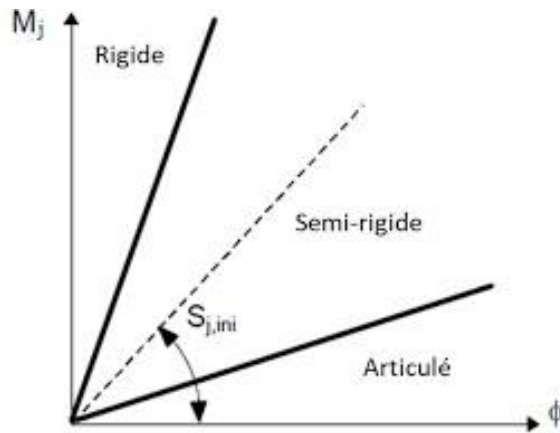


Figure 2.4: Limites de classification de rigidité [39]

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 :

Pour une structure contreventée :

$$S_{j,ini} \geq \frac{8 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \quad (2.1)$$

Pour une structure non contreventée :

$$S_{j,ini} \geq \frac{25 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \quad (2.2)$$

- L'assemblage est considéré comme articulé si :

$$S_{j,ini} \leq \frac{0.5 \cdot E \cdot I_b}{L_b} \quad (2.3)$$

- Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide

### 2.3.2 Classification des assemblages par résistance

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

- Un assemblage à résistance complète possède une résistance plus grande que la résistance des éléments structuraux assemblés. Autrement dit, une éventuelle rotule plastique se formera plutôt dans les éléments structuraux (poutre, poteau).
- Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance.
- Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire

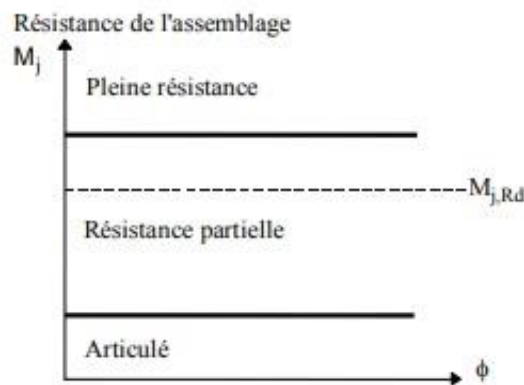


Figure 2.5: Limites de classification en résistance [39]

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.

### 2.3.3. Classification des assemblages par capacité de rotation

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

Certains auteurs Gomes 1998 [40], Jaspart 2000 [41] ont classifié les assemblages selon leur capacité de rotation qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle

de la poutre. Trois classes ont été définies à savoir: ductile, semi-ductile et fragile.

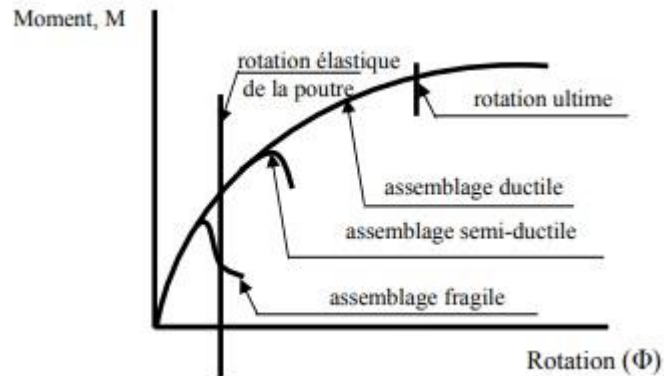


Figure 2.6: Classification des assemblages selon la capacité de rotation [41]

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.

## 2.4. Modélisation des assemblages

Afin d'étudier le comportement d'un assemblage dans l'analyse globale de la structure, il est nécessaire de tenir compte de la représentation mathématique de la courbe moment-rotation. Cette représentation peut être effectuée au moyen des relations différentes et des niveaux de précision.

### 2.4.1. Modèles linéaires

Ce modèle est le plus simple à utiliser, et ne nécessite qu'un seul paramètre définissant la rigidité de l'assemblage. Grâce à sa simplicité, le modèle d'assemblage semi-rigide linéaire a été largement utilisé dans les premières étapes de l'élaboration de méthodes d'analyse dans les assemblages semi-rigides (Batho et al, Rathbun, 1934 [42]; Baker [43]). Malgré la facilité d'utilisation de ce modèle, il reste le moins précis [44]

Lui et Chen [3] ont également proposé des modèles bilinéaires dans lesquels la

la pente initiale de la ligne moment-rotation est remplacée par une ligne profonde à un certain moment de transition. Ce modèle, proposé pour améliorer la précision de l'analyse, est plus performant que le modèle linéaire. Ce modèle dépend de trois paramètres:

- Rigidité en rotation ( $K_\theta$ ).
- Moment plastique ( $M_{j,p}$ ).
- La rigidité rotationnelle plastique ( $K_{\theta,p}$ ) de l'assemblage.

Razzaq [45] a utilisé les modèles linéaires par morceaux complexes représentés par une série de segments de ligne droite. Ce modèle a été proposé pour résoudre le problème du modèle bilinéaire.

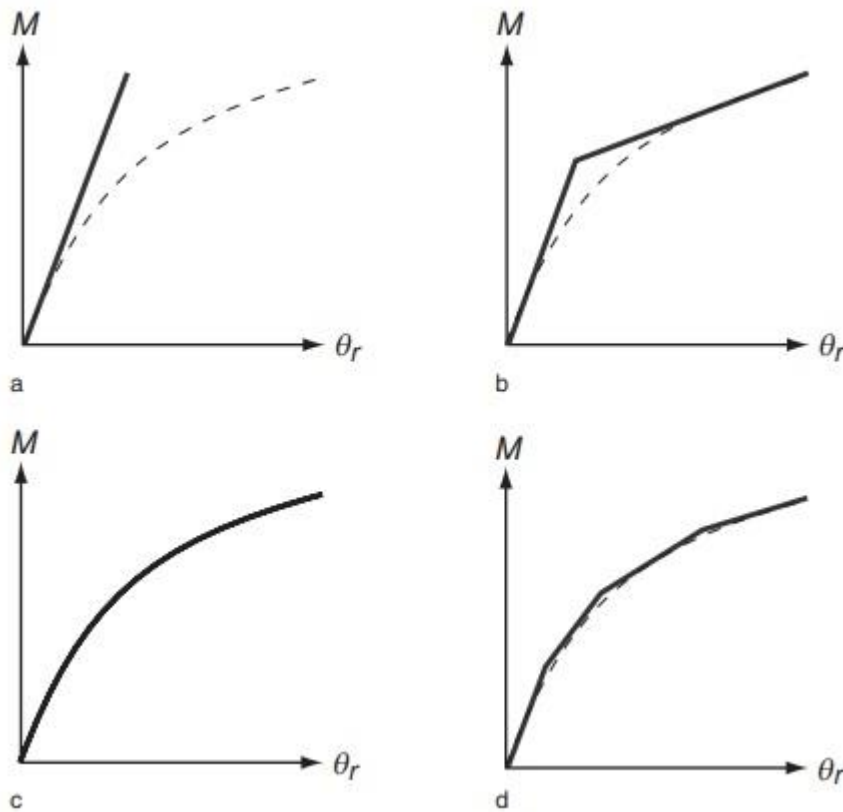


Figure 2.7: Différentes représentations mathématiques de la courbe moment-rotation :  
 (a) modèle linéaire ;(b) modèle bilinéaire ; (d) modèle multilinéaire ; (c) modèle non linéaire. [3]

### 2.4.2. Modèles non linéaires

Ces modèles, proposés par Ramberg et Osgood en 1943[46], restent les plus précis. Ils ont été initialement proposés pour les relations non-linéaires des contraintes-déformations, puis normalisés par Ang et Morris 1984 [47]. La courbe moment-rotation du

modèle s'exprime sous la forme :

$$\frac{\theta}{\theta_y} = \frac{|M|}{M_y} \left[ 1 + \left( \frac{|M|}{M_y} \right)^{n-1} \right] \quad (2.4)$$

Où  $M_y$  et  $\theta_y$ , qui sont des caractéristiques du moment et de la rotation, définissent la position du point d'intersection "A" comme montré sur la figure (2.8), Ici, la forme est influencée par le paramètre de forme  $n$ , Il est montré que plus le paramètre de forme augmente la courbe M- $\theta$  devient plus souple.

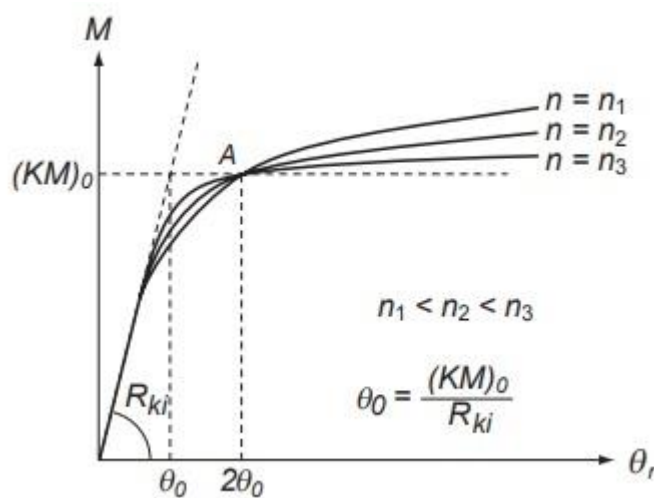


Figure 2.8: Le modèle de Ramberg-Osgood [3]

### 2.4.3. Modèles empiriques

Les modèles empiriques sont basés sur des formulations empiriques qui concernent les paramètres de la représentation mathématique de la courbe moment-rotation pour les caractéristiques géométriques et mécaniques des assemblages poteau-poutre. Ces formulations peuvent être obtenues à l'aide de l'analyse de régression des données qui peuvent être tirées de différentes manières tels que:

- Des essais expérimentaux,
- Etude paramétrique développée à l'aide des modèles éléments finis,
- Des modèles analytiques ou des modèles mécaniques.

Le principal inconvénient de ce type de modèle est qu'il est applicable uniquement

aux assemblages dont les caractéristiques correspondent à celles utilisées pour générer le modèle. Il est pratiquement impossible de déterminer comment chaque paramètre d'assemblage affecte sa performance globale [3].

Le modèle le plus connu et le plus utilisé est le modèle Frye et Morris 1975 [48], proposé sous forme de fonction polynomiale. Ce modèle est représenté sous la forme suivante :

$$\theta_r = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (2.5)$$

$\theta_r$  : La rotation de l'assemblage, K : le paramètre de normalisation qui est en fonction de la géométrie et le type de l'assemblage,  $C_1$ ,  $C_2$ , et  $C_3$  sont des coefficients d'ajustement de courbe.

Le tableau 2.1 représente les coefficients d'ajustement de courbe avec le paramètre de normalisation pour chaque type d'assemblage. (Tous les paramètres de taille en centimètres)

**Tableau 2.1. Coefficients d'ajustement de courbe avec le paramètre de normalisation pour le modèle polynomial de Frye-Morris.**

Types d'assemblages	Coefficients d'ajustements	Paramètre de normalisation
Single web-angle connection	$C_1 = 1.67 \times 10^{-0}$ $C_2 = 8.56 \times 10^{-2}$ $C_3 = 1.35 \times 10^{-3}$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Double web-angle connection	$C_1 = 1.43 \times 10^{-1}$ $C_2 = 6.79 \times 10^1$ $C_3 = 4.09 \times 10^5$	$K = d_a^{-2.4} t_a^{-1.81} g^{0.15}$
Top-and seat-angle with double web-angle connection	$C_1 = 1.50 \times 10^{-3}$ $C_2 = 5.60 \times 10^{-3}$ $C_3 = 4.35 \times 10^{-3}$	$K = d^{-1.287} t^{-1.128} t_c^{-0.415} l_a^{-0.694} \left(g - \frac{d_b}{2}\right)^{1.35}$
Top-and seat-angle connection	$C_1 = 2.59 \times 10^{-1}$ $C_2 = 2.88 \times 10^3$ $C_3 = 3.31 \times 10^4$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_a^{-0.7} d_b^{-1.5}$
End-plate connection without column stiffeners	$C_1 = 8.91 \times 10^{-1}$ $C_2 = -1.20 \times 10^4$ $C_3 = 1.75 \times 10^8$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.4} d_b^{-1.5}$
End-plate connection with column stiffeners	$C_1 = 2.60 \times 10^{-1}$ $C_2 = 5.36 \times 10^2$ $C_3 = 1.31 \times 10^7$	$K = d_g^{-2.4} t_p^{-0.6}$
T-stub connection	$C_1 = 6.42 \times 10^{-2}$ $C_2 = 1.77 \times 10^2$ $C_3 = -2.03 \times 10^4$	$K = d^{-1.5} t^{-0.5} l_t^{-0.7} d_b^{-1.1}$
Header-plate connection	$C_1 = 6.14 \times 10^{-3}$ $C_2 = 1.08 \times 10^{-3}$ $C_3 = 6.05 \times 10^{-3}$	$K = t_p^{-1.6} g^{1.6} d_p^{-2.3} t_w^{-0.5}$

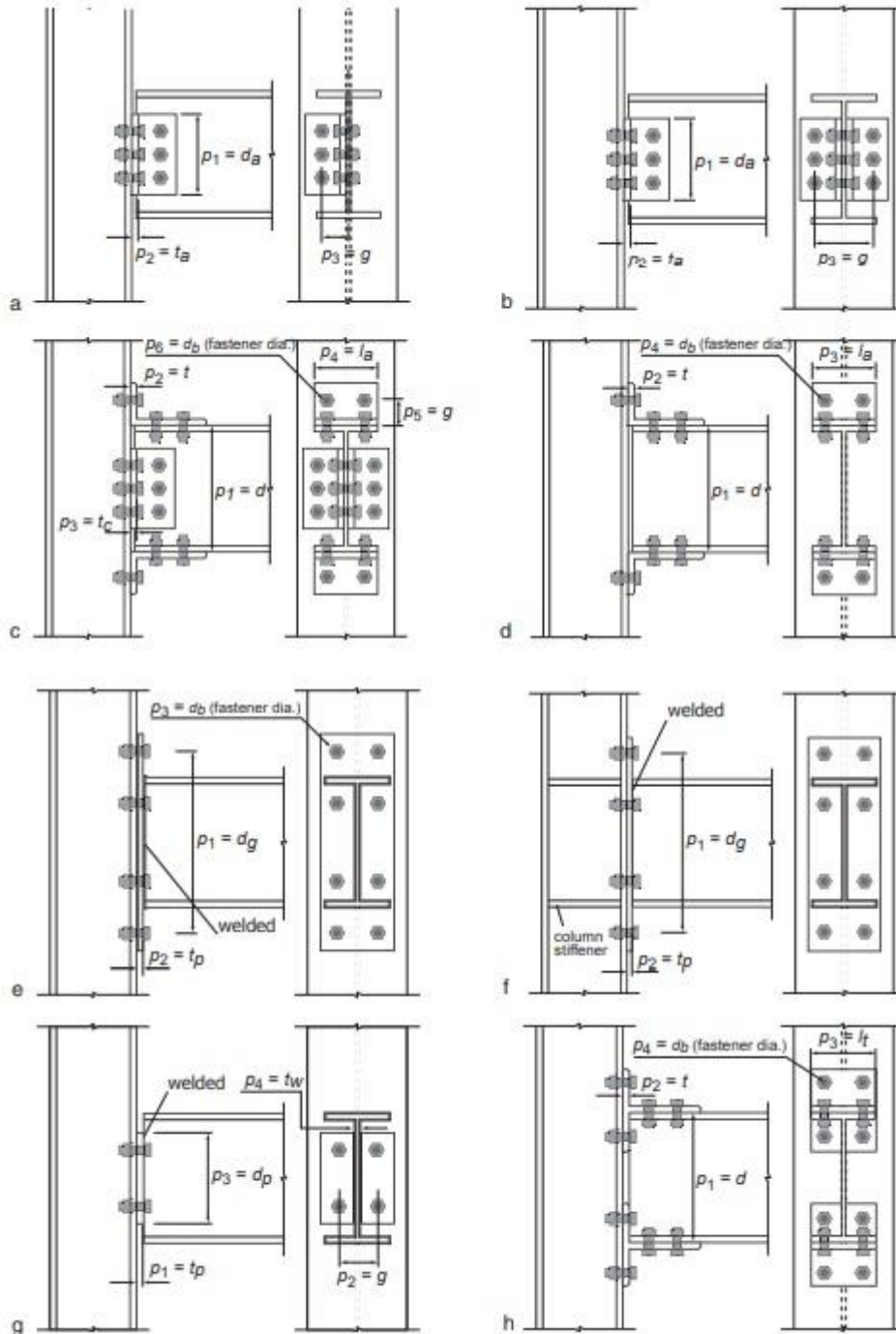


Figure 2.9: Paramètres détaillés pour différents types d'assemblage du modèle de Frye-Morri (a) single web-angle connection; (b) double web-angle connection; (c) top- and seat-angle connection with double web-angle; (d) top- and seat-angle connection; (e) extended end-plate connection without column stiffener; (f) extended end-plate connection with column stiffener; (g) header plate connection; (h) T-stub connection. [3]

#### 2.4.4. Modèles mathématiques

Actuellement, cette approche est la plus couramment utilisée pour déterminer les relations moment-rotation d'assemblage, est à ajustement de courbe des données expérimentales avec des expressions simples. Ces modèles mathématiques ont attrait directement avec le moment et la rotation des connexions à l'aide des fonctions mathématiques avec des constantes d'ajustement de courbe. Les constantes d'ajustement de courbe sont déterminées à partir des données expérimentales. Lorsque ces constantes sont obtenues, la relation  $M-\theta$  peut être exprimé clairement et utilisée directement dans l'analyse des structures. Par exemples le modèle Richard-Abbott [49], le modèle de puissance de Colson et Louveau [50] et le modèle exponentiel Chen-Lui [3].

Depuis, de nombreux tests sur des différents types d'assemblage ont été menés au cours des dernières décennies, ainsi des données de  $(M-\theta)$  sont disponibles pour calculer les paramètres nécessaires ou constantes des modèles mathématiques par les techniques d'ajustement de courbe.

Chen et al [3] ont présenté un modèle mathématique pour prédire la réponse d'un assemblage poutre-poteau en fonction de ses propriétés géométriques et mécaniques. Le principal problème de ce type de modèles, est qu'il ne considère pas la déformation de panneau d'âme, et pour résoudre ce problème, le panneau d'âme est considéré comme rigide.

#### 2.5. Modèle de l'Eurocode 3

L'Eurocode 3, partie 1-8 [39] est la seule norme qui permet de prévoir, par le calcul, les caractéristiques d'assemblages semi-rigides et/ou partiellement résistants en construction métallique [51]. Le comportement semi-rigide est associé à des déformations locales au sein d'un assemblage sous l'effet des efforts appliqués. Chacune de ces sources appelées "composante" contribue, selon les caractéristiques propres de déformation, au comportement global de l'assemblage. L'analyse du comportement d'un assemblage à travers l'étude de l'ensemble de ces composantes constitutives est appelée « méthode des composantes ».



### 2.5.1. Présentation de la méthode des composantes

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

Le concept fondamental, sur lequel est basée cette méthode, s'englobe selon les étapes suivantes :

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

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

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

### 2.5.2. Identification des composantes

L'Eurocode-3 [39] définit une composante de l'assemblage comme une partie spécifique de celui-ci dont la contribution est identifiée à une ou plusieurs propriétés mécaniques. Lors de l'identification des composantes, il est possible de distinguer celles en traction, en compression, en flexion et en cisaillement. La figure 2.10 représente les régions des différentes sollicitations qui existent au niveau de l'assemblage et les zones constituant l'assemblage.

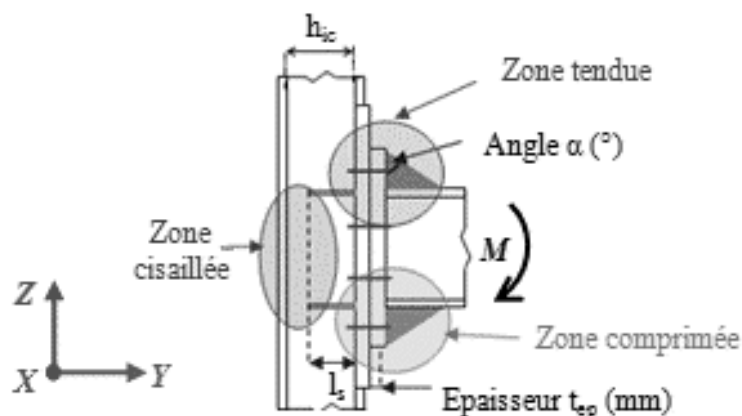


Figure 2.10: Zones critiques dans les assemblages poteau-poutre [51]

Pour un assemblage par platine d'about débordante boulonné soumis à la flexion, les composantes de base qui peuvent être identifiées selon le type de sollicitations qu'il subit sont les suivantes :

**Zone de cisaillement :**

Composante 1: âme de poteau en cisaillement.

**Zone comprimée :**

Composante 2: âme de poteau en compression.

Composante 7: semelle et âme de poutre en compression

**Zone tendue :**

Composante 3: âme de poteau en traction.

Composante 4: semelle de poteau en flexion.

Composante 5: Platine d'extrémité en flexion.

Composante 8: âme de poutre en traction.

Composante 10: boulons en traction.

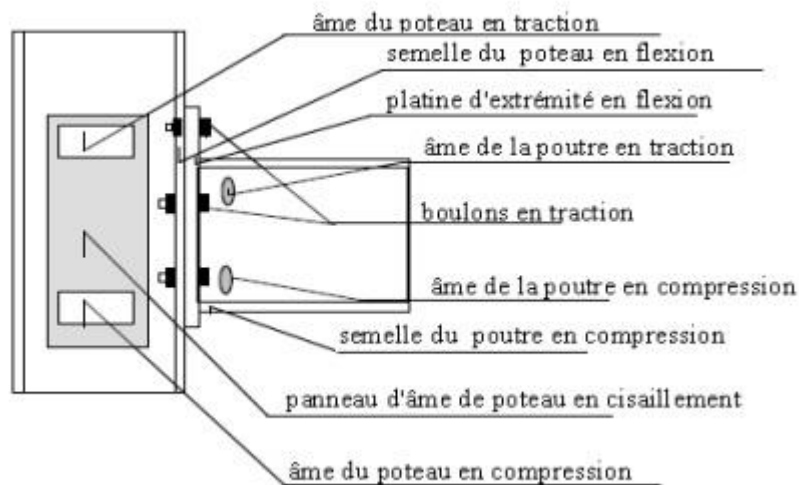


Figure 2.11: Composantes de base de l'assemblage par platine d'about boulonnée [51]

**2.5.3. Modèle mécanique à ressort**

Une fois les comportements des composantes principales de l'assemblage déterminés, chacune entre elle est modélisée par un ressort ayant sa propre loi de comportement. Les composantes sont ensuite associées en série ou en parallèle selon la configuration géométrique de l'assemblage, en respectant les compatibilités de

déformation. Cette association permet d'aboutir à un comportement en termes de courbe moment-rotation de l'assemblage.

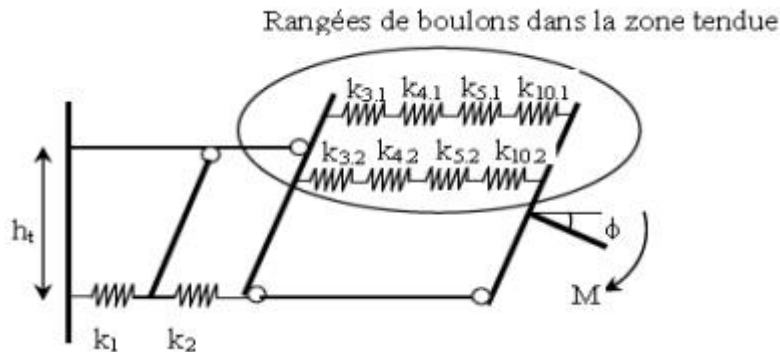


Figure 2.12: modèle à ressort pour un assemblage par platine d'about débordante boulonnée [39]

La connaissance de la répartition des efforts de l'assemblage permet de se rendre compte de la sollicitation des composantes et d'optimiser l'assemblage, par exemple pour des raisons de coûts. L'assemblage sera par exemple considéré comme efficace lorsque les efforts seront bien répartis entre les composantes, que ces dernières seront toutes exploitées jusqu'à leur capacité portante, ou encore que l'assemblage possèdera une ductilité appréciable.

#### 2.5.4 Caractérisation des composantes

Le comportement d'une composante peut être déterminé par différentes approches : expérimentale, numérique ou analytique. Les approches expérimentale et numérique sont souvent utilisées dans les travaux de recherche afin d'étudier le comportement d'une composante non connue et valider l'approche analytique à la fin. Cette dernière est la plus souvent utilisée dans les applications pratiques. Les trois caractéristiques mécaniques les plus importantes d'une composante fournies par l'approche analytique (l'EC3) [39] 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

### 2.5.5 Résistance des composantes de l'assemblage

#### a- Zone comprimée

Composante 2 : âme de poteau en compression

$$F_{2.RD} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff.c.wc} t_{wc} f_{y.wc}}{\gamma_{M0}} \quad (2.6)$$

$$F_{2.RD} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff.c.wc} t_{wc} f_{y.wc}}{\gamma_{M1}} \quad (2.7)$$

Avec :

$b_{eff.c.wc}$ : largeur efficace de l'âme du poteau comprimée

$\rho$  : coefficient réducteur pour le voilement

$\omega$  : coefficient réducteur tenant compte des effets éventuels du cisaillement dans le panneau d'âme du poteau

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme de poteau

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

$\gamma_{m0}$  : coefficient de la sécurité égale à 1.10

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

#### Calcul de longueur efficace $b_{eff}$

$$b_{eff.c.wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (2.8)$$

$s_p$  : longueur obtenue par diffusion à 45° dans la platine d'about (au moins  $t_p$  et, sous réserve que la longueur de la platine d'about au-delà de la semelle soit suffisante, jusqu'à  $2t_p$ ),

$s = r_c$  : pour les profilés laminés en I ou H

$t_{fb}$ ,  $t_{fc}$ ,  $r_c$  et  $a_p$  sont tels qu'indiqués sur la figure 2.13

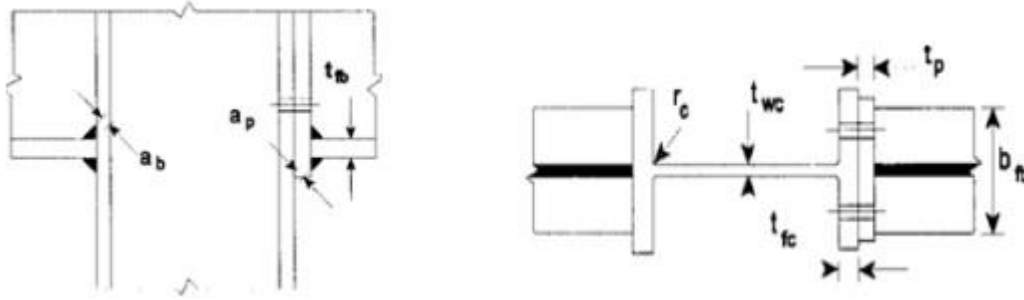


Figure 2.13: Définitions des  $t_{fb}$ ,  $t_{fc}$ ,  $r_c$  et  $a_p$  [39]

Calcul de  $\rho$  :

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff.c.wc} d_{wc} f_{y.wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (2.9)$$

$\lambda_p$  : représente l'élanement de la plaque

$$d_{wc} = h_c - 2t_{fc} - 2r_c$$

Si  $\bar{\lambda}_p \leq 0.72$  :  $\rho = 1.0$

Si  $\bar{\lambda}_p > 0.72$  :  $\rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0.2)}{\bar{\lambda}_p^2}$

Calcul de  $K_{wc}$

Le calcul de  $K_{wc}$  est fonction de la contrainte de compression longitudinale maximale  $\sigma_{com,Ed}$

Lorsque  $\sigma_{com,Ed} \leq 0.5 f_{y.wc}$  :  $k_{wc} = 1$

Lorsque  $\sigma_{com,Ed} > 0.5 f_{y.wc}$  :  $k_{wc} = 1.25 - 0.5 \sigma_{com,Ed} / f_{y.wc}$

En général, le coefficient réducteur  $k_{wc}$  est égal à 1 et aucune réduction n'est nécessaire. Il peut, par conséquent, être omis dans les calculs préliminaires lorsque la contrainte longitudinale est inconnue, et sera vérifié ultérieurement.

Calcul  $\omega$  :

Tableau 2.2. Coefficient réducteur [39]

Paramètre de transformation $\beta$	Coefficient réducteur $\omega$
$0 \leq \beta \leq 0.5$	$\omega = 1$
$0.5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + 2(\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3\left(\frac{b_{eff.c.wc}t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2\left(\frac{b_{eff.c.wc}t_{wc}}{A_{vc}}\right)^2}}$
<p><math>A_{vc}</math> est l'aire de cisaillement du poteau  <math>B</math> est le paramètre de transformation</p>	

Composante 7 : semelle et âme de poutre en compression

$$F_{7.Rd} = \frac{M_{c.Rd}}{h_b - t_{fb}} \quad (2.10)$$

$h_b$  : hauteur de la poutre assemblée

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

$t_{fb}$  épaisseur de semelle de la poutre assemblée

**La résistance de la zone comprimée :**

$$F_{c.Rd} = \min(F_{2.Rd}, F_{7.RD}) \quad (2.11)$$

**b- Zone tendue**

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. La zone tendue est composée dans ce cas de deux tronçons en Té attachés par quatre boulons comme représenté sur la figure 1.14.

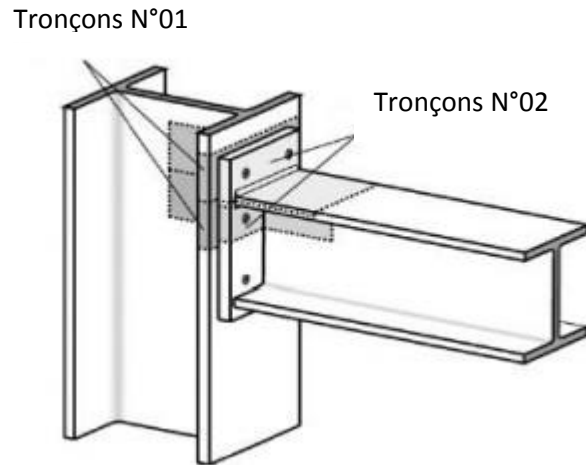


Figure 2.14: deux tronçons en Té attaché par quatre boulons [51]

Tronçon en Té N°01: semelle et âme poteau

Tronçon en Té N°02: Platine et âme poutre

La résistance de la zone tendue est la résistance minimale des deux tronçons en Té et des deux boulons en traction, c'est à dire la résistance minimale des composantes (3, 4, 5, 8, 10). Les trois modes de ruines envisagés, définis selon l'EC3 [39], 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).

- **Le mode 1** : correspond à la ruine par lignes d'articulation plastique de la semelle du poteau (ou de la platine d'extrémité) seule, en flexion :

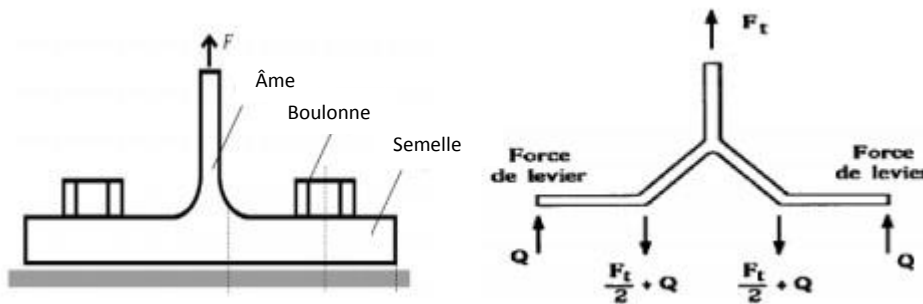


Figure 2.15: Mode 1[39]

Q : la force de levier c'est une force qui est créée lors de la déformation de la semelle (la force de levier Q fait augmenter l'effort de traction dans les boulons).

Donc :

$$F_{T.Rd} = \frac{4M_{pl.Rd}}{m} \quad (2.12)$$

Avec :

$F_{T,Rd}$  : résistance à la traction d'une semelle de tronçon en Té

$M_{pl1.Rd}$  : le moment de résistance plastique de calcul pour la platine d'extrémité ou la semelle de poteau relatif au premier mode de ruine

m, n : les distances entre l'axe des boulons et l'âme d'une part, et l'extrémité extérieure du profilé d'autre part.

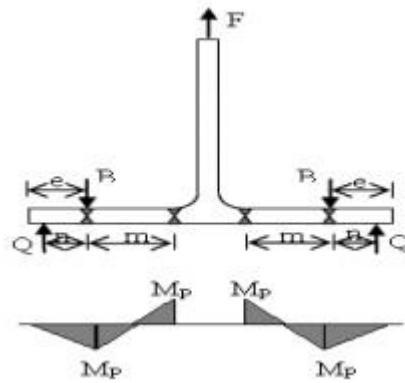


Figure 2.16: Diagramme de moment Mode 1 [39]

- **Le mode 2** : correspond à une ruine plastique combinée de la semelle du poteau (ou de la platine d'extrémité) en flexion avec l'extension des boulons en traction

$$F_{T.Rd} = \frac{3M_{pl2.Rd} + n \sum B_{t.Rd}}{m + n} \quad (2.13)$$

$$M_{pl2.Rd} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (2.14)$$

Avec :

$M_{pl2.Rd}$  : le moment de résistance plastique de calcul pour la platine d'extrémité ou la semelle de poteau relatif au deuxième mode de ruine.

$\sum l_{eff,2}$  : valeur de  $\sum l_{eff}$  pour le mode 2

$B_{t,Rd}$  : résistance à la traction d'un ensemble boulons-semelle,

$\sum B_{t,Rd}$  : est la valeur totale de  $B_{t,Rd}$  pour tous les boulons du tronçon en Té



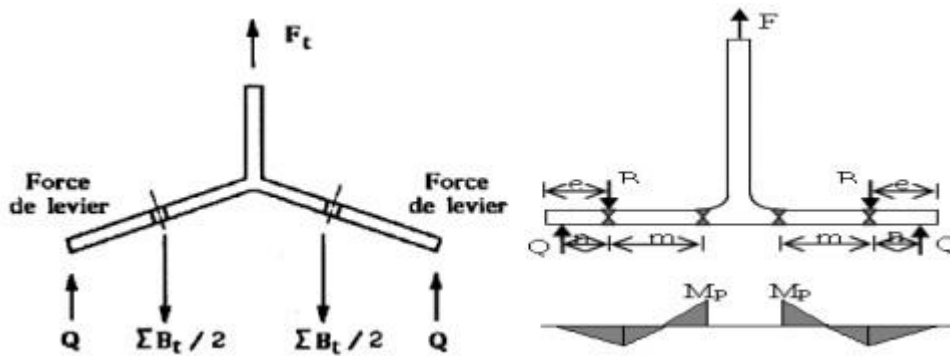


Figure 1.17: Diagramme de moment (mode2) [39]

- **Le mode 3** : correspond à la ruine par rupture des boulons en traction

$$F_{T.Rd} = \sum B_{t.Rd}$$

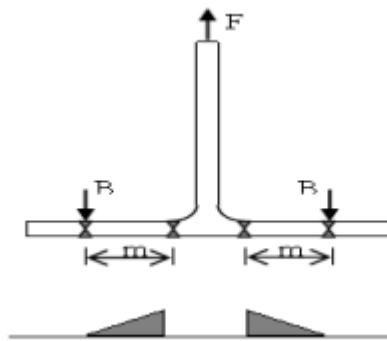


Figure 2.18: Diagramme de moment (mode3) [39]

Dans les modes 1 et 2, la déformation de la semelle du tronçon en té conduit à l'apparition de l'effort de levier dont la position dépend de la rigidité des boulons tendus et de la semelle fléchi. Par contre, la rigidité importante de la semelle dans le troisième mode conduit à une répartition des efforts sans apparition des efforts de levier. L'avantage de cette procédure est de fournir le mode de ruine associé qui permettrait d'éviter les modes de ruine fragiles

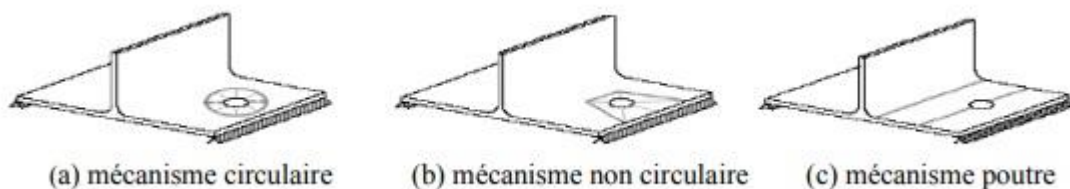
- Le premier mode de ruine s'accompagne d'une déformation plastique importante de la semelle. Ce mode ductile est donc recherché.
- Le deuxième mode de ruine se caractérise par une capacité de déformation variable d'un tronçon à l'autre. Il est intermédiaire.

- Le troisième mode de ruine est fragile car il correspond à la ruine brutale des boulons. Il est donc à éviter.

**c- Longueur efficace du tronçon en Té**

L'équivalence entre le tronçon en Té et la zone tendue d'un assemblage métallique se traduit par la détermination d'une longueur équivalente dite longueur efficace et notée  $L_{eff}$ .

Cette longueur est définie selon les schémas des lignes de plastification des différentes rangées de boulons, prises séparément lorsque la distance entre les rangées de boulons est importante ou en groupe lorsque les rangées de boulons sont proches. Il est à signaler que la longueur efficace d'un tronçon en Té équivalent est une longueur théorique et ne comprend pas nécessairement la longueur physique de la composante de base qu'elle représente. Les valeurs à adopter pour la longueur efficace dépendent de la configuration de l'assemblage et de la disposition des trous. L'EC3 [39] propose des valeurs de  $L_{eff}$  pour la plupart des cas rencontrés dans la pratique avec leurs schémas correspondants de ruine.



**Figure 2.19: Schémas des lignes de plastification des tronçons en Té (mécanisme individuel) [51]**



**Figure 2.20: Schémas des lignes de plastification des tronçons en Té (mécanisme de groupe) [51]**

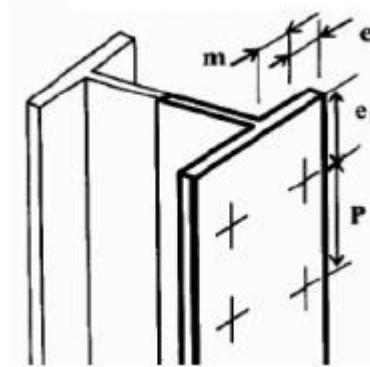
La longueur efficace du tronçon en Té pour différents mécanismes de ruine est

donné dans le tableau 2.3.

**Tableau 2-3: Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau non raidi [39]**

Position de la rangée de boulons	Rangée de boulons considérée individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	Circulaire $L_{eff,cp}$	Non Circulaire $L_{eff,ne}$	Circulaire $L_{eff,cp}$	Non Circulaire $L_{eff,ne}$
Rangée intérieure	$2\pi m$	$4m+1.25e$	$2P$	$P$
Rangée extérieure	La plus petite de : $2\pi m$ et $\pi m+2e_1$	La plus petite de $4m+1.25e$ et $2m+0.625e+e_1$	La plus petite de : $2\pi m+P$ et $2e_1+P$	La plus petite de $2m+0.625e+P$ et $e_1+0.5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,ne}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,ne}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,ne}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,ne}$	

$m, e, e_1, P$  : sont tels qu'indiqués sur la figure 2.21



**Figure 2.21: Définitions  $m, e, e_1, P$  [39]**

Composante 4 : Semelle de poteau en flexion

Avant de procéder au calcul de la résistance de la semelle de poteau en flexion, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de la semelle du poteau.

**d- Caractéristiques géométriques en relation avec la semelle du poteau :**

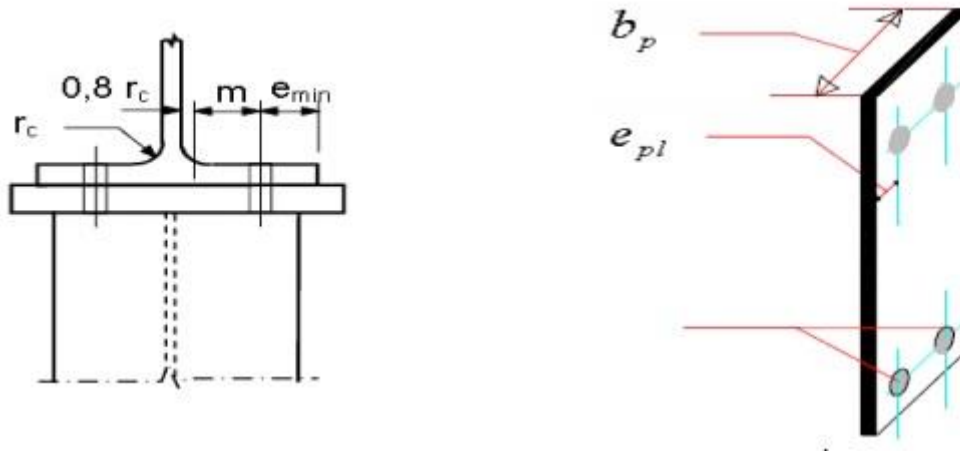


Figure 2.22: Caractéristiques géométriques semelle du poteau et platine [51]

$$m_{fc} = m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0.8r_c \quad (2.15)$$

w: distance horizontale entre les deux files des boulons.

$$e_{\min} = \min(e_{fc}, e_{pl})$$

$e_{fc}$  : distance entre le bord de la semelle du poteau et le centre des rangées de boulons.

$e_{pl}$  : distance entre le bord de la platine du poteau et le centre des rangées de boulons.

$$e_{fc} = \frac{b_c - w}{2} e_{pl} = \frac{b_p - w}{2} \quad (2.16)$$

$$n = \min(e_{\min}, 1.25 m_{fc})$$

Calcul de la longueur efficace :

**Dans le cas des boulons intérieurs :**

$$L_{\text{eff}, fc(a)} = \min(2\pi m, 4m + 1.25e, 0.5p + 2m + 0.625e)$$

**Dans le cas des boulons extérieurs :**

$$L_{\text{eff}, fc(b)} = \min(2\pi m, 4m + 1.25e, p)$$

La résistance de la semelle de poteau en flexion est la résistance minimale d'un tronçon en T équivalent (âme et semelle du poteau) suivant les modes 1, 2 et 3 :

$$F_{4.Rd} = \min(F_{4(1).Rd}, F_{4(2).Rd}, F_{4(3).Rd}) \quad (2.17)$$

**1<sup>er</sup> mode :**

$$F_{4(1).Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl1.Rd}}{2mn - e_w(m + n)} \quad (2.18)$$

2<sup>eme</sup> mode :

$$F_{4(2).Rd} = \frac{2M_{pl1.Rd} + n \sum B_{t.Rd}}{m + n} \quad (2.19)$$

3<sup>eme</sup> mode :

$$F_{4(3).Rd} = \sum B_{t.Rd} \quad (2.20)$$

Composante 3 : Ame de poteau en traction

$$F_{3.Rd} = \frac{\omega b_{eff.t.wc} t_{wc} f_{yc}}{\gamma_{M0}} \quad (2.21)$$

$\omega$  : coefficient réducteur tenant compte des effets éventuels du cisaillement dans le panneau d'âme du poteau

Le calcul de  $\omega$  se fait selon le calcul de la composante 2.

La longueur efficace de l'âme du poteau est égale à la longueur efficace de la semelle du poteau

$$b_{eff.t.wc} = L_{eff.t.fc}$$

Composante 5 : Platine en flexion

La résistance de la platine à la flexion est la résistance minimale du tronçon équivalent en Té (platine et âme poutre) suivant les modes 1, 2 et 3 :

$$F_{5.Rd} = \min (F_{5(1).Rd}, F_{5(2).Rd}, F_{5(3).Rd}) \quad (2.22)$$

1<sup>er</sup> mode :

$$F_{4(1).Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl1.Rd}}{2mn - e_w(m + n)} \quad (2.23)$$

2<sup>ème</sup> mode :

$$F_{4(2).Rd} = \frac{2M_{pl1.Rd} + n \sum B_{t.Rd}}{m + n} \quad (2.24)$$

3<sup>ème</sup> mode :

$$F_{4(3).Rd} = \sum B_{t.Rd} \quad (2.25)$$

e- Calcul de la longueur efficace :

Dans le cas de boulons extérieurs à la semelle tendue de la poutre :

$$L_{eff.p.(a)} = \min (0.5b_p, 0.5w + 2m_x + 0.625e_x, 4m_x + 1.25e_x, 2\pi m_x) \quad (2.26)$$

Dans le cas de la première rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre :

$$L_{eff.p.(a)} = \min (2\pi m, am)$$

Dans le cas des boulons intérieurs :

$$L_{eff.p.(a)} = \min (p, 2\pi m, 4m + 1.25 e)$$

On détermine la valeur de  $\alpha$  à partir de  $\lambda_1, \lambda_2$  à l'aide de la courbe de la figure 2.23

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e}$$

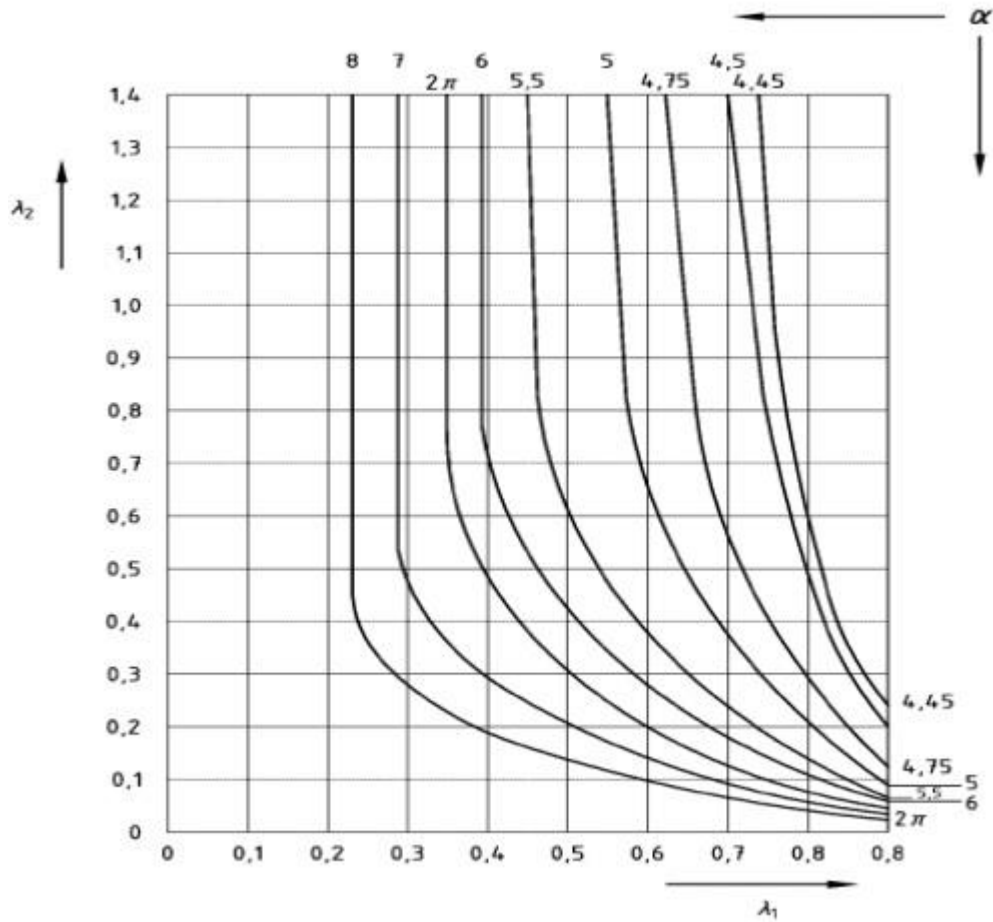


Figure 2.23: Valeurs de  $\alpha$  pour les platines d'about [39]

$b_p$ ,  $w$ ,  $m_x$  et  $e_x$  sont indiqués sur la figure 2.24

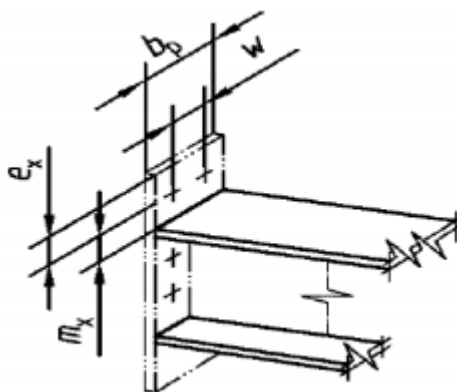


Figure 2.24: Définitions les valeurs  $b_p$ ,  $w$ ,  $m_x$  et  $e_x$  [39]

Composante 8 : Ame de Poutre en traction

La résistance s'exprime par la formule suivante :

$$F_{8.Rd} = \frac{\omega b_{eff.t.wb} t_{wb} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (2.27)$$

La longueur efficace d'âme de la poutre est égale à la longueur efficace de la platine

$$b_{eff.t.wb} = L_{eff,p}$$

Composante 10 : Boulons en traction

$$F_{10.Rd} = 2 B_{t.Rd}$$

Avec :

$$B_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_{sb}}{\gamma_{Mb}} \quad (2.28)$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

**f- La résistance de la zone tendue**

La résistance de calcul en traction au droit d'une rangée de boulons est déterminée par la valeur minimale entre les composantes suivantes :

- âme du poteau en traction :  $F_{3.Rd}$
- semelle du poteau en flexion :  $F_{4.Rd}$
- platine d'extrémité en flexion :  $F_{5.Rd}$
- âme de la poutre en traction :  $F_{8.Rd}$

En effet, cette résistance correspond à la résistance minimale de tous les ressorts assemblés en série et sollicités par la même traction au niveau de cette rangée.

$$F_{t.Rd} = \min (F_{3.Rd}, F_{4.Rd}, F_{5.Rd}, F_{8.Rd}) \quad (2.29)$$

**g - Résistance de la zone cisailée**

Composante 01 : Ame du poteau en cisaillement

$$F_{1.Rd} = \frac{0.9 A_{vc} f_{y.wc}}{\gamma_{Mb} \sqrt{3}} \quad (2.30)$$



$A_{vc}$  : est l'aire de cisaillement du poteau  $A_{vc} = A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) t_{fc}$

### 2.5.6. Rigidité des composantes de l'assemblage

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

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

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (2.31)$$

Où :

$k_i$  coefficient de rigidité pour la composante  $i$  ;

$z$  bras de levier;

$\mu$  rapport de rigidité  $S_{j,ini} / S_j$ ,

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

Il convient de déterminer le rapport de rigidité  $\mu$  de la façon suivante :

— Si  $M_{j,sd} \leq 2/3 M_{j,Rd}$ :

$$\mu = 1$$

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

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

Où le coefficient  $\psi$  est représenté dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 Coefficient  $\psi$  [39]

Type d'attache	$\psi$
Soudé	2.7
Platine d'about boulonnée	2.7
Cornières de semelles boulonnées	3.1

**2.5.7. Coefficients de rigidité des composantes des assemblages**

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

$$k_1 = \frac{0.38A_{vc}}{\beta_z} \quad (2.32)$$

Où

$A_{vc}$  aire de cisaillement du poteau,

$z$  bras de levier,

$\beta$  paramètre de transformation.

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

$$k_2 = \frac{0.7b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c} \quad (2.33)$$

Où :

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

$d_c$  hauteur libre de l'âme du poteau,

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

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

$$k_3 = \frac{0.7b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_c} \quad (2.34)$$

Où :

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

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

$$k_4 = \frac{0.85l_{eff}t_{fc}^3}{m^3} \quad (2.35)$$

Où :

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

$t_{fc}$  épaisseur de la semelle de poteau.

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

$$k_5 = \frac{0.85l_{eff}t_p^3}{m^3} \quad (2.36)$$

Où :

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

- Pour une *cornière de semelle fléchie*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité  $k_6$  par :

$$k_6 = \frac{0.85l_{eff}t_a^3}{m^3} \quad (2.37)$$

- Pour une *âme et une semelle de poutre comprimées*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité  $k_7$  comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation  $S_j$ .

- Pour une *âme de poutre tendue*, il convient de considérer le coefficient de rigidité  $k_8$  comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation  $S_j$ .

- Pour une *platine tendue ou comprimée*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité  $k_9$  comme infini. Il est inutile de tenir compte de cette composante dans le calcul de la rigidité en rotation  $S_j$ .

- Pour des *boulons tendus*, il convient de déterminer le coefficient de rigidité  $k_{10}$  pour une seule rangée de boulons par :

$$k_{10} = 1.6 \frac{A_s}{L_b} \quad (2.38)$$

Où :

$A_s$  aire de la section résistante en traction du boulon ;

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

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

$$k_{11} = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{E d_{M16}} \quad (2.39)$$

Où :

$d$  diamètre nominal des boulons ;

$d_{M16}$  diamètre nominal d'un boulon M16 ;

$f_{ub}$  résistance à la rupture en traction des boulons ;

$n_b$  nombre de rangées de boulons.

- Pour des *boulons non précontraints en pression diamétrale*, pour chaque composante  $j$  sur laquelle portent les boulons, il convient de déterminer le coefficient de rigidité  $k_{12}$  par :

$$k_{12} = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E} \quad (2.40)$$

Avec :

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

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

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

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

Où :

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

$f_u$  résistance à la rupture en traction de l'acier sur lequel porte le boulon ;

$p_b$  entraxe des rangées de boulons dans la direction de transmission de charge ;

$t_j$  épaisseur de cette composante.

### 2.5.8. Assemblage des Composantes

#### a) Moment résistant de l'assemblage $M_{j,Rd}$

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

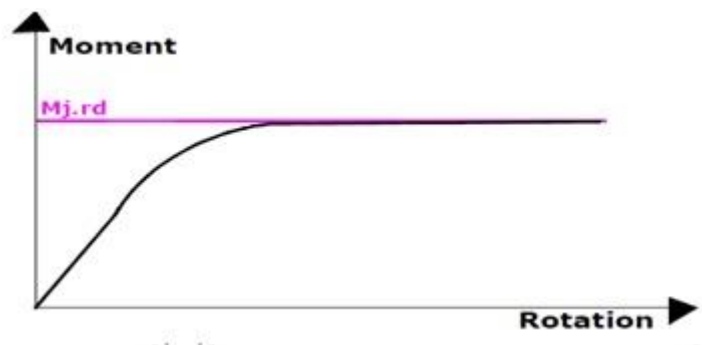


Figure 2.25: Moment résistant de l'assemblage [39]

Dans le cas de plusieurs rangées de composantes en traction, la distribution des efforts est complexe, trois types de distribution des efforts intérieurs peuvent être envisagés:

- Une distribution élastique.
- Une distribution plastique.
- Une distribution élasto-plastique.

Il convient de déterminer la résistance à la traction  $F_{t,Rd}$  pour chaque rangée de boulons, en commençant par la rangée de boulons 1, la plus éloignée du centre de compression, puis la rangée de boulons 2, etc.

La résistance de calcul à la traction de la première rangée est la plus petite résistance de composantes qui travaille à la traction pour la première rangée c'est-à-dire :

$$F_{t(1),Rd} = \min (F_{3(1),Rd}, F_{4(1),Rd}, F_{5(1),Rd}, F_{8(1),Rd}) \quad (2.41)$$

La vérification de l'équilibre des efforts doit tenir compte du fait que la somme des résistances de chaque rangée de boulons ne doit pas dépasser la plus petite des valeurs de la résistance de l'âme du poteau en cisaillement divisée par  $\beta$ , la résistance en compression de la semelle de la poutre et l'âme du poteau.

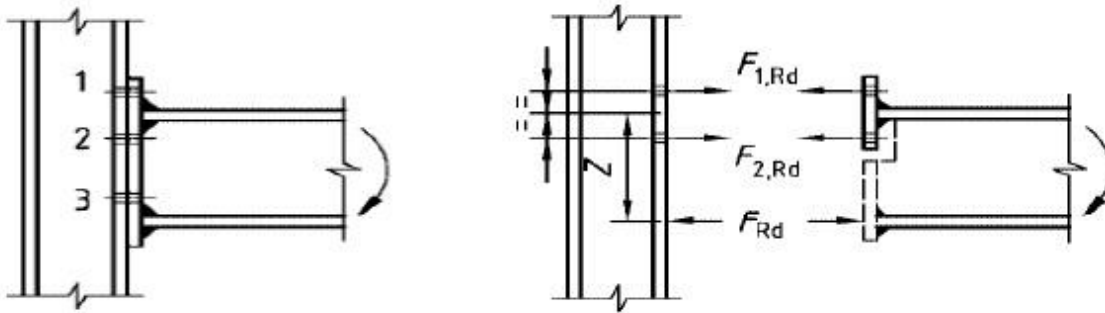


Figure 2.26: Répartition des efforts pour le calcul du moment résistant  $M_{j,Rd}$  [39]

Si la résistance totale des rangées de boulons dans la zone tendue dépasse la plus petite des valeurs de la résistance de l'âme du poteau en cisaillement divisée par  $\beta$ , la résistance à la compression de la semelle de la poutre et de l'âme du poteau, il faut la réduire en omettant ou en réduisant les résistances des rangées successives de boulons, en commençant par la rangée la plus proche du centre de compression, jusqu'à ce que la résistance des rangées restantes de boulons soit égale à la résistance la plus faible.

Selon la capacité de déformation des rangées de boulons, une distribution plastique des efforts internes peut être considérée (figure 2.27(a)). Dans ce cas, le moment résistant en flexion de l'assemblage  $M_{Rd}$  est calculé par la formule suivante :

$$M_{Rd} = \sum F_{t(i),Rd} h_i$$

Avec:  $F_{t(i),Rd}$  : résistance de la rangée de boulons (i) soumise à la traction

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

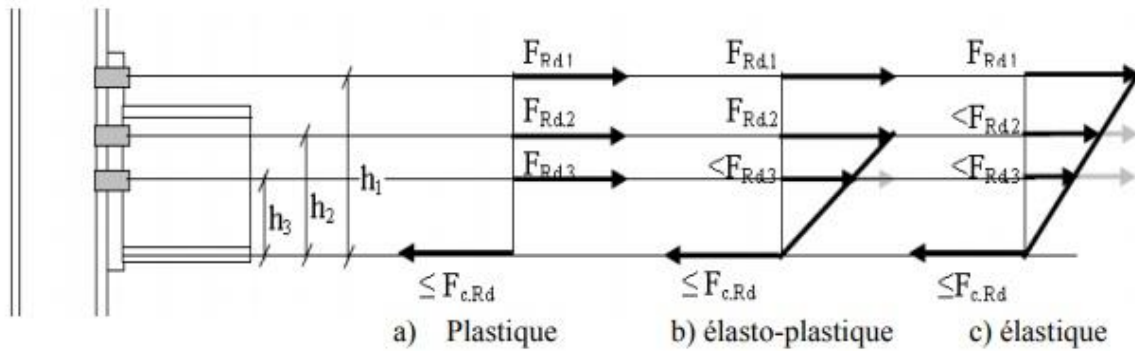


Figure 2.27: Répartition des efforts dans un assemblage poteau-poutre boulonné [39]

L'EC 3 considère qu'une rangée de boulons possède une capacité de déformation suffisante pour permettre une redistribution plastique des sollicitations lorsque :

- $F_{Rd,i}$  est associée à la ruine de l'âme de poutre en traction ou,
- $F_{Rd,i}$  est associée à la ruine de l'ensemble boulons- platine (y compris la ruine des boulons seuls ou de platine seul) et :

$$F_{Rd,i} \leq 1.9 B_{t,Rd}$$

Avec  $B_{t,Rd}$  : résistance de calcul d'un boulon

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:

$$M_{Rd} = F_{t1,Rd} \frac{\sum h_i^2}{h_1} \quad (2.42)$$

Avec :

$F_{t1,Rd}$  : valeur de calcul de la résistance de la rangée de boulons la plus éloignée du centre de résistance de la zone comprimée,

$h_1$  : distance entre la rangée de boulons la plus éloignée et le centre de résistance de la zone comprimée,

$h_i$  : distance entre une rangée quelconque de boulons et le centre de résistance de la zone comprimée.

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 ( $F_{Rd,k} > 1.9 B_{t,Rd}$ ), 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:

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^k F_{Rd,i} h_i + \frac{F_{Rd,k}}{h_k} \sum_{j=m}^n h_j^2 \quad (2.43)$$

Avec :

$n$  : nombre total de rangées de boulons.

$m$ : rangée dont la capacité de déformation est insuffisante.

### b) Calcul de la rigidité de l'assemblage

Les composantes sont à présent connues. Elles sont ensuite assemblées sur base de l'utilisation d'un modèle à ressort. La réponse d'un assemblage dépend des efforts appliqués. Dans les ossatures de bâtiments, les sollicitations principales des assemblages sont flexionnelles. C'est la raison par laquelle la plupart des modèles disponibles estiment le comportement en rotation des assemblages. La réponse de l'assemblage peut être représentée soit par des valeurs isolées (rigidité initiale, résistance de moment et capacité de rotation) ou bien par une courbe complète 'moment-rotation'. Puisque le modèle de composantes sophistiqué nécessite des boucles itératives suite à l'interaction complexe, les eurocodes proposent le modèle de composante simplifié où la somme des ressorts de composantes de base est déduite en ajoutant pas à pas les ressorts agissant en parallèle ou en série selon la configuration géométrique de l'assemblage.

**En série :**

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (2.44)$$



En parallèle :

$$k_{eq} = k_1 + k_2 \quad (2.45)$$

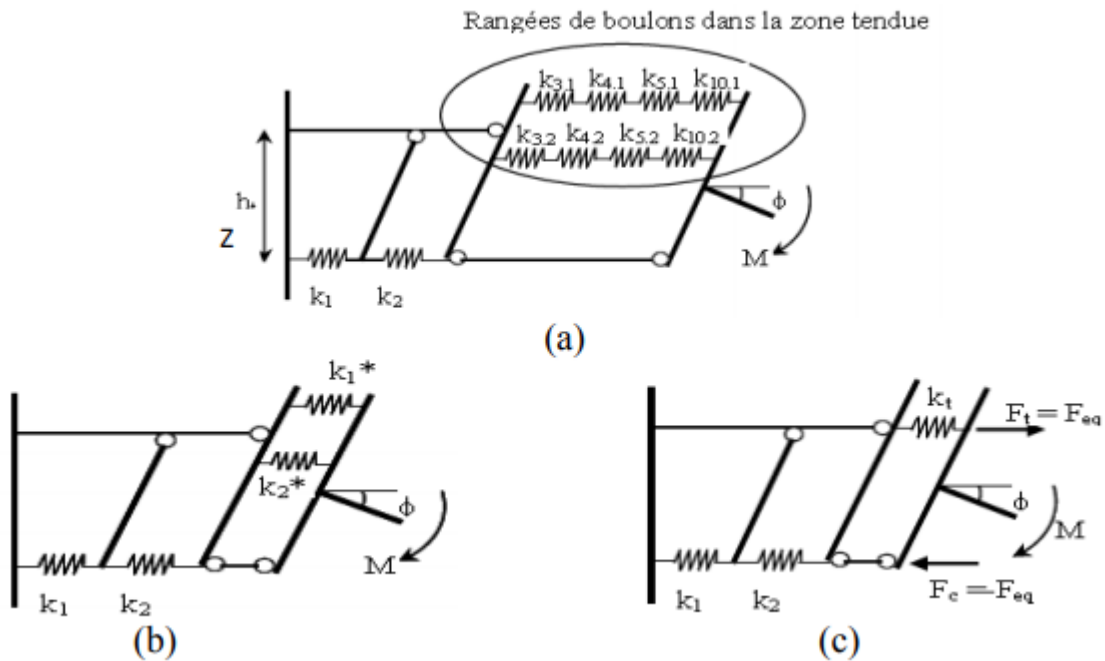


Figure 2.28: Approche EC3 pour le calcul de la rigidité initiale d'un assemblage poutre poteau par platine d'about boulonnée [39]

Le comportement de chaque rangée de boulons (i) cumule les contributions des composantes qui dépendent du nombre de boulons en traction et de la position de chaque rangée. Ces composantes sont : l'âme du poteau en traction, la semelle du poteau en flexion, la platine d'about en flexion et les boulons en traction avec leurs coefficients de rigidité ( $k_i$ ) associés en série (Figure 2.28(a)). Pour chaque rangée de boulon en traction, les coefficients de rigidité de diverses composantes constituant cette rangée peuvent être regroupés pour n'avoir qu'un seul coefficient de rigidité  $K_i^*$  par rangée de boulon (figure 2.28 (b)) ; alors pour chaque rangée de boulon :

$$K_i^* = \frac{1}{\frac{1}{K_{3,i}} + \frac{1}{K_{4,i}} + \frac{1}{K_{5,i}} + \frac{1}{K_{10,i}}} \quad (2.46)$$

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 qu'on n'introduise qu'un seul coefficient de rigidité équivalente (figure 2.28(c)).

$$K_t = \frac{\sum_{i=1}^n k_i^* h_i}{h_t} \quad (2.47)$$

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

$h_i$  : 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 ( $z$ ) est défini par :

$$z = \frac{\sum_{i=1}^n k_i^* h_i^2}{\sum_{i=1}^n k_i^* h_i} \quad (2.48)$$

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 ( $z$ ), la rigidité en rotation  $k_\phi$  du ressort pour l'assemblage entier est obtenue par la formule 2.49

$$K_\phi = \frac{z^2}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_t}} \quad (2.49)$$

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 précédente permet d'obtenir la rigidité initiale  $S_{j,ini}$  de l'assemblage comme étant égale à :

$$S_{j,ini} = \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (2.50)$$

### 2.5.9. Capacité de rotation

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

$$\Phi_{cd} = \frac{M_{j,Rd}}{S_j} \quad (2.51)$$

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

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

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 :

$$t \leq 0.36d \sqrt{\frac{f_{ub}}{f_y}} \quad (2.52)$$

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.

## 2.6. Formulation des assemblages semi-rigides

La représentation de nœud semi-rigide est schématisée par un élément supposé être constitué par un élément parfaitement rigide et un ressort de rotation de longueur nulle fixé à chaque extrémité de l'élément [52]. Considérons l'élément de poutre illustré à la figure 2.29 avec les deux ressorts d'extrémités.  $\theta_{rA}$  et  $\theta_{rB}$  représentent les rotations relatives des ressorts aux deux extrémités,  $K_a$  et  $K_b$  sont la raideur du ressort correspondant exprimé comme suit:

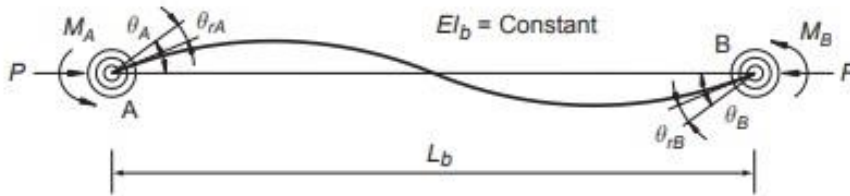


Figure 2.29: Élément poutre avec assemblage semi rigide [52]

$$K_a = \frac{M_a}{\theta_{rA}} \text{ et } K_b = \frac{M_b}{\theta_{rB}}$$

La relation entre les moments et les rotations aux extrémités de la poutre peut être écrite en remplaçant les rotations  $\theta_A$ ,  $\theta_B$  respectivement par  $(\theta_A - \theta_{rA})$  et  $(\theta_B - \theta_{rB})$ , dans les expressions des moments d'extrémités (équations 2.52 et 2.53)

$$M_A = \frac{EI}{L} \left[ 4 \left( \theta_A - \frac{M_A}{K_A} \right) + 2 \left( \theta_B - \frac{M_B}{K_B} \right) \right] \quad (2.52)$$

$$M_B = \frac{EI}{L} \left[ 4 \left( \theta_B - \frac{M_B}{K_B} \right) + 2 \left( \theta_A - \frac{M_A}{K_A} \right) \right] \quad (2.53)$$

La matrice de rigidité élastique de l'élément à nœud semi-rigide, peut alors être formulée sous la forme:

$$K = K_0 C$$

Où

$K_0$  matrice de rigidité élastique élémentaire de l'élément rigide,

$C$  matrice de correction qui tient compte des effets de la semi rigidité.

$$K_o = \begin{pmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{-EA}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ & & \frac{4EI}{L} & 0 & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ & & & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ & \text{Sym} & & & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-6EI}{L^2} \\ & & & & & \frac{4EI}{L} \end{pmatrix} \quad (2.54)$$

$$C = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4r_2 + 2r_1 + r_1r_2}{4 - r_1r_2} & -\frac{2Lr_1(1 - r_2)}{4 - r_1r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6(r_1 - r_2)}{L(4 - r_1r_2)} & \frac{3r_1(2 - r_2)}{4 - r_1r_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4r_2 + 2r_1 + r_1r_2}{4 - r_1r_2} & \frac{2Lr_2(1 - r_1)}{4 - r_1r_2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6(r_1 - r_2)}{L(4 - r_1r_2)} & \frac{3r_2(2 - r_1)}{4 - r_1r_2} \end{pmatrix}$$

$r_1$  et  $r_2$  sont les facteurs de fixité tels que définis par [52] :

$$r_j = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{R_j L}}; j = 1, 2 \quad (2.55)$$

$r_j$  rigidité rotationnelle de l'assemblage semi-rigide en  $j$ .

Physiquement, le facteur de fixité indique la rigidité d'une liaison semi-rigide par rapport à l'élément de la structure sur laquelle elle se fixe. Deux cas extrêmes sont :

- $r = 1$  pour les assemblages parfaitement rigides.
- $r = 0$  pour les assemblages parfaitement flexibles.

Pour les assemblages semi rigides, le facteur de fixation prend des valeurs intermédiaires entre 0 et 1.

On remarque également que les moments d'extrémité doivent être aussi modifiés en raison de la présence de liaisons semi-rigides. Par exemple, pour un élément de structure avec des liaisons semi-rigides soumises à une charge uniformément répartie " $w$ ", les

moments d'extrémités sont illustrés par les équations 2.56 et 2.57 [52]:

$$M_1 = \left(\frac{wL^2}{12}\right) \left[3r_1 \left(\frac{2-r_2}{4-r_1r_2}\right)\right] \quad (2.56)$$

$$M_2 = \left(\frac{wL^2}{12}\right) \left[3r_2 \left(\frac{2-r_1}{4-r_1r_2}\right)\right] \quad (2.57)$$

## 2.7. Conclusion

Les exigences des règlements actuels et les recommandations penchent sur l'étude des assemblages comme les sources essentiels du comportement inélastique de la structure métallique. Cependant, comme indiqué dans cette recherche bibliographique, très peu de recherches proposent un modèle qui décrit le comportement réel des nœuds, hormis les résultats des essais expérimentaux qui restent très coûteux.

Il existe plusieurs modèles qui peuvent être utilisés pour prévoir le comportement des assemblages semi rigides dans les structures métalliques à savoir les modèles mécaniques, numériques et empiriques. Afin d'étudier le comportement d'un nœud dans l'analyse globale de la structure, il est nécessaire de tenir compte de la présentation mathématique de la courbe moment-rotation. Plusieurs présentations sont disponibles : linéaire, bi linéaire, non linéaire toute fois la présentation mathématique reste la plus précise pour représenter le comportement réel des assemblages.

# Chapitre III :

# Méthodes d'Analyse

## 3. Méthodes d'analyse

### 3.1. Introduction

Dans le passé, les exigences et les spécifications des règlements de conception parasismique applicables aux structures à risque normal étaient basées sur l'expérience. Elles ont été périodiquement révisées et améliorées après les forts séismes. La plupart des règlements parasismiques utilisent des méthodes de calcul à l'état limite dans lesquelles certaines conditions en termes de forces et en déformations doivent être satisfaites pour assurer la sécurité de la structure et par conséquent empêcher la ruine. Ces vérifications s'effectuent en définissant un tremblement de terre de calcul unique par rapport auquel on évalue la performance structurale.

Les méthodes de calcul élastique simplifiées sont utilisées presque systématiquement dans la conception sismique des structures depuis de longues années. Elles sont faciles à mettre en œuvre et bien assimilées par les ingénieurs. Néanmoins, l'approche élastique ne peut apporter qu'une connaissance limitée du comportement sismique réel, la réponse non linéaire d'une structure en termes de déplacement, ductilité, distribution des dommages, mode de défaillance, étant largement inexploitée.

A ce jour, le comportement des structures en zone sismique est de plus en plus étudié par la méthode de la performance sismique. Au lieu de se concentrer sur les sollicitations, dont la détermination reste très vague, la méthode de la performance sismique se base sur la qualification de la structure en termes de capacité en visant à lui donner les aptitudes nécessaires pour résister favorablement aux sollicitations sismiques par la dissipation de l'énergie sous forme de déformations plastiques.

Les techniques d'analyse structurelle comparent principalement un paramètre d'exigence avec un paramètre de capacité. L'effort tranchant est le paramètre habituellement utilisé pour la conception sismique des structures. L'ingénieur calcule la force causée par un ou plusieurs tremblements de terre donnés à la base de la structure et la mesure à la résistance de la structure. Dans le calcul classique, les forces sont réduites de manière virtuelle, afin de maintenir la conception dans le domaine élastique. Dans le domaine post-élastique, le



dommage se produit de manière progressive, dans différentes parties de la structure, provoquant la plastification de certains éléments. Il en résulte une redistribution des forces, la demande (solicitation sismique) dépend du comportement de chaque élément. De cette façon, les dommages sont plus sensibles au déplacement qu'à la force. Ces aspects ont mené au développement d'outils d'analyse non linéaire [53].

Depuis une vingtaine d'années, des méthodes quasi-statiques, couramment appelées méthodes "pushover", ont été développées pour estimer la capacité de la structure de résister au tremblement de terre sans faire appel à une analyse dynamique. Ces méthodes sont désormais bien présentes dans les règlements de protection sismique tels que l'Eurocode 8 [54] ou FEMA [55]. En dépit de leur simplicité conceptuelle comparée à une approche rationnelle du problème, il est admis que ces approches offrent une bonne compréhension de la capacité structurale pour un séisme donné. Leur principe peut être résumé comme suit : modéliser la structure par une technique de discrétisation spatiale (principalement la méthode des éléments finis), puis construire une courbe dite pushover qui prend la forme d'un effort tranchant à la base en fonction d'un déplacement au sommet de la structure, et à partir de cette courbe, des modèles simplifiés sont définis qui permettent d'obtenir la réponse de la structure à une excitation donnée. Plusieurs approches simplifiées ont été développées, telles que la méthode des coefficients de déplacement, du déplacement équivalent ou encore du spectre de capacité (ATC 40, 1996 [56] ; Comartin et al, 2000 [57] ; Fajfar, 2000 [58] ; Chopra et Goel, 1999 [30]).

Ce présent chapitre illustre les principes et les objectifs de la conception parasismique et donne un aperçu sur les notions de conception en termes de performance en introduisant les définitions nécessaires relatives aux niveaux de performance et les états limites à considérer.

Un bref aperçu est également donné sur différentes méthodes de calcul et de dimensionnement qui existent actuellement. Enfin, on fera le point sur le développement des courbes de fragilité.

### **3.2. Principes et objectifs de la conception parasismique**

La conception parasismique pour les structures de génie civil est basée sur le principe de ductilité et de dimensionnement en capacité. Afin d'optimiser la conception des structures, les ingénieurs sont tenus de trouver un moyen entre les exigences structurales de résistance, rigidité et ductilité d'une part, et les objectifs d'utilisation et de fonction relevant d'exigences

architecturales d'autre part. Les normes de calcul parasismique résultent de l'expérience acquise en matière de calcul et de construction ainsi que de l'étude du comportement des structures lors de séismes. L'objectif global du projet d'une structure parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès par des structures répondant à différents modes de conception et ayant divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques (figure 3.1), en particulier :

- des structures où les déformations sont essentiellement élastiques (structure résistante et rigide),
- des structures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple de comportement global de structure non dissipatif qui peut s'effondrer dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage,
- des structures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

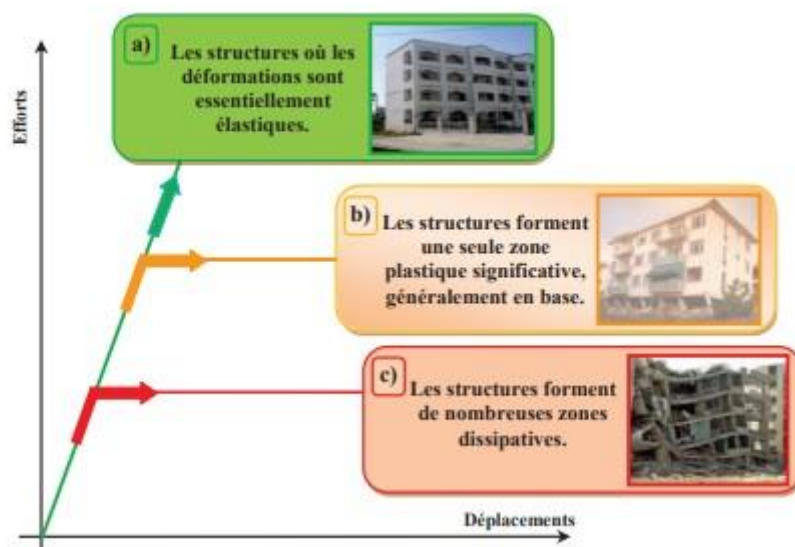


Figure 3.1. Comportement des structures [57]

Bien que la sécurité des personnes en situation de risque sismique élevé soit l'objectif principal des codes contemporains tels que (Eurocode 8, 2004 [54] ; ATC 34 [59]), les considérations économiques acceptent l'hypothèse que la structure puisse se comporter inélastiquement et subir des dommages jusqu'à un certain niveau (tant que la sécurité des personnes est assurée). Puisque les niveaux d'endommagement qu'une structure doit tolérer ne peuvent être prédits par des procédures d'analyse linéaire, un facteur modificateur de la

réponse nommé facteur de comportement est utilisé pour prendre en compte la réponse non linéaire des structures en définissant des systèmes linéaires équivalents (soit en termes de déplacement ou en termes d'énergie)

### 3.3. Méthodes d'analyse

L'objectif principal des codes parasismiques est d'assurer de manière fiable un niveau satisfaisant de sûreté et d'opérabilité vis-à-vis des aléas naturels. Pour ce faire, ils proposent plusieurs procédures de calcul. Les structures doivent être en mesure de résister aux tremblements de terre d'une manière quantifiable et présenter des niveaux de performance cible, correspondant à des niveaux de dommages économiquement et socialement acceptables [54]. Pour évaluer la performance structurelle, les codes suggèrent l'utilisation de différents types de méthodes d'analyse :

- statique linéaire,
- statique non linéaire, (analyse Pushover)
- dynamique linéaire (time-history et spectre de réponse)
- dynamique non linéaire (non linéaire Time-history et analyse dynamique Incrementale)

#### 3.3.1. Méthode statique linéaire

La procédure d'analyse statique linéaire est la méthode la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers faiblement et moyennement élevés. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé à l'aide du facteur de comportement  $R$ . Selon FEMA 356 [60], en utilisant cette méthode, les structures sont analysées et évaluées avec des valeurs d'amortissement linéairement élastique et de rigidité, au niveau ou à proximité du niveau de plasticité. En conséquence, les méthodes sont limitées aux structures à 8 étages sans irrégularités de torsion et dont la hauteur totale ne dépasse pas 25 m.

### 3.3.2. Méthode dynamique linéaire

La procédure d'analyse dynamique linéaire est faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Cette méthode implique le calcul des réponses en force et en déplacement à l'aide d'une analyse modale ou une analyse temporelle. Habituellement, l'analyse du spectre de réponse est favorisée par rapport à l'analyse modale, car elle évite l'analyse temporelle d'un certain nombre de systèmes à un seul DDL qui correspondent à chaque mode de vibration. Au contraire, les demandes sont calculées directement par l'obtention de l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse sismique ou du spectre de réponse de l'ensemble des mouvements du sol [54].

#### a) Méthode modale spectrale

Cette méthode est largement reconnue comme une méthode puissante pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale, la réponse de chaque mode est déterminée à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de liberté (SDOF).

L'analyse modale consiste à combiner les réponses des différents modes par des règles de superposition afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale [60]. Cependant cette méthode présente deux principaux inconvénients à savoir :

- Le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'évènement sismique à cause du changement de rigidité et la rigidité du sol d'assise.

- L'utilisation d'un facteur de comportement constant pour un niveau de ductilité donné

#### b) Analyse dynamique temporelle

L'analyse de la réponse dynamique linéaire est faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère [54].

### 3.3.3. Méthode statique non linéaire

L'analyse statique non linéaire est connue aussi en anglo-saxon par l'analyse Pushover. Elle consiste à soumettre la structure à un chargement incrémental distribué suivant la hauteur. Le résultat de cette méthode est donné sous forme d'une courbe inélastique représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire, ce qui permet d'identifier les modes de ruine ainsi que les zones où se forment les rotules plastiques. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et des structures faiblement élevées [29].

### 3.3.4. Méthode dynamique non linéaire

La procédure d'analyse dynamique non linéaire est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement (en utilisant des enregistrements réels ou simulés) ou des algorithmes contenant les déformations élasto-plastiques de la structure. Si la méthode est à priori apte de décrire le comportement réel lors d'un séisme, le problème majeur réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels [27].

## 3.4. Analyse Pushover

### 3.4.1. Introduction

La plupart des procédures simplifiées d'analyse non linéaire utilisées pour l'évaluation des performances sismiques font usage de l'analyse Pushover. Elle est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme [29].

### 3.4.2. But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, entre autres :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie induite à la structure par le mouvement du sol,
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre et les sollicitations de cisaillement,
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure, ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de la structure,
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes,
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique,
- L'estimation des déplacements inter-étage, qui tient compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance, peut être utilisée dans le contrôle de l'endommagement.

### 3.4.3. Limitation de l'analyse Pushover

L'analyse Pushover est une méthode approximative présentant certaines limites qui découlent :

- des simplifications nécessaires pour passer à l'oscillateur simple, la plupart du temps il est construit sur la base d'un mode fondamental unique du domaine élastique linéaire dans lequel la masse réelle de l'ouvrage n'est pas incluse dans le calcul et le chargement

appliqué ne représente pas fidèlement le champ de déplacement subi par la structure après plastification et dégradation de certains éléments de la structure.

- du caractère statique du chargement : un chargement monotone statique ne peut représenter qu'imparfaitement tous les phénomènes qui se produisent lors des cycles dynamiques.

### 3.4.4. Description de la méthode Pushover

L'analyse Pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui lie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

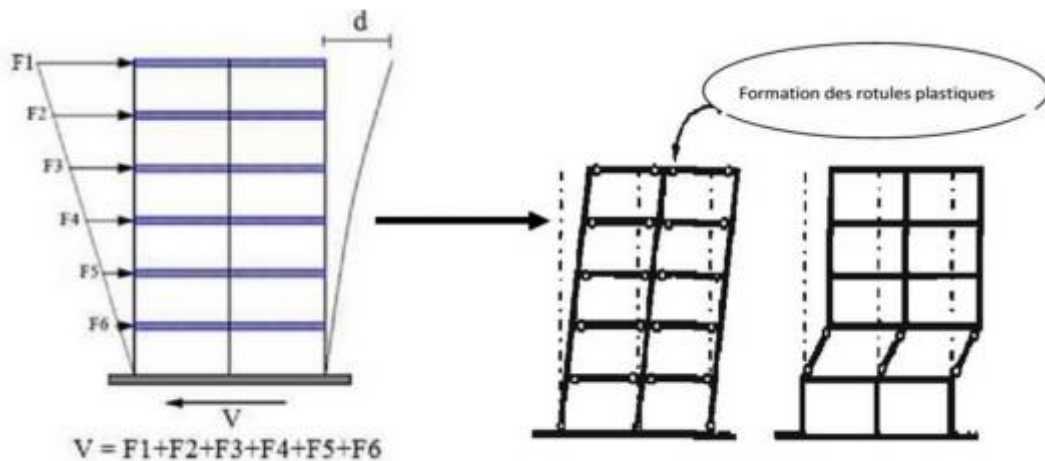


Figure 3.2. Description de la méthode Pushover [29].

La courbe Pushover exprime la relation entre la capacité, en général la résultante de l'effort tranchant à la base du bâtiment, et le déplacement total au sommet de la structure. Cette courbe définit donc la performance du bâtiment jusqu'à la rupture. Elle est obtenue à l'aide, d'une part, de modèles mathématiques des caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment, et, d'autre part, d'une analyse statique non linéaire jusqu'à la rupture. La figure 3.2 montre l'évolution de la dégradation du bâtiment au fur et à mesure que le chargement latéral augmente.

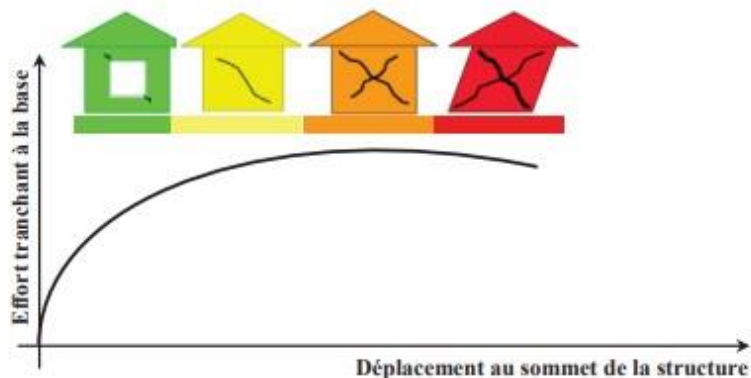


Figure 3.3. Etat de la structure en fonction de l'augmentation des forces latérales [30]

La courbe de la figure (3.3) peut être décomposée en quatre parties :

- **La partie (1)** représente le comportement élastique de la structure,
- **La partie (2)** représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure,
- **La partie (3)** représente l'endommagement avancé de la structure,
- Enfin, **la partie (4)** représente l'effondrement de la structure.

Dans les codes américains ATC 40 [61], des points sont associés à cette courbe de capacité, qui permet de définir le comportement des rotules plastiques

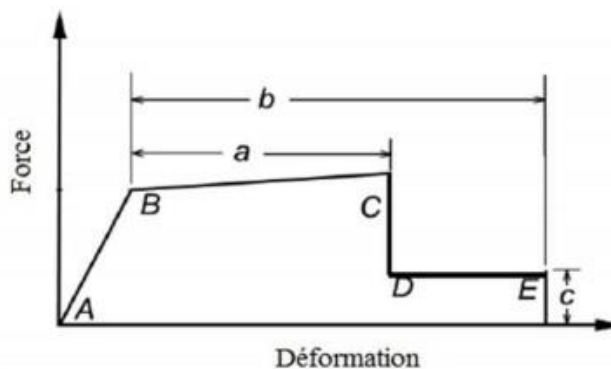


Figure 3.4. Courbe de capacité selon ATC 40 [61]

- **Le point A** est le point d'origine,
- **Le point B** correspond à la plastification,
- **Le point C** est la capacité ultime de l'analyse pushover,
- **Le point D** représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite),
- Enfin, **le point E** correspond à la rupture totale des éléments.



Par ailleurs, le code (FEMA 273, 1997 [62]) a inséré plus de points à la courbe de capacité, afin d'évaluer le niveau de performance des rotules plastiques.

Dans le code américain FEMA 273, trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation sont IO, LS et CP (figure 3.5), et qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques. Ils sont définis comme suit :

- Au niveau **IO** (Immediate Occupancy), les dommages sont relativement limités. L'élément garde une grande partie de sa raideur initiale,
- Au niveau **LS** (Life Safety), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur,
- Au niveau **CP** (Collapse Prévention), l'élément a subi de grandes déformations. Au-delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

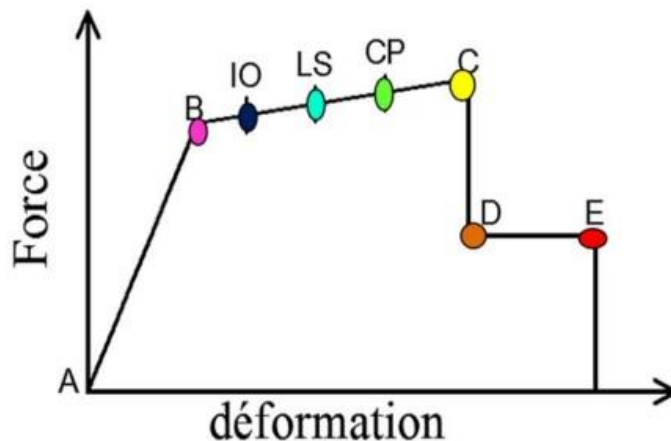


Figure 3.5. Courbe de capacité selon FEMA 273 [62]

### 3.4.5. Courbe de Pushover

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe [63].

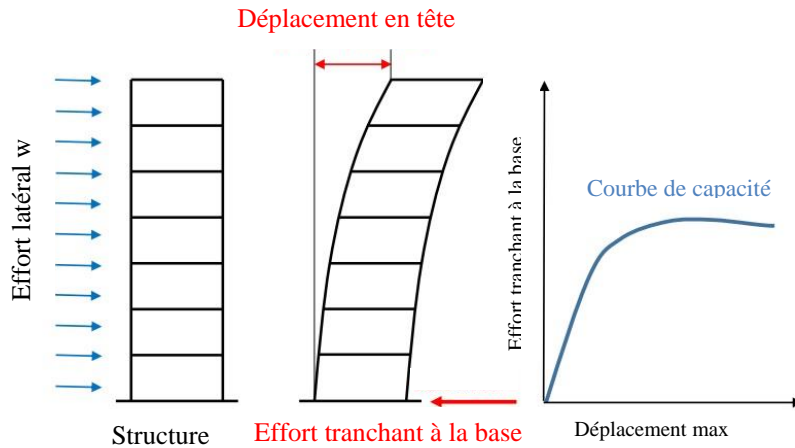


Figure 3.6. Signification physique de la courbe de capacité [63]

### 3.4.6. Transformation de la courbe de capacité

Pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous forme d'effort tranchant à la base et de déplacement en tête ( $V-d$ ), en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale – déplacement spectrale ( $S_a - S_d$ ) donné par la (figure 3.7) [61].

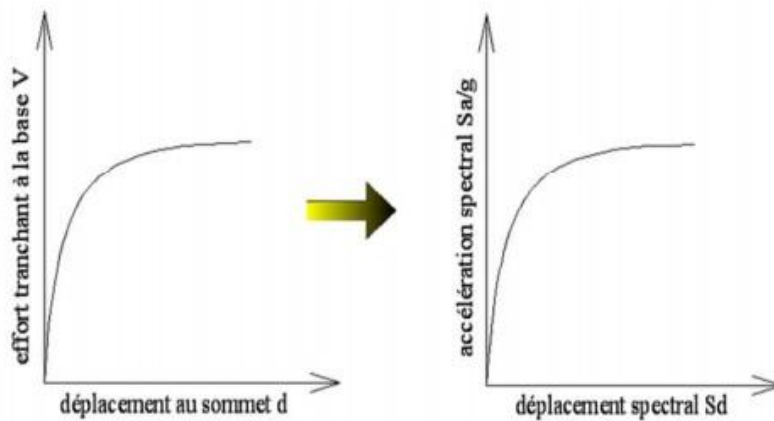


Figure 3.7. Transformation de la courbe de capacité [61]

Les équations nécessaires pour opérer la transformation sont les suivantes (ATC 40, 1996) :

$$S_a = \frac{d}{P_{f1} \Phi_{1S}} S_d = \frac{V/w}{\alpha_1} \quad (3.1)$$

$\alpha_1$ : Coefficient de masse modale;

$P_{f1}$ : facteur de participation du premier mode,

$\phi_{1S}$  : amplitude au sommet du premier mode, qui est normalisé à 1,

$w$  : poids total de la structure.

### 3.4.7. Estimation de la performance

Pour déterminer l'endommagement d'une structure et par conséquent sa vulnérabilité, le déplacement maximal que peut atteindre une structure lors d'une excitation sismique constitue un paramètre clé. Ce paramètre est obtenu à partir du point de performance, ce dernier est déterminé par l'intersection d'une courbe de capacité avec la courbe de demande représentée par un spectre inélastique. Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables.

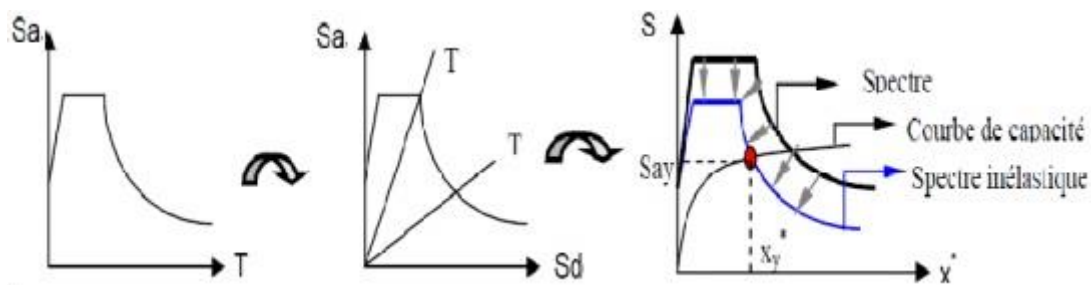


Figure 3.8. Détermination du point de performance [62]

## 3.5. Méthode du spectre de capacité (ATC 40)

### 3.5.1. Principe de la méthode

La méthode du spectre de capacité est l'une des premières méthodes utilisées pour une estimation rapide de la performance sismique des structures. La méthode a été développée par Freeman en 1975 [64], et est passée par plusieurs modifications jusqu'à ce jour. Cette méthode propose trois procédures (A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC 40 [61]. La méthode du spectre de capacité considère que la réponse de la structure inélastique peut être approchée par une succession de résolutions d'une structure linéaire dont l'amortissement est ajusté de manière itérative pour prendre en compte la dissipation d'énergie liée à l'endommagement. Pour cette raison, le spectre élastique est remplacé par des spectres inélastiques à des ductilités constantes. La méthode consiste à comparer la capacité de la structure à se déformer

au besoin de déformation imposé par le séisme. La capacité à se déformer est évaluée par un calcul statique non-linéaire sous un champ d'efforts représentant les forces d'inerties engendrées par le séisme

### 3.5.2. Hypothèses de la méthode

L'application de cette méthode est basée sur certaines hypothèses et approximations [61] :

- la distribution des forces latérales dans l'analyse Pushover tient compte uniquement du premier mode de vibration de la structure,
- la déformation inélastique d'un système à un seul degré de liberté est estimée à partir d'une série de systèmes linéaires équivalents à travers une procédure itérative, ce qui évite l'utilisation d'une analyse dynamique d'un système inélastique.

### 3.5.3. Description de la méthode

L'analyse statique non-linéaire basée sur la méthode du spectre de capacité s'effectue à travers les étapes suivantes :

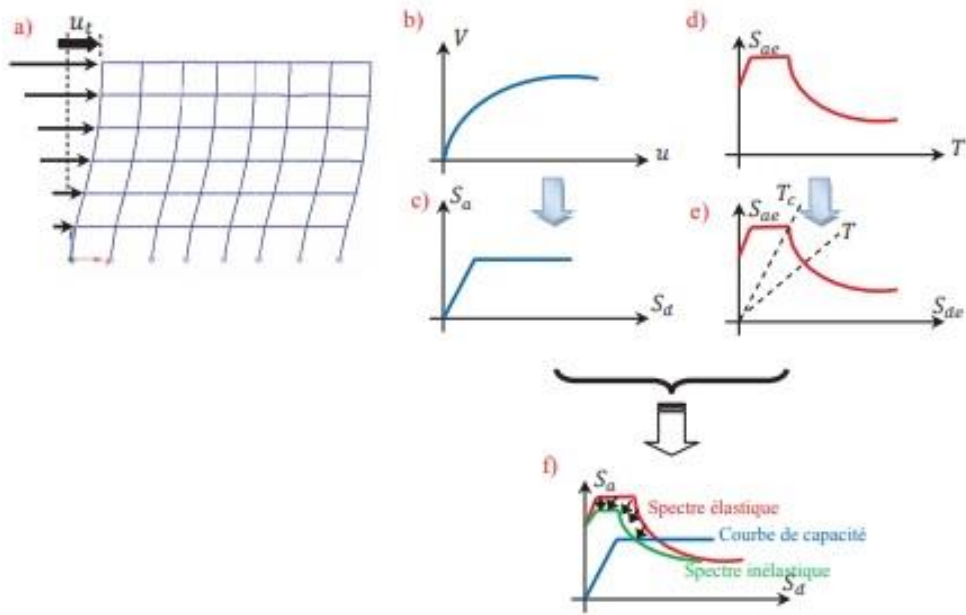
**Etape 1** : établir la relation entre l'effort tranchant à la base  $V$  et le déplacement au sommet de la structure à partir de l'analyse Pushover,

**Etape 2** : transformer la courbe Pushover pour un système à plusieurs degrés de liberté en une courbe Pushover pour un système à un seul degré de liberté en divisant l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modale,

**Etape 3** : la courbe de capacité décrit la relation entre l'accélération à la base et le déplacement d'un oscillateur simple. Cette courbe peut être facilement déterminée en divisant l'effort par la masse effective,

**Etape 4** : l'utilisation du calcul non-linéaire dans sa nouvelle version exige l'utilisation d'un spectre élastique. Ce spectre est converti d'un format standard accélérations-périodes en un format accélérations-déplacements puisque la réponse de la structure est donnée sous forme de force (accélération) et de déplacement. Ce spectre est nommé la courbe de demande,

**Etape 5** : représenter la courbe de capacité et la courbe de demande sismique dans un même graphe pour visualiser leur point d'intersection.



**Figure 3.9. Détermination du point de performance selon ATC a) Structure, b) Courbe Pushover, c) Conversion de la courbe Pushover à une courbe de capacité, d) Spectre élastique e) Conversion du spectre élastique d'un format standard à un format accélération déplacement, f) Détermination du déplacement [61]**

### 3.6. La méthode N2

La méthode N2 a été développée par Fajfar et al. [27] comme une alternative à la méthode du spectre de capacité ATC 40, 1996 [61] et fait partie de l'Eurocode 8 [54]. L'idée de base de la méthode N2 (**N** : désigne le comportement non-linéaire et **2** : désigne deux modèles mathématiques) découle de la méthode Q-modèle développé par Saiidi et al. (1981) [65] qui repose elle-même sur les travaux de Gulkan et al. (1977) [66]. Le but de la méthode N2 est la détermination des différents paramètres en termes de déplacement et de force à partir du comportement non-linéaire d'une structure soumise à une action sismique.

#### 3.6.1. Principe de la méthode

Le principe de la méthode consiste à combiner deux modèles mathématiques :

- l'analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL soumis à une distribution de forces latérales liées au choix d'une forme pour le déplacement,
- l'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul DDL.

La méthode est formulée dans un format accélérations-déplacements afin de pouvoir visualiser la procédure et les relations entre les paramètres de base qui contrôlent la réponse sismique.

L'hypothèse de base est que la structure oscille en prédominance dans le premier mode, et l'on ne considère que les déplacements de translation (non prise en compte des rotations si l'on suppose que les planchers sont infiniment rigides).

### 3.6.2. Description de la méthode

Six étapes constituent la procédure.

#### Etape1 : Introduction des données

On considère un modèle plan (figure 3.10a) d'une structure à plusieurs degrés de liberté. L'action sismique est représentée par un spectre élastique de pseudo-accélération  $S_{ae}$  en fonction des périodes naturelles de la structure  $T$  et le coefficient d'amortissement visqueux.

#### Etape 2 : Analyse statique non linéaire Pushover du modèle à plusieurs DDL

Le choix d'une distribution appropriée des forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse Pushover. Dans la méthode N2, une forme de distribution triangulaire est utilisée et le vecteur des forces latérales est déterminé par l'expression (3.2):

$$F = [M]\{\emptyset\} \quad (3.2)$$

Où

[M]: matrice diagonale dont les éléments correspondent aux masses de chaque niveau,

$\{\emptyset\}$  : vecteur normalisé des modes de telle façon que la valeur au sommet soit égale à 1.

#### Etape 3 : Système à un seul degré de liberté et courbe de capacité

Afin d'utiliser le spectre de réponse, la structure doit être modélisée par un système à un seul degré de liberté. Différentes procédures ont été établies pour déterminer les caractéristiques du système à un seul degré de liberté équivalent à un système à plusieurs degrés de liberté.

La courbe Pushover obtenue pour un système à plusieurs degrés de liberté est transformée en une courbe de capacité. L'obtention de cette courbe repose sur deux changements de variables : l'effort tranchant à la base  $V$  de la structure dans le premier mode est transformé en accélération spectrale du modèle équivalent ( $S_a$ ) et le déplacement réel au sommet (déplacement du niveau  $N$ , la structure possédant  $N$  niveaux) est transformé en déplacement spectral du modèle équivalent ( $S_d$ )

#### **Etape 4** : Spectre élastique et spectre inélastique

Le principe de cette étape consiste à introduire la demande sismique par un spectre de réponse élastique. Il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire, par exemple défini dans l'Eurocode 8, ou d'un spectre de réponse réel issu d'un séisme particulier. Le spectre de réponse est exprimé non pas dans son format traditionnel accélérations-périodes (figure 3.10d), mais dans un format accélérations déplacements obtenu par la relation représentée par la figure (3.10d).

#### **Etape 5** : Détermination du déplacement du système équivalent

Pour déterminer le déplacement du système équivalent, il faut déterminer sa période élastique et la positionner par rapport à la période caractéristique du sol  $T_c$

Le déplacement et l'accélération inélastiques correspondent au point d'intersection du diagramme de capacité et du spectre inélastique construit pour la valeur de ductilité calculée. La valeur de  $u_i$  obtenue par la méthode Pushover permet de connaître l'état de la structure pour les sollicitations considérées.

#### **Etape 6** : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

Le déplacement du système à un seul DDL équivalent peut être transformé en déplacement au sommet du modèle à plusieurs DDL.

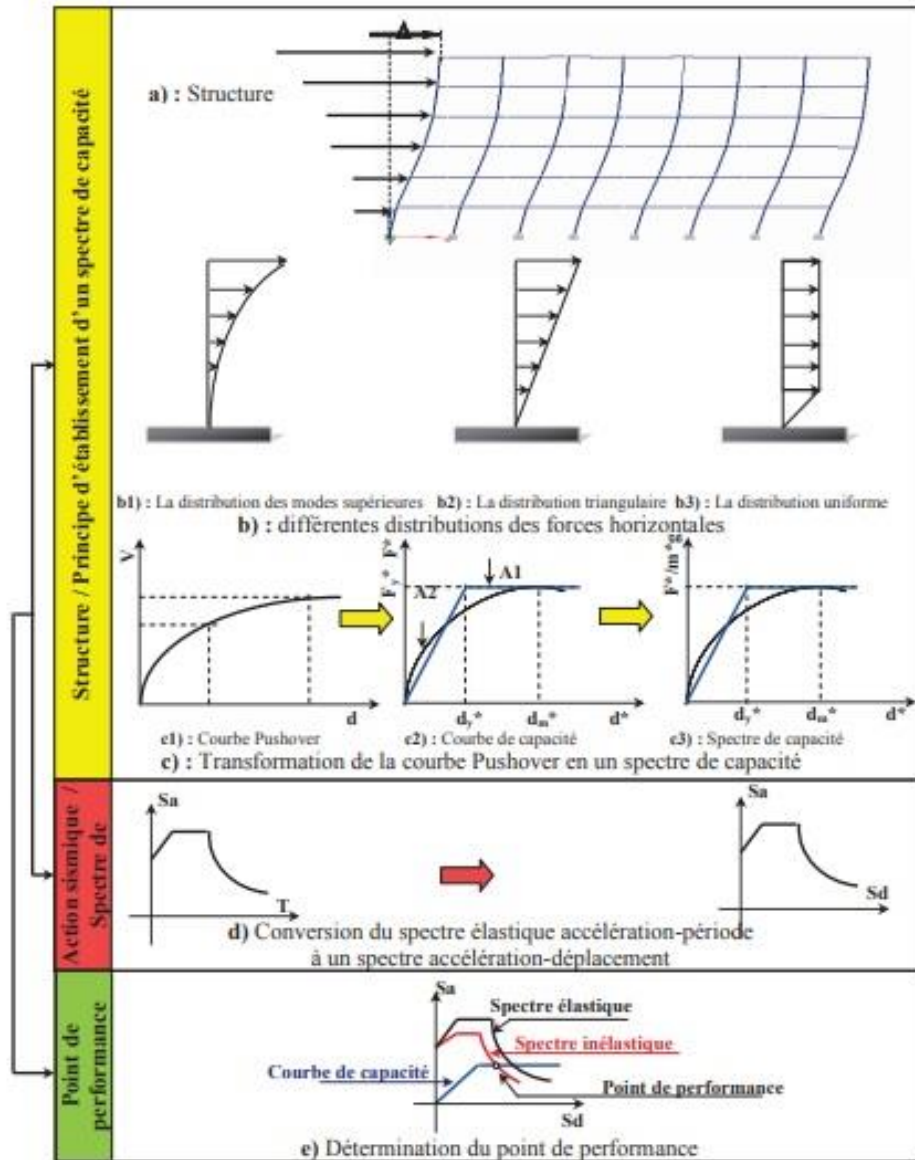


Figure 3.10. Différentes étapes du développement de la méthode N2 [27]

### 3.7. Méthode d'analyse dynamique non linéaire

Les analyses dynamiques non linéaires sont capables de générer des résultats avec une grande précision et aussi une incertitude relativement faible en utilisant une combinaison d'accélération sismiques (FEMA440, 2005 [67]). Lorsque les procédures dynamiques non linéaires sont appliquées pour l'évaluation de la performance sismique de la structure, un modèle mathématique incorporant directement les caractéristiques de déformation non linéaire des composants individuels et les mouvements de sol, qui représentent la sévérité du séisme, est appliqué aux éléments de la structure (FEMA356, 2000 [60]). L'analyse dynamique non linéaire est l'approche la plus précise et la plus fiable en analyse sismique qui,



en pratique, consomme beaucoup de temps et nécessite d'énormes efforts de calcul. La méthode n'a généralement été appliquée que par des chercheurs dans le passé et les résultats obtenus ne peuvent pas être utilisés facilement dans la pratique de conception.

### 3.7.1. Méthode d'analyse dynamique non linéaire temporelle

Cette méthode évalue les performances sismiques structurelles en appliquant une série d'accélération des mouvements de sol à la structure. Dans cette procédure, l'accélération du mouvement de sol est appliquée à la structure pour évaluer le déplacement de chaque portique afin d'estimer les états limites de performance possibles pour chaque portique. Trois étapes sont nécessaires pour sélectionner les enregistrements sismiques. Tout d'abord, le spectre de réponse de conception doit être spécifié en fonction du code sismique lié à l'emplacement du bâtiment, puis plusieurs enregistrements sismiques sont sélectionnés correspondant aux caractéristiques du site et au spectre de conception sismique. Enfin, les enregistrements sismiques sélectionnés sont chargés puis, en considérant un cas de chargement, des séries d'accélération sélectionnées sont appliquées à la structure pour évaluer la performance sismique de la structure [67].

Etant donné qu'une structure se déforme dans sa région inélastique, où l'équation du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté régissant la réponse dynamique est désignée par l'équation (3.3), les vecteurs de force de rappel et de force d'amortissement ne peuvent pas rester proportionnels au déplacement ou à la vitesse, respectivement. En outre, l'accélération du mouvement du sol varie arbitrairement avec le temps, la solution numérique de l'équation (3.3) est généralement impossible. En conséquence, les réponses non linéaires d'un système à plusieurs degrés de liberté nécessitent généralement une procédure numérique pour l'intégration des équations différentielles.

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} \times \{F_r(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (3.3)$$

Où  $[M]$  est la matrice de masse,  $[C]$  est la matrice d'amortissement visqueux,  $\{F_r(t)\}$  est le vecteur de force de rappel non linéaire à l'instant  $t$  ;  $\{\{\ddot{u}(t)\}, \{\dot{u}(t)\}, \{u(t)\}\}$  sont les vecteurs de réponse d'accélération, de vitesse et de déplacement respectivement ;  $\{r\}$  est le vecteur d'influence du support ;  $\ddot{x}_g(t)$  est l'accélération au sol à l'instant  $t$ .

### 3.7.2. Analyse dynamique incrémentale

#### a) Description de la méthode

La méthode d'analyse dynamique incrémentale (IDA) a été utilisée dès 1977; mais récemment elle est devenue plus populaire, et ce à cause du développement des logiciels de calcul puissants et rapides. Vamvatsikos et Cornell [31] ont montré les avantages d'utiliser l'IDA en changeant le niveau d'intensité d'un enregistrement spécifique d'un mouvement de sol. La méthode IDA consiste à soumettre un modèle de structure à un ou plusieurs accélérogrammes enregistrés et/ou simulés. Chaque accélérogramme est mis à l'échelle à des niveaux multiples d'intensité sismique, ce qui produira une ou plusieurs courbes d'effort tranchant à la base-déplacement en tête. L'analyse dynamique incrémentale, appelée aussi analyse pushover dynamique, est une analyse temporelle non-linéaire qui peut être utilisée pour estimer la capacité structurale des structures sous un chargement sismique. Elle fournit une image continue de la réponse du système, allant de la phase de la réponse élastique jusqu'à l'écrasement du système en passant par la phase de la réponse inélastique de ce dernier.

Plusieurs analyses temporelles non-linéaires sont entreprises et les réponses de ces analyses sont relevées dans un graphique. Les résultats de ces graphiques, appelés courbes IDA ou courbes de capacité dynamique, donnent une indication de la performance structurale du système à tous les niveaux de l'excitation dans une manière semblable à la courbe d'effort tranchant à la base-déplacement en tête de l'analyse pushover. Ainsi, la méthode dynamique incrémentale est une solution qui remplace l'analyse statique non-linéaire. L'analyse dynamique incrémentale offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période propre de vibration de la structure sous la sollicitation dynamique.

Les étapes nécessaires pour réaliser les courbes IDA sont :

1. conduire une analyse temporelle non-linéaire d'une structure pour un accélérogramme spécifique en utilisant l'intensité la plus basse du facteur multiplicatif de l'accélération maximale du sol (PGA : Peak Ground Acceleration) de l'accélérogramme mis à l'échelle et obtenir la valeur du déplacement maximum au sommet ainsi que celle de l'effort tranchant maximum à la base. Cela donne un point sur la courbe IDA,

2. augmenter l'intensité du facteur multiplicatif de l'accélération maximale du sol (PGA) de l'accélérogramme mis à l'échelle et répéter ce processus itératif jusqu'à créer assez de points sur la courbe IDA et obtenir, ainsi, un spectre complet de la réponse de la structure : les phases de réponses élastique et inélastique ;
3. arrêter l'analyse quand la structure atteint son état limite ultime.

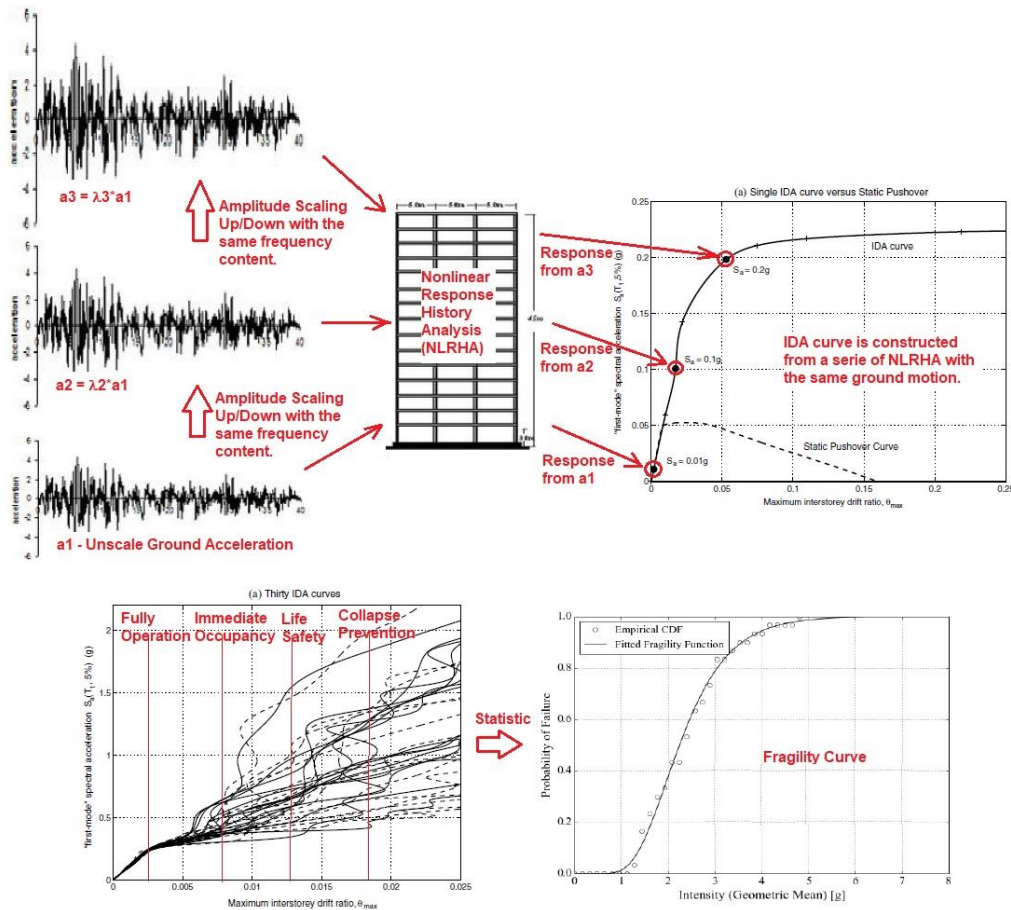


Figure 3.11. Différentes étapes du développement de la méthode IDA [60]

### b) Accélérogrammes utilisés dans les analyses dynamiques incrémentales

La sélection d'un paramètre approprié qui représente l'intensité des mouvements du sol est une tâche difficile dans l'analyse probabiliste de la demande sismique. Ce paramètre ne doit pas seulement représenter la densité d'un tremblement de terre, mais il doit être en corrélation avec les dommages aux structures et aux éléments. Les mesures optimales doivent répondre à plusieurs critères reconnus. En somme, une mesure d'intensité sélectionnée doit avoir un "sens technique" et être statistiquement indépendante de la caractéristique du

mouvement du sol avec une variabilité totale de la réponse structurelle pour IM dans une gamme acceptable pour divers types de structures.

Un ensemble approprié de mouvements du sol est nécessaire pour exécuter l'analyse dynamique incrémentale. Comme suggéré par l'Eurocode 8 [54] et par Bommer et al. [68], un minimum de sept mouvements de sol doit être utilisé pour représenter le comportement d'un bâtiment. Cependant, pour les bâtiments de hauteur moyenne, dix à douze mouvements de sol sont nécessaires pour obtenir une évaluation fiable de la demande sismique (Shome et Cornell [69]). FEMA P695 [70] recommande un minimum de vingt mouvements de sol pour réaliser une analyse dynamique incrémentale et élaborer des courbes de fragilité. Les mouvements du sol peuvent être sélectionnés à partir d'enregistrements de tremblements de terre réels ou générés artificiellement. En fait, les tremblements de terre réels sont plus réalistes parce qu'ils incluent toutes les informations sur les mouvements du sol, telles que la durée, le contenu énergétique, la fréquence, l'amplitude, la phase et le nombre de cycles (Rota et al [71]).

### 3.8. Courbes de fragilité sismique

Les courbes de fragilité sismique, composantes fondamentales de la méthodologie d'évaluation du risque sismique, sont des outils probabilistes, utilisés pour évaluer les dommages potentiels sur des structures à un niveau donné de l'aléa sismique. Il y a trois différentes façons d'obtenir une courbe de fragilité sismique d'une structure compte tenu des données de réponse de la structure. Elles peuvent être déduites à partir de données empiriques, d'avis d'experts (ou de jugements) ou de résultats d'analyses numériques. Une comparaison de ces trois approches est d'abord réalisée. Elle conduit à concentrer l'étude sur l'approche numérique pour développer des courbes de fragilité. Trois composantes nécessaires de cette approche sont ensuite présentées : modèles de l'excitation sismique, modélisations dynamiques des structures sous excitations sismiques, et méthodes d'évaluation de la probabilité de défaillance.

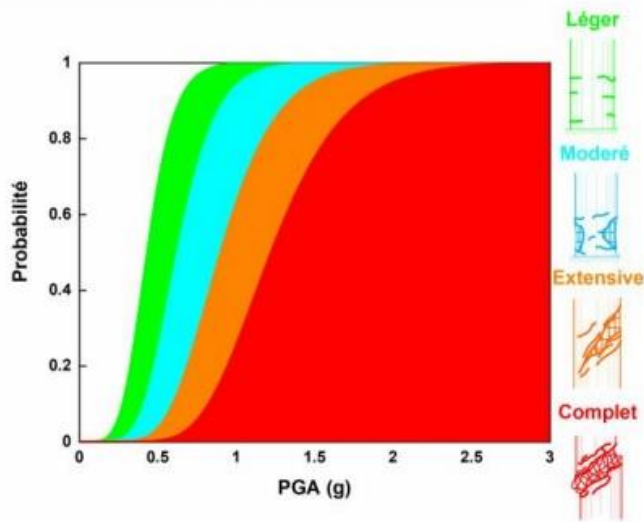


Figure 3.12. Exemple de la courbe de fragilité sismique [72]

### 3.8.1. Définition

Une courbe de fragilité sismique d'une structure est définie comme la probabilité conditionnelle de défaillance pour une intensité d'excitation du sol A donnée [73] :

$$\text{Fragilité} = Fr(a) = P [X \geq x_0 | A = a] \quad (3.4)$$

Où A est l'intensité caractéristique du mouvement du sol et a sa valeur. Dans la formule (3.4), on considère que la défaillance se produit si la réponse X dépasse une limite critique  $x_0$  du système. Lorsqu'on travaille avec la notion d'endommagement au lieu de la défaillance, on peut déterminer des courbes de fragilité relatives aux différents niveaux d'endommagement choisis comme léger, modéré, total...

En effet, un état de défaillance ou d'endommagement peut être atteint si la demande (solicitation) sismique imposée à la structure (D) est supérieure ou égale à la capacité (résistance) de la structure (C). La courbe de fragilité dans ce cas est la probabilité conditionnée à une intensité sélectionnée du mouvement sismique représentant le niveau de l'action sismique pour un état limite spécifique de dommage (limite state LS) [74] :

$$\text{Fragilité} = Fr(a) = PLS [D \geq C | A = a] \quad (3.5)$$

Généralement, la défaillance (ou un état limite) des structures dans un contexte incertain peut être caractérisée par une fonction d'état limite ou fonction de performance des paramètres physiques et géométriques. Ils peuvent être des variables aléatoires :  $G(Z) = C(Z) - D(Z)$ .

Le domaine de défaillance est défini par  $D_f = \{Z : G(Z) \leq 0\}$  et la courbe de fragilité est donc réécrite sous forme générale :

$$Fragilité = Fr(a) = P [G(Z) \leq 0 | A = a] \quad (3.6)$$

Suite à la définition exprimée dans les équations (3.4), (3.5) et (3.6), la probabilité de défaillance ou du niveau d'endommagement d'une structure sous un séisme d'une intensité spécifique "a" est facilement déterminée à partir de sa courbe de fragilité sismique.

De plus, si l'on connaît la distribution de l'intensité sismique A du site, on peut déduire la probabilité de défaillance de la structure au site par l'intégrale.

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} Fr(a)p_A(a)da \quad (3.7)$$

Où  $p_A(a)$  est la fonction de densité de probabilité de A. Les courbes de fragilité sismique ont été utilisées d'abord pour les études de sécurité des centrales nucléaires afin d'éviter les rejets radioactifs. Un des premiers travaux dans ce domaine a été proposé par Kennedy et al. [75]. La figure 3.12 présente des courbes de fragilité sismique correspondant à différents niveaux de confiance. Le pic d'accélération du sol (peak ground acceleration : PGA) a été choisi comme l'intensité caractéristique du mouvement du sol A dans les équations (3.4), (3.5) et (3.6).

L'idée de la courbe de fragilité sismique a été ensuite étendue pour différentes structures dans différents domaines, par exemple : équipement d'une centrale nucléaire ou système de refroidissement en génie nucléaire, bâtiment ou pont en génie civil.

Il y a différentes façons d'obtenir les courbes de fragilité d'une structure. On peut les classer suivant les données de réponse structurale qui peuvent être obtenues à partir d'observations de terrain (dommages post-séisme de structure), d'avis d'experts (ou de jugements) ou de résultats d'analyses numériques en utilisant des modèles mécaniques. Ces trois sources de données constituent trois approches principales de construction des courbes de fragilité sismique.

### 3.8.2. Courbes de fragilité à l'aide des dommages structurels réels (empiriques)

Cette approche est basée principalement sur l'observation réelle des dommages structurels après un séisme (post-tremblement de terre) ou à partir d'expériences pour obtenir des informations sur la fragilité des structures. Cette courbe de fragilité reste proche des

résultats exacts car elle est dérivée directement de structures réelles et de tremblements de terre réels. Cependant, son efficacité est encore limitée par le nombre de structures qui peuvent être examinées, et cette méthode ne prend pas en compte certains paramètres structuraux ou encore la variation de mouvement du sol en raison de la limitation des données.

Ce type de courbe de fragilité est devenu un outil pour caractériser la performance sismique d'un ensemble de structures similaires dans les zones sensibles à risque sismique. Des données d'intensité du séisme pour chaque structure et des données de dommages structurels correspondants sont collectées et statistiquement converties en courbes de fragilité. Ce processus nécessite généralement un grand nombre de données pour des estimations fiables de fragilité [76].

### 3.8.3. Courbes de fragilité à l'aide des opinions d'experts

Lorsque les informations disponibles sur les données enregistrées sont incomplètes ou insuffisantes, il est bon de s'appuyer sur des données provenant des avis d'ingénieurs et de chercheurs spécialisés. Un comité d'ingénieurs des structures est réuni pour établir des estimations de la probabilité de distribution des dommages pour les différents types de structure lorsqu'ils sont soumis à des séismes d'intensités différentes. Les fonctions de probabilité de distribution des prédictions d'experts sont capables de représenter le niveau des dommages estimés des structures à chaque niveau d'intensité des mouvements du sol. La probabilité d'un état des dommages spécifié est établie à partir de la distribution des résultats et associée au niveau d'intensité des mouvements du sol correspondant pour obtenir un ensemble de courbes de vulnérabilité pour le type de structure associé [77].

### 3.8.4. Courbes de fragilité obtenues à partir des simulations numériques

Cette approche permet d'obtenir des courbes de fragilité à partir de réponses sismiques des modèles d'analyse des structures [70]. La caractéristique commune à ces études réside dans le fait que la méthode numérique est constituée de trois étapes principales :

- a) détermination de l'excitation sismique à considérer et identification d'un paramètre d'intensité sismique approprié. Généralement, le pic d'accélération du sol (PGA) est choisi,
- b) modélisation et analyse de la structure pour calculer sa réponse, ainsi que l'identification de points d'états limite,

- c) construction de la courbe de fragilité par la mise en commun des méthodes d'évaluation de probabilité de défaillance des points discrets et/ou associées à des approches de régression pour obtenir la courbe continue en se basant sur l'hypothèse d'une loi de probabilité (log normale).

À l'issue des simulations, on peut estimer les paramètres de la courbe de fragilité.

### 3.8.5. Discussion des trois approches d'établissement des courbes de fragilité sismique

Les courbes de fragilité dérivées de données de dommages réels fournissent des informations précieuses de l'impact potentiel de futurs tremblements de terre. De plus, ces courbes sont souvent utilisées pour calibrer les courbes de fragilité développées par la méthode numérique [78]. Toutefois, la rareté des données et l'incohérence entre les niveaux de dommages constatés et les mouvements du sol, qui pourraient conduire à des résultats non fiables de la courbe de fragilité [79], sont des limites de cette approche.

L'approche basée sur l'avis d'experts est l'une des méthodes les plus simples pour obtenir une courbe de fragilité. Cependant, en plus de la subjectivité de l'avis des experts impliqués, le caractère aléatoire des mouvements du sol, leurs intensités, leurs synchronisations temporelles, l'incertitude sur la réponse structurale et la variété des classes de structures rendent cette approche peu intéressante par rapport aux autres comparativement à une structure précise donnée.

Ainsi, l'approche de simulation numérique est la seule option pour l'évaluation de la performance sismique des structures lorsque les données des dommages de structures ou les avis d'experts ne sont pas disponibles. Il est clair que les courbes de fragilité empiriques n'indiquent pas le type de structure. Il s'agit, par exemple, de l'influence des paramètres mécaniques, de la performance structurelle (statique et dynamique) ; la variation de mouvement d'entrée (contenu de fréquence, durée) ne peut être adoptée pour estimer le niveau de dommages à un système spécifique sans expérience sismique. De plus, elles peuvent ne pas être applicables dans les régions sismiques qui ne connaissent pas suffisamment de tremblements de terre. Au contraire, les courbes de fragilité par approche numérique, obtenues en utilisant des simulations numériques ou une analyse stochastique des structures soumises à des enregistrements ou des modèles stochastiques de séismes, sont capables de prendre en compte le mouvement d'entrée et la variation de paramètres



structuraux. Elles peuvent ainsi être adoptées efficacement pour exécuter l'évaluation de la vulnérabilité d'une structure spécifique, sans expérience sismique disponible.

Les avantages et inconvénients des trois approches pour le développement des courbes de fragilité sont résumés dans le tableau 3.1. En se basant sur l'analyse des trois approches abordées et sur les moyens disponibles, les développements visés de la thèse se trouvent dans l'approche de simulation numérique. La section suivante va fournir une bibliographie des travaux existants dans cette approche. Ses trois composantes importantes sont : (i) la simulation des mouvements du sol, (ii) la modélisation des structures et considération de l'incertitude dans les caractéristiques structurales et (iii) l'évaluation de la fiabilité des structures en comportement dynamique aléatoire.

**Tableau 3.1. Avantages et Inconvénients des trois approches**

Approche	Avantages	Inconvénients
Empirique	- Observation réelle des dommages structurels après un séisme	- Qualité limitée de données - Très spécifique à un environnement sismo-tectonique, géotechnique et notamment intégrée - Ne prend pas en compte la variation des paramètres structuraux et de mouvements du sol - Rareté des données et incohérence entre les niveaux de dommages
Opinions d'expert	- Données de dommages provenant des avis d'ingénieurs et de chercheurs spécialisés - Rapide	- Fiabilité des courbes dépend de l'expérience individuelle des experts consultés
Numérique	- Données de dommages obtenues à partir des analyses numériques - Prise en compte de la variation des paramètres structuraux et du mouvement du sol,	- Analyse temporelle non-linéaire avec plusieurs variables aléatoires coûteuse en temps - Sensible aux choix effectués pour la méthode d'analyse, l'idéalisation des structures, l'aléa sismique, et la définition des états de dommage.

### 3.8.6. Composantes nécessaires pour l'approche numérique

#### a) Mouvement du sol des séismes

La réponse (en accélération, ou vitesse ou déplacement...) des structures lors des tremblements de terre dépend d'une part des mouvements du sol et d'autre part, de leurs propres caractéristiques. Elle peut être déterminée à partir d'accélérographes (en temps) ou de spectres de réponse (en période ou en fréquence propres des oscillateurs). Toutefois, si la structure présente un comportement non-linéaire qui est souvent le cas sous l'excitation sismique, seule l'analyse temporelle permet de déterminer la réponse structurale avec précision. Deux accélérographes  $a(t)$  décrivent simplement la variation de l'accélération du sol autour de zéro dans une direction dont la durée totale peut varier de quelques secondes à quelques dizaines de secondes.

#### b) Modélisation du comportement sismique des structures

Les structures et systèmes mécaniques peuvent être idéalisés ou discrétisés en des systèmes à un seul degré de liberté (1DDL) ou systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDDL). Lorsque le système étudié est simple ou lorsque l'on a besoin d'une analyse rapide, la modélisation par 1DDL avec seulement quelques paramètres, peut permettre de nombreuses analyses dans un court laps de temps [80, 81]. Toutefois, lorsque le système mécanique est complexe, la modélisation par un modèle MDDL est nécessaire et donne une réponse plus précise [82, 83].

La méthode statique non linéaire (poussée progressive) est une approche alternative, souvent appelée méthode du spectre de capacité. Cette méthode a été utilisée pour établir des courbes de fragilité par différents chercheurs [84, 85]. Dans toutes ces études, ils ont considéré une méthodologie similaire qui utilise l'intersection d'un spectre de capacité obtenu par une analyse non linéaire Pushover statique et un spectre de demande obtenu par la réduction du spectre de réponse élastique. Dans une analyse déterministe, l'intersection des courbes de la capacité et de la demande est le point de performance. Cependant, les distributions de probabilité sont établies à la fois sur les courbes de capacité et de demande pour indiquer l'incertitude associée à l'évaluation de la performance. La probabilité de défaillance est déterminée à l'intersection de la distribution de la demande et de la capacité. Les courbes de fragilité peuvent être générées en utilisant ces spectres pour différents niveaux de l'intensité sismique et l'état limite donnés. La méthode temporelle non linéaire (Non

Linear Time history analysis) est considérée comme la méthode la plus rigoureuse pour estimer les demandes sismiques inélastiques des structures. Bien que l'analyse temporelle soit très compliquée et coûteuse en temps, les courbes de fragilité obtenues en utilisant cette procédure, sont soupçonnées d'avoir une meilleure fiabilité par rapport à celles des méthodes d'analyse mentionnées ci-dessus [84]

### c) États limites des structures

Un état limite est un critère défini comme la valeur de la demande structurelle qu'un système est incapable d'atteindre, à un niveau spécifié : endommagement ou défaillance. L'état d'endommagement ou de défaillance peut être spécifié à travers des limites sur n'importe quel paramètre de réponse tel que : contraintes, déformations, déplacements, accélérations. Selon les types de structure de l'étude, des paramètres correspondant aux trois manières suivantes peuvent être utilisés pour caractériser les états d'endommagements : (1) déformation maximale (déplacement maximal, rapport de ductilité, déplacement inter-étage) ; (2) dommage cumulatif (Cumulative damage) et (3) association de la déformation maximale et du dommage cumulatif (modèle de Park et Ang). Le tableau 3.2 présente la relation entre la performance sismique souhaitée et le taux maximum de déplacements inter-étages recommandé par FEMA-356 [60]

**Tableau 3.2. Limite des niveaux de performance**

Niveau de performance	Probabilité	$\Delta$ d'après FEMA-356
IO	50%/50 ans	0.5%
LS	10%/50 ans	1.5%
CP	2%/50 ans	2%

### 3.8.7. Courbes de fragilité basées sur l'hypothèse de la loi log-normale

#### a) Rôle de loi log-normale :

Du point de vue théorique, les raisons qui poussent à utiliser la distribution log-normale sont [86, 87] :

- seules les valeurs positives (de zéro à l'infini) de la variable aléatoire  $X$  sont considérées,
- il y a absence de densité de probabilité à  $X = 0$ .

- La loi log-normale est définie par le premier et second moment.

Dans le cadre de l'évaluation de la vulnérabilité sismique, la loi log normale joue un rôle très important. En effet, elle est utilisée pour :

- représenter le modèle des courbes de fragilité.
- établir la relation entre l'intensité du séisme à une large variété de réponses structurales [88, 89, 90].

#### b) Modèle de la loi log-normale pour les courbes de fragilité

Dans la littérature, le modèle de distribution statistique retenu pour représenter les courbes de fragilité d'une structure est un modèle de type loi cumulative log-normale (3.8). Dans celui-ci deux paramètres ( $\mu$ ,  $\sigma$ ) de la fonction cumulative de probabilité sont utilisés pour définir la probabilité de dépasser un état d'endommagement ou de défaillance :

$$P(IM = x) = \Phi \left[ \frac{\ln(x/\mu)}{\sigma} \right] \quad (3.8)$$

Où  $\Phi$  est la fonction de répartition de probabilité de la loi normale centrée réduite,  $\mu$  est la médiane et  $\sigma$  est l'écart-type du logarithme naturel de l'intensité sismique  $IM = x$ .

### 3.9 Conclusion

Les procédures recommandées pour la conception et l'évaluation sismiques sont brièvement décrites dans ce chapitre. Les méthodes statiques linéaires et non linéaires (Pushover) et les méthodes dynamiques linéaires et non linéaires, sont décrits en même temps que les niveaux de performances structurelles.

Les courbes de fragilité peuvent être obtenues à partir de données empiriques, d'avis d'experts ou des résultats d'analyses numériques. Une comparaison de ces trois approches est exposée. Toutes les méthodes numériques existantes de construction des courbes de fragilité sismiques sont recensées et analysées, ce qui permet d'établir un état de l'art et de proposer enfin des voies à explorer dans le cadre de cette thèse.

# **Chapitre IV :**

## **Expérimentation Numérique et Interprétations des Résultats**

## 4. Simulation numérique

### 4.1. Introduction

L'introduction du comportement des assemblages dans les analyses globales des structures est un aspect important de la réponse des portiques, particulièrement influencée par la déformabilité et/ou la résistance des assemblages. Ces derniers temps, plusieurs chercheurs se sont efforcés de trouver les moyens les plus appropriés afin d'intégrer la réponse réelle des assemblages dans les analyses structurales. Cela n'est cependant pas chose facile, du fait qu'il faut trouver la formulation idéale pour représenter ce comportement. Dans ce chapitre, une étude paramétrique effectuée sur trois portiques métalliques non contreventés à cinq, sept et dix étages et avec trois travées. L'étude étant axée sur la variation de la capacité du moment de flexion de la poutre. La performance sismique de ces portiques est déterminée par l'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire (Incremental dynamic analysis IDA) qui conduisent finalement à établir les courbes de fragilité sismique.

### 4.2. Description du modèle

Cette étude traite trois portiques avec des assemblages boulonnés aux extrémités représentant 50%, 70% et 100% de la capacité du moment plastique de la poutre. Les portiques envisagés dans cette étude sont des portiques bidimensionnels (portique plan). Les portiques sont de type cinq, sept et dix étages avec trois travées de 4 m de largeur et 3 m de hauteur, respectivement. Une élévation similaire de cadre est présentée à la figure 4.1.

Il faut noter que les charges verticales utilisées sont des charges permanentes de 30 KN/m incluant le poids propre de la structure. Les mêmes charges de gravité sont considérées pour tous les étages.

Concernant le chargement horizontal il s'agit d'un spectre de réponse tiré du l'Euro code 8 [54] avec un amortissement de 5%, Type A et la classe d'importance est la classe II

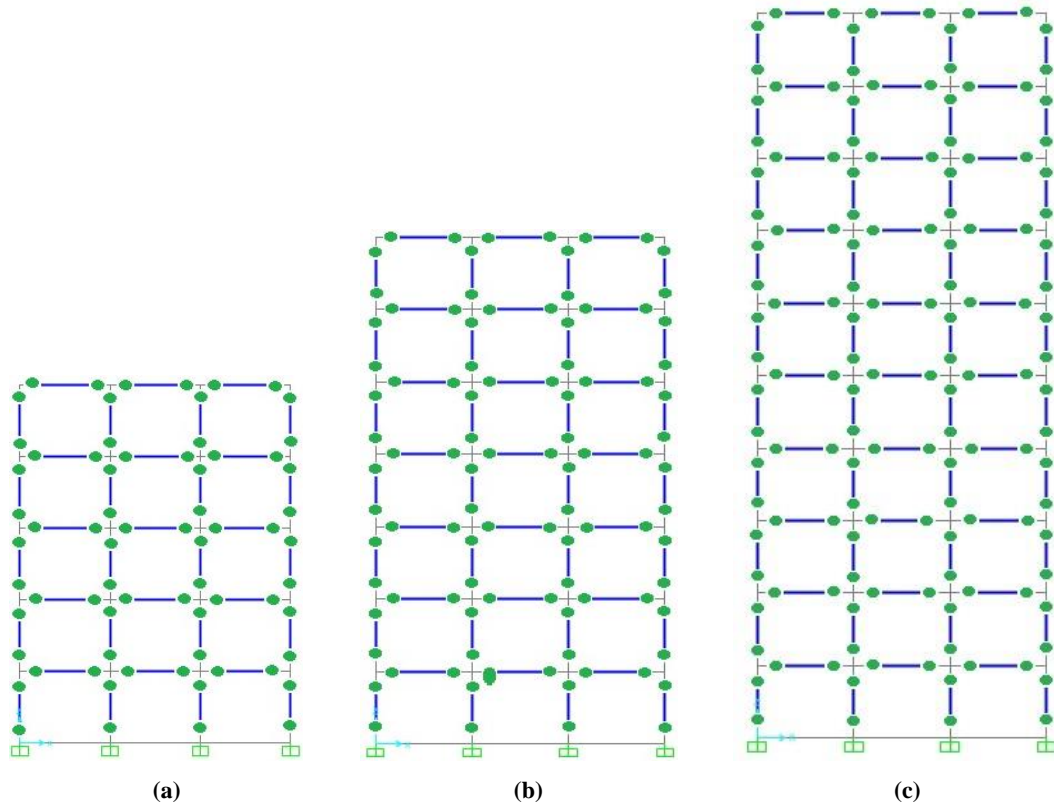


Figure 4.1. Détail des portiques métalliques (a) 5 étages (b) 7 étages (c) 10 étages

Le spectre de réponses pris en considération dans l'étude des différents portiques est présenté dans la figure 4.2

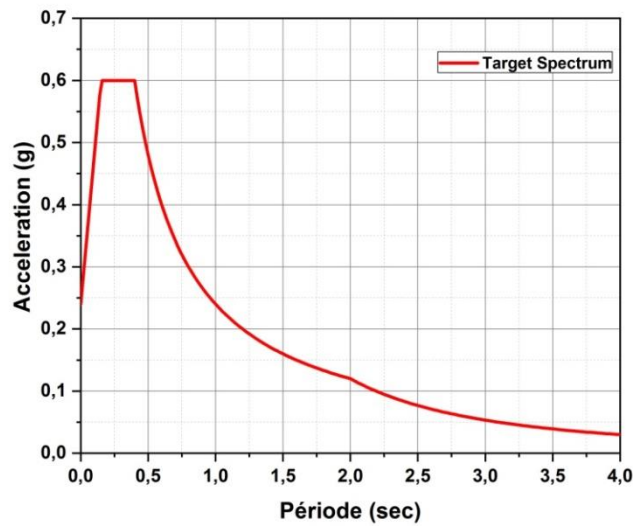


Figure 4.2. Spectre de réponse [54]

Les caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé sont :

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

### 4.3. Modélisation des assemblages

Pour modéliser le joint, le logiciel non linéaire standard SAP2000 version 21 [91] est utilisé. Dans ce logiciel, un élément d'assemblage plastique multi-linéaire avec des joints de longueur zéro est appliqué. L'articulation présente un comportement d'hystérésis cinématique. La courbe de comportement moment-rotation de l'assemblage est illustrée à la figure 4.3.

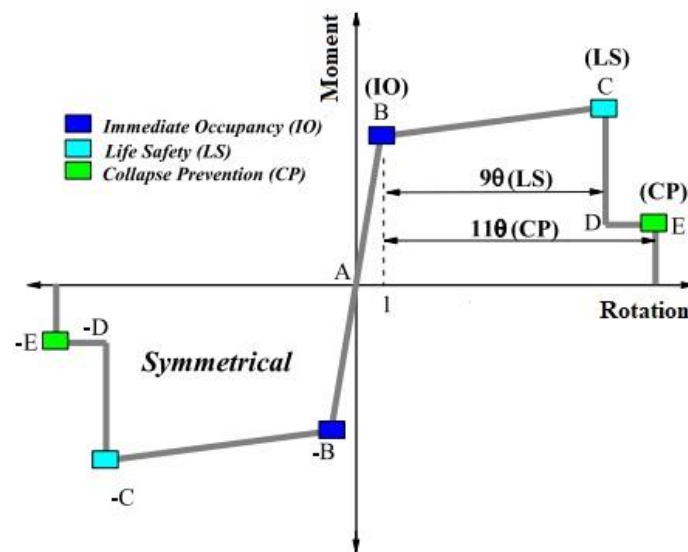


Figure 4.3. Comportement moment-rotation de l'assemblage SAP200 [91]

La non-linéarité des matériaux dans les portiques en acier est modélisée par des rotules plastiques concentrées à l'extrémité des éléments. Dans cette étude, les rotules plastiques sont choisies par défaut, conformément aux directives de l'Eurocode 3 [39]. Les rotules de type M3 et de type P-M3 sont utilisées pour les poutres et les poteaux, respectivement, et sont insérées à une valeur absolue égale à 0,05 de la longueur d'extrémité de l'élément.



**Tableau 4.1. Les critères d'acceptation du déplacement en rotation et en translation**

Modèle	Eléments	Capacité d'assemblage	Type de Rotule	Moment plastique	Critère d'acceptation		
					IO	LS	CP
5 étages	Poteau	100%	P + M3		0.001	0.005	0.005
		70%	P + M3		0.001	0.005	0.005
		50%	P + M3		0.001	0.005	0.005
	Poutre	100%	M3	146.41	0.008	0.072	0.088
		70%	M3	102.49	0.007	0.063	0.077
		50%	M3	73.2	0.007	0.063	0.077
7 étages	Poteau	100%	P + M3		0.001	0.005	0.005
		70%	P + M3		0.001	0.005	0.005
		50%	P + M3		0.001	0.005	0.005
	Poutre	100%	M3	189.97	0.007	0.063	0.077
		70%	M3	132.98	0.007	0.063	0.077
		50%	M3	94.98	0.007	0.063	0.077
10 étages	Poteau	100%	P + M3		0.001	0.005	0.005
		70%	P + M3		0.001	0.005	0.005
		50%	P + M3		0.001	0.005	0.005
	Poutre	100%	M3	189.97	0.007	0.063	0.077
		70%	M3	132.98	0.007	0.063	0.077
		50%	M3	94.98	0.007	0.063	0.077

#### 4.4. Rotules plastiques dans les poutres et les poteaux

Pour le SAP2000 [91], le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules plastiques aux extrémités des éléments là où on assume que le rendement par flexion se produit. La norme FEMA 356 [60] propose les équations (4.1) et (4.2) pour calculer le moment et la rotation de l'écoulement pour les poutres et les poteaux en acier :

$$M_y = F_{ye} W_{pl} \quad (4.1)$$

$$\theta_y = \frac{F_{ye} W_{pl} L}{6EI} \quad (4.2)$$

Où :

$$f_{ye} = 1.1 F_y$$

$F_y$ : Limite élasticité de l'acier

$W_{pl}$ : Module plastique de la section

$L$ : longueur d'élément

$E$ : module d'élasticité

I: Moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion

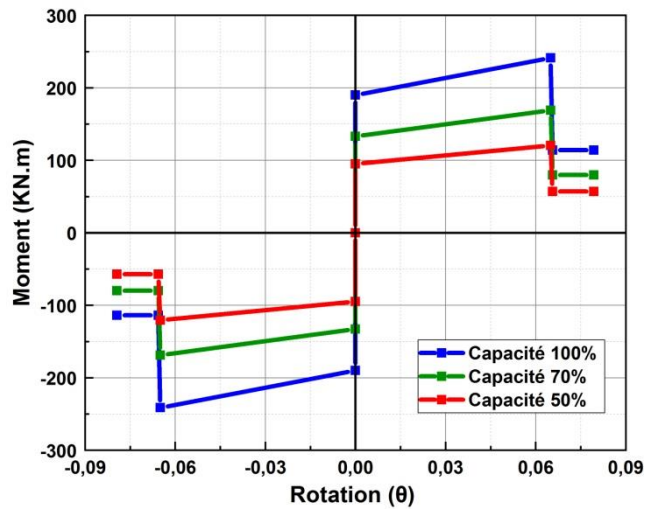


Figure 4.4. Courbe moment-rotation des assemblages utilisés dans cette recherche

#### 4.5. Accélérographes utilisés dans l'analyse dynamique

L'analyse des portiques est conduite au moyen d'une analyse dynamique non linéaire. Ainsi, vingt séismes provenant de nombreuses régions ont été utilisés pour effectuer l'analyse dynamique incrémentale. Les détails des 20 enregistrements du mouvement du sol qui ont été sélectionnés sont présentés dans le tableau 4.2

Tableau 4.2. Mouvements du sol utilisés dans l'analyse dynamique

No	Année	Séisme	Magnitude	Pays	P <sub>GA</sub>
1	1976	Friuli	6.5	Italy	0.25
2	1961	Hollister	5.6	USA	0.17
3	1979	Imperial Valley	6.5	USA	0.38
4	1995	Kobe	6.9	Japan	0.212
5	1999	Kocaeli	7.5	Turkey	0.358
6	1992	Landers	7.3	USA	0.42
7	1983	Trinidad	5.8	Trinidad et Tobago	0.33
8	1994	Newhall	6.7	USA	0.605
9	1994	Santa Monica	6.7	USA	0.228
10	1979	Elcentro	6.5	USA	0.40
11	1979	Array-06	6.5	USA	0.43
12	1989	Corralitos	6.9	USA	0.483
13	1987	Lacc North	5.9	USA	0.25

14	1989	Lexington	6.9	USA	0.4
15	1994	Sylmar	6.7	USA	0.578
16	1992	Lucerne	7.3	USA	0.60
17	1992	Petrolia	7.2	USA	0.18
18	1992	Yermo	7.3	USA	0.154
19	1989	Oakland_Outher	6.9	USA	0.42
20	1988	Pomona	7.5	USA	0.34

La figure 4.5 montre le résultat de la simulation de vingt enregistrements d'accélération sous la forme de courbes du spectre de réponse.

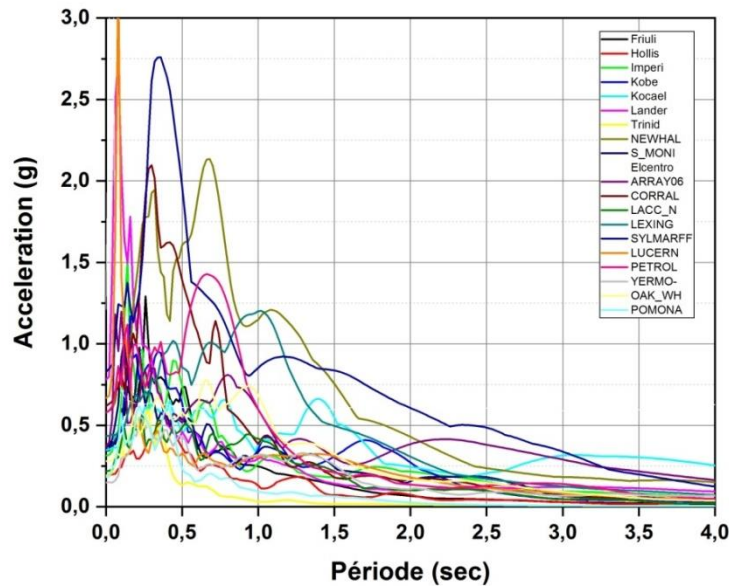


Figure 4.5. Simulation des accélérogrammes sous la forme des specters de réponses

Dans le but d'atteindre une correspondance de ces mouvements du sol avec le spectre de réponse utilisé dans cette étude, le logiciel Seismo-Match [92] est utilisé. Ce logiciel a pour but d'ajuster les enregistrements de mouvements du sol pour correspondre à un spectre de réponse cible particulier. La figure 4.6 présente l'ajustement des spectres de réponses, des vingt mouvements de sols au spectre de réponse ciblé.

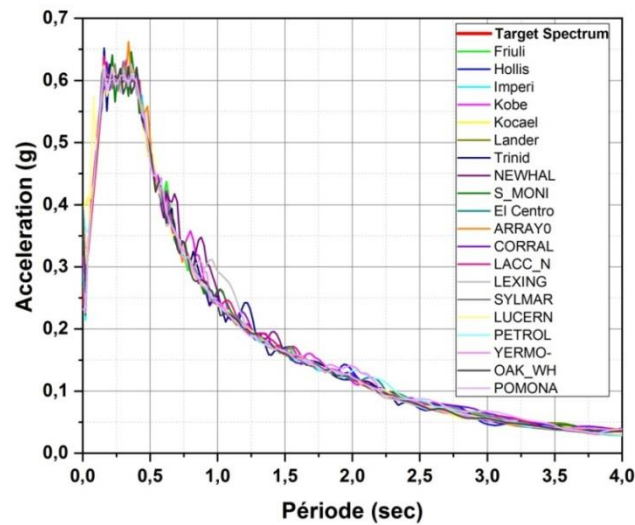


Figure 4.6. Ajustement des spectres de réponse par Seismo-match

## 4.6. Résultats et Discussions

L'évaluation des portiques est réalisée à l'aide d'une analyse statique non linéaire (Pushover), d'une analyse dynamique non linéaire (IDA) et élaborer en deuxième lieu les courbes de fragilité. Dans cette partie, tous les résultats sont résumés, interprétés et discutés.

### 4.6.1. Etude Statique

#### a) Dimensionnement des éléments

Le tableau 4.3 présente les sections des éléments de portique avec assemblage de capacité de moment de la poutre égale à 50%, 70% et 100% pour des portiques de 5 , 7 et 10 étages respectivement.

Tableau 4.3. Dimensionnement des poutres et des poteaux

Modèle	Éléments	Capacité d'assemblage	Sections
5 étage	Poteau	100%	HE 240A
		70%	HE 220A
		50%	HE 180A
	Poutre	100%	
		70%	IPE 270
		50%	
7 étage	Poteau	100%	HE 260A
		70%	HE 240A
		50%	HE 200A
	Poutre	100%	
		70%	IPE 300
		50%	
10 étage	Poteau	100%	HE 320A
		70%	HE 240A
		50%	HE 200A
	Poutre	100%	
		70%	IPE 300
		50%	

- Les résultats montrent que la section des poteaux des modèles avec une capacité d'assemblage égale à 50%, 70%, diminue par rapport au modèle rigide, en revanche les résultats montrent que les sections des poutres sont identiques.

#### b) Périodes fondamentale

Le tableau 4.4 présente les valeurs des périodes fondamentales et les différentes projections d'accélération sur le spectre de réponse avec la variation de la capacité de connexion (50%, 70% et 100%) pour les portiques 5, 7 et 10 étages .

Tableau 4.4. Valeurs des périodes fondamentales et leurs accélérations correspondantes

	5 étages			7 étages			10 étages		
	100%	70%	50%	100%	70%	50%	100%	70%	50%
<b>Période <math>T_f</math></b>	1.43	1.55	1.90	1.73	1.84	2.21	2.23	2.64	3.17
<b><math>A_g(T_f)</math> (g)</b>	0.17	0.15	0.13	0.14	0.13	0.10	0.10	0.07	0.05

- Les résultats montrent que la valeur de la période fondamentale pour le premier mode des modèles avec une capacité d'assemblage égale à 50%, 70%, augmente par rapport au modèle rigide.

4.6.2. Analyse Statique non linéaire (Pushover)

a) Courbe Pushover

Les figures 4.7, 4.8 et 4.9 montrent la réponse latérale des portiques avec assemblage de capacité de moment de la poutre égale à 50%, 70% et 100% pour des portiques de 5 , 7 et 10 étages respectivement sous l'influence de la charge latérale.

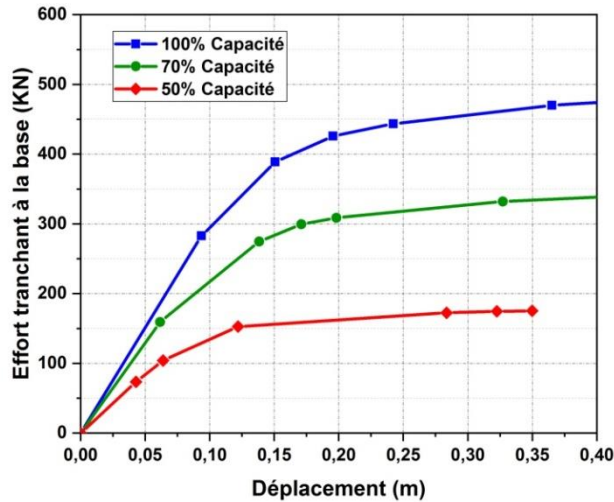


Figure 4.7. Comportement charge latérale-déplacement en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 5 étages

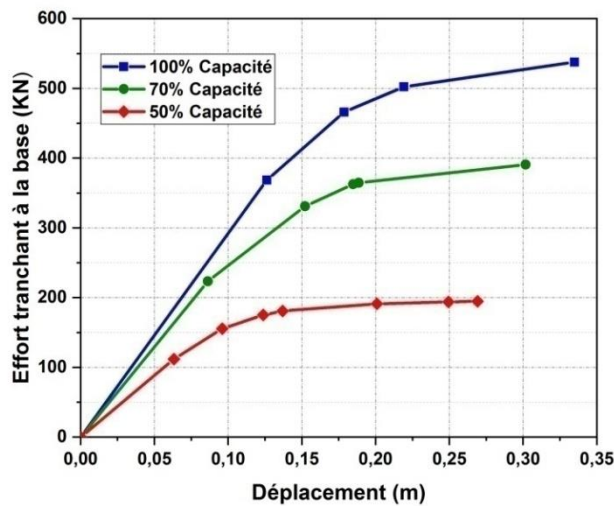


Figure 4.8. Comportement charge latérale-déplacement en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 7 étages

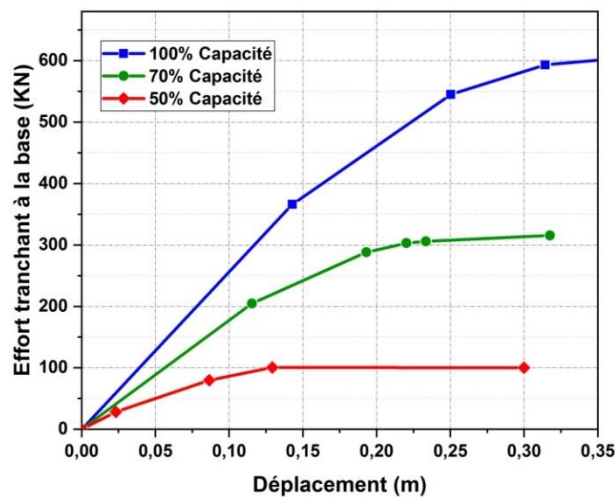


Figure 4.9. Comportement charge latérale-déplacement en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 10 étages

- Les résultats montrent que la charge latérale (effort tranchant à la base) des modèles avec une capacité d'assemblage égale à 50%, 70%, diminue par rapport au modèle rigide (capacité 100%) avec des valeurs de (63.7%, 28%) respectivement pour le portique à cinq étages, (63%, 27%) pour le portique à sept étages et (84%, 51%) pour le portique à dix étages.
- Concernant le coefficient de ductilité, il est facile de constater d'après ces figures que les modèles avec une capacité d'assemblage de 50%, 70%, indiquent que la ductilité augmente de 29% et 16.4% pour le portique à cinq étages, 32% et 9.7% pour le portique à sept étages et 98% et 11.6% pour le portique à dix étages par rapport au modèle rigide.

### b) Courbe de capacité

Les figures 4.10, 4.11 et 4.12 présentent la courbe du spectre de capacité en fonction du déplacement spectral, le comportement de point de performance final des portiques métalliques avec assemblage de capacité de moment de la poutre égale à 50%, 70% et 100% pour des portiques de 5 , 7 et 10 étages respectivement sous l'influence de la charge latérale.

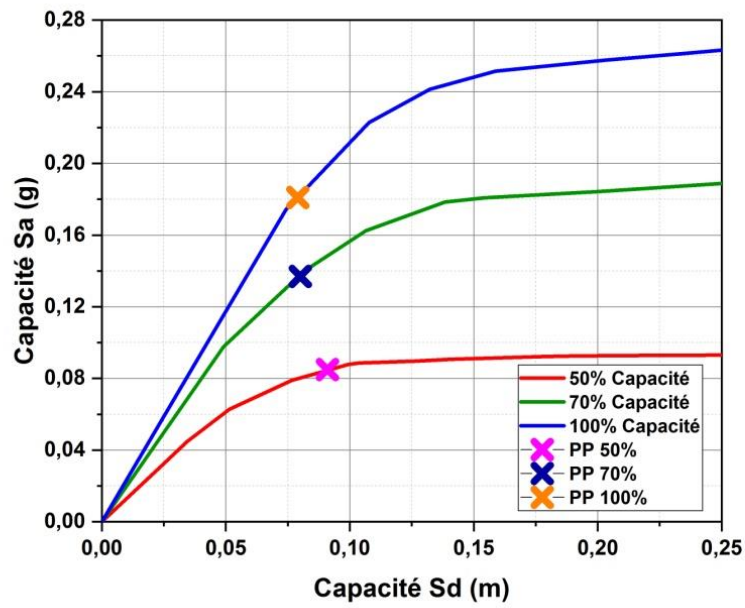


Figure 4.10. Courbe de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 5 étages

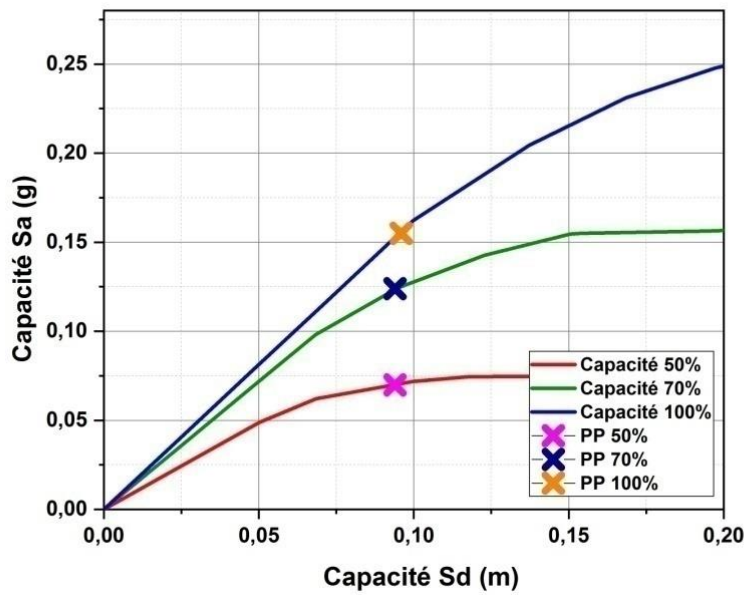


Figure 4.11. Courbe de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 7 étages



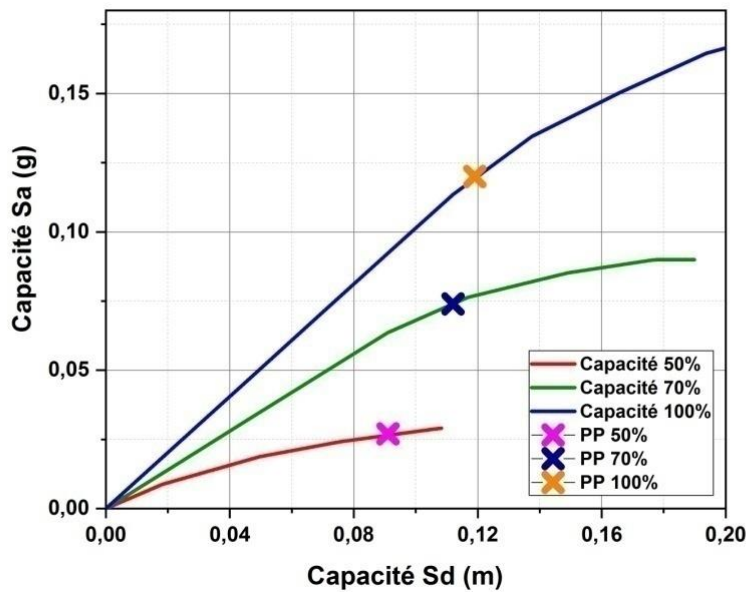
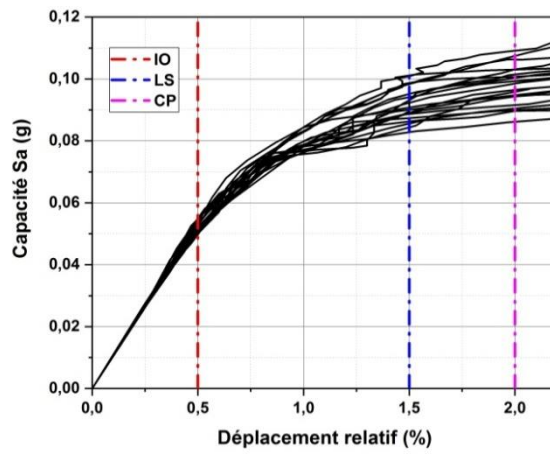


Figure 4.12. Courbe de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour le portique à 10 étages

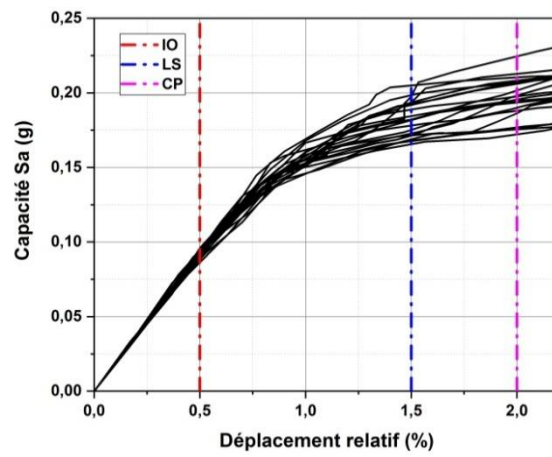
- Il est facile de constater d'après ces figures que le comportement des points de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour tous les portiques reste dans le domaine élastique
- L'application de la méthode d'analyse dynamique incrémentale sera permis de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique et cela en suivant l'historique de formation des rotules plastiques dès son apparition dans n'importe quel élément structurel.

#### 4.6.3. Analyse dynamique non linéaire (IDA)

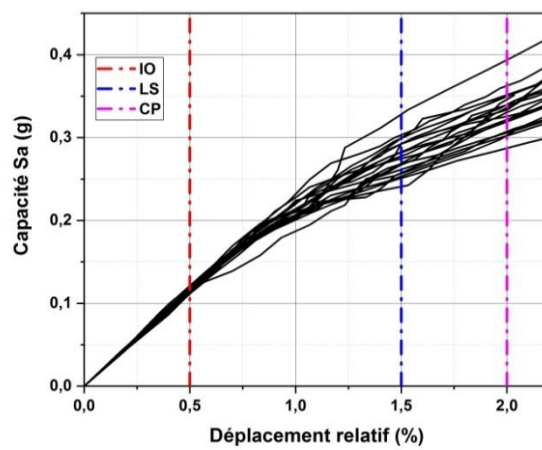
Les figures 4.13, 4.14 et 4.15 montrent les résultats de l'analyse dynamique non linéaire (courbe IDA) pour les portiques métalliques avec assemblage de capacité de moment de la poutre égale à 50%, 70% et 100% pour des portiques de 5 , 7 et 10 étages respectivement.



(a)

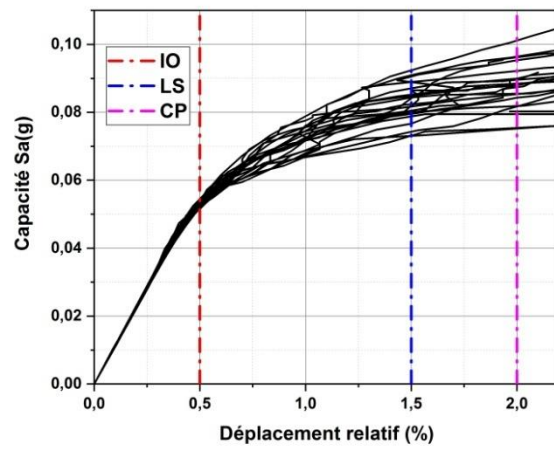


(b)

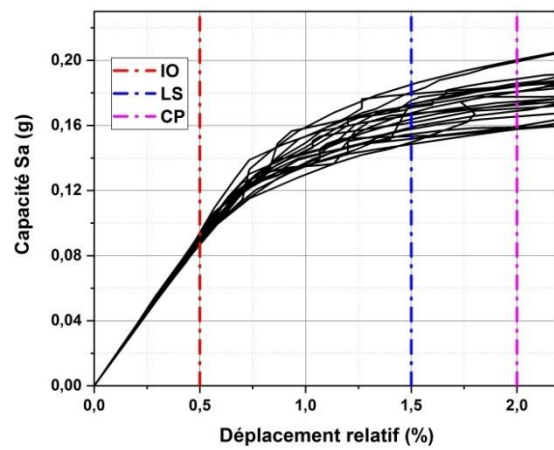


(c)

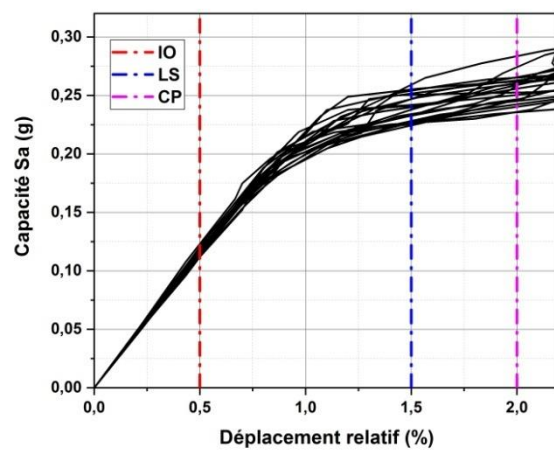
Figure 4.13. Courbe IDA en fonction de la variation de la capacité d'assemblage (a) 50% (b) 70% et (c) 100% pour le portique à 5 étages



(a)

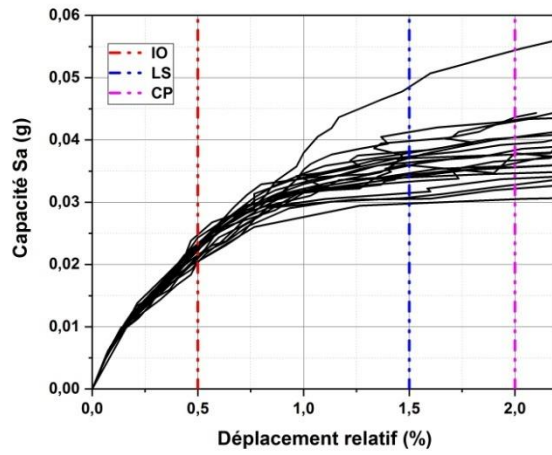


(b)

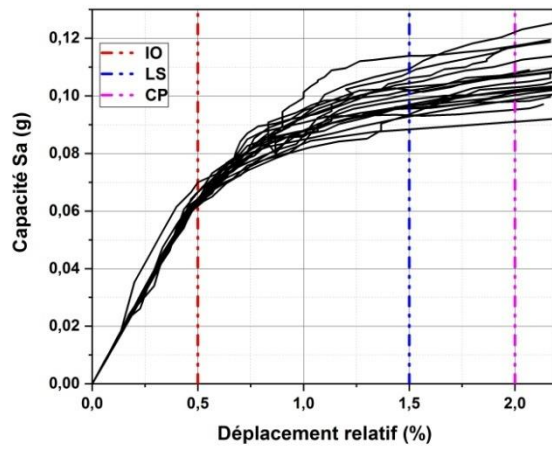


(c)

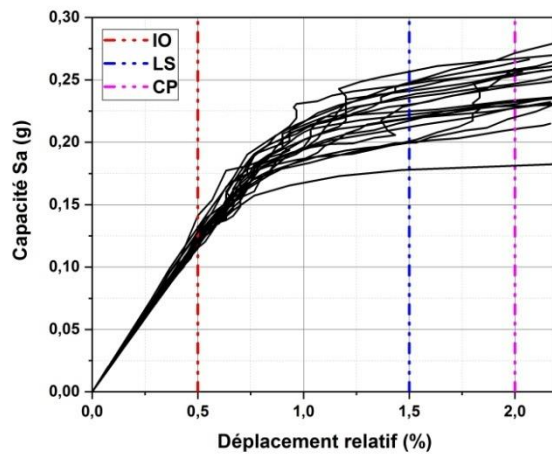
Figure 4.14. Courbe IDA en fonction de la variation de la capacité d'assemblage (a) 50% (b) 70% et (c) 100% pour le portique à 7 étages



(a)



(b)



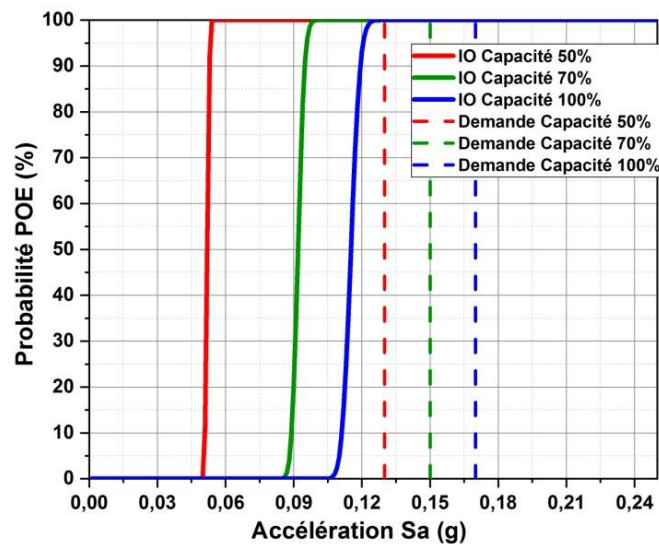
(c)

Figure 4.15. Courbe IDA en fonction de la variation de la capacité d'assemblage (a) 50% (b) 70% et (c) 100% pour le portique à 10 étages

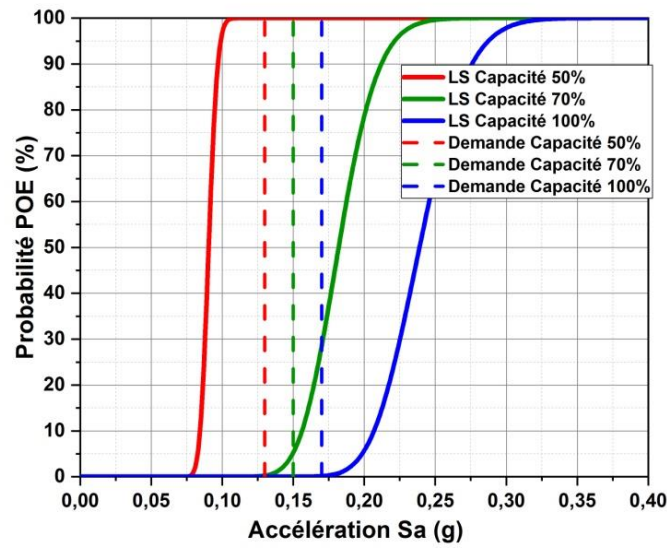
- Les résultats montrent que le comportement de tous les portiques métalliques est linéaire lorsque le rapport de déplacement relatif est inférieur à 0.5%.
- Lorsque la capacité de l'assemblage diminue, l'accélération spectrale  $S_a$  diminue de 20 % et 70 % pour une capacité d'assemblage égale à 50 %, 70 % respectivement par rapport au modèle rigide
- Plus le nombre d'étages est élevé, plus l'accélération spectrale diminue de 10% à 20% pour le portique à sept étages, et de 60% à 40% pour le portique à dix étages par rapport au portique à cinq étages pour une capacité d'assemblage de 50%, 70% et 100% respectivement, ceci est dû à l'augmentation de la période des structures.

#### 4.6.4. Courbe de fragilité

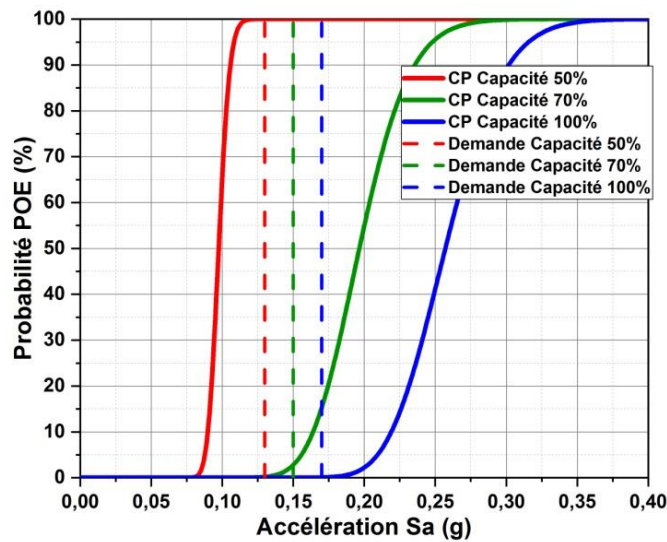
La figure 4.16 montre les courbes de fragilité pour le portique métallique de cinq étages avec assemblage de capacité de moment de la poutre égale à 50%, 70% et 100%.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.16. Courbe de fragilité en fonction de la variation de la capacité d'assemblage (a) Immediate Occupancy (b) Life Safety et (c) Collapse Prevention pour le portique à 5 étages

- La diminution de la valeur de la capacité d'assemblage indique que la probabilité de dépassement (POE) pour chaque niveau de performance (limite states) augmente.
- Le portique de cinq étages avec une capacité d'assemblage de 50% est plus vulnérable que les portiques de 70% et 100%.

- Les résultats montrent que les valeurs d'accélération ( $S_a$ ) à 50% de la probabilité de dommages des portiques avec une capacité d'assemblage 50% et 70%, donne une réduction par rapport au portique avec la capacité d'assemblage de 100%. Dans l'ordre de 54%, 62%, 60% pour une capacité d'assemblage de 50% et 21%, 25%, et 20% pour une capacité d'assemblage de 70% ; pour tous les niveaux de performance IO, LS et CP respectivement en raison de la diminution du moment plastique.

La figure 4.17 présente la probabilité de dépassement (POE) pour le portique à cinq étages pour différentes accélérations  $A_g(T_f)$  donnant par projection la valeur de la période fondamentale sur le spectre de réponse avec variation de la capacité d'assemblage (50%, 70% et 100%) pour différents niveaux de performance (IO, LS, CP).

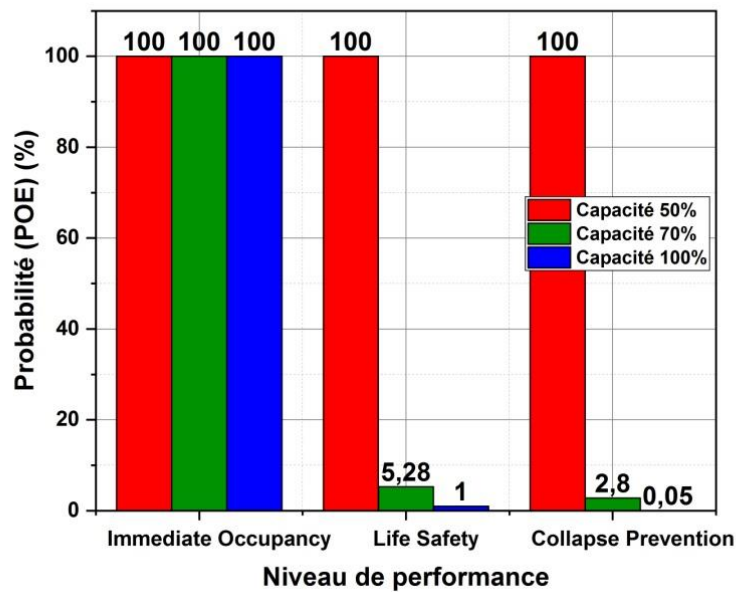
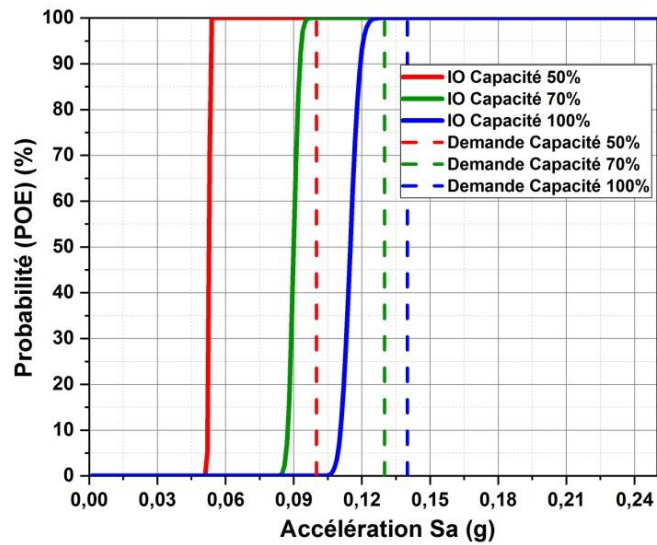


Figure 4.17. Probabilité (POE) de portique à 5 étages avec les accélérations  $A_g(T_f)$

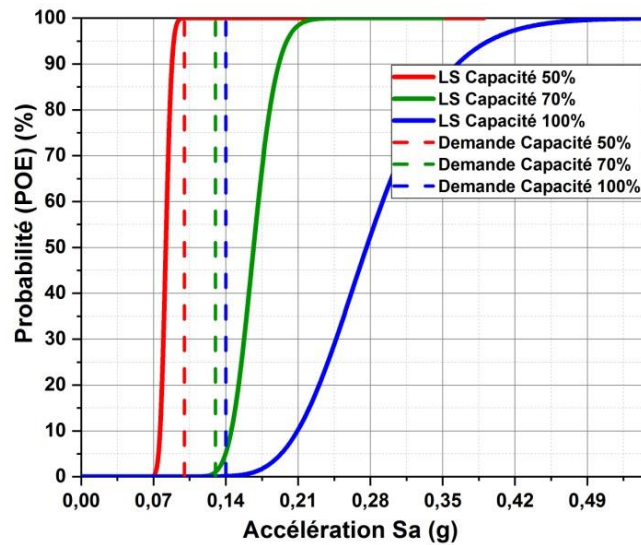
- Le POE le plus élevé est fourni par la capacité d'assemblage de 50%, la probabilité est de l'ordre de 100% pour tous les niveaux de performance pour une accélération de 0,13g.
- Pour la capacité d'assemblage de 70%, la probabilité est de l'ordre de 100%, 5,28% et 2,8% pour les niveaux de performance IO, LS CP respectivement à une accélération de 0.15g.

- Enfin, pour une capacité d'assemblage qui égale à 100%, la probabilité est de l'ordre de 100%, 1% et 0,05% pour les niveaux de performance IO, LS CP respectivement à une accélération de 0.17g.

La figure 4.18 montre les courbes de fragilité pour le portique métallique de sept étages avec assemblage de capacité de moment de la poutre égale à 50%, 70% et 100%.

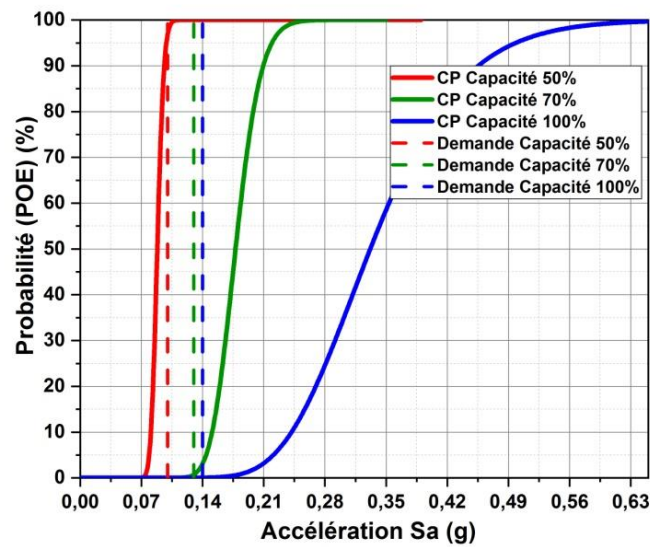


(a)



(b)





(c)

Figure 4.18. Courbe de fragilité en fonction de la variation de la capacité d'assemblage (a) Immediate Occupancy (b) Life Safety et (c) Collapse Prevention pour le portique à 7 étages

- Les résultats pour le portique de sept étages donnent les mêmes résultats que le modèle pour le portique de cinq étages, mais avec une augmentation de la valeur de l'accélération à 50% de probabilité de dommages dans les niveaux de performance LS (Life Safety) et CP (Collapse Prevention).

La figure 4.19 présente la probabilité de dépassement (POE) pour le portique à sept étages pour différentes accélérations  $A_g(T_f)$  donnant par projection la valeur de la période fondamentale sur le spectre de réponse avec variation de la capacité d'assemblage (50%, 70% et 100%) pour différents niveaux de performance (IO, LS, CP).

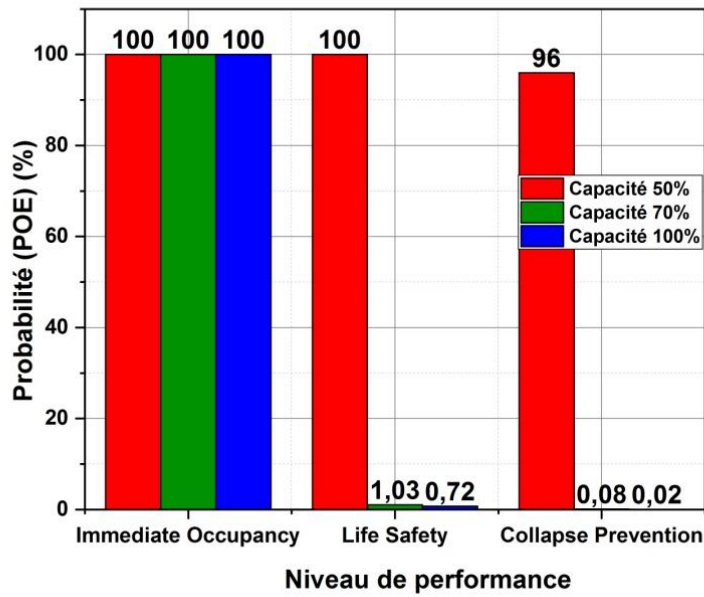
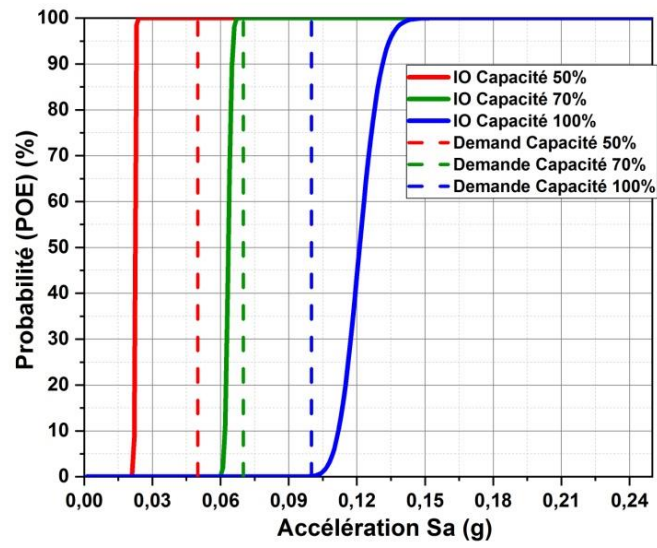


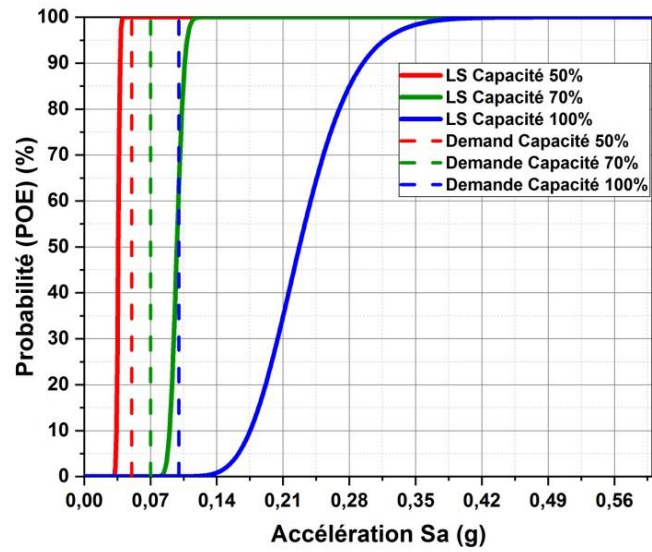
Figure 4.19. Probabilité (POE) de portique à 7 étages avec les accélérations  $A_g(T_f)$

- Le POE le plus élevé est fourni par la capacité d'assemblage de 50%, la probabilité est de l'ordre de 100% pour tous les niveaux de performance pour une accélération de 0,10g.
- Pour la capacité d'assemblage de 70%, la probabilité est de l'ordre de 100%, 1.03% et 0.72% pour les niveaux de performance IO, LS CP respectivement à une accélération de 0.13g.
- Enfin, pour une capacité d'assemblage égale à 100%, la probabilité est de l'ordre de 100%, 0.08% et 0,02% pour les niveaux de performance IO, LS CP respectivement à une accélération de 0.14g.

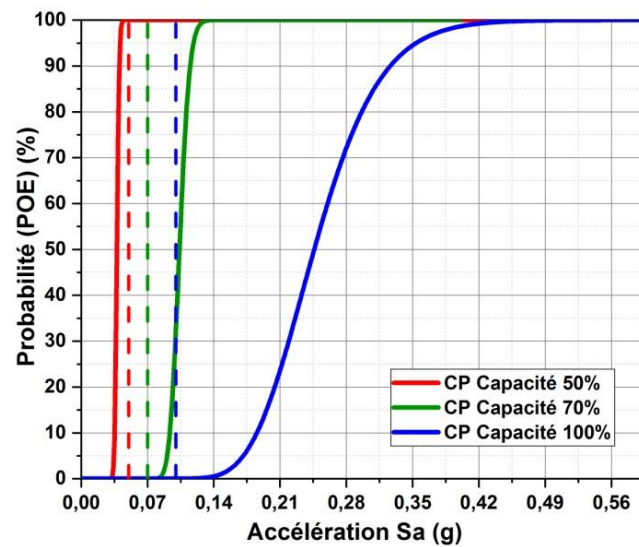
La figure 4.20 montre les courbes de fragilité pour le portique métallique de dix étages avec assemblage de capacité de moment de la poutre égale à 50%, 70% et 100%.



(a)



(b)



(c)

Figure 4.20. Courbe de fragilité en fonction de la variation de la capacité d'assemblage (a) Immediate Occupancy (b) Life Safety et (c) Collapse Prevention pour le portique à 10 étages

- Les résultats pour le portique de dix étages donnent les mêmes résultats que les modèles pour les portiques de cinq et sept étages, mais avec une diminution de la valeur de l'accélération à 50% de probabilité de dommages dans les niveaux de performance LS (Life Safety) et CP (Collapse Prevention).

La figure 4.21 présente la probabilité de dépassement (POE) pour le portique à dix étages pour différentes accélérations  $A_g(T_f)$  donnant par projection la valeur de la période fondamentale sur le spectre de réponse avec variation de la capacité d'assemblage (50%, 70% et 100%) pour différents niveaux de performance (IO, LS, CP).

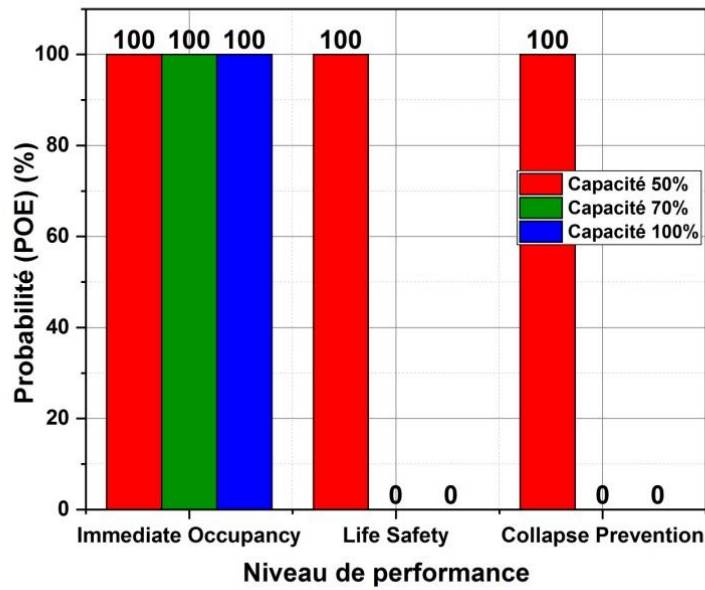


Figure 4.21. Probabilité (POE) de portique à 10 étages avec les accélérations  $A_g(T_i)$

- Le POE le plus élevé est fourni par la capacité d'assemblage de 50%, la probabilité est de l'ordre de 100% pour tous les niveaux de performance pour une accélération de 0,05g.
- Pour la capacité d'assemblage de 70%, la probabilité est de l'ordre de 100%, 0% et 0% pour les niveaux de performance IO, LS CP respectivement à une accélération de 0.07g.
- Enfin, pour une capacité d'assemblage égale à 100%, la probabilité est de l'ordre de 100%, 0% et 0% pour les niveaux de performance IO, LS CP respectivement à une accélération de 0.10g.

# Conclusion Générale et Perspectives

## Conclusion générale

Le but principal de cette thèse est l'analyse de la stabilité des portiques métalliques à nœuds semi rigides, avec un objectif d'évaluer la performance et l'endommagement sismiques. Pour cela deux méthodes ont été appliquées, la première méthode étant basée sur l'analyse statique non linéaire « Pushover » et la deuxième est basée sur l'analyse dynamique incrémentale, qui conduisent finalement au développement des courbes de fragilité.

Dans le présent travail, une étude comparative effectuée sur trois portiques de type cinq, sept et dix étages avec des assemblages boulonnés aux extrémités représentant 50%, 70% et 100% de la capacité de moment plastique de la poutre. Les principaux résultats découlant du présent travail se résument en les points suivants :

- Les résultats indiquent que la section des poteaux des modèles avec une capacité d'assemblage égale à 50%, 70%, diminue par rapport au modèle rigide,
- Les résultats montrent que la valeur de la période fondamentale pour le premier mode des modèles avec une capacité d'assemblage égale à 50%, 70%, augmente par rapport au modèle rigide,
- Les résultats illustrent que la capacité latérale diminue et que la ductilité augmente lorsque la capacité de l'assemblage diminue, car les portiques métalliques avec nœuds semi rigides donnent des périodes naturelles plus grandes par rapport à leurs homologues parfaitement rigides. Cela permet au bâtiment de subir des basses charges pendant les tremblements de terre,
- Le comportement des points de performance en fonction de la variation de la capacité de l'assemblage pour tous les portiques reste dans le domaine élastique,
- Le comportement de tous les portiques métalliques est linéaire lorsque le rapport de déplacement relatif est inférieur à 0.5%,
- La diminution de la capacité du moment plastique de l'assemblage conduit

à une diminution de l'accélération spectrale,

- Plus le nombre d'étage augmente, plus l'accélération spectrale diminue, ceci est dû à l'augmentation de la période des structures,
- La diminution de la capacité du moment plastique de l'assemblage indique que la probabilité de dommage (POE) augmente pour chaque niveau de performance,
- Le portique en acier avec 50% de la capacité du moment plastique de la poutre est très vulnérable, en revanche le portique en acier avec 70% de la capacité du moment plastique de la poutre donne une vulnérabilité presque identique avec le modèle rigide.

## Perspectives

- Toute l'étude a été réalisée sur des modèles 2D, il est nécessaire que les méthodes d'analyse statique et dynamique non linéaires soient expérimentées sur des structures spatiales en 3D, de façon générale sur des structures planes irrégulières
- Il serait intéressant de développer un modèle en éléments finis 3D de la poutre avec l'assemblage boulonné. Ce modèle pourra alors être très utile pour étudier les phénomènes de dommage d'assemblage boulonné et pour évaluer l'accumulation de dommages par fatigue afin de prédire la loi de la durée de vie d'un assemblage boulonné. Ce type d'analyse numérique par éléments finis peut remplacer les essais de fatigue.
- Enfin, il sera encore plus intéressant d'étudier les effets de l'interaction sol-structure.



# Référence Bibliographique

## Référence bibliographique

- [1] Abidelah, A. (2009). Analyse numérique du comportement d'assemblages métalliques. Approche numérique et validation expérimentale (Doctoral dissertation, Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II).
- [2] Chen, W. F. (2011). Semi-rigid connections handbook. J. Ross Publishing.
- [3] Chen, W. F., & Lui, E. M. (1991). Stability design of steel frames. CRC press.
- [4] Al-Aasam, H. (2013). Modern Engineering Design: Analytical and numerical modelling of semi-rigid connections. The University of Manchester (United Kingdom).
- [5] Chen, W. F., & Kishi, N. (1989). Semirigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling. *Journal of Structural Engineering*, 115(1), 105-119.
- [6] Kukreti, A. R., & Abolmaali, A. S. (1999). Moment-rotation hysteresis behavior of top and seat angle steel frame connections. *Journal of structural Engineering*, 125(8), 810-820.
- [7] Anderson, D., Colson, A., & Jaspart, J. P. (1994). Connection and frame design for economy. *Bouwen met Staal: Kwartaaltijdschrift Gewijd aan Staal en Staalconstructies*, 34-38.
- [8] Faella, C., Piluso, V., & Rizzano, G. (1997). A new method to design extended end plate connections and semirigid braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 41(1), 61–91. doi:10.1016/s0143-974x(97)00001-1
- [9] Bjorhovde, R., Colson, A., & Brozzetti, J. (1990). Classification System for Beam-to-Column Connections. *Journal of Structural Engineering*, 116(11), 3059–3076. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1990)116:11(3059)
- [10] De Alvarenga, A. R. (2020). Plastic-zone advanced analysis – Formulation including semi-rigid connection. *Engineering Structures*, 212, 110435. doi:10.1016/j.engstruct.2020.110435.
- [11] Kishi, N., Ahmed, A., Yabuki, N., & Chen, W. F. (2001). Nonlinear finite element analysis of top- and seat-angle with double web-angle connections. *Structural Engineering and Mechanics*, 12(2), 201–214. doi:10.12989/sem.2001.12.2.201.

- [12] AHMED, A., KISHI, N., MATSUOKA, K., & KOMURO, M. (2001). Nonlinear Analysis on Prying of Top-and Seat-Angle Connections. *Journal of Applied Mechanics*, 4, 227–236.  
doi:10.2208/journalam.4.227
- [13] Citipitioglu, A. M., Haj-Ali, R. M., & White, D. W. (2002). Refined 3D finite element modeling of partially-restrained connections including slip. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5-8), 995–1013. doi:10.1016/s0143-974x(01)00087-6.
- [14] Azizinamini, A., & Radziminski, J. B. (1989). Static and Cyclic Performance of Semirigid Steel Beam-to-Column Connections. *Journal of Structural Engineering*, 115(12), 2979–2999.  
doi:10.1061/(asce)0733-9445(1989)115:12(2979).
- [15] Dhillon, B. S., & O'Malley III, J. W. (1999). Interactive Design of Semirigid Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 125(5), 556–564. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1999)125:5(556)
- [16] Da S. Vellasco, P. C. G., de Andrade, S. A. L., da Silva, J. G. S., de Lima, L. R. O., & Brito, O. (2006). A parametric analysis of steel and composite portal frames with semi-rigid connections. *Engineering Structures*, 28(4), 543–556. doi:10.1016/j.engstruct.2005.09.010
- [17] Elnashai, A. S., Elghazouli, A. Y., & Denesh-Ashtiani, F. A. (1998). Response of Semirigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads. *Journal of Structural Engineering*, 124(8), 857–867.  
doi:10.1061/(asce)0733-9445(1998)124:8(857).
- [18] OHI, K., & CHOI, J.-H. (2006). HYBRID SIMULATION ON SEMI-RIGID PARTIAL-STRENGTH CONNECTIONS. *International Journal of Modern Physics B*, 20(25n27), 4445–4450.  
doi:10.1142/s0217979206041495.
- [19] Aksoylar, N. D., Elnashai, A. S., & Mahmoud, H. (2011). The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(1), 114–126. doi:10.1016/j.jcsr.2010.07.001.
- [20] Razavi, M., & Abolmaali, A. (2014). Earthquake resistance frames with combination of rigid and semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 98, 1–11.  
doi:10.1016/j.jcsr.2014.02.006.
- [21] Faridmehr, I., Tahir, M. M., Lahmer, T., & Osman, M. H. (2017). Seismic Performance of Steel Frames with Semirigid Connections. *Journal of Engineering*, 2017, 1–10. doi:10.1155/2017/5284247.
- [22] Moussesemi, M., Nezamolmolki, D., & Aftabi Sani, A. (2017). Dynamic investigation of a two story-two span frame including semi-rigid Khorjini connections. *International Journal of Steel Structures*, 17(4), 1471–1486. doi:10.1007/s13296-017-1216-7.

- [23] Koriga, S., Ihaddoudene, A. N. T., & Saidani, M. (2019). Numerical model for the non-linear dynamic analysis of multi-storey structures with semi-rigid joints with specific reference to the Algerian code. *Structures*, 19, 184–192. doi:10.1016/j.istruc.2019.01.008.
- [24] Sharma, V., Shrimali, M. K., Bharti, S. D., & Datta, T. K. (2021). Seismic fragility evaluation of semi-rigid frames subjected to near-field earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 176, 106384. doi:10.1016/j.jcsr.2020.106384.
- [25] Kiani, A., Mansouri, B., & Moghadam, A. S. (2016). Fragility curves for typical steel frames with semi-rigid saddle connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 231–242. doi:10.1016/j.jcsr.2015.11.001.
- [26] Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4-6), 452–464. doi:10.1016/s0141-0296(97)00092-8.
- [27] Fajfar, P., & Fischinger, M. (1987). Non-linear seismic analysis of RC buildings: implications of a case study.
- [28] Eberhard, M. O., & Sozen, M. A. (1993). Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake-Resistant Walls. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 619–640. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1993)119:2(619).
- [29] Mwafy, A. ., & Elnashai, A. . (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23(5), 407–424. doi:10.1016/s0141-0296(00)00068-7.
- [30] Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561–582. doi:10.1002/eqe.144.
- [31] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. doi:10.1002/eqe.141.
- [32] O'Rourke, M. J., & So, P. (2000). Seismic Fragility Curves for On-Grade Steel Tanks. *Earthquake Spectra*, 16(4), 801–815. doi:10.1193/1.1586140.
- [33] Applied Technology Council. (1985). Earthquake damage evaluation data for California. Applied Technology Council.
- [34] Basöz, N., & Kiremidjian, A. S. (1999, August). Development of empirical fragility curves for bridges. In *Optimizing post-earthquake lifeline system reliability* (pp. 693-702). ASCE.

- [35] Sucuoğlu, H., Yüccemen, S., Gezer, A., & Erberik, A. (1998). Statistical evaluation of the damage potential of earthquake ground motions. *Structural Safety*, 20(4), 357–378. doi:10.1016/s0167-4730(98)00018-6.
- [36] Kennedy, R. P., & Ravindra, M. K. (1984). Seismic fragilities for nuclear power plant risk studies. *Nuclear Engineering and Design*, 79(1), 47–68. doi:10.1016/0029-5493(84)90188-2.
- [37] Hirata, K., Kobayashi, Y., Kameda, H., & Shiojiri, H. (1991). Fragility of seismically isolated FBR structure. *Nuclear Engineering and Design*, 128(2), 227–236. doi:10.1016/0029-5493(91)90104-p.
- [38] Dimova, S. L., & Hirata, K. (2000). Simplified seismic fragility analysis of structures with two types of friction devices. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(8), 1153-1175.
- [39] Eurocode 3. Design of Steel Structures (n.d.).doi:10.3403/30047480u.
- [40] Gomes, F. C. T., Kulhmann, U., Matteis, G. D., & Mandara, A. (1998, September). Recent developments on classification of joints. In Proc., COST-C1 Int. Conf.-Control of the semirigid behaviour of civil engineering structural connections (pp. 187-198).
- [41] Jaspart, J. . (2000). General report: session on connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 55(1-3), 69–89. doi:10.1016/s0143-974x(99)00078-4.
- [42] Batho, C., & Rowan, H. C. (1934). Investigations on beam and stanchion connections. Second Report of the Steel Structures Research Committee. London.
- [43] Baker, J. F. (1934). A note on the effective length of a pillar forming part of a continuous member in a building frame. Second Report, 13-43.
- [44] Díaz, C., Martí, P., Victoria, M., & Querin, O. M. (2011). Review on the modelling of joint behaviour in steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(5), 741–758. doi:10.1016/j.jcsr.2010.12.014.
- [45] Razzaq, Z. (1983). End Restraint Effect on Steel Column Strength. *Journal of Structural Engineering*, 109(2), 314–334. doi:10.1061/(asce)0733-9445(1983)109:2(314).
- [46] Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters.
- [47] Ang, K. M., & Morris, G. A. (1984). Analysis of three-dimensional frames with flexible beam–column connections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11(2), 245–254. doi:10.1139/184-037.
- [48] Frye, M. J., & Morris, G. A. (1975). Analysis of flexibly connected steel frames. *Canadian journal of civil engineering*, 2(3), 280-291.

- [49] Richard, R. M., & Abbott, B. J. (1975). Versatile Elastic-Plastic Stress-Strain Formula. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 101(4), 511–515. doi:10.1061/jmcea3.0002047.
- [50] Colson, A., & Louveau, J. M. (1983). Connections incidence on the inelastic behavior of steel structures, *Euromech Colloquium* 174.
- [51] Ciutina, L. A. (2003). Assemblages et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier-béton: expérimentation et simulation numérique (Doctoral dissertation, Rennes, INSA).
- [52] Lahbari, N., Kadid, A., Fourar, A., & SMAILI, K. (2007). EFFECTS OF SEMI-RIGID GIRDER CONNECTIONS ON THE DYNAMIC RESPONSE OF STEEL STRUCTURES.
- [53] Chiroiu, L. (2004). Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. Extension à d'autres risques naturels (Doctoral dissertation, Université Paris-Diderot-Paris VII).
- [54] Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures (n.d.). doi:10.3403/00749165u.
- [55] Applied Technology Council, and United States. Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [56] Comartin, C., Niewiarowski, R., & Rojahn, C. (1996). ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *SSC 96*, 1.
- [57] Comartin, C. D., Niewiarowski, R. W., Freeman, S. A., & Turner, F. M. (2000). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: A Practical Overview of the ATC 40 Document. *Earthquake Spectra*, 16(1), 241–261. doi:10.1193/1.1586093.
- [58] Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592. doi:10.1193/1.1586128.
- [59] ATC, A. (1995). Critical Review of Current Approaches to Earthquake Resistant Design. ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [60] FEMA, B. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- [61] Applied Technology Council. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings—Volume 1.
- [62] Council, B. S. S. (1997). NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 274).

- [63] Marabi, B., & Marsono, A. K. (2016). A NUMERICAL AND ANALYTICAL STUDY ON OPTIMIZATION AND EFFICIENCY OF STRUCTURAL FORMS BY TWO-OUTRIGGER IN TALL BUILDINGS. *Malaysian Journal of Civil Engineering*, 28.
- [64] Freeman, H. (1975). Interests and Educational Value. *Journal of Philosophy of Education*, 9(1), 119-136.
- [65] Saiidi, M., & Sozen, M. A. (1981). Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures. *Journal of the Structural Division*, 107(5), 937–953. doi:10.1061/jsdeag.0005714.
- [66] Gulkan, P., & Sozen, M. A. (1977). Inelastic responses of reinforced concrete structures to earthquake motions. *Special Publication*, 53, 109-116.
- [67] FEMA 440. (2005). Federal emergency management agency, improvement of nonlinear static seismic procedures, ATC-55 draft. Washington, DC.
- [68] Bommer, J. J., & Scott, S. G. (2000). The Feasibility of Using Real Accelerograms for Seismic Design. Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk. doi:10.1142/9781848160194\_0009.
- [69] Shome, N. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Stanford University.
- [70] Applied Technology Council, and United States. Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [71] Rota, M., Penna, A., & Magenes, G. (2010). A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures*, 32(5), 1312–1323. doi:10.1016/j.engstruct.2010.01.009.
- [72] KEHILA, F., REMKI, M., & KIBBOUA, A. COMPARAISON DES COURBES DE FRAGILITÉ DES PILES DE PONTS CONÇUES AVANT ET APRÈS L'APPLICATION DU CODE SISMIQUE ALGÉRIEN COMPARISON OF THE FRAGILITY CURVES OF BRIDGE PIERS DESIGNED BEFORE AND AFTER THE APPLICATION OF THE ALGERIAN SEISMIC CODE.
- [73] Kafali, C., & Grigoriu, M. (2007). Seismic fragility analysis: Application to simple linear and nonlinear systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1885–1900. doi:10.1002/eqe.726.
- [74] Padgett, J. E., & DesRoches, R. (2008). Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(8), 1157–1174. doi:10.1002/eqe.801.

- [75] Kennedy, R. P., Cornell, C. A., Campbell, R. D., Kaplan, S., & Perla, H. F. (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. *Nuclear Engineering and Design*, 59(2), 315–338. doi:10.1016/0029-5493(80)90203-4
- [76] Yamazaki, F., Hamada, T., Motoyama, H., & Yamauchi, H. (1999). Earthquake damage assessment of expressway bridges in Japan. In *Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability* (pp. 361-370). ASCE.
- [77] Applied Technology Council. (1985). Earthquake damage evaluation data for California. Applied Technology Council.
- [78] Banerjee, S., & Shinozuka, M. (2008). Mechanistic quantification of RC bridge damage states under earthquake through fragility analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 23(1), 12–22. doi:10.1016/j.pro bengmech.2007.08.001.
- [79] Basoz, N., & Kiremidjian, A. S. (1997). Risk assessment of bridges and highway systems from the Northridge earthquake. In *Second National Seismic Conference on Bridges and Highways* California Department of Transportation; and Federal Highway Administration.
- [80] Ibarra, L. F. (2004). Global collapse of frame structures under seismic excitations. Stanford University.
- [81] Jeong, S. H., & Elnashai, A. S. (2004, July). Fragility analysis using a new 3D damage index. In *Proceedings of the 2004 Ancer Annual Meeting* (pp. 28-30).
- [82] Kinali, K., & Ellingwood, B. R. (2007). Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering: A case study for Memphis, TN. *Engineering Structures*, 29(6), 1115–1127. doi:10.1016/j.engstruct.2006.08.017.
- [83] Ellingwood, B. R. (2001). Earthquake risk assessment of building structures. *Reliability Engineering & System Safety*, 74(3), 251–262. doi:10.1016/s0951-8320(01)00105-3.
- [84] Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., & Kim, S.-H. (2000). Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1287–1295. doi:10.1061/(asce)0733-9399(2000)126:12(1287).
- [85] Mander, J. B. (1999). Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges. *Research Progress and*, 89.
- [86] Goodman, J. (1985). Structural fragility and principle of maximum entropy. *Structural Safety*, 3(1), 37–46. doi:10.1016/0167-4730(85)90006-2.



[87] Torrent, R. J. (1978). The log-normal distribution: A better fitness for the results of mechanical testing of materials. *Matériaux et Constructions*, 11(4), 235–245. doi:10.1007/bf02551768.

[88] Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533. doi:10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:4(526).

[89] Beck, J. L., Porter, K. A., Shaikhutdinov, R. V., Au, S. K., Mizukoshi, K., Miyamura, M., ... & Masuda, M. (2002). Impact of seismic risk on lifetime property values.

[90] Pagni, C. A., & Lowes, L. N. (2006). Fragility Functions for Older Reinforced Concrete Beam-Column Joints. *Earthquake Spectra*, 22(1), 215–238. doi:10.1193/1.2163365.

[91] SAP2000, Version 21. “Basic analysis reference”. Computers and Structures, Inc., Berkeley, (2020), available from URL: <https://www.csiamerica.com>.

[92] SeismoMatch,(2021). Application capable of adjusting earthquake accelerograms to match a specific target response spectrum, available from URL: <http://www.seismosoft.com>.