

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCE ET TECHNIQUES

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par : Djaiith Chems Eddine

Bakache Yazid

Intitulé

**Analyse dynamique non linéaire temporelle des
structures en acier a nœuds semi-rigides**

Soutenu devant le jury composé de :

Titoum Messaoud

Université de Msila

Président

Rahmani Abdallah Yacine

Université de Msila

Rapporteur

Bouguerra Kheireddine

Université de Msila

Examineur

Année universitaire : 2021/2022

R E M E R C I E M E N T S

En premier lieu, nous remercions Dieu de nous avoir donné la volonté, force, santé et courage pour réaliser ce modeste travail.

A notre Encadreur

MR. RAHMANI ABDALAH YACINE

Nous avons toujours eu beaucoup de respect pour votre compétence et votre leadership.

Merci de votre accueil et de vos conseils.

Veillez trouver ici l'expression de notre gratitude et de notre grande appréciation.

Et nos profondes gratitude s'orientent vers MR. YUCEF MENASRI

pour ses judicieux conseils et son support

Sans oublier nos collègues ZOHEIR SADEK LAAMAYAD

Et ABDERRAHMEN OUANOUGH

D E D I C A C E

À mes chères des pères

À ma très chère mère

Qu'ils trouvent en moi la source de leur fierté

À qui je dois tout

DJAITH CHEMS EDDINE

D E D I C A C E

À mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur gentillesse, leur soutien et leurs

Prières tout au long de mes études.

A mes chers frères et sœurs...Pour leur encouragement

Merci d'être toujours là pour moi.

BAKACHE YAZID

RESUME

L'analyse dynamique non linéaire temporelle est utilisée pour simuler le comportement des structures sous un séisme sévère. Cette méthode est plus appropriée que les autres méthodes d'analyse sismiques. Dans ce mémoire, une analyse dynamique non linéaire est effectuée sur des ossatures du bâtiment en acier en tenant compte la flexibilité des nœuds (semi-rigidité des nœuds). Les principaux paramètres de cette analyse sismique sont la capacité de la structure, la ductilité, la rigidité, l'amortissement et la masse. Les divers paramètres de réponse comme l'effort tranchant à la base, les déplacements des étages, etc. sont calculés.

Mots-clés : Analyse dynamique ; nœud semi rigide ; capacité de la structure ; structures en acier.

ABSTRACT

Temporal nonlinear dynamic analysis is used to simulate the behavior of structures under a severe earthquake. This method is more suitable than other seismic analysis methods. In this thesis, a nonlinear dynamic analysis is performed on steel building frames taking into account the flexibility of the nodes (semi-rigid of the nodes). The main parameters of this seismic analysis are the capacity of the structure, the ductility, the stiffness, the damping and the mass. The various response parameters such as shear force at the base, floor displacements, etc. are calculated.

Keywords: Dynamic analysis; semi-rigid node; structural capacity; steel structures.

ملخص

يستخدم التحليل الديناميكي الزمني غير الخطي لمحاكاة سلوك الهياكل تحت زلزال شديد. هذه الطريقة أكثر ملاءمة من طرق التحليل الزلزالي الأخرى. في هذه الأطروحة ، يتم إجراء تحليل ديناميكي غير خطي على إطارات المباني الفولاذية مع مراعاة مرونة العقد (شبه صلابة العقد). المعلمات الرئيسية لهذا التحليل الزلزالي هي قدرة الهيكل ، اللبونة ، الصلابة ، التخميد والكتلة. معلمات الاستجابة المختلفة مثل قوة القص عند القاعدة ، إزاحة الأرضية ، إلخ. محسوبة.

الكلمات الرئيسية: التحليل الديناميكي؛ العقدة شبه الصلابة؛ والقدرة الهيكلية؛ الهياكل الفولاذية.

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

1.1	Introduction.....	4
1.2	Les séismes	4
1.2.1.	Effet du séisme sur les bâtiments	5
1.2.2.	Les séismes en Algérie	6
1.3	La conception parasismique.....	6
1.3.1.	Capacité de résistante	7
1.3.2.	Rigidité latérale	7
1.3.3.	Ductilité	7
1.3.4.	Stabilité	7
1.4	Les règlements parasismiques.....	8
1.4.1	Les structure en aciers en zone sismique	10
1.5	Assemblage dans les structures en acier	11
1.5.1.	Classification des assemblages	13
a.	Classification par la rigidité	15
b.	Classification par la résistance	15
c.	Classification par la capacité de rotation	16
1.5.2.	La méthode d'analyse des nœuds semi-rigides	17
1.5.3.	Modélisation des nœuds semi-rigides	19
1.6.	Méthodes de calcul sismique.....	23
1.6.1.	Méthode statique équivalent	23
1.6.2.	Méthode modale spectrale	24
1.6.3.	Méthode statique non linéaire en poussé progressive « push over »	24
1.6.4.	Méthode dynamique non linéaire temporelle	25
1.7	Conclusion:	26

Chapitre 2 : L'analyse dynamique non linéaire temporelle.

2.1.	Introduction.....	29
2.2.	Principe de l'analyse dynamique non linéaire temporelle	29
2.3.	L'Algorithme pas à pas.....	30
2.3.1.	Méthode de Newmark.....	31
2.4.	Sélection des Enregistrements (accélérogrammes).....	31
2.4.1.	Sélection des enregistrements sismique Selon l'EC8	32
2.4.2.	Procédure de sélection des accéléro grammes utilisant la base de donnée PEER	32
2.5.	Les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle	35
2.6.	Avantages et incontinents de l'analyse dynamique non linéaire temporelle	35
2.6.1.	Avantages.....	35
2.6.2.	Limites	35
2.7.	Conclusion	3

Chapitre 3: Etude de cas.

3.1	Introduction	38
3.2	Description des structures étudiées	38
3.3.	Le chargement sismique	39
3.4.	Modélisation numérique	41
3.5.	Le logiciel utilisé	43
3.6.	Les étapes de la modélisation	44
3.7.	Conclusion	47

Chapitre 4: Résultats et discussions.

4.1.	Introduction.....	49
4.2.	Résultats préliminaires.....	49
4.3.	La réponse dynamique des structures	50
4.4.	Déplacements des étages.....	53
4.5.	Déplacements inter-étages	55
4.6.	Effort tranchant à la base	58
4.7.	Conclusion	59
	Conclusion générale	60

List des figures

Chapitre 1

Fig.1.1. Les couches de la Terre (Parlons sciences en utilisant une image de NASA)	5
Fig.1.2 Carte montrant les tremblements de terre répertoriés dans la version 9.0 du catalogue ISC-GEM.....	5
Fig.1.3. Bâtiments en acier effondrés lors d'un tremblement de terre.....	6
Fig.1.4. a) Structure en acier, b) Rupture de l'assemblage en soudure lors du séisme de Northridge 1994.....	11
Fig.1.5. Assemblage poteau-poutre.....	11
Fig.1.6. Comportement d'un assemblage poteau-poutre.....	12
Fig.1.7. La semi-rigidité de l'assemblage.....	12
Fig.1.8. Idéalisations du comportement des assemblages en acier.....	13
Fig.1.9. Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple.....	14
Fig.1.10. Limites de la classification des assemblages par résistance.....	15
Fig.1.11. Classification des assemblages par la capacité de rotation.....	17
Fig.1.12. Modèle mécanique d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante.....	20
Fig.1.13. Le moment résistant de calcul.....	21
Fig.1.14. Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau.....	22
Fig.1.15. La phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.....	25

Chapitre 2

Fig.2.1. Création d'un compte sur la base PEER.....	33
Fig.2.2. Spectre cible.....	33
Fig.2.3. Paramètres sismiques de site.....	34
Fig.2.4. Liste des Enregistrement choisis.....	34

Chapitre 3

Fig.3.1. Géométrie des structures étudiée	38
Fig.3.2. Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+2.....	40
Fig.3.3. Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes	

choisis pour la structure R+5.....	40
Fig.3.4. Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+11.....	40
Fig.3.5. Loi de comportement généralisée de FEMA 356 [6]	42
Fig.3.6. Modélisation du nœuds poteau-poutre.....	42
Fig.3.7. Réduction de la rigidité et la résistance de la poutre pour obtenir les caractéristiques de l'assemblage semi-rigide.	43
Fig.3.8. Interface graphique de logiciel SAP2000 v14.2.2.	43
Fig.3.9. Définie le premier accélérogramme TH1.....	44
Fig.3.10. Définie les charges sismiques NTHA	44
Fig.3.11. Déformation de structure rigide R+2.....	45
Fig.3.12. Propriété de Link.....	45
Fig.3.13. Support direction properties.....	46
Fig.3.14. Déformation de structure semi-rigide R+2.....	47

Chapitre 4

Fig.4.1. Réponse dynamique non linéaire de la structure R+2.....	50
Fig.4.2. Réponse dynamique non linéaire de la structure R+5.....	51
Fig.4.3. Réponse dynamique non linéaire de la structure R+11.....	52
Fig.4.4. Profil de déplacements moyennes de structures étudiées.....	55
Fig.4.5. Déplacements inter-étages des structures étudiées.	57
Fig.4.6. Effort tranchant à la base des structures.....	58

List des tableaux

Chapitre 1

Tableau.1.1. Méthodes de calcul sismique.....	23
--	----

Chapitre 3

Tableau.3.1. Types des sections de la structure R+2.....	39
Tableau.3.2. Types des sections de la structure R+5.....	39
Tableau.3.3. Type des sections de la structure R+11.....	39
Tableau.3.4. Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+2.....	41
Tableau.3.5. Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+5.....	41
Tableau.3.6. Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+11.....	41

Chapitre 4

Tableau.4.1. Période propres et Participation massique de trois premiers modes de vibration.....	49
Tableau.4.2. Déplacements des étages de la structure R+2.....	52
Tableau.4.3. Déplacements des étages de la structure R+5.....	52
Tableau.4.4. Déplacements des étages de la structure R+11.....	53
Tableau.4.5. Déplacement inter-étage de la structure R+2.....	55
Tableau.4.6. Déplacement inter-étage de la structure R+5.....	55
Tableau.4.7. Déplacement inter-étage de R+11.....	56
Tableau.4.8. Effort tranchant à la base de la structure R+2.....	58
Tableau.4.9. Effort tranchant à la base de la structure R5.....	58
Tableau.4.10. Effort tranchant à la base de la structure R+11.....	58

Introduction générale

Les charpentes en acier sont généralement constituées de poutres de poteaux assemblés par un moyen d'assemblages. Dans l'analyse et la conception conventionnelles des ossatures en acier et mixtes, les assemblages poutre-poteau sont supposés se comporter soit comme « articulation », soit comme « Encastrement ». Bien que cette hypothèse simplifie considérablement les procédures d'analyse et de conception pour l'ingénieur, le comportement réel des assemblages présente des caractéristiques sur un large spectre entre ces deux extrêmes. Ce type a été classé comme assemblage en acier semi-rigide.

Au cours des 30 dernières années, de nombreuses recherches approfondies ont été menées pour estimer le comportement réel de ces ingrédients. Il en va de même pour les composés semi-rigides et les composants en acier, notamment : des rapports sur l'état de l'art, des études numériques et des essais expérimentaux. Les résultats fondamentaux de ces investigations ont conduit à des spécifications (des codes) qui ont fourni aux concepteurs les procédures adéquates pour évaluer la capacité structurelle des assemblages semi-rigides. Un bon exemple de cette nouvelle tendance de conception se trouve actuellement dans l'Eurocode 3.

Le comportement des assemblages poutre-poteau dans la structure en acier affecte considérablement la performance globale de la structure sous différents chargements. Les performances sismiques des structures en acier des assemblages rigides /semi-rigides ont été étudiées dans ce mémoire pour évaluer l'effort tranchant à base, les déplacements et le déplacement inter-étages. À cette fin, les réponses dynamiques non linéaires de trois structures : trois, six et douze étages ont été évaluées. Ces ossatures ont été analysées par l'utilisation d'un ensemble des enregistrements sismiques et leurs réponses ont été comparées.

Pour réaliser cette étude, nous avons scinder cette étude en plusieurs chapitres. Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique sur les différentes méthodes de calcul dynamique des structures, des notions de base sur les structures en acier et les différents modèles existants pour modéliser les assemblages semi-rigides. Dans le deuxième chapitre, le principe et les différentes étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle sont présentées. Dans le troisième chapitre, La théorie présentée dans les chapitres précédents est appliquée sur des cas de structures en acier, dans le chapitre 4, les résultats finaux ainsi que les discussions sont présentés.

Chapitre 01 :

Comportement sismique des structures en acier

1.1. Introduction

Ce chapitre présente une introduction à notre étude en discutant d'abord les séismes et ses effets sur le comportement global des structures. Pour diminuer cette influence et surtout pour les structures en acier, plusieurs règlements parasismiques ont été développés ces dernières années. Les préconisations et les méthodes de calcul utilisées par ces règlements sont présentées aussi dans ce chapitre.

Le type d'assemblage dans les structures en acier a aussi un effet sur la réponse sismique. L'assemblage semi-rigide peut dissiper l'énergie sismique d'une manière efficace. Cependant, les règles parasismiques algériennes RPA99 V2003 interdisent l'utilisation de ce type d'assemblage et recommandent de considérer que le joint (l'assemblage poteau-poutre) est toujours d'une nature rigide.

1.2. Les séismes

La Terre est un corps sphérique composé principalement de quatre couches constituées du noyau interne et externe, du manteau et de la croûte, comme le montre la figure 1.1. Le noyau de la Terre est très chaud. Il existe un énorme gradient de température et de pression entre le noyau (couche la plus interne) et la croûte (couche supérieure), ce qui génère des courants de convection dans le manteau. Ces courants font glisser la croûte et une partie du manteau sur le noyau externe. Cela donne également lieu au développement de l'énergie de déformation, qui fait glisser la croûte sur le manteau. La croûte terrestre se compose de 7 grandes plaques tectoniques (qui contiennent des continents et des bassins océaniques), qui continuent de se déplacer dans des directions différentes. À la suite de ces mouvements, des contraintes s'accumulent aux interfaces des plaques. Au fil du temps, lorsque cette énergie de déformation cumulative devient excessive pour que les plaques rocheuses puissent la supporter, elle est libérée sous la forme d'un glissement se produisant entre des plaques adjacentes. L'interface des plaques est appelée faille ou zones de faille. Certaines de ces failles sont actives, tandis que d'autres ne le sont pas. Lorsque la quantité d'énergie stockée à l'intérieur du corps terrestre augmente et dépasse la force de rupture de la croûte terrestre dans une zone de faille active, elle se brise soudainement et libère l'énergie stockée à l'intérieur de la Terre, provoquant des vibrations ou un tremblement de terre (Fig.1.2).

1.2.1. Effet du séisme sur les bâtiments

La réponse d'une structure à un Séisme est fonction de la nature du sol de fondation ; matériau, forme, taille et mode de construction ; et la durée et les caractéristiques du mouvement du sol. Aussi, cette réponse dépend de la période naturelle de vibration et du caractère absorbant (amortissement) de la structure.

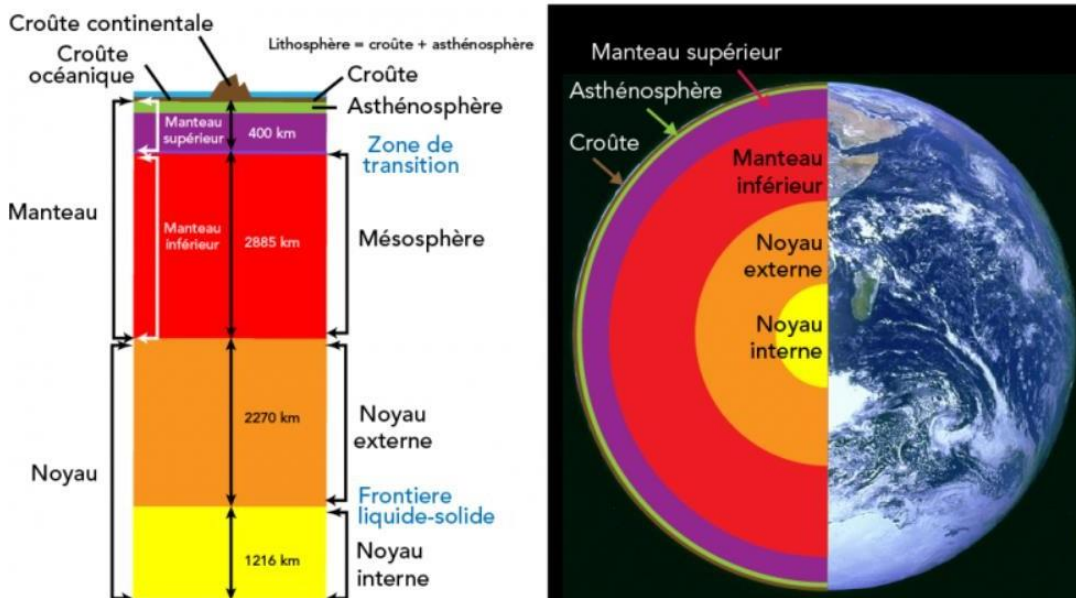


Fig.1.1. Les couches de la Terre (Parlons sciences en utilisant une image de NASA) [1]

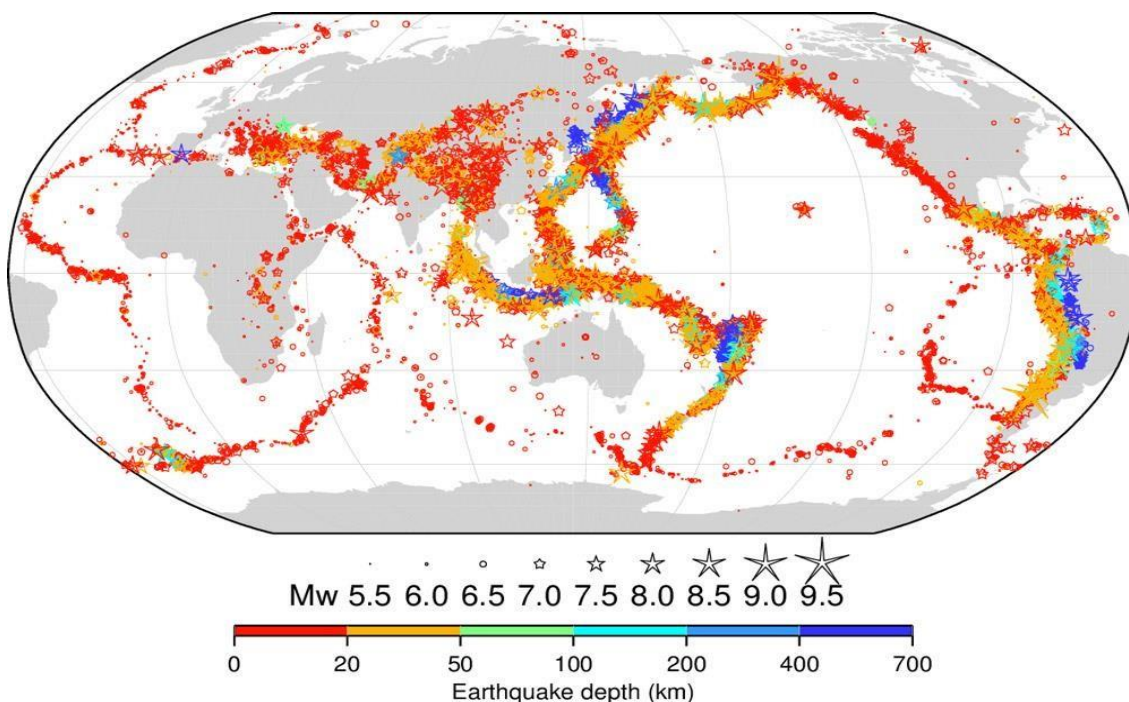


Fig.1.2. Carte montrant les tremblements de terre répertoriés dans la version 9.0 du catalogue ISC-GEM [2]

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

Les tremblements de terre provoquent un mouvement du sol dans une direction aléatoire. La vibration horizontale est prédominante et plus dommageable. L'amplitude du mouvement de toute structure s'accumule normalement sur une période de temps en quelques cycles, c'est-à-dire la durée du tremblement de terre, si le tremblement de terre dure plus longtemps, l'amplitude de vibration est plus grande, c'est-à-dire que la structure fléchira davantage et s'endommagera (Fig. 1.3).



Fig.1.3. Bâtiments en acier effondrés lors d'un tremblement de terre [3].

1.3. La conception parasismique

La conception des bâtiments pour les charges sismiques est spéciale par rapport à la conception pour les charges gravitaires. Ils sont pondérés subjectivement en fonction de leur taille et de leur direction. D'autre part, les charges sismiques sont principalement latérales, réversibles (les forces changent de direction), dynamiques (les forces varient dans le temps) et de très courte durée. La capacité maximale des efforts internes et leur emplacement dans les éléments structuraux diffèrent de ceux dus aux charges gravitationnelles. [4]

Les facteurs souhaitables requis dans la conception de toute structure pour une meilleure résistance aux tremblements de terre sont :

- La capacité de résistance,
- La rigidité latérale,
- La ductilité,
- La stabilité.

1.3.1. Capacité de résistante

La structure doit avoir une résistance latérale satisfaisante afin de continuer à résister aux charges sismiques. La structure peut être spécialement conçue pour supporter ces charges mais peut ne pas supporter simultanément les charges sismiques dynamiques. Cela peut provoquer l'effondrement du bâtiment.

1.3.2. Rigidité latérale

Le deuxième aspect important dans la conception du bâtiment est sa solidité. La déformation verticale du sol ne doit pas être excessive. De même, pour de faibles valeurs de charge sismique. La résistance d'un bâtiment à la déformation latérale est appelée rigidité latérale. Si la rigidité latérale n'est pas équivalente, une déformation relativement importante se produira, En cas de tremblement de terre modéré, et par conséquent, les membres peuvent ne pas être en mesure de résister et de simuler des charges sismiques de manière acceptable.

1.3.3. Ductilité

Concevoir un bâtiment capable de résister à un séisme de forte magnitude sans lequel des dommages importants ou des déformations résiduelles seraient une solution très coûteuse. Les codes de conception sismiques prévoient des dommages et des déformations résiduelles dans les structures. Cela a l'avantage de réduire considérablement les charges sismiques de la conception, Comparé à une conception flexible, il inclut des mécanismes de dissipation d'énergie. Alors le comportement général du bâtiment sera également ductile. Sinon, en l'absence de ductilité, la structure risque de s'effondrer sans subir de déformations importantes.

1.3.4. Stabilité

Les tremblements de terre font vibrer des bâtiments entiers dans toutes les directions. Les bâtiments doivent maintenir leur stabilité dans ces conditions. Dans certains cas, la structure peut également tourner autour de son centre de rigidité. Le fond (fondation) doit être suffisamment solide pour éviter la rotation, ce qui peut entraîner une instabilité. En particulier, il devrait y avoir une marge de sécurité suffisante contre la possibilité d'instabilité due à des retournements ou à des glissements [4].

1.4. Les règlements parasismiques

Les codes du bâtiment sont des ensembles de règlements régissant la conception, la construction, la modification et la réhabilitation des structures. Ils précisent les exigences minimales pour assurer adéquatement la sécurité des occupants du bâtiment.

Certaines dispositions des règlements visent à garantir que les structures peuvent résister de manière adéquate aux forces sismiques lors de tremblements de terre. Ces dispositions parasismiques représentent les meilleures orientations disponibles sur la façon dont les structures doivent être conçues et construites pour limiter le risque sismique.

Les objectifs des règlements parasismiques sont :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement sous l'effet d'un séisme majeur ou rare.
- Réduire les dommages causés par des tremblements sismiques modérés.
- Dans le cas d'un séisme de faible intensité, la construction ne doit pas subir aucun dommage.
- Dans le cas d'un séisme de moyenne intensité, la construction ne subira que des dommages structurels légers.

Dans ce qui suit, un aperçu général sur les règlements parasismiques pour certains pays.

Le Canada :

La dernière version approuvée du Code national du bâtiment du Canada est le **CNBC 2015**. Le code ne s'applique qu'aux nouveaux bâtiments ; il n'y a pas de code pour le bâtiment existant. Le Code est accompagné d'un commentaire, qui explique l'intention du code et la meilleure façon de s'y conformer. Les dispositions ou spécifications données dans le commentaire ne sont pas obligatoires, mais servent de lignes directrices.

Chili :

Le présent code de conception du bâtiment (**NCh 433**) ne prend pas en compte et ne permet pas l'analyse non linéaire (statique ou dynamique). Néanmoins, tous les bâtiments de plus de quatre étages doivent faire

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

L'objet d'un examen par les pairs. Cet examen est généralement effectué à l'aide d'une modélisation et d'une conception parallèles. Les conceptions sismiques de certains des bâtiments les plus hauts ont été examinées à l'aide d'une analyse push over. Le code pour les bâtiments isolés de base (NCh2745) exige une analyse non linéaire dynamique dans toutes les structures isolées irrégulières ou hautes.

La Chine :

Selon la version 2010 du Code chinois pour la conception parasismique des bâtiments (***GB 50011-2010***), l'analyse linéaire (statique ou dynamique) est la procédure principale.

L'Europe :

La plupart des pays d'Europe utilisent la norme européenne EN 1998 Conception des structures pour la résistance aux séismes (appelée Euro code 8 ou EC8), qui se compose de six parties. La partie 1, entrée en vigueur en 2004, s'applique aux nouveaux bâtiments, et la partie 3, entrée en vigueur en 2005, s'applique aux bâtiments existants.

L'Iran :

Le code sismique iranien (***IS 2800-05***) a été mis à jour en 2014 à la 4^{ème} édition. Les procédures d'analyse comprennent des procédures linéaires, c'est-à-dire des analyses statiques linéaires, modale spectrale et dynamique linéaire, et des procédures non linéaires, c'est-à-dire push over et dynamique non linéaire temporelle.

Le Japon :

Les exigences de conception parasismique sont spécifiées dans ***la loi et les normes de construction 1981***, une procédure de conception sismique en deux phases a été introduite, qui est encore normalement utilisée dans les bureaux d'études.

La Turquie :

Dans la spécification pour les bâtiments à construire dans les zones sismiques (qui a été adoptée en 2007), l'analyse non linéaire est mentionnée mais n'est pas soulignée. Un chapitre spécial a été ajouté au Code en 2007, consacré à l'évaluation sismique et à la réhabilitation des bâtiments existants.

Les États-Unis :

La structure des normes et des codes dans ce pays est compliquée. Les plus représentatives semblent être les normes ASCE (par exemple : ASCE 7-16) [5].

Algérie :

En 1976, une étude a été lancée avec la collaboration de l'Université de Sanford pour étudier le risque sismique en Algérie, qui a été achevée deux ans plus tard. Les résultats de cette enquête ont servi de base au développement de la première version du code actuel qui a été publié juste après le tremblement de terre destructeur de 1980 à El-Asnam (Chleff) (Ms 7.3). Les **RPA81** (Règles Parasismiques Algériennes) ont été révisées en 1988 (RPA88) et ont également été révisées en 1999 (**RPA99**). La dernière révision du code sismique a été faite juste après le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 (**RPA99 v2003**).

1.4.1 Les structures en aciers en zone sismique

Les structures en acier ont toujours été considérées comme une solution appropriée pour les constructions dans les zones à forte sismicité, en raison de la très bonne résistance et la ductilité structurelle du matériau, de la haute assurance qualité garantie par la production industrielle de profilés et de plaques en acier et de la fiabilité des assemblages. Construit à la fois en atelier et sur le terrain. Malgré ces avantages naturels, les chercheurs s'inquiètent de la nécessité, pour assurer un comportement structural ductile, d'accorder une attention particulière à la conception de zones dissipatives, qui doivent être correctement détaillées, assurant des boucles d'hystérésis stables, capables de dissiper l'énergie sismique à haut rendement. Pour confirmation, lors des récents événements sismiques de Northridge (Los Angeles, 17 janvier 1994) et Hyogoken-Nanbu (Kobe, 17 janvier 1995), même si les cas d'effondrement de bâtiments en acier ont été extrêmement rares, les bâtiments à ossature métallique, considérés comme des systèmes hautement ductiles, ont présenté un comportement fragile inattendu. Ils ont présenté de nombreuses défaillances situées au niveau des jonctions poutre-poteau, remettant en question l'hypothèse d'une ductilité élevée et démontrant que les connaissances sur les ossatures en acier ne sont pas encore complètes.

Afin d'améliorer les détails de construction et de proposer de nouvelles solutions de conception pour parvenir à une correspondance entre les exigences de conception et la réponse structurelle réelle, la communauté scientifique a commencé à approfondir les raisons de ce mauvais comportement : dépend-il de la qualité du matériau, de conception, sur le schéma structurel, sur les détails de construction, sur la disposition du code. La plupart de ces questions sont encore en cours d'analyse, mais beaucoup plus a été compris sur le comportement sismique des structures en acier. Par conséquent, au cours des dernières années, la plupart des connaissances récentes ont déjà été ou vont être introduites dans les

dispositions de conception structurelle pour la conception parasismique dans tous les pays sujets aux tremblements de terre, donnant lieu à une nouvelle génération de codes sismiques.



Fig.1.4. a) Structure en acier, b) Rupture de l'assemblage en soudure lors du séisme de Northridge 1994 [6].

1.5 L'assemblage dans les structures en acier

D'habitude dans l'analyse globale des structures poutres-poteaux en acier, l'assemblage boulonné par platine d'extrémité courte, dimensionné pour ne transmettre aucun moment de flexion, est idéalisé comme un nœud articulé — assemblage articulé (rigidité nulle) — qui n'empêche aucune rotation (rotation élevée) des sections assemblées. L'assemblage boulonné par platine d'extrémité débordante, dimensionné pour transmettre l'ensemble des sollicitations, est idéalisé comme un nœud rigide — assemblage rigide (rigidité élevée) — qui interdit toute rotation relative (rotation nulle) entre les sections assemblées.

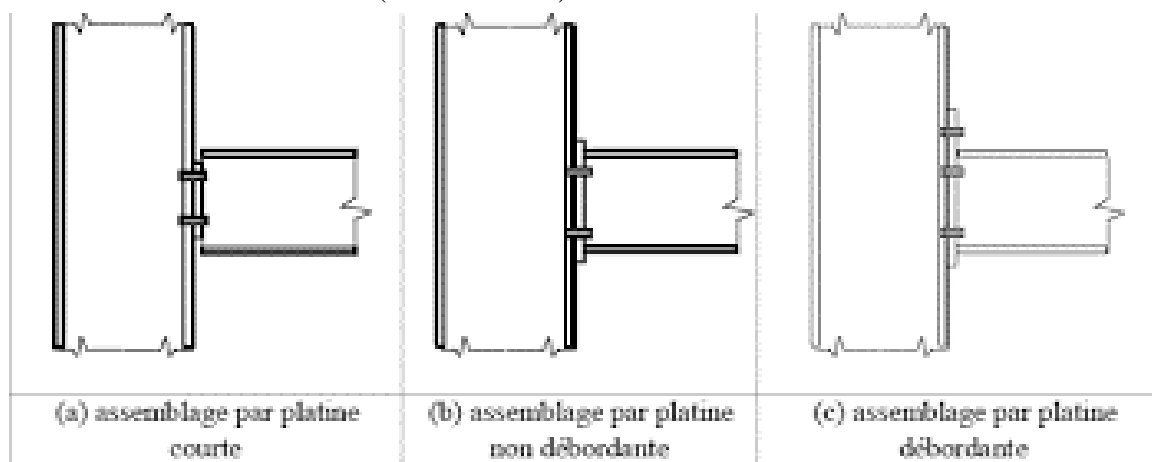


Fig.1.5. Assemblage poteau-poutre.

La figure 1.6 présente des exemples de comportement d'assemblages poutre-poteau par

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

platine d'extrémité. La courbe 1 correspond à l'assemblage idéalisé comme un nœud articulé tandis que la courbe 2 correspond à l'assemblage idéalisé comme un nœud rigide. Les courbes 1, 2 et 3 correspondent aux assemblages boulonnés par platine d'extrémité courte, non débordante et débordante, respectivement. Chaque assemblage possède un comportement non-linéaire intermédiaire (semi-rigide) situés entre les deux extrêmes (courbes 1 et 2).

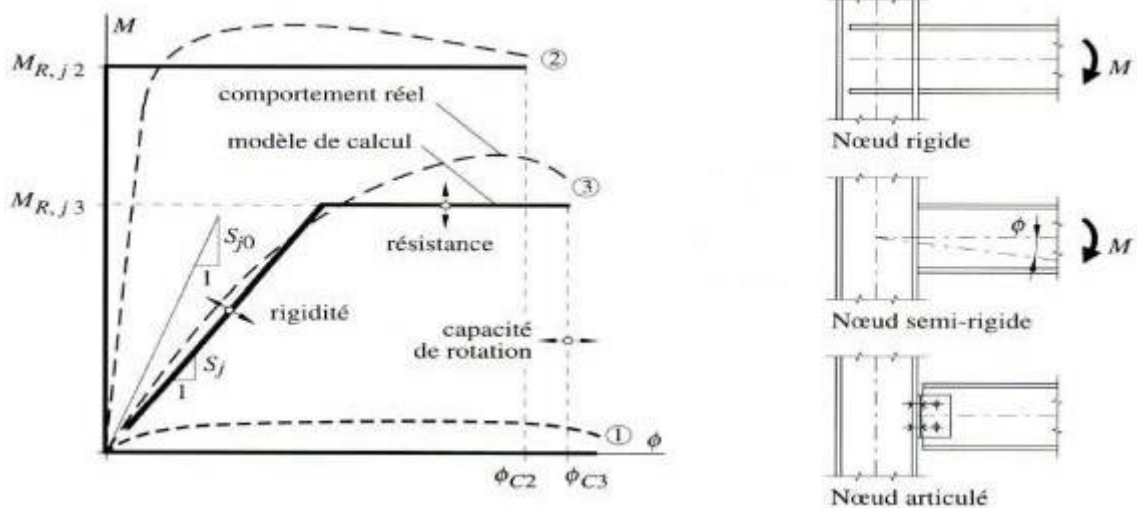


Fig.1.6. Comportement d'un assemblage poteau-poutre.

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. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure 1.7). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau. [7]

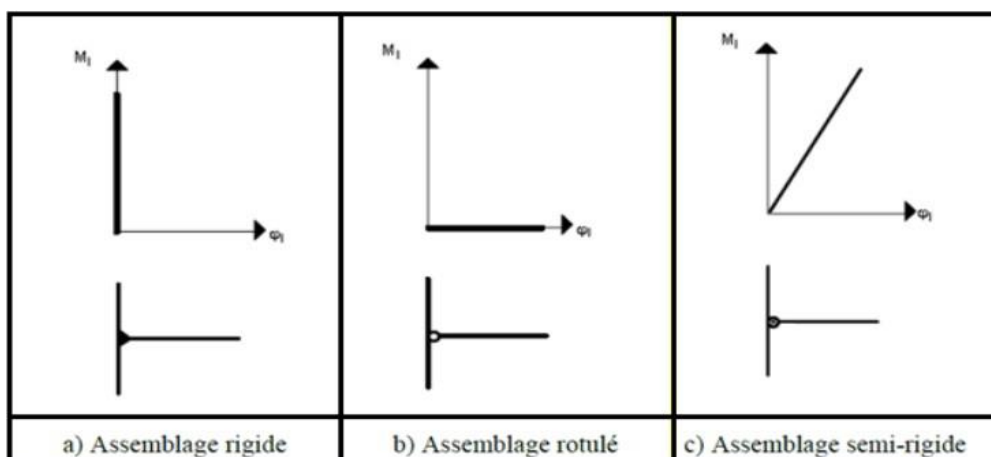


Fig.1.7. La semi-rigidité de l'assemblage

1.5.1. Classification des assemblages

L'approche de l'Euro code 3, qui traite de la classification des assemblages, fournit les règles de calcul de la rigidité initiale et de la résistance ultime. En vue d'une application pratique, l'approche idéalise le comportement réel des assemblages en utilisant le modèle linéaire, le modèle bilinéaire ou le modèle tri linéaire de la figure 1.8

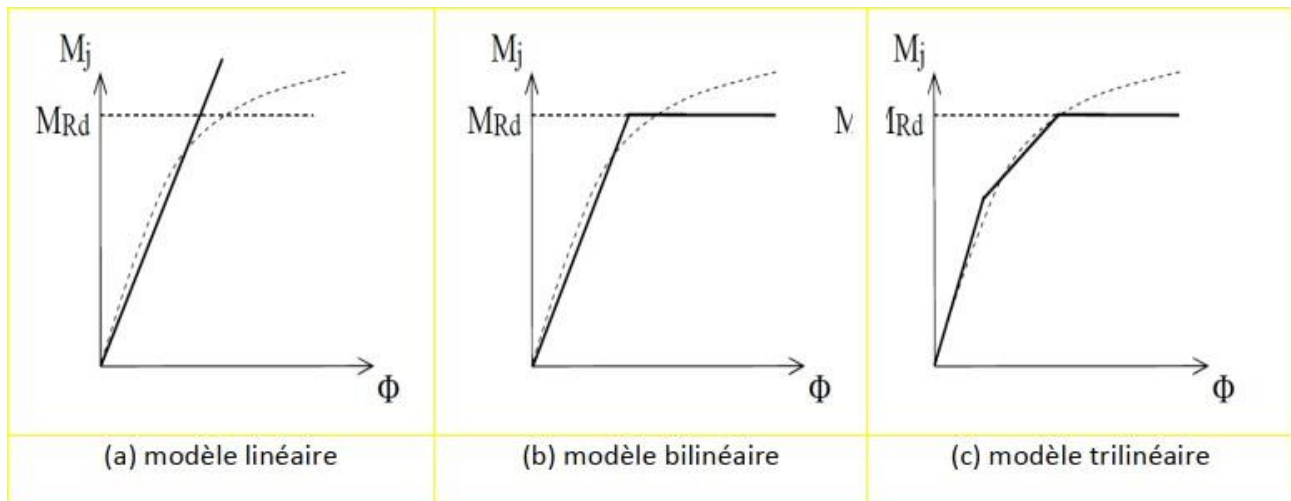


Fig.1.8. Idéalisations du comportement des assemblages en acier.

L'Euro code 3 a classé l'assemblage selon : la rigidité, la résistance et la capacité de rotation.

a. Classification par la 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.

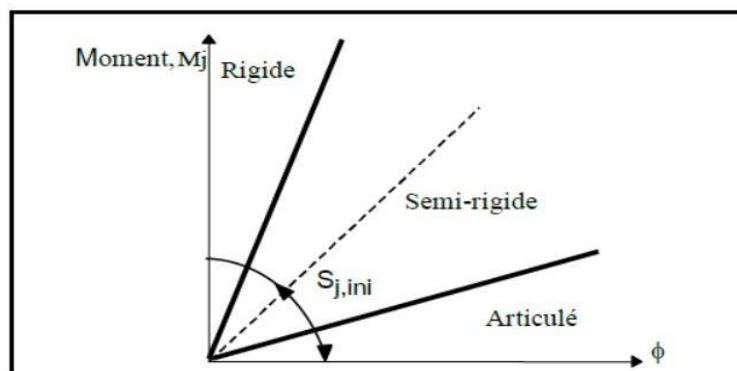


Fig.1.9. Répartition élastique des moments fléchissant dans un portique simple.

➤ Assemblage rigide

Lorsque l'assemblage rigide est considéré dans l'analyse globale de la structure en acier, sa conception et son dimensionnement doivent effectivement être tels pour que ses déformations aient une influence négligeable sur la distribution des efforts et sur les déformations de la structure en acier. Les assemblages rigides sont usuellement utilisés dans les structures en acier non contreventées. L'assemblage est considéré rigide si :

$$S_j.ini > 8 E I_b / L_b \quad (\text{Structure contreventée}) \quad (1.1)$$

$$S_j.ini > 25 E I_b / L_b \quad (\text{Structure non contreventée}) \quad (1.2)$$

Où $S_j.ini$, $E.I_b$ et L_b désignent, respectivement, la rigidité initiale de l'assemblage, la rigidité flexionnelle de la poutre assemblée et la longueur de la poutre. Même si en règle générale un assemblage rigide est un assemblage qui permet de transmettre à la fois un moment de flexion, un effort tranchant et parfois un effort normal, il n'en reste pas moins que son rôle principal est de transmettre un moment de flexion.

➤ Assemblage semi-rigide

$$0.5 E I_b / L_b < S_j.ini < 8 E I_b / L_b \quad (\text{Structure contreventée}) \quad (1.3)$$

$$S_j.ini < 25 E I_b / L_b \quad (\text{Structure non contreventée}) \quad (1.4)$$

➤ Assemblage articulé

Ce type d'assemblage doit être suffisamment souple pour se déformer lors de la rotation. Il doit être conçu et dimensionné pour ne transmettre, en règle générale, aucun moment de flexion. Assemblage est considéré articulé si :

$$S_j.ini < 0.5 E I_b / L_b \quad (1.5)$$

Un assemblage articulé a donc pour mission de reporter depuis la poutre au poteau qu'un effort tranchant et/ou un effort normal. On comprend dès lors que ce type d'assemblage convient aux structures contreventées. Au niveau de chaque assemblage, les charges verticales sont transmises du plancher aux poutres et des poutres aux poteaux ; les charges horizontales sont reprises directement par le système de contreventement adopté.

b. Classification par la résistance

La classification fondée sur la résistance est utile dans le cas de structures en acier calculées par la théorie de plasticité. La classification de l'Euro code 3 vis-à-vis de la résistance des assemblages fait une distinction entre l'assemblage à résistance complète, et l'assemblage à résistance partielle et l'assemblage articulé

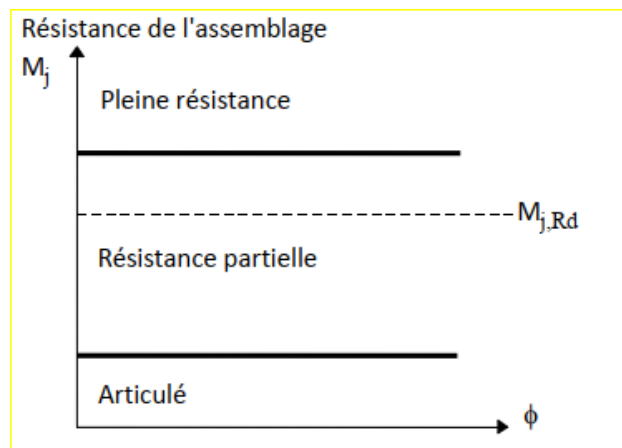


Fig.1.10. Limites de la classification des assemblages par résistance

➤ Assemblage à résistance complète

Un assemblage à résistance complète est un assemblage qui possède une résistance plus grande que la résistance de la poutre assemblée. Dans ce cas, la déformation plastique est supposée se former dans la poutre assemblée. L'assemblage est considéré à résistance complète si :

$$M_{Rd} > M_{Pl,Rd} \quad (\text{Avec vérification de la capacité de rotation}). \quad (1.6)$$

$$M_{Rd} > M_{Pl,Rd} \quad (\text{Sans vérification de la capacité de rotation}). \quad (1.7)$$

Où M_{Rd} désigne le moment résistant de calcul de l'assemblage et $M_{Pl,Rd}$ le moment plastique de calcul de la poutre assemblée. Il n'est pas rare que la limite d'élasticité du matériau dont est constituée la poutre assemblée soit élevée par rapport à celle de l'assemblage. Dans ce cas, le calcul conduit alors à une sous-estimation de la résistance de la poutre assemblée et la rotule plastique se formerait dans l'assemblage.

➤ Assemblage à résistance partielle

Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire. L'assemblage doit posséder une capacité de rotation suffisante pour assurer la formation de la rotule

plastique. L'assemblage est considéré à résistance partielle si :

$$0,25 M_{Pl.Rd} < M_{Rd} < M_{Pl.Rd} \quad (1.8)$$

➤ Assemblage articulé

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

$$M_{Rd} < 0,25 M_{Pl.Rd} \quad (1.9)$$

c. Classification par la capacité de rotation

La capacité de rotation est une mesure de la déformation qui peut être atteinte avant que la ruine, dans l'assemblage ne provoque une chute de la résistance flexionnelle. Dans l'approche de l'EUROCODE 3, la classification des assemblages en termes de leur capacité de rotation demeure toujours vague. Cette classification constitue en principe une mesure de l'aptitude des assemblages 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 basée sur un calcul plastique peut être conduite.

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation est toutefois proposée dans la littérature et qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies à savoir, l'assemblage ductile, l'assemblage semi-ductile et l'assemblage fragile, voir figure 1.11. Le comportement ductile est caractérisé par une courbe moment-rotation avec un plateau étendu qui indique généralement l'apparition de déformations plastiques avant la rupture. Le comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Enfin, le comportement semi-ductilité se situe entre le comportement fragile et le comportement ductile.

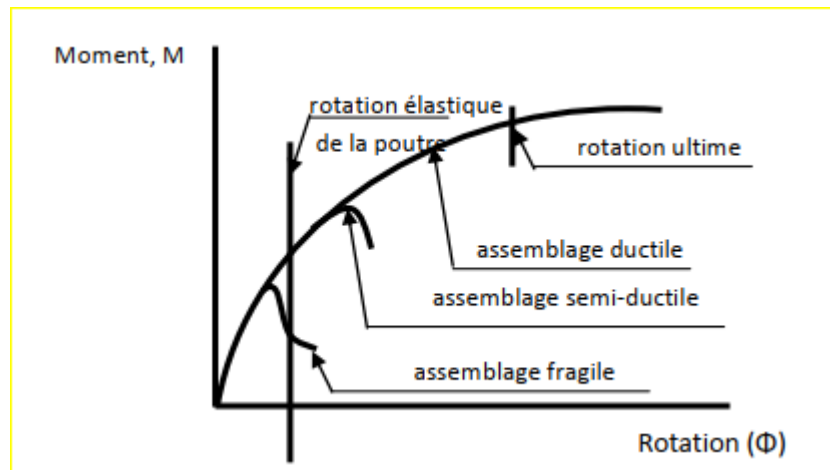


Fig.1.11. Classification des assemblages par la capacité de rotation

1.5.2. La méthode d'analyse des nœuds semi-rigides

Les méthodes d'analyse des nœuds semi-rigides Les premières études sur les nœuds semi-rigides ont été réalisées en 1917, lorsque Wilson et Moore ont étudié la rigidité des assemblages rivetés des structures métalliques. En 1930 les études ont commencé dans la relation entre le moment et la rotation des articulations semi-rigides et leur effet le comportement global des structures métallique. Batho et Rowan ont proposé une méthode graphique, appelée "Beam-Line", qui a été utilisée pour déterminer les réactions fournies par chaque nœud. Pour appliquer cette méthode, il nécessite l'utilisation de la courbe moment- rotation expérimentale. Baker et Rathbun, ont été les premiers à appliquer la méthode pente- déflexion et la méthode de distribution du moment pour l'analyse des nœuds semi-rigides.

Entre 1936 et 1950, la plupart des recherches ont été axées sur l'application de ces méthodes pour l'analyse des structures à nœuds semi-rigides. Le comportement dynamique des structures à nœuds semi-rigides a été étudié par Lionberger et Weaver en 1969, et Suko et Adams en 1971.

Dans ces analyses le comportement élasto-plastique des nœuds semi-rigides a été modélisé par des ressorts équivalents. En 1981, Moncarz et Gerstle ont proposé une nouvelle approximation de l'analyse des structures à nœuds semi-rigides sur la base de la modification de la technique de matrice de rigidité élémentaire. D'après les études de l'ECCS, en 1984, la Commission de la Communauté européenne a publié la première version de l'Eurocode 3. Dans ce document, les articulations sont classés comme rigides et semi-rigides pour l'analyse élastique linéaire. En 1987 Lui, Chen et Goto, ont proposées des méthodes pour l'analyse des

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

structures à nœuds semi-rigide basée sur l'analyse de la matrice de rigidité. En 2005, l'Eurocode 3 a été publié. Il prend en compte de tous les types des nœuds, notamment semi-rigides, où la réponse d'un nœud dépend sur les propriétés géométriques et mécaniques de ses composants, en utilisant la méthode des composantes. Ce code est un résultat de plusieurs décennies de recherche dans des structures métalliques. D'autres codes internationaux qui traitent sur le comportement des nœuds. Aux l'Etats-Unis, on trouve AISC-ASD, LRFD, AISCASD / LRFD et en Chine, on trouve le règlement GB. Il existe actuellement une grande variété d'études sur le comportement des structures à nœuds semi-rigides. Ces études ont porté sur deux thèmes principaux.

1- L'évaluation des propriétés mécaniques des nœuds en termes de rigidité en rotation, moment de résistance et de capacité de rotation.

2- Les méthodes d'analyse et de conception des structures à nœuds semi-rigides.

Toutes ces études s'accordent à dire que lors de la réalisation d'une analyse des structures métalliques, le comportement de rotation des nœuds doivent être pris en considération. La prédiction du comportement commun au moyen d'une des méthodes ci-dessus doit être en général accompagnée d'une représentation mathématique. [7]

1.5.3. Modélisation des nœuds semi-rigides

➤ Les 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 propriétés géométriques et mécaniques.

Des assemblages poutre-poteau. Ces formulations peuvent être obtenues en utilisant des analyses de régression des données qui peuvent être tirés de différentes façons telles que :

- Les tests expérimentaux ;
- Analyses paramétriques développés par des éléments finis des modèles ;
- Des modèles analytiques ou modèles mécaniques.

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

Le principal inconvénient de ce type de modèle est qu'il est uniquement applicable aux assemblages dont les caractéristiques correspondent à celles utilisées pour générer le modèle. Il n'est également pas possible de déterminer comment chaque composant d'assemblage affecte sur la performance globale de structure.

➤ Les modèles analytiques

Les modèles analytiques utilisent les concepts de base de l'analyse structurelle : les relations constitutives d'équilibre, de compatibilité et matérielles, pour obtenir la rigidité en rotation (k_j) et la résistance de moment (M_j , R_d) d'un assemblage due à ses propriétés géométriques et mécaniques, Chen et al. ont présenté un modèle analytique 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'ils ne considèrent pas la déformation de panneau d'âme, et pour résoudre ce problème, ont considéré un panneau d'âme rigide.

➤ Les modèles mécaniques

Dans les modèles mécaniques ou à ressorts représentant l'assemblage en utilisant une combinaison d'éléments rigides et flexibles, qui sont modélisés au moyen de valeurs de rigidité et de résistance obtenues à partir des relations empiriques. Le non linéarité de la réponse est obtenue au moyen de lois de comportement inélastique utilisé pour les éléments de ressort.

La figure 1.13 montre le modèle mécanique utilisé par Falla pour l'assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante.

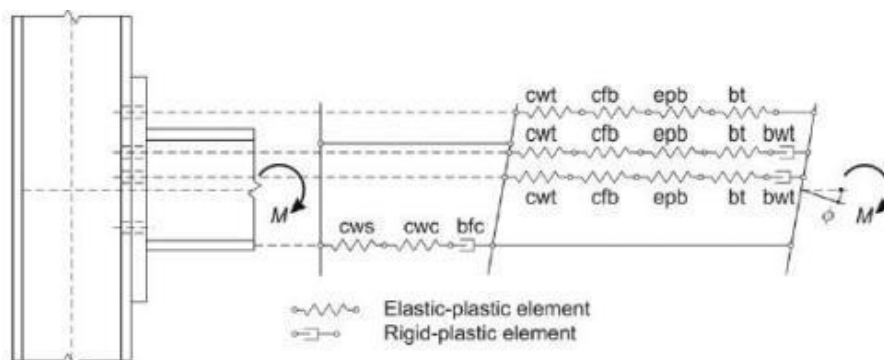


Fig.1.12. Modèle mécanique d'un assemblage poutre-poteau par platine d'extrémité débordante.

Pour développer un modèle mécanique, trois étapes sont nécessaires.

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

- 1- Identifier toutes les composantes de l'assemblage qui influent sur la déformation et la rupture de l'assemblage ;
- 2- Déterminer les lois de comportement pour chaque composante de nœud à l'aide des moyens analytiques, expérimentaux ou numériques,
- 3- L'assemblage de toutes les composantes ensemble pour produire la courbe moment-rotation pour le nœud complet.

La méthode des composantes est une méthode d'analyse mécanique hybride (figure 1.12). Cela consiste à modéliser un nœud comme un assemblage de ressorts (composants) et de liaisons rigides, où chaque ressort représente une partie spécifique dans le nœud avec sa propre force et rigidité, en fonction du type de chargement. Le comportement du nœud est obtenu en ayant les propriétés mécaniques et géométriques de chaque composant de nœud. Il donne de bons résultats lorsque le nœud d'assemblage agit principalement en flexion avec une faible force axiale.

➤ *Modèle de l'Euro code 3 :*

Dans ce modèle de calcul présenté par l'eurocode-3, le comportement des assemblages est considéré à travers trois caractéristiques clés suivantes :

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

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

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

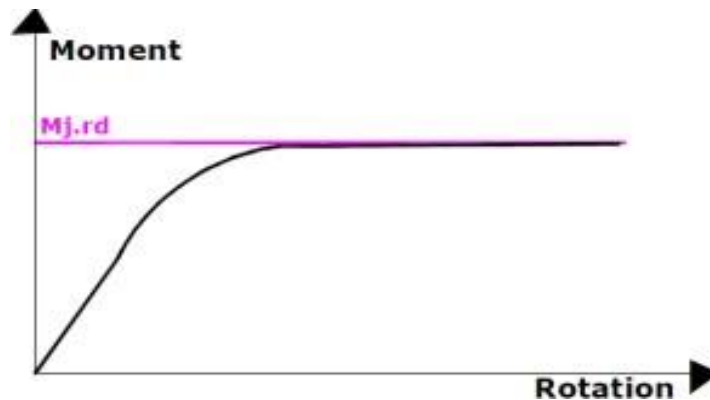


Fig.1.13. Le moment résistant de calcul.

b. Rigidité initiale en rotation $S_{j\ ini}$

La rigidité en flexion (ou en rotation) est définie comme étant le rapport entre le moment sollicitant l'assemblage " $M_{j.Rd}$ " et la rotation " ϕ_j " correspondante de l'assemblage (la variation angulaire entre les fibres moyennes du poteau et de la partie attachée), donc :

$$S_{j\ ini} = \frac{M_{j.Rd}}{\phi_j}, \quad (1.10)$$

À S_j , est la rigidité initiale.

c. La capacité en rotation :

La prise en considération de l'aptitude de l'assemblage à rester cohérent et à accepter les rotations imposées sans rupture, telles la capacité de rotation est très importante.

$$\phi_{cd} = \frac{M_{j.Rd}}{S_j} \quad (1.11)$$

Où :

$M_{j,d}$: Moment résistant de calcul

S_j : Rigidité en rotation

ϕ_{cd} : Capacité de rotation de calcul

Les trois caractéristiques ($M_{j,Rd}$, S_j , ϕ_{cd}) clés des assemblages influent directement sur le comportement de ces derniers et sur leur classification.

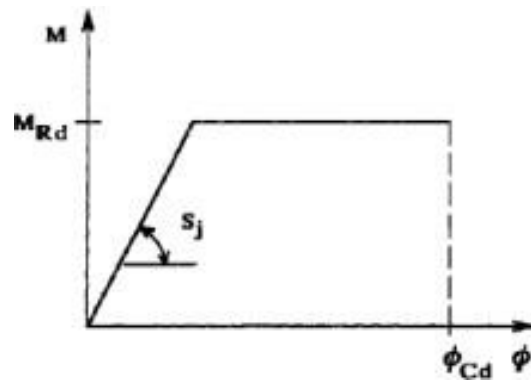


Fig.1.14. Propriétés caractéristiques d'une courbe moment-rotation d'un assemblage poutre-poteau

1.6. Méthodes de calcul sismique

L'objectif premier des codes sismiques est d'assurer un haut niveau de sécurité et d'opérabilité face aux catastrophes naturelles. Ils proposent plusieurs procédures de calcul pour y parvenir. Les ouvrages doivent pouvoir résister aux séismes de manière quantifiable et atteindre des niveaux de performances cibles correspondant à des niveaux de dommages économiquement et socialement acceptables. Les codes recommandent l'utilisation de divers types de méthodes d'analyse pour évaluer les performances structurelles les codes suggèrent l'utilisation de différents types de méthodes d'analyse :

Méthode Statique linéaire, méthode statique non linéaire (Nonlinear static push over analysis), Analyse dynamique linéaire, Analyse dynamique non linéaire temporelle (Nonlinear Time History Analysis).

Tableau.1.1. Méthodes de calcul sismique.

Analyse	Statique	Dynamique
Linéaire ou non linéaire équivalente (avec coef R)	Analyse statique linéaire (Méthode statique équivalente)	Analyse dynamique linéaire
Non linéaire	Analyse statique non linéaire (Méthode de la poussée progressive (Push over))	Analyse dynamique temporelle non linéaire

1.6.1. Méthode statique équivalent

Dans la méthode statique équivalente, une analyse statique est effectuée par des forces statiques équivalentes aux forces dynamiques réellement appliquées à la structure. Dans cette approche, la résistance effective de la structure est supposée supérieure à la résistance de conception pour que la structure puisse dissiper l'énergie jusqu'à la limite élastique.

1.6.2. Méthode modale spectrale

L'analyse dynamique peut être soit une analyse spectrale, soit une analyse dynamique par accélération. La première commence par identifier les différentes fréquences naturelles et les modes de vibration. Les équations des mouvements couplés sont alors séparées par une transformation conditionnelle dans laquelle se trouve le principe de l'orthogonalité des modes de vibration par rapport à la masse. La fourniture de schémas d'accélération est faite pour obtenir la réponse "précise" de la structure en fonction du temps. Il est déterminé naturellement à l'aide de l'équation pas à pas de l'intégration numérique du mouvement.

En conséquence, cette analyse est effectuée à l'aide d'un logiciel informatique en obtenant l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse sismique ou de tous les mouvements du sol.

1.6.3. Méthode statique non linéaire en poussé progressive « push over »

Les procédures statiques non linéaires ont été officiellement introduites dans les codes de conception dans le monde entier. Elles ont commencé à être mises en œuvre dans le cadre de l'ingénierie basée sur la performance sismique et (ATC-40 1996), (FEMA-273 1997) et (FEMA-356). (1996 ; 2000) A été implantée dans l'Eurocode 8

Il s'agit d'une approximation statique non linéaire de la réponse montrée par la structure lorsqu'elle est exposée à une charge sismique dynamique MDOF en réponse à une phrase équivalente qui a un degré de liberté ESDOF Fig.1.15

La méthode est relativement simple et fournit des informations sur la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire, permettant l'identification des modes de défaillance ainsi que les zones où se forment les rotules plastiques. Elle possède des rotules plastiques malgré certaines limitations inhérentes telles que la négligence de la variance des modes de chargement ainsi que l'influence des modes aériens, cette méthode donne une estimation raisonnable de la puissance de déformation globale, en particulier pour les structures où le premier mode est dominant Il est plus adapté aux courtes durées et aux structures mal surélevées.

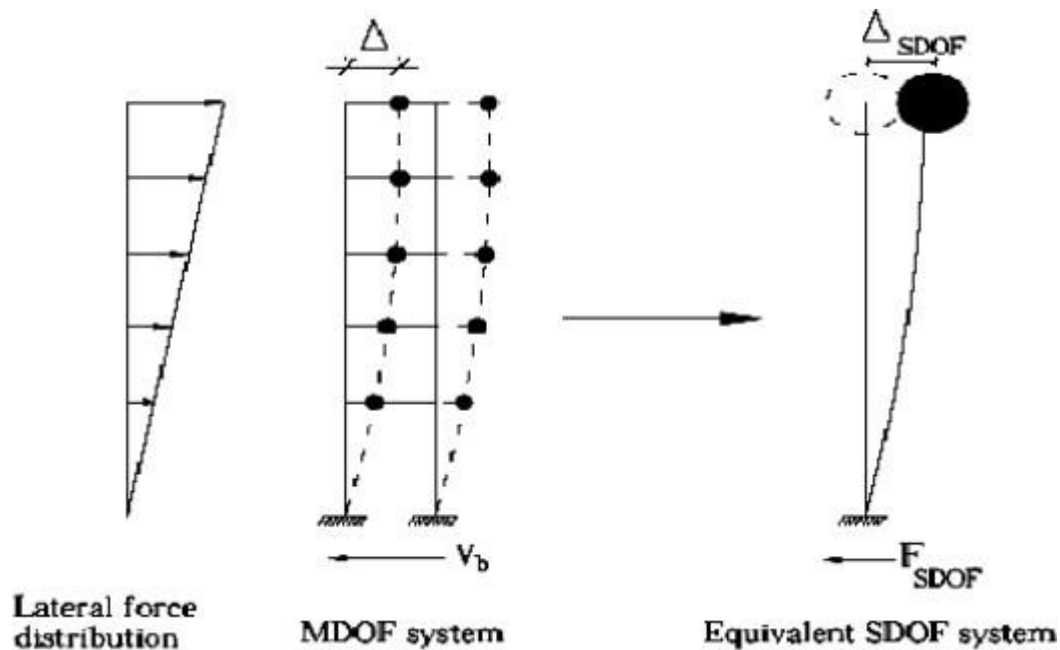


Fig.1.15. La phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.

Récemment, l'analyse du modèle de défilement a été développée. Cette méthode est une amélioration majeure par rapport à l'analyse Push over statique couramment utilisée, Prise en compte de la contribution des modes supérieurs à la réponse ou à la répartition des forces d'inertie dues à la dégradation de la raideur. Distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode Push over. Typique est généralement similaire aux résultats dits "précis" obtenus à l'aide d'une analyse temporelle inélastique, si l'on compare les valeurs moyennes ou moyennes du déplacement du sol. [8]

L'analyse statique non linéaire inclue :

- ❖ La méthode proposée par l'Euro code 8 (2005) [9]
- ❖ La méthode proposée par le FEMA 356 (ASCE, 2006), [10]
- ❖ La méthode proposée par l'ATC-40 (ATC, 1996) et FEMA 440. [11]

1.6.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle

Il utilise un modèle qui exprime le comportement non linéaire des éléments. La méthode la plus précise et la plus fiable pour évaluer le comportement sismique est souvent basée sur l'analyse des enregistrements temporels sismiques. Cette utilise soit l'intégration directe des équations de mouvement (à partir d'enregistrements réels ou simulés), soit des algorithmes intégrant les déformations élastoplastiques de la structure. Si la méthode est a priori capable

Chapitre 1 : Comportement sismique des structures en aciers.

de décrire le comportement réel lors d'un séisme, l'enjeu principal est de déterminer le bon enregistrement (accélérogramme) du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. De ce fait, plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels deviennent nécessaires.

1.7. Conclusion

Dans ce chapitre une étude bibliographique sur le comportement des structures en acier est effectuée. Au début des notions de base et des définitions sont rassemblées, relatives à l'aléa sismique, la conception parasismique et l'importance de l'assemblage dans les structures en acier. Dans une seconde étape un aperçu sur les différents modèles pour simuler les assemblages semi-rigides est donné. Dans ce chapitre les approches de calcul dynamique de structure sont présentées. La plus importante est la méthode dynamique non linéaire temporelle qui est la méthode la plus précise et la plus coûteuse.

Chapitre 02 :

L'analyse dynamique non linéaire temporelle

2.1. Introduction

L'évaluation des performances d'une structure nécessite une méthode qui contrôle le comportement de la structure depuis la phase élastique linéaire, la plastification et jusqu'à son effondrement. Pour les structures à grande hauteur, l'interaction dynamique des modes supérieurs peut rendre difficile la prédiction du comportement non linéaire. L'analyse dynamique non linéaire temporelle est une approche largement utilisée pour évaluer la performance des structures. Dans cette méthode, un ensemble d'enregistrements de mouvement du sol (accélérogramme) est choisi.

Dans ce chapitre, le principe et les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle sont présentés.

2.2. Principe de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

Les constructions à grande capacité de dissipation d'énergie sont susceptibles de subir des déformations inélastiques plus importantes que les systèmes à capacité de dissipation d'énergie relativement limitée. Le comportement des matériaux dans le domaine inélastique est très complexe. Pour prédire avec plus de précision les performances sismiques des structures - en particulier dans le domaine de réponse inélastique -, il est important de simuler les facteurs susmentionnés suffisamment proches de la réalité dans les études numériques et expérimentales. Dans la réponse dynamique d'une structure donnée, un autre facteur important est les caractéristiques du mouvement du sol sismique appliqué. La sélection et la mise à l'échelle des mouvements du sol sont des éléments importants de toute étude d'évaluation des risques sismiques qui implique une analyse temporelle.

L'utilisation de l'analyse dynamique non linéaire temporelle (ANDT) a acquis une importance majeure. Cette méthode d'analyse nécessite un ensemble approprié d'enregistrements sismiques qui sont compatibles avec les niveaux des risques spécifiques au site pris en compte.

Ce dernier type d'analyse nécessite des propriétés telles que la dégradation de la rigidité dans le chargement cyclique, le comportement post-élastique et la limite d'élasticité en plus de la rigidité initiale utilisée dans l'analyse linéaire. Ainsi, pour les composants supposés avoir un comportement ductile, le comportement inélastique est capturé et la performance d'un élément est évaluée en fonction de la demande/capacité de déformation. De même, pour les éléments

Chapitre 2 : L'analyse dynamique non linéaire temporelle.

dont on s'attend à ce qu'ils soient fragiles, il n'y a pas d'inélasticité et leur performance est évaluée à l'aide de la demande de résistance/capacité.

Pour obtenir des informations utiles sur les structures avec des éléments ductiles et dans le but de renforcer les parties vulnérables du système, il est plus raisonnable d'utiliser une analyse non linéaire. Dans l'analyse non linéaire, une intégration pas à pas est utilisée, ce qui peut être coûteuse en calcul.

2.3. L'Algorithme pas à pas

Généralement, l'analyse dynamique est effectuée à l'aide de deux méthodes ; intégration directe en temps et superposition modale. Cependant, la première est la seule option pour l'analyse non linéaire. En tant que méthode d'analyse structurelle la plus précise, l'analyse dynamique non linéaire résout l'équation différentielle de l'équilibre dynamique du mouvement qui est illustrée dans l'équation (2.1) :

$$R(u, t) + C \dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = r(t) \quad (2.1)$$

u , \dot{u} , \ddot{u} et sont respectivement le déplacement, la vitesse et l'accélération, M et C sont les matrices de masse et d'amortissement. R est la force de rappel et $r(t)$ est le vecteur de force appliqué.

Pour résoudre l'équation différentielle du second ordre ci-dessus, une procédure numérique peut être utilisée de manière incrémentielle. La méthode d'intégration temporelle directe est applicable sans modification de l'équation de mouvement des systèmes à un degré de liberté (1DDL) et à plusieurs degrés de liberté (MDDL). Il existe de nombreuses méthodes (intégrateurs) utilisées pour l'intégration directe de l'équation du mouvement (par exemple, la méthode des différences centrales et la méthode de *Newmark*) qui sont basées sur la méthode des différences finies et sont classées comme méthodes explicites et implicites.

Dans les méthodes explicites, le calcul au pas de temps courant ($t + \Delta t$) ne dépend que des informations des pas de temps précédents. Par exemple, la méthode des différences centrales est une méthode d'intégration explicite. D'autre part, dans la méthode implicite, les valeurs inconnues à la fin du pas de temps ($t + \Delta t$) sont calculées sur la base des informations du pas de temps précédent t et du pas de temps actuel ($t + \Delta t$) ; La méthode de *Newmark* est un exemple de méthode d'intégration temporelle implicite. Il a été démontré que les méthodes implicites sont plus précises que les méthodes explicites [12]. Cependant, en raison de l'approximation dans la formulation et le calcul de ces méthodes par rapport à la solution (pour les systèmes linéaires, une solution exacte peut être obtenue), on s'attend à ce qu'il y ait des erreurs dans les

Chapitre 2 : L'analyse dynamique non linéaire temporelle.

résultats de la simulation numérique. Outre le choix de la méthode, la précision des résultats dépend généralement de la taille du pas de temps et du contenu fréquentiel du chargement. [13]

2.3.1. Méthode de Newmark

Dans cette étude, l'algorithme d'intégration de Newmark, qui est la méthode la plus courante en dynamique structurelle, a été adopté comme intégrateur. Les expressions suivantes pour la vitesse et le déplacement sont obtenues à l'aide de la formule de Taylor :

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + [(0.5 - \beta) \Delta t^2] \ddot{u}_t + [\beta \Delta t^2] \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (2.2)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [(1 - \gamma) \Delta t] \ddot{u}_t + [\gamma \Delta t] \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (2.3)$$

Où, les variables β et γ sont des paramètres numériques de la formule de quadrature qui contrôlent à la fois les caractéristiques de stabilité et de dissipation d'énergie (par exemple, la quantité d'amortissement numérique) de la méthode. Ces deux paramètres sont des facteurs de pondération sur les incréments de vitesse et de déplacement. Deux choix de paramètres couramment utilisés sont ($\gamma = 1/2, \beta = 1/4$) et ($\gamma = 1/2, \beta = 1/6$) qui sont respectivement connus sous le nom de méthode d'accélération moyenne et méthode d'accélération constante/linéaire. Dans cette étude, la méthode d'accélération moyenne avec les valeurs de $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$ a été choisie. [14]

Lors de l'utilisation de l'intégration temporelle directe de l'équation du mouvement, la réponse du système est divisée en un certain nombre d'intervalles de temps. De cette manière, la réponse de la structure sera évaluée en calculant le déplacement, la vitesse et l'accélération à chaque pas de temps. La non-linéarité est incluse dans le calcul par la mise à jour de la rigidité au début de chaque étape qui reste constante sur cette étape de temps. La réponse calculée résultante est considérée comme la condition initiale pour le pas de temps suivant.

2.4. Sélection des Enregistrements (accélérogrammes)

Les travaux de recherche actuels ont démontré que parmi toutes les sources possibles d'incertitude dépendant des propriétés structurelles et des matériaux du sol, des hypothèses de conception et d'analyse et des mouvements du sol induit par les tremblements de terre, ces dernières ont le plus d'effet sur la variabilité observée dans la réponse de la structure.

Ainsi, la sélection d'un ensemble « raisonnable » des enregistrements sismiques pour effectuer une analyse dynamique est un impératif. À cette fin, de nombreuses méthodes ont été proposées pour optimiser le processus de sélection et de mise à l'échelle des enregistrements réels. Ces méthodes peuvent être généralement classées comme suit :

Chapitre 2 : L'analyse dynamique non linéaire temporelle.

- Sélection basée sur la Magnitude du tremblement de terre (M), distance (R), type de sol (S), environnement sismotectonique et autres paramètres.
- Sélection basée sur la correspondance spectrale.

Ces méthodes ne sont pas actuellement utilisées dans la pratique de l'ingénierie (surtout en Algérie), principalement parce qu'elles n'ont pas été incluses dans la plupart des codes de conception parasismique.

L'Eurocode 8, permet la sélection d'enregistrements réels ou la génération d'enregistrements artificiels conformes à certains critères généraux liés à la conjonction d'un spectre de réponse cible.

2.4.1. Sélection des enregistrements sismique Selon l'EC8

L'Eurocode 8, Partie 1 [9] « la conception parasismique des bâtiments », prescrit un ensemble de critères simples selon lesquels la sélection des mouvements sismiques à utiliser dans l'analyse dynamique devrait dépendre sur le type d'évaluation structurelle effectuée et sur les données disponibles sur le site, tout en satisfaisant les trois critères quantitatifs suivants (également applicables en cas d'utilisation d'enregistrements artificiels) :

- La moyenne des valeurs d'accélération spectrale de période zéro, calculée à partir des enregistrements individuels sélectionnés, doit dépasser la valeur de $a_g S$ pour le site en question.
- La moyenne du spectre élastique amorti à 5 % calculé à partir de tous les Enregistrements ne doit pas être inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique de l'EC8 amorti à 5 %, dans la plage de périodes allant de $0,2T_1$ à $2T_1$, où T_1 est la période fondamentale de la structure dans la direction où l'accélérogramme est appliqué.
- Un minimum de trois accélérogrammes doit comprendre chaque ensemble. Lorsque trois accélérogrammes différents sont utilisés, la demande structurelle est déterminée à partir de la valeur la plus défavorable issue des trois analyses dynamiques correspondantes. D'autre part, lorsqu'au moins de sept enregistrements différents (réels ou simulés) sont utilisés, la réponse finale peut être dérivée de la moyenne des quantités de réponse résultant de toutes les analyses.

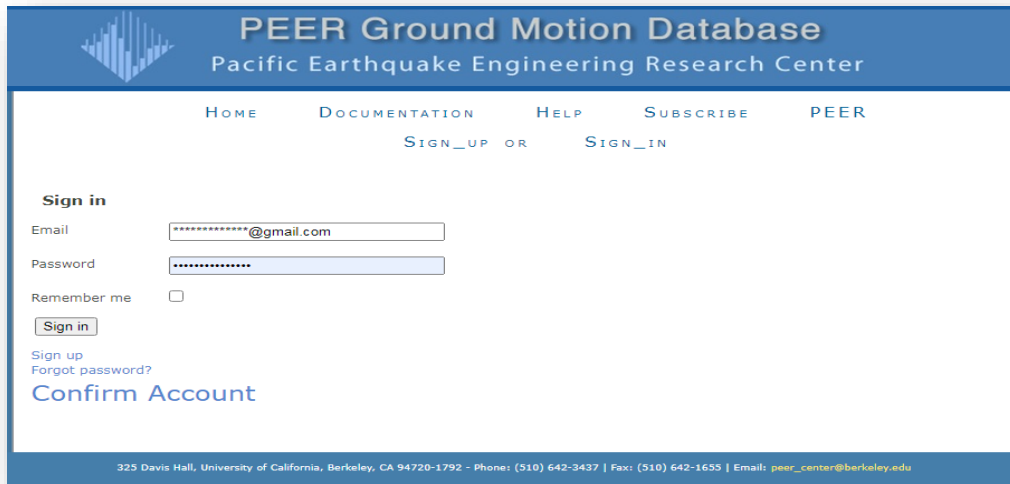
2.4.2. Procédure de sélection des accélérogrammes utilisant la base de données PEER

La base de données PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) fournit des outils pour rechercher, sélectionner et télécharger des données sur les séismes (Enregistrements). [15]

Chapitre 2 : L'analyse dynamique non linéaire temporelle.

Pour sélectionner des Enregistrements sismique à partir de la base de données PEER, les étapes suivantes doivent être suivies :

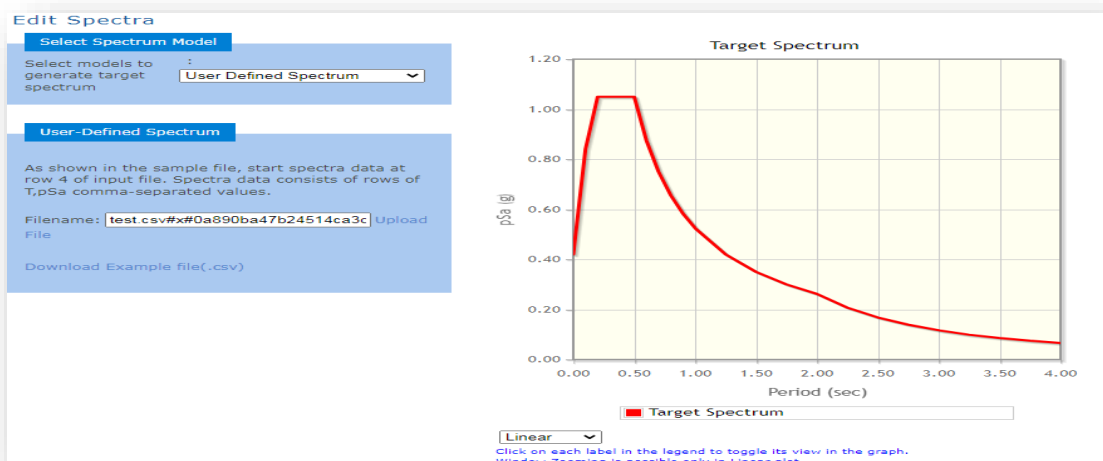
- a- Création d'un compte sur la base PEER



The screenshot shows the PEER Ground Motion Database sign-in page. The header includes the logo and the text "PEER Ground Motion Database" and "Pacific Earthquake Engineering Research Center". Navigation links include HOME, DOCUMENTATION, HELP, SUBSCRIBE, and PEER. Below these are links for SIGN_UP OR SIGN_IN. The main content area is titled "Sign in" and contains fields for Email (with a masked address ending in @gmail.com) and Password (masked with dots). There is a "Remember me" checkbox and a "Sign in" button. Below the button are links for "Sign up" and "Forgot password?". A "Confirm Account" link is also present. The footer contains contact information: "325 Davis Hall, University of California, Berkeley, CA 94720-1792 - Phone: (510) 642-3437 | Fax: (510) 642-1655 | Email: peer_center@berkeley.edu".

Fig.2.1. Création d'un compte sur la base PEER.

- b- Téléchargement du spectre cible



. Fig.2.2. Spectre cible

Chapitre 2 : L'analyse dynamique non linéaire temporelle.

c- Insertion des paramètres de site

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type :

Magnitude : min,max

R_JB(km) : min,max

R_rup(km) : min,max

Vs30(m/s) : min,max

D5-95(sec) :

min,max

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records : (<=100)

Initial ScaleFactor : min,max

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Scaling

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

Weight Function

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with $W = f_{xn}(\log(T))$

Period Points : (T1,T2, ... Tn)

Weights : (W1,W2, ... Wn)

Fig.2.3. Paramètres sismiques de site.

d- L'obtention des enregistrements

Click heading of the column to be sorted in ascending order

Rescale Using Checked Records

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	
<input checked="" type="checkbox"/>	view	1	H1	15	0.0324	2.5484	-	10.7	30.3	0.6	Kern County	1952	Taft Lincoln School	7.36	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	view	2	H1	57	0.1445	1.9113	-	10.6	16.8	1.0	San Fernando	1971	Old Ridge Route	6.61	Revers
<input type="checkbox"/>	view	3	H1	70	0.1874	2.9992	-	8.0	18.4	0.3	San Fernando	1971	Lake Hughes #1	6.61	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	view	4	H1	78	0.0651	3.4135	-	10.0	18.9	0.3	San Fernando	1971	Palmdale Fire Station	6.61	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	view	5	H1	125	0.0803	1.5794	-	2.5	4.9	1.2	Friuli, Italy-01	1976	Tolmezzo	6.5	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	view	6	H1	164	0.1009	2.3972	-	19.7	36.4	1.3	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	6.53	strike s
<input checked="" type="checkbox"/>	view	7	H1	231	0.0668	1.7455	-	7.5	10.9	1.3	Mammoth Lakes-01	1980	Long Valley Dam (Upr L Abut)	6.06	Norma Obliqu
<input checked="" type="checkbox"/>	view	8	H1	265	0.0283	1.0268	-	4.4	8.2	2.0	Victoria, Mexico	1980	Cerro Prieto	6.33	strike s

[Download Options](#)

Fig.2.4. Liste des Enregistrements choisis.

2.5. Les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

Généralement, les étapes suivantes sont suivies lors de la performance de l'analyse dynamique non linéaire temporelle :

1. Définissez la géométrie de la structure (principalement les nœuds et les éléments), de la même manière que pour l'analyse linéaire.
2. Définissez les charges de gravité, de la même manière que pour l'analyse linéaire.
3. Définir les propriétés des composants structuraux. Ceci est plus complexe que pour l'analyse linéaire et constitue souvent la majeure partie de l'effort de la modélisation.
4. Sélectionnez un ou plusieurs (généralement plusieurs) Enregistrements (accélérogrammes) sismiques.
5. Analysez la structure pour la charge de gravité. Exécutez ensuite une analyse dynamique non linéaire pour chaque accélérogramme. Il s'agit d'une tâche de routine qui peut nécessiter un temps de calcul important.
6. Évaluer les performances, si nécessaire réviser la conception et ré-analysé.

2.6. Avantages et inconvénients de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

2.6.1. Avantages

Le but de l'analyse structurelle est d'obtenir des informations utiles pour la conception. S'il existe un comportement non linéaire significatif dans une structure, il est raisonnable de s'attendre à ce qu'une analyse non linéaire donne meilleure information qu'une analyse linéaire, simplement parce qu'elle est plus rationnelle.

L'analyse non linéaire est actuellement utilisée principalement pour la réhabilitation des constructions, où le comportement peut être complexe. Pour une nouvelle conception, des méthodes basées sur l'analyse linéaire peuvent être suffisantes.

En plus, L'analyse non linéaire a le potentiel de fournir des meilleures informations pour prédire la proportion des dommages, et donc évaluer le risque sismique.

2.6.2. Limites

Si des analyses sont effectuées pour plusieurs mouvements du sol, les résultats de cette méthode peuvent varier considérablement. Cela s'explique en partie par le fait que le comportement non linéaire est intrinsèquement sensible à des changements relativement faibles

Chapitre 2 : L'analyse dynamique non linéaire temporelle.

au mouvement du sol. C'est à cause des méthodes utilisées pour sélectionner les accélérogrammes.

Aussi, Un programme informatique analyse le modèle mathématique, et non la structure réelle. Différents ingénieurs peuvent faire des hypothèses de modélisation différentes et obtenir des résultats différents pour la même structure.

2.7. Conclusion

L'analyse dynamique non linéaire temporelle peut conduire à une meilleure conception. Les tâches de modélisation et d'analyse sont difficiles mais réalisables. Ils nécessitent une compréhension du comportement structurel et du processus de conception plutôt que des compétences académiques.

Chapitre 03 :

Etude de cas

3.1. Introduction

La méthode dynamique non linéaire temporelle théoriquement présentée précédemment est appliquée sur des structures en acier auto-stables pour étudier leur comportement sismique. Les étapes de la modélisation ainsi que les étapes de la sélection des enregistrements sismiques sont présentés dans ce chapitre.

3.2. Description des structures étudiées

Pour évaluer la procédure utilisée dans ce mémoire, quatre structures en acier auto-stables, régulières en plan et en élévation ont été considérées. Les hauteurs des bâtiments sélectionnés vont de 3 à 12 étages [16]. Ce sont des structures typiques représentant des bâtiments résidentiels ordinaires et conçus selon les codes Européens [9], [17]. Toutes les structures sont des portiques à trois travées. La longueur de chaque travée est égale à 5 m. Les étages ont une hauteur de 3 m. Les charges de gravité (charges permanentes et d'exploitation) ont été prises égales à 27.5 kN/m^2 pour une combinaison de charges $G + 0.2 Q$ et les diaphragmes ont été modélisés comme rigides.

La configuration de portiques est illustrée à la Fig. 3.1, tandis que les détails des sections des éléments sont indiqués dans les tableaux 3.1, 3.2 et 3.3. Plus de détails sur ces structures peuvent être trouvés dans la référence [16].

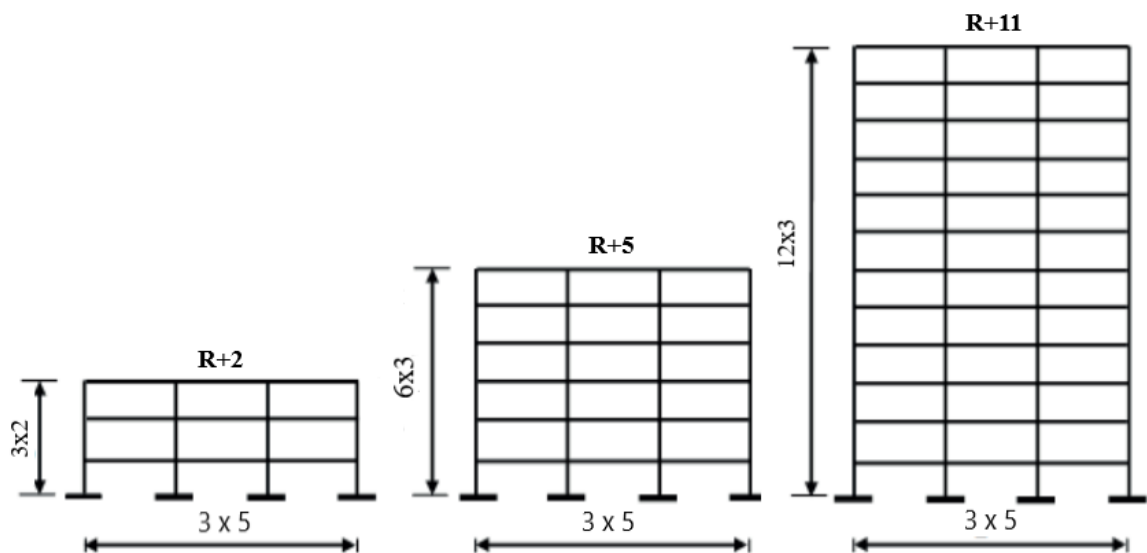


Fig.3.1. Géométrie des structures étudiées.

Tableau.3.1. Types des sections de la structure R+2.

Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB240	IPE330
2	HEB240	IPE330
3	HEB240	IPE330

Tableau.3.2. Types des sections de la structure R+5.

Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB280	IPE360
2	HEB280	IPE360
3	HEB280	IPE360
4	HEB280	IPE360
5	HEB260	IPE330
6	HEB260	IPE330

Tableau.3.3. Type des sections de la structure R+11.

Étage	Section des Poteau	Section des poutres
RDC	HEB400	IPE360
2	HEB400	IPE400
3	HEB400	IPE400
4	HEB400	IPE450
5	HEB400	IPE450
6	HEB360	IPE400
7	HEB360	IPE400
8	HEB340	IPE400
9	HEB340	IPE400
10	HEB340	IPE360
11	HEB340	IPE330
12	HEB340	IPE330

3.3. Chargement sismique

Un ensemble de 7 ou plus enregistrements sismiques ont été sélectionné pour effectuer des analyses non linéaires dynamiques. Ces enregistrements, extraits de la base de données du *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* [15], ont été enregistrés sur le sol de type B [9] avec une magnitude M_w variant de 6.0 à 7,5. Les enregistrements ont été mis à l'échelle jusqu'à un pic d'accélération au sol (PGA) de 0.35 g. Les figures (3.2, 3.3 et 3.4) représentent les spectres élastiques des enregistrements de sélectionnés (avec un taux d'amortissement de 5 %), ainsi que le spectre cible (spectre de conception) pour chaque structure. Dans la plage temporelle de $0,2T_1$ à $2T_1$ (T_1 est la période du premier mode de vibration du bâtiment étudié), il existe une adéquation satisfaisante entre le spectre moyen géométrique des enregistrements choisis et le spectre cible.

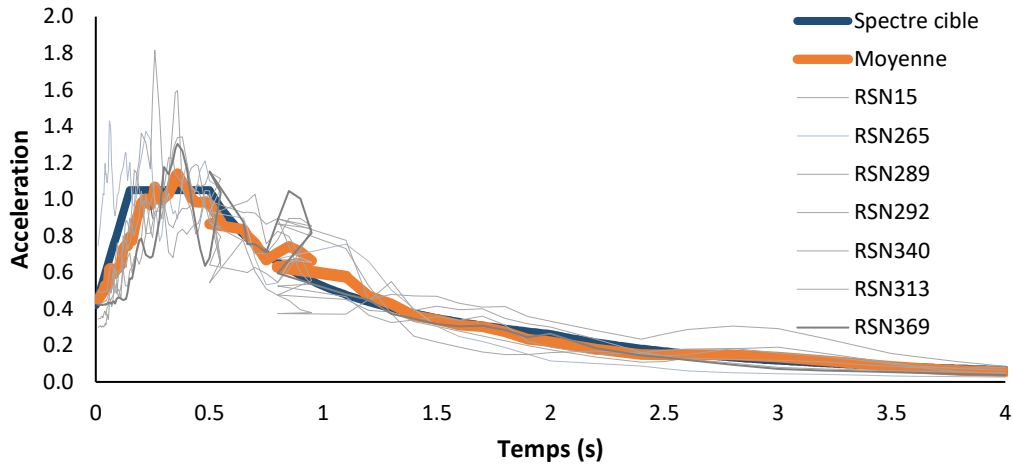


Fig.3.2. Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+2.

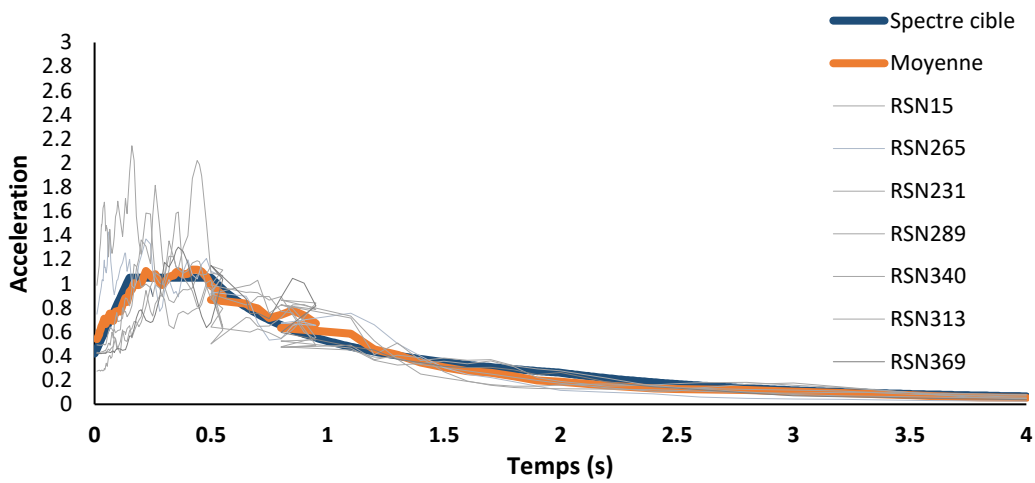


Fig.3.3. Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+5.

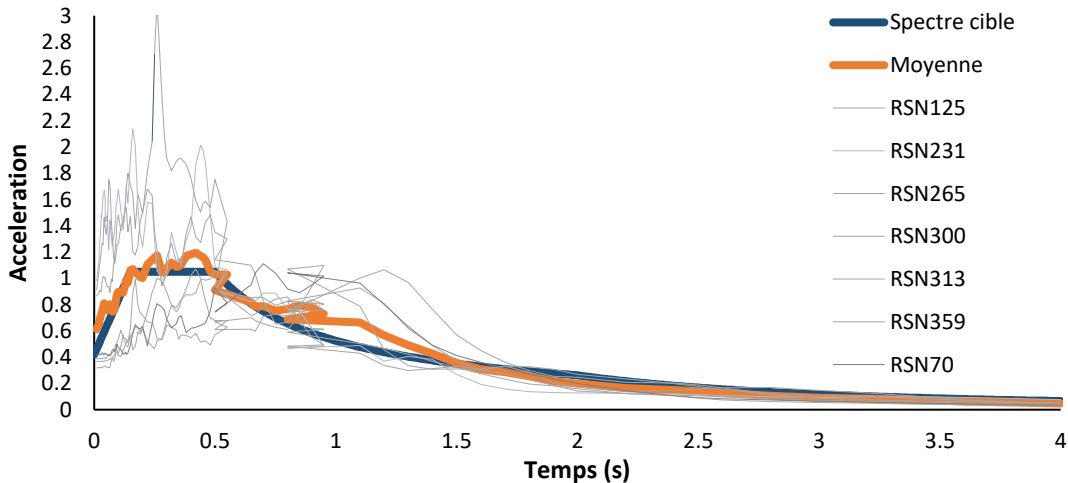


Fig.3.4. Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+11.

Il convient de noter qu'à tout moment dans la plage de périodes spécifiée, le spectre moyen des spectres individuels ne tombe pas en dessous de 90 % du spectre de réponse cible

Chapitre 3 : Etude de cas.

[9]. Les tableaux 3.4, 3.5 et 3.6 énumèrent d'autres caractéristiques des accélérogrammes sélectionnées.

Tableau.3.4. Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+2.

ID	Séisme	année	Station	M _w	R _{jb} (km)	RSN
1	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7.36	38.42	RSN15
2	"Victoria_ Mexico"	1980	"Cerro Prieto"	6.33	13.8	RSN265
3	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Calitri"	6.9	13.34	RSN289
4	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Sturno "	6.9	6.78	RSN292
5	"Corinth_ Greece"	1981	"Corinth"	6.6	10.27	RSN313
6	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Fault Zone 16"	6.36	26.2	RSN340
7	"Coalinga-01"	1983	"Slack Canyon"	6.36	25.98	RSN369

Tableau.3.5. Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+5.

ID	Séisme	année	Station	M _w	R _{jb} (km)	RSN
1	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7.36	38.42	RSN15
2	"Mammoth Lakes-01"	1980	"Long Valley Dam (Upr L Abut)"	6.06	12.56	RSN231
3	"Victoria_ Mexico"	1980	"Cerro Prieto"	6.33	13.8	RSN265
4	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Calitri"	6.9	13.34	RSN289
5	"Corinth_ Greece"	1981	"Corinth"	6.6	10.27	RSN313
6	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Fault Zone 16"	6.36	26.2	RSN340
7	"Coalinga-01"	1983	"Slack Canyon"	6.36	25.98	RSN369

Tableau.3.6. Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+11.

ID	Séisme	année	Station	M _w	R _{jb} (km)	RSN
1	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7.36	38.42	RSN15
2	"San fernando "	1971	"Lake Hughes"	6.61	22.23	RSN70
3	"Friuli_ Italy-01"	1976	"Tolmezzo"	6.5	14.97	RSN125
4	"Mammoth Lakes-01"	1980	"Long Valley Dam "	6.06	12.56	RSN231
5	"Victoria_ Mexico"	1980	"Cerro Prieto"	6.33	13.8	RSN265
6	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Bagnoli Irpinio"	6.9	8.14	RSN285
7	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Bisaccia"	6.9	17.51	RSN286
8	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Calitri"	6.2	8.81	RSN300
9	"Corinth_ Greece"	1981	"Corinth"	6.6	10.27	RSN313
10	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield-vineya"	6.36	24.83	RSN359

3.4. Modélisation numérique

L'analyse modale élastique, l'analyse dynamique non linéaire temporelle (ADNT) ont été réalisés à l'aide du logiciel SAP2000 [18]. Des éléments élastiques couplés à des rotules plastiques (ressort de rotation non-linéaire) à l'extrémité des éléments de structure ont été adoptés pour modéliser la non linéarité au niveau des éléments. Les caractéristiques des rotules plastiques aux extrémités des poutres et des poteaux sont définies selon FEMA-356 [10]. L'interaction entre les forces normales et le moment de flexion est considérée pour les poteaux, alors que pour les poutres, seul le moment fléchissant est envisagé pour contrôler le développement des rotules plastiques. Le modèle force-déformation généralisé utilisé pour modéliser les rotules plastiques est représenté sur la figure 3.5. Plus de détails sur la détermination des paramètres a , b et c du modèle de la figure 3.5 peuvent être trouvés dans FEMA-356 [10]. L'effet ($P-\Delta$) est également inclus dans cette étude, pour l'analyse dynamique non linéaire.

Un ressort rotationnel ($M-\theta$) a été utilisé pour simuler la flexibilité de l'assemblage semi-rigide (Figure 3.6).

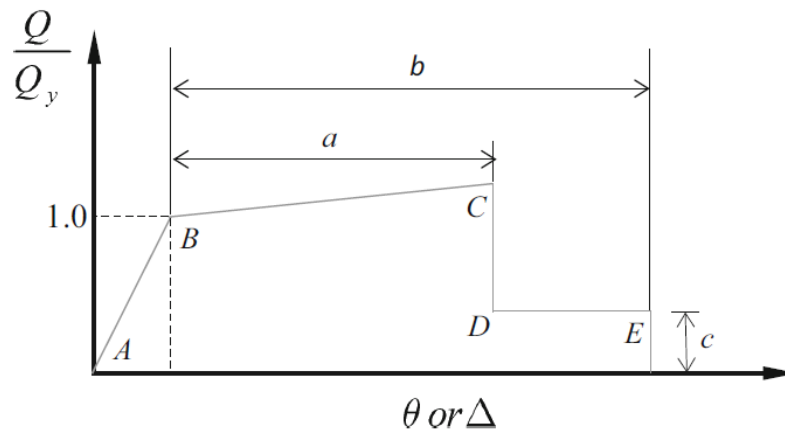


Fig.3.5. Loi de comportement généralisée de FEMA 356 [10].

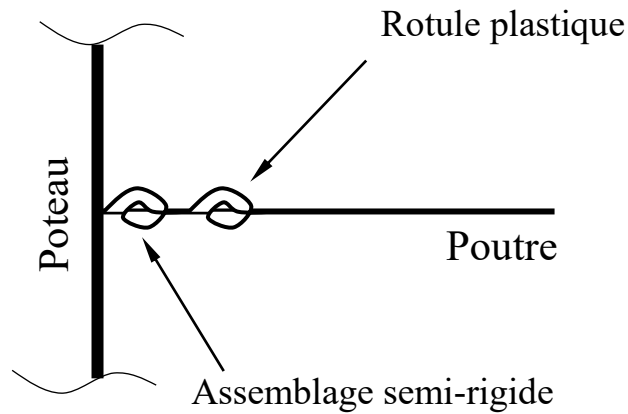


Fig.3.6. Modélisation des nœuds poteau-poutre.

Pour l'assemblage semi-rigide, on a considéré une diminution de la rigidité et de la résistance de l'assemblage rigide (par défaut) de 20% (Figure 3.7).

Pour l'ADNT, le schéma d'intégration numérique pas à pas de Newmark a été utilisé pour réaliser la solution de l'analyse. L'amortissement de Rayleigh a été introduit pour l'analyse d'intégration directe, en considérant un taux d'amortissement de 5% pour le premier et le troisième mode de vibration [19]

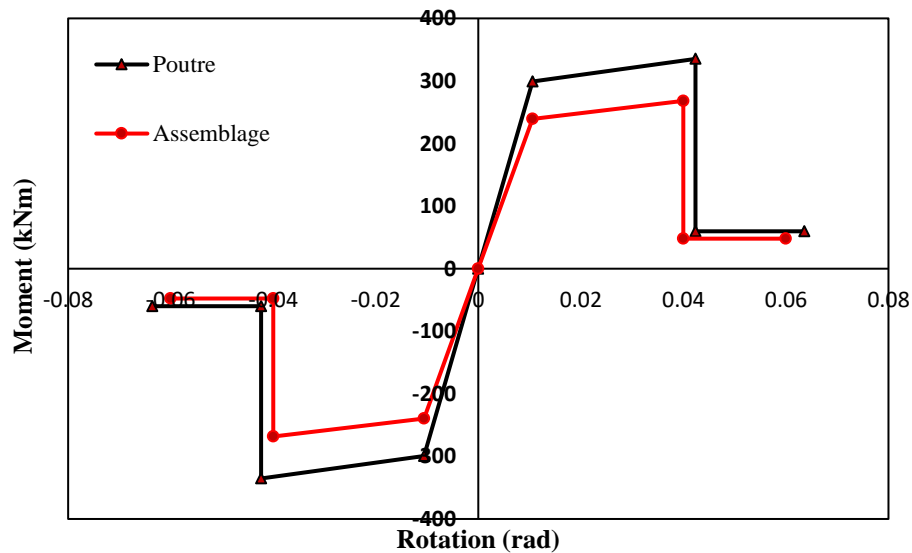


Fig.3.7. Réduction de la rigidité et la résistance de la poutre pour obtenir les caractéristiques de l'assemblage semi-rigide.

3.5. Logiciels utilisés

Dans notre étude, deux logiciels sont utilisés : SAP2000. SAP2000 [18] est un logiciel de génie civil à usage général, idéal pour l'analyse et la conception de tout type de système structural. Les systèmes de base et avancés, 2D ou 3D, de géométrie simple à complexe, peuvent être modélisés, analysés, conçus et optimisés à l'aide d'un environnement de modélisation pratique et intuitif basé sur des objets qui simplifie et rationalise le processus d'ingénierie. Une suite supplémentaire de fonctionnalités d'analyse avancées est disponible pour les utilisateurs avec une considération non linéaire et dynamique. SAP2000 est l'outil logiciel idéal pour les utilisateurs de tout niveau d'expérience, concevant n'importe quel système structural. La version 14.2.2 est utilisée pour effectuer nos analyses.

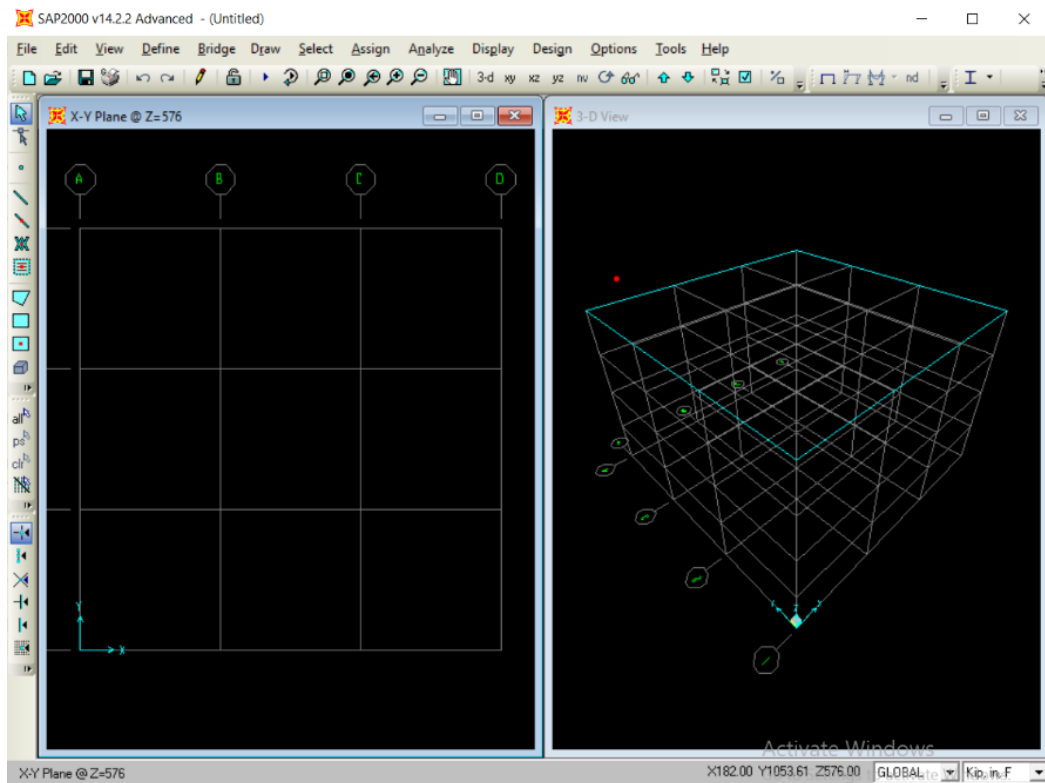


Fig.3.8. Interface graphique de logiciel SAP2000 v14.2.2.

3.6. Les étapes de la modélisation

1. Pour Assemblage rigide
 - a. Déclarés les séismes

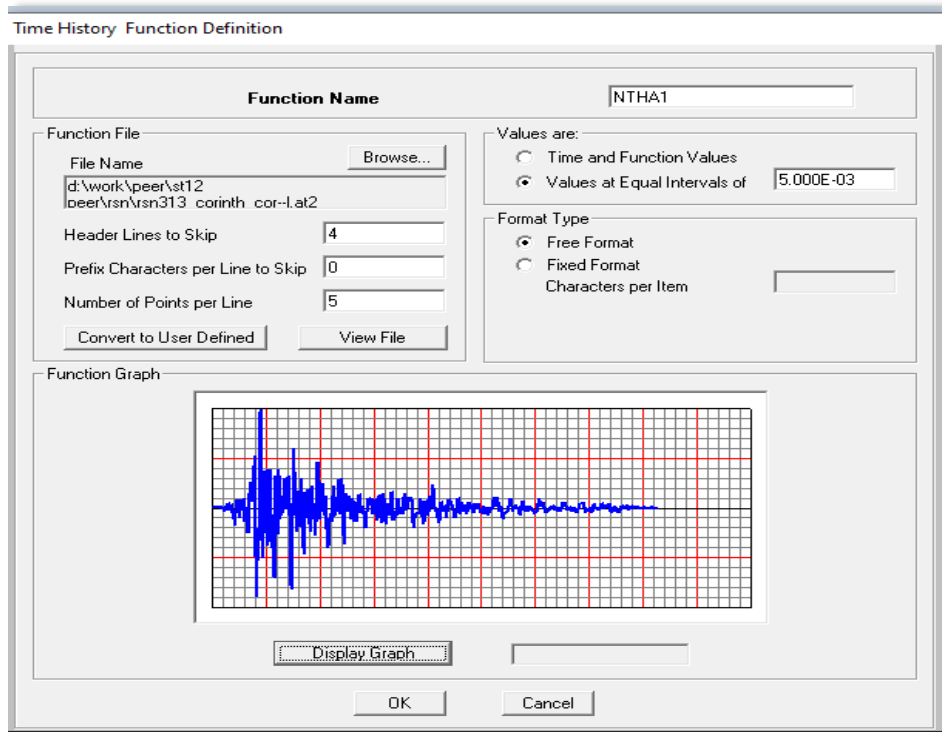


Fig.3.9. Définie le premier accélogramme TH1

- b. Insertion le paramètre de chaque séisme (Difine→ Load cases).

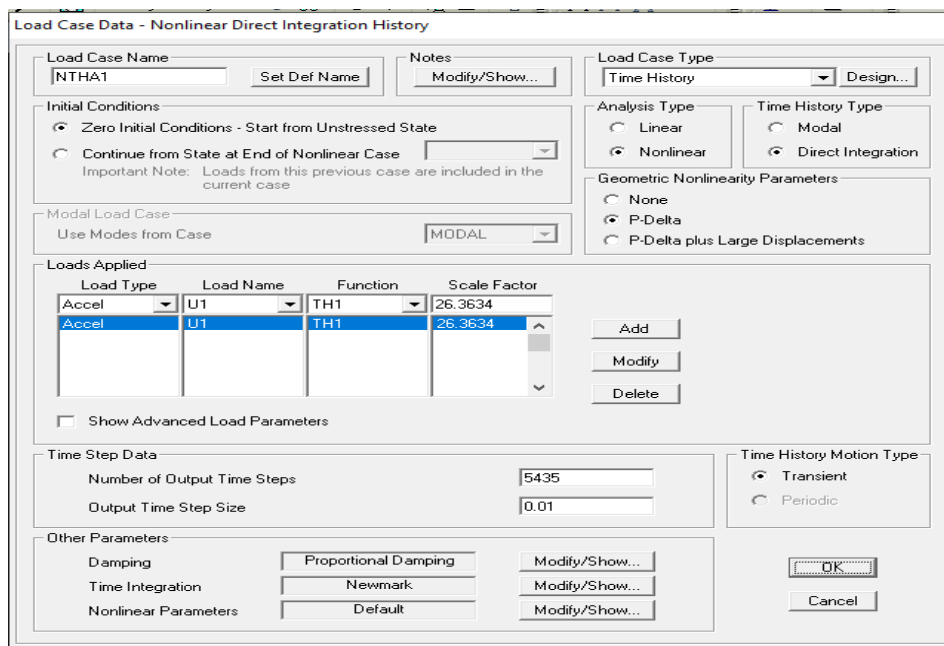


Fig.3.10. Définie les charges sismiques NTHA

c. **Extraire** les résultats et répéter les étapes pour les autres séismes dans toutes les structures

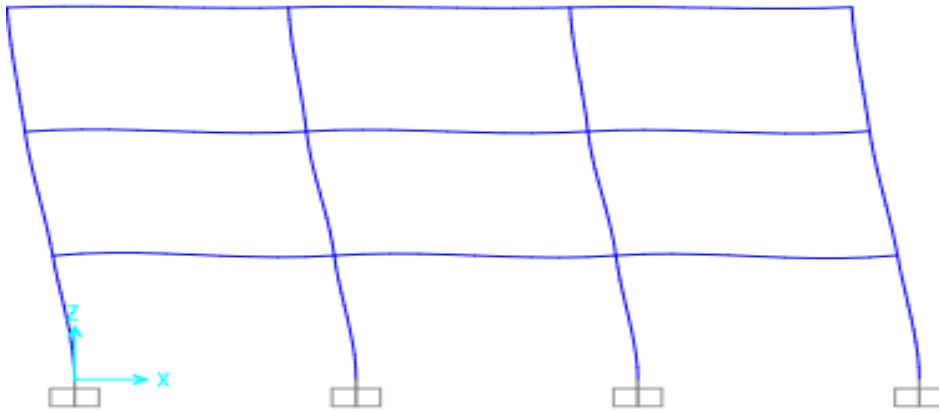


Fig.3.11. Déformation de structure rigide R+2

2. Pour Assemblage semi-rigide

Après l'exécution de la résultat des trois structures rigide (R+2,R+5 et R+11) on a réservé les caractéristiques des structures qui sont entrées dans le logiciel sap2000 et on va modéliser chaque structure se forme d'assemblage semi-rigide. Et voici les étapes de la procédure :

a. Définir Propriétés de Link

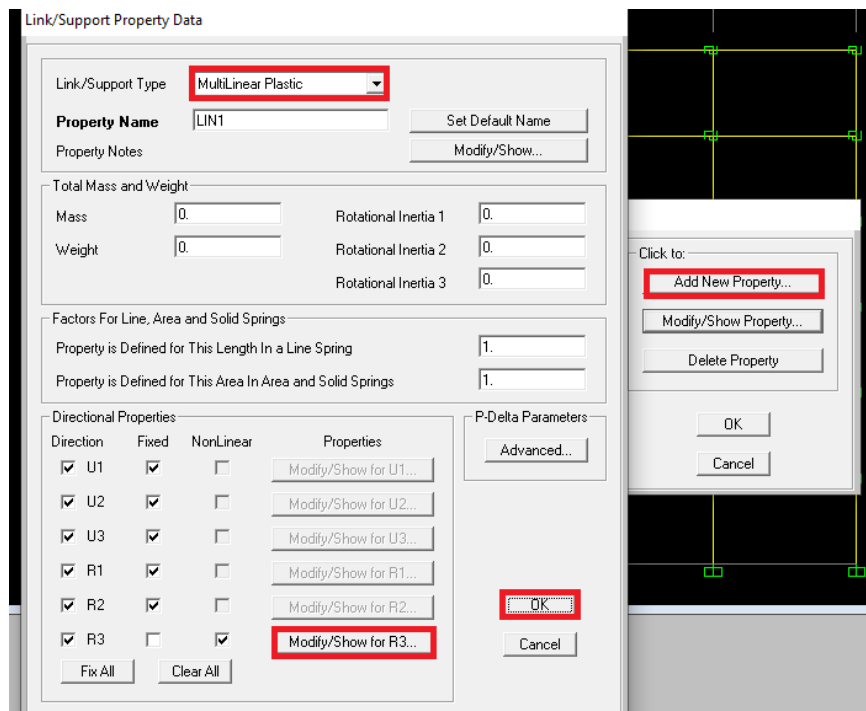


Fig.3.12. Propriété de Link.

b. Insertion des paramètres

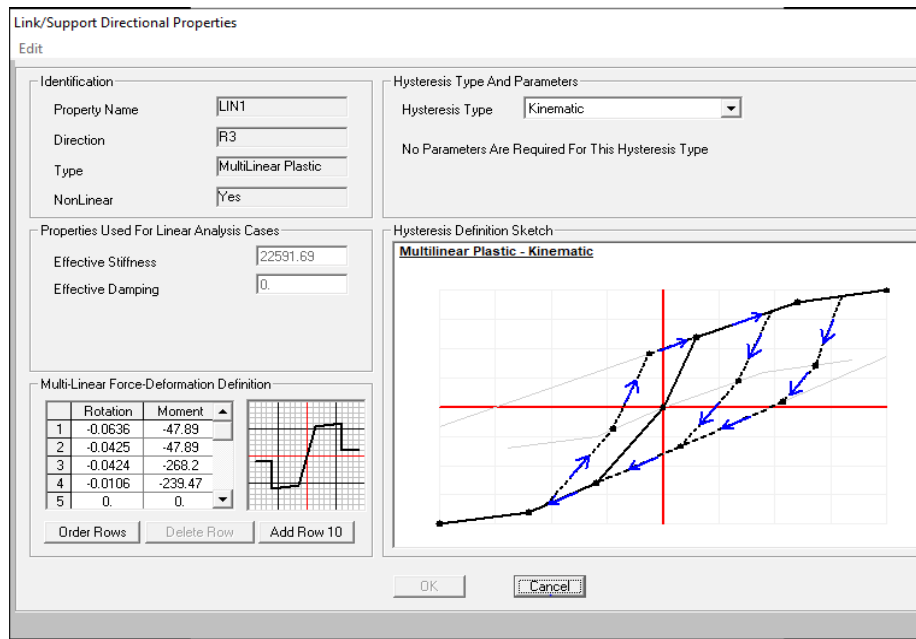


Fig.3.13. Support direction properties.

c. l'exécution de la résultat

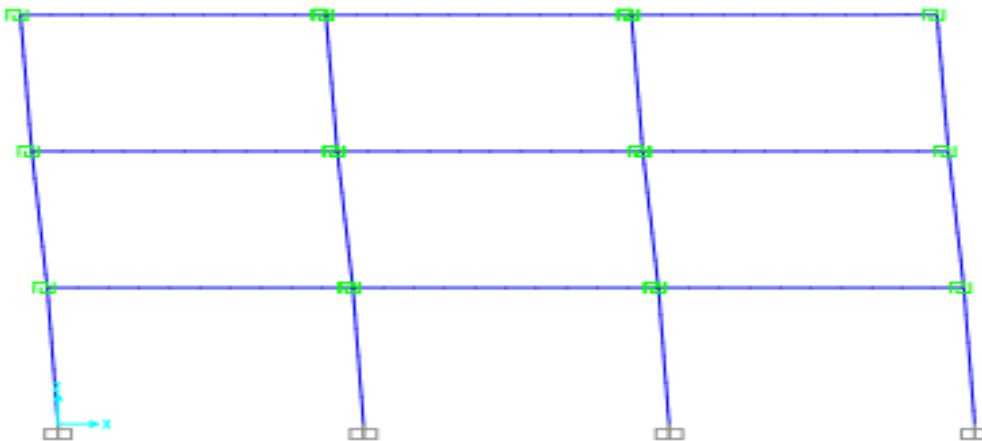


Fig.3.14. Déformation de structure semi-rigide R+2

3.7. Conclusion

La description des structures étudiées, ainsi que ces caractéristiques mécaniques ont été présenté dans ce chapitre. Les structures étudiées ont des différentes hauteurs, Afin que nous puissions tirer des conclusions claires et générales sur le comportement sismique des structures en acier à nœuds semi-rigides lors de l'application de l'analyse dynamique non linéaire temporelle. Les résultats de l'analyse sont présentés dans le chapitre suivant.

Chapitre 04 :

Résultats et discussions

Chapitre 4 : Résultats et discussions.

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, les résultats de l'analyse dynamique non linéaire temporelle en terme de déplacement au sommet, déplacement des étages, déplacement inter-étage et effort tranchant à la base sont présentés. Ainsi, une étude comparative est faite pour clarifier l'influence de l'assemblage semi-rigide sur le comportement sismique des structures en acier.

4.2. Résultats préliminaires

Le tableau 4.1 présente les caractéristiques modales des portiques étudiés en termes des périodes propres et les participations massiques pour les trois premiers modes de vibration. Comme le montre le tableau 5, la période fondamentale (première) des structures à nœuds semi-rigides sont les plus grandes, tandis que la période la plus basse correspond à la structure R+2 à nœuds rigides. Pour le taux de participation de la masse modale, le tableau 5 illustre la diminution de la participation massique de 1^{er} mode pour les structures à nœuds semi-rigides par rapport aux portiques à nœuds rigides. La structure R+11 a le plus petit pourcentage de la participation (moins de 80%). 13

Tableau.4.1. Période propres et Participation massique de trois premiers modes de vibration.

Structure	Type d'assemblage	Périodes propres (Sec)			Participation massique (%)		
		T ₁	T ₂	T ₃	α_1	α_2	α_3
R+2	Rigide	0.73	0.22	0.13	85.86	11.25	2.88
	Semi-rigide	0.93	0.26	0.13	82.89	.28	3.82
R+5	Rigide	1.23	0.41	0.22	81.36	10.51	4.41
	Semi-rigide	1.64	0.52	0.27	79.03	11.30	5.05
R+11	Rigide	1.89	0.66	0.37	79.30	10.66	3.27
	Semi-rigide	2.38	0.82	0.46	78.21	10.57	3.62

Au contraire, l'augmentation du taux de la participation massique du deuxième mode de vibration est remarquable pour les structures à nœuds flexibles. Par exemple, le rapport dépasse 13 % pour la structure R+2 (avec une augmentation de 2%). Le taux de la

participation de la masse modale du troisième mode reste inférieur à 5% pour la plupart des structures étudiées.

4.3. La réponse dynamique des structures

La figure 4.1 présente la réponse dynamique de la structure R+2. Pour cette structure, 7 accélérogrammes sont sélectionnés pour performer l'analyse dynamique non linéaire.

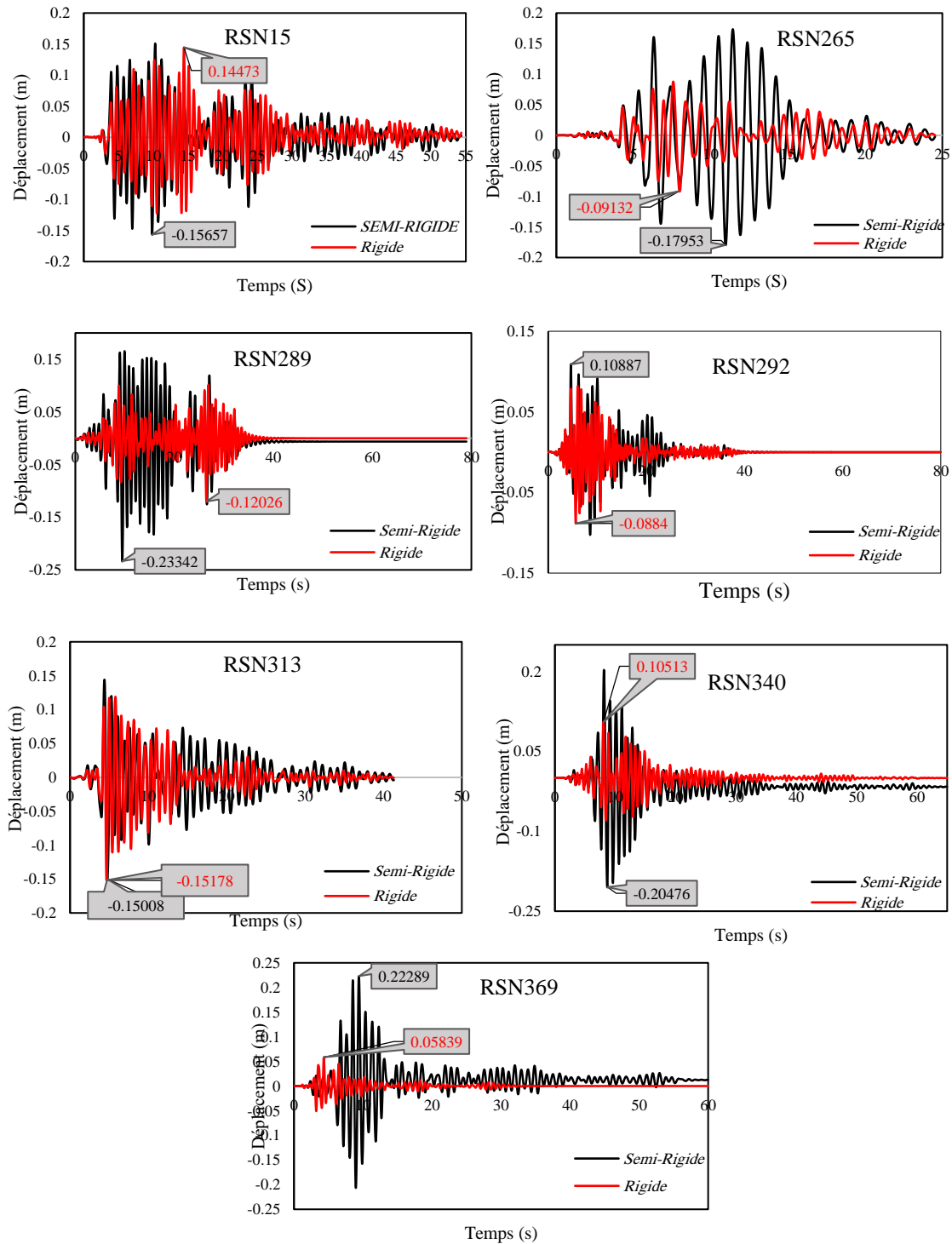


Fig.4.1. Réponse dynamique non linéaire de la structure R+2.

Chapitre 4 : Résultats et discussions.

La réponse de structures a été évalué pour chaque cas, on peut remarquer que le déplacement maximal (pic) de cette structure est toujours enregistré pour le cas où les nœuds sont d'une nature semi-rigide. Cette remarque est confirmée par la figure 4.2 ou la réponse de la structure R+5 est présenté. En plus de ça, l'influence de la semi-rigidité des nœuds est très claire compte tenu le changement de l'allure de la réponse dynamique.

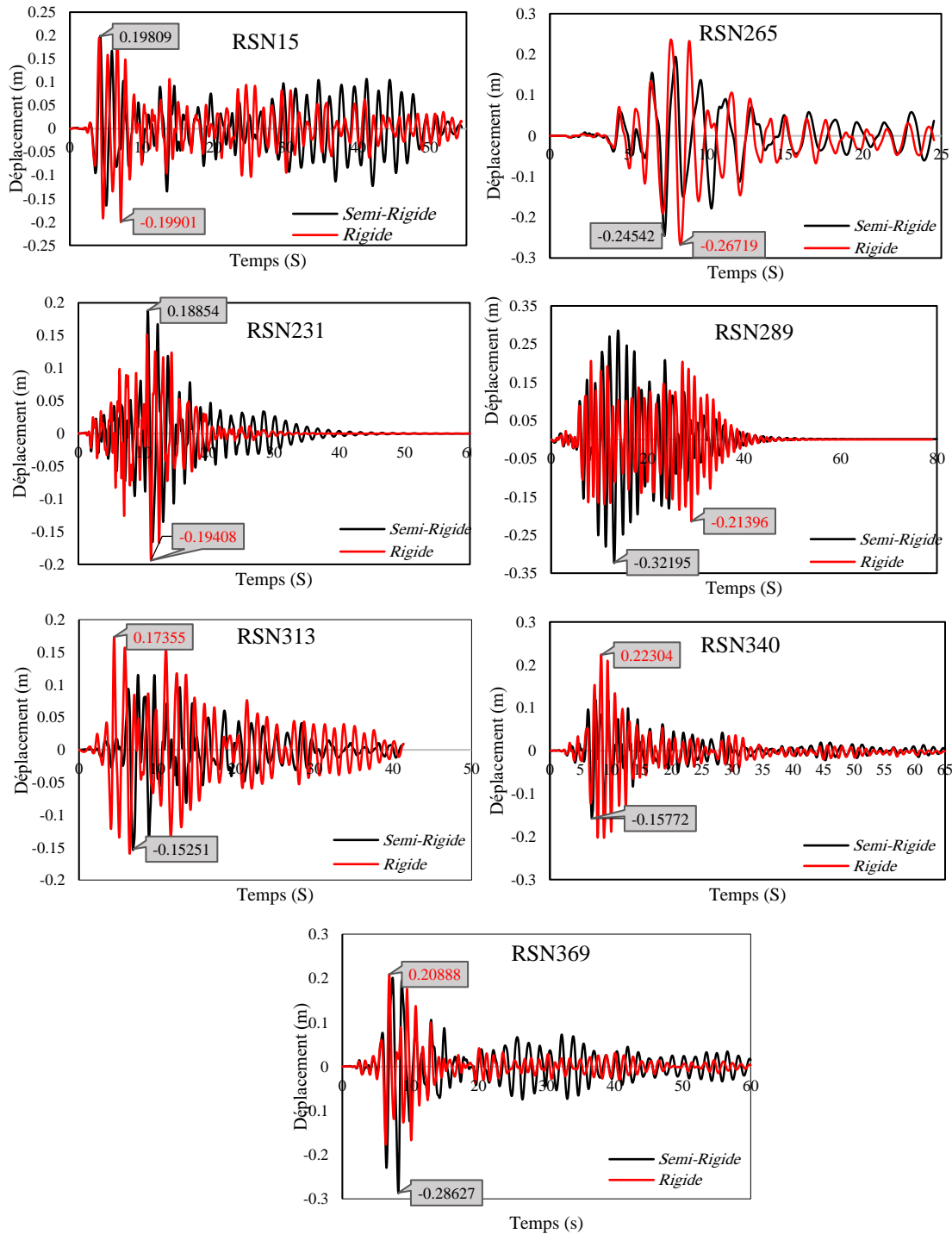


Fig.4.2. Réponse dynamique non linéaire de la structure R+5.

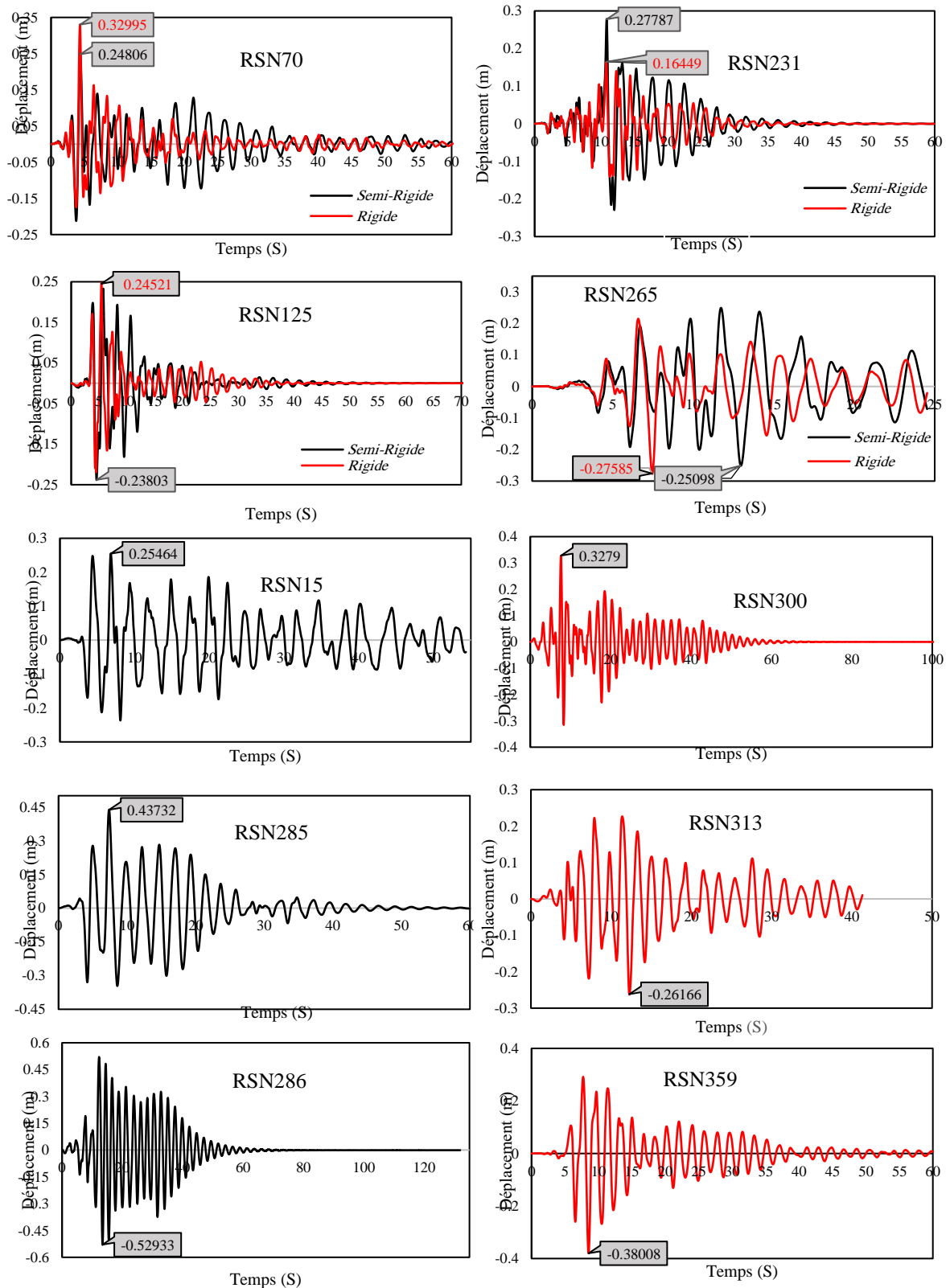


Fig.4.3. Réponse dynamique non linéaire de la structure R+11.

La figure 4.3 présente la réponse dynamique de la structure R+11. Pour cette structure, l'influence de la semi-rigidité est très claire. Cependant, on peut remarquer que le

Chapitre 4 : Résultats et discussions.

déplacement max est enregistré pour des cas où l'assemblage est rigide (par Exemple ; RSN70, RSN125).

4.4. Déplacements des étages

Les tableaux suivants (Tableaux 4.2, 4.3 et 4.4) présentent les déplacements des étages des structures étudiées pour chaque séisme appliqué (enregistrement), ainsi que le déplacement moyen de chaque niveau.

Tableau.4.2. Déplacements des étages de la structure R+2

Type d'assemblage	Niveau	RSN15	RSN265	RSN289	RSN292	RSN313	RSN340	RSN369	Moyenne (cm)
Semi-Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.044	0.048	0.075	0.032	0.046	0.073	0.061	5.41
	2	0.11	0.123	0.166	0.075	0.109	0.154	0.151	12.6
	3	0.156	0.179	0.233	0.109	0.15	0.205	0.222	17.9
Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.05	0.031	0.04	0.03	0.045	0.031	0.016	3.471
	2	0.109	0.069	0.089	0.066	0.108	0.074	0.038	7.9
	3	0.144	0.091	0.12	0.088	0.151	0.105	0.058	10.81

Tableau .4.3. Déplacements des étages de la structure R+5

Type d'assemblage	Niveau	RSN15	RSN265	RSN231	RSN289	RSN313	RSN340	RSN369	Moyenne (cm)
Semi-Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.02	0.03	0.025	0.045	0.021	0.021	0.033	2.785
	2	0.058	0.079	0.064	0.123	0.056	0.058	0.09	7.542
	3	0.101	0.123	0.097	0.195	0.091	0.093	0.145	12.071
	4	0.141	0.15	0.121	0.251	0.12	0.123	0.191	15.671
	5	0.176	0.194	0.14	0.293	0.139	0.143	0.245	19
	6	0.199	0.245	0.188	0.323	0.153	0.158	0.287	22.185
Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.027	0.042	0.031	0.03	0.021	0.036	0.028	3.071
	2	0.068	0.11	0.072	0.075	0.054	0.09	0.072	7.728
	3	0.107	0.172	0.101	0.11	0.086	0.137	0.116	11.842
	4	0.14	0.215	0.127	0.15	0.118	0.172	0.155	15.385
	5	0.172	0.247	0.164	0.19	0.152	0.203	0.187	18.785
	6	0.2	0.267	0.194	0.214	0.173	0.224	0.209	21.157

Chapitre 4 : Résultats et discussions.

Tableau.4.4. Déplacements des étages de la structure R+11

Type d'assemblage	Niveau	RSN15	RSN70	RSN125	RSN231	RSN265	RSN285	RSN286	Moyenne (cm)
Semi-Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.016	0.013	0.023	0.021	0.019	0.021	0.03	2.052
	2	0.047	0.037	0.065	0.062	0.053	0.061	0.09	5.928
	3	0.078	0.058	0.105	0.103	0.085	0.103	0.154	9.8
	4	0.102	0.072	0.138	0.138	0.109	0.141	0.212	13.02
	5	0.122	0.077	0.164	0.166	0.125	0.174	0.26	15.54
	6	0.138	0.095	0.19	0.193	0.134	0.212	0.307	18.12
	7	0.149	0.122	0.207	0.214	0.142	0.251	0.354	20.55
	8	0.157	0.15	0.208	0.224	0.161	0.294	0.398	22.74
	9	0.174	0.176	0.197	0.219	0.185	0.334	0.436	24.58
	10	0.201	0.202	0.189	0.202	0.208	0.373	0.47	26.35
	11	0.229	0.227	0.21	0.236	0.231	0.409	0.501	29.18
12	0.254	0.248	0.238	0.278	0.251	0.437	0.53	31.94	
Type d'assemblage	Niveau	RSN125	RSN231	RSN265	RSN300	RSN313	RSN359	RSN70	Moyenne (cm)
Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.017	0.015	0.017	0.0166	0.0181	0.02	0.016	1.71
	2	0.042	0.043	0.046	0.046	0.048	0.056	0.043	4.62
	3	0.063	0.069	0.071	0.072	0.076	0.093	0.069	7.328
	4	0.082	0.092	0.095	0.102	0.101	0.13	0.089	9.871
	5	0.1	0.108	0.118	0.129	0.122	0.164	0.104	12.071
	6	0.124	0.12	0.141	0.16	0.143	0.202	0.129	14.557
	7	0.144	0.131	0.162	0.193	0.163	0.242	0.164	17.128
	8	0.164	0.136	0.18	0.225	0.189	0.28	0.201	19.642
	9	0.185	0.135	0.193	0.256	0.213	0.313	0.238	21.9
	10	0.2	0.128	0.215	0.285	0.233	0.341	0.274	23.942
	11	0.22	0.146	0.247	0.309	0.25	0.363	0.306	26.3
12	0.24	0.164	0.277	0.327	0.262	0.38	0.33	28.285	

Les deux tableaux nous montrent l'augmentation des déplacements des étages dans toutes les structures étudiées lorsque l'assemblage est d'une nature semi-rigide. Cette augmentation est très élevée pour la structure R+2 (augmentation de 65% au sommet). Pour la structure R+5, l'augmentation est très petite (figure 4.3) et les résultats pour les deux cas d'assemblage sont très proches.

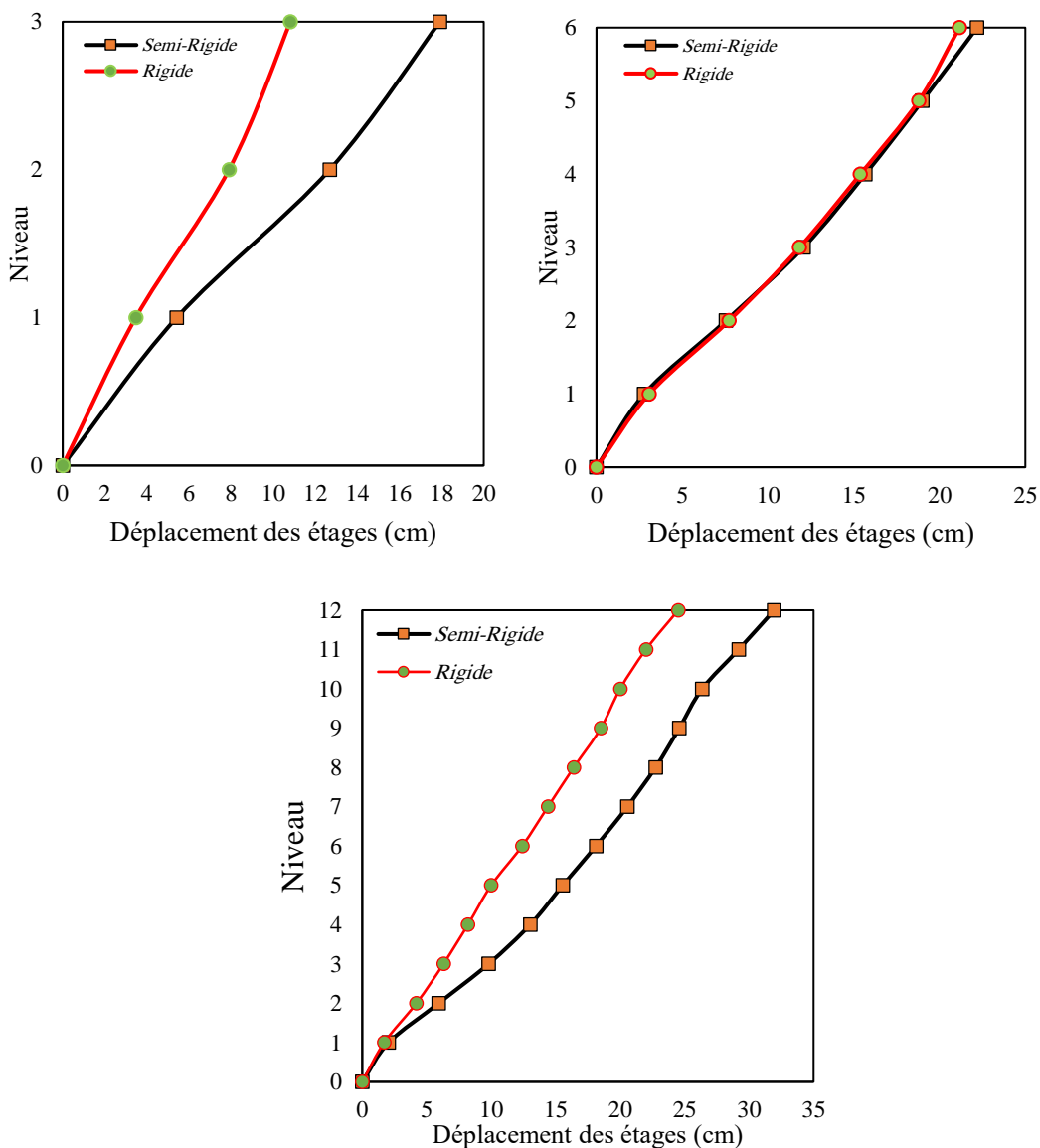


Fig.4.4. Profil de déplacements moyens de structures étudiées.

4.5. Déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étages est le paramètre le plus couramment utilisé pour évaluer le comportement structurel sous une charge sismique donnée. Les trois tableaux 4.5, 4.6 et 4.7 présentent les valeurs de déplacement inter-étage pour chaque structure étudiée. La moyenne des déplacements inter-étages maximaux pour les structures à nœuds semi-rigides est calculer et comparer avec ceux des structures a nœuds rigides.

Dans ce mémoire, ce paramètre est calculé pour mesurer l'influence des assemblages poutre-poteau sur l'instabilité globale des bâtiments (Figure 4.8). Les déplacements inter-

Chapitre 4 : Résultats et discussions.

étages dans le cas où les assemblages sont flexibles, sont plus importants que celles des structures à nœuds rigides. Les valeurs données en considérant les assemblages comme rigides restent sous la valeur limite exigée par le Eurocode 8 (1.5%) [9] pour l'ensemble des portiques étudiés. Cependant, si la flexibilité des assemblages est prise en compte, les valeurs du déplacement inter-étages dépassent cette limite (1.5%) et la conception n'est pas sûre. Dans ce cas, les sections des poutres et des poteaux doivent être redimensionnées.

Tableau.4.5. Déplacement inter-étage de la structure R+2.

Type d'assemblage	Niveau	RSN15	RSN265	RSN289	RSN292	RSN313	RSN340	RSN369	Moyenne (cm)
Semi-Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.044	0.048	0.075	0.032	0.046	0.073	0.061	5.414
	2	0.066	0.075	0.091	0.043	0.063	0.081	0.09	7.271
	3	0.046	0.056	0.067	0.034	0.041	0.051	0.071	5.228
Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.05	0.031	0.04	0.03	0.045	0.031	0.016	3.471
	2	0.059	0.038	0.049	0.036	0.063	0.043	0.022	4.428
	3	0.035	0.022	0.031	0.022	0.043	0.031	0.02	2.914

Tableau.4.6 Déplacement inter-étage de la structure R+5.

Type d'assemblage	Niveau	RSN15	RSN265	RSN231	RSN289	RSN313	RSN340	RSN369	Moyenne (cm)
Semi-Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.02	0.03	0.025	0.045	0.021	0.021	0.033	2.785
	2	0.038	0.049	0.039	0.078	0.035	0.037	0.057	4.757
	3	0.043	0.044	0.033	0.072	0.035	0.035	0.055	4.528
	4	0.04	0.027	0.024	0.056	0.029	0.03	0.046	3.6
	5	0.035	0.044	0.019	0.042	0.019	0.02	0.054	3.328
	6	0.023	0.051	0.048	0.03	0.014	0.015	0.042	3.185
Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.027	0.031	0.03	0.042	0.021	0.036	0.028	3.071
	2	0.041	0.041	0.045	0.068	0.033	0.054	0.044	4.657
	3	0.039	0.029	0.035	0.062	0.032	0.047	0.044	4.114
	4	0.033	0.026	0.04	0.043	0.032	0.035	0.039	3.542
	5	0.032	0.037	0.04	0.032	0.034	0.031	0.032	3.4
	6	0.028	0.03	0.024	0.02	0.021	0.021	0.022	2.371

Tableau.4.7. Déplacement inter-étage de R+11

Type d'assemblage	Niveau	RSN15	RSN70	RSN125	RSN231	RSN265	RSN285	RSN286	Moyenne (cm)
Semi-Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.016	0.0137	0.023	0.021	0.019	0.021	0.03	2.052
	2	0.031	0.0233	0.042	0.041	0.034	0.04	0.06	3.875
	3	0.031	0.021	0.04	0.041	0.032	0.042	0.064	3.871
	4	0.024	0.014	0.033	0.035	0.024	0.038	0.058	3.228
	5	0.02	0.005	0.026	0.028	0.016	0.071	0.048	3.057
	6	0.016	0.018	0.026	0.027	0.009	0.039	0.047	2.6
	7	0.011	0.027	0.017	0.021	0.027	0.043	0.047	2.757
	8	0.008	0.028	0.001	0.01	0.019	0.04	0.044	2.142
	9	0.017	0.001	0.011	0.005	0.024	0.039	0.038	1.928
	10	0.027	0.007	0.008	0.017	0.023	0.036	0.034	2.171
	11	0.028	0.025	0.021	0.034	0.023	0.028	0.031	2.714
	12	0.025	0.021	0.028	0.042	0.02	0.028	0.029	2.757
Type d'assemblage	Niveau	RSN125	RSN231	RSN265	RSN300	RSN313	RSN359	RSN70	Moyenne (cm)
Rigide	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1	0.017	0.015	0.017	0.0166	0.0181	0.02	0.016	1.71
	2	0.025	0.028	0.029	0.0294	0.0299	0.036	0.027	2.918
	3	0.021	0.026	0.025	0.026	0.028	0.037	0.026	2.7
	4	0.019	0.023	0.024	0.03	0.025	0.037	0.02	2.542
	5	0.018	0.016	0.023	0.027	0.021	0.034	0.015	2.2
	6	0.024	0.012	0.023	0.031	0.021	0.038	0.025	2.485
	7	0.02	0.011	0.021	0.033	0.046	0.04	0.035	2.942
	8	0.02	0.005	0.018	0.032	0.026	0.038	0.037	2.514
	9	0.021	0.001	0.013	0.031	0.024	0.033	0.037	2.257
	10	0.015	0.007	0.022	0.029	0.02	0.028	0.036	2.042
	11	0.02	0.018	0.032	0.024	0.017	0.022	0.032	2.357
	12	0.02	0.018	0.03	0.018	0.012	0.017	0.024	1.985

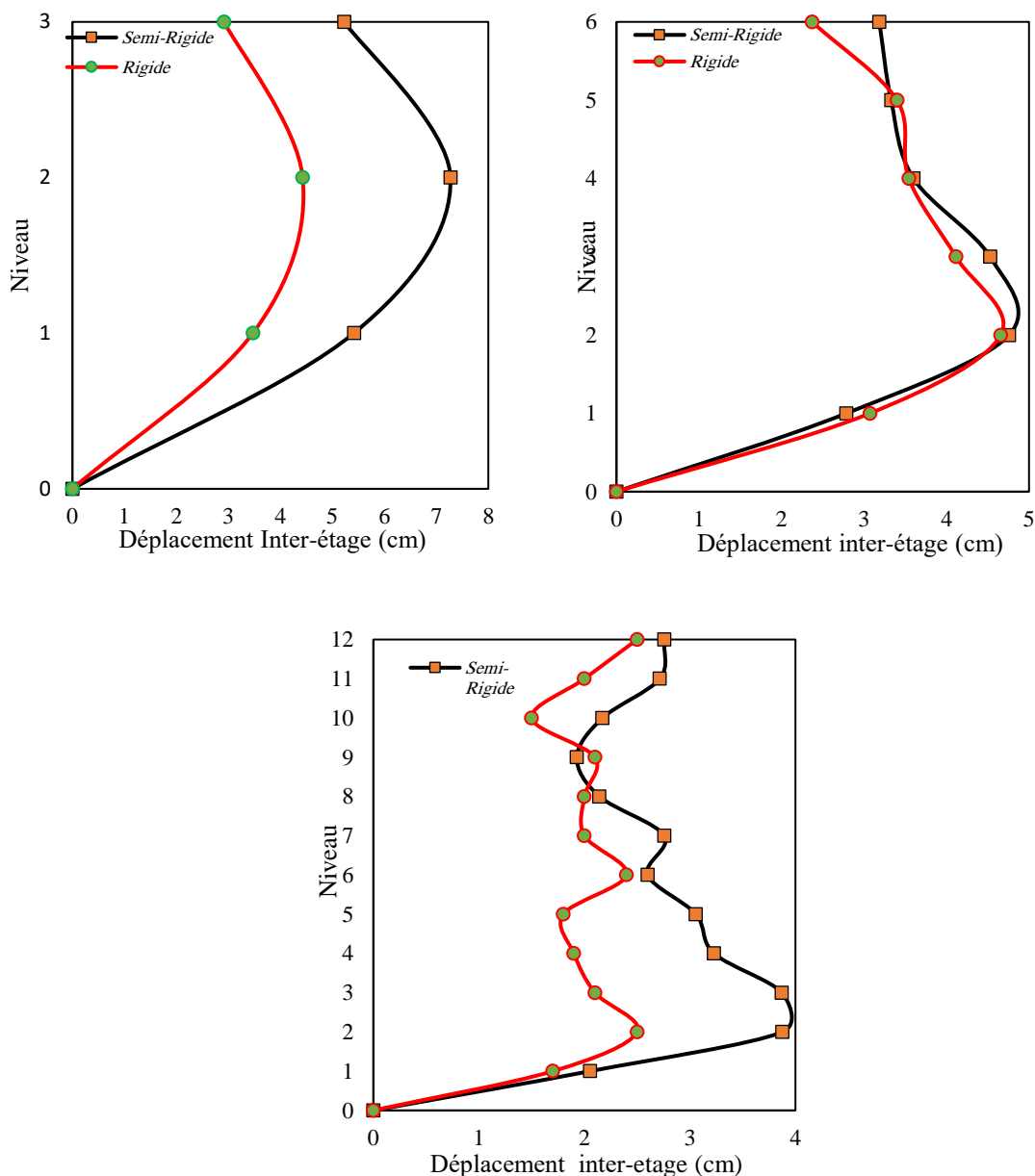


Fig.4.5. Déplacements inter-étages des structures étudiées.

4.6. Effort tranchant à la base

La figure (4.5) montre les valeurs moyennes des Efforts tranchant à la base des structures (rigide/semi-rigide) étudiées en utilisant la méthode d'analyse dynamique non linéaire temporelle, On a observé une augmentation des efforts tranchant à la base des structures a nœuds rigides (R+5 et R+11) par apport aux structures à nœuds semi-rigides et ceci est dû à la flexibilité de ces dernières et par conséquent leur résistance est plus faible. Contrairement aux structures R+6 et R+11, les résultats de la structure R+2 en terme d'effort tranchant pour les deux cas d'assemblages sont très proches avec une légère différence.

Tableau.4.8. Effort tranchant à la base de la structure R+2

Type d'assemblage	RSN15	RSN265	RSN289	RSN292	RSN313	RSN340	RSN369	Moyenne (KN)
Semi-Rigide	604.17	654.928	821.118	472.46	703.634	838.376	755.504	692.8846
Rigide	895.25	617.68	795.748	608.977	879.862	621.289	344.149	680.4227

Tableau.4.9. Effort tranchant à la base de la structure R+5

Type d'assemblage	RSN15	RSN265	RSN231	RSN289	RSN313	RSN340	RSN369	Moyenne (KN)
Semi-Rigide	413.44	580.312	544.093	913.184	426.928	438.779	664.44	568.740
Rigide	802.10	995.365	867.391	1066.789	636.953	1056.075	786.45	887.304

Tableau.4.10. Effort tranchant à la base de la structure R+11

Type d'assemblage	RSN15	RSN70	RSN125	RSN231	RSN265	RSN285	RSN286	Moyenne (KN)
Semi-Rigide	677.354	599.41	991.774	846.009	823.766	817.443	1159.20	885.925
Rigide	1025.39	822.38	935.034	875.301	973.183	1046.845	887.49	937.948

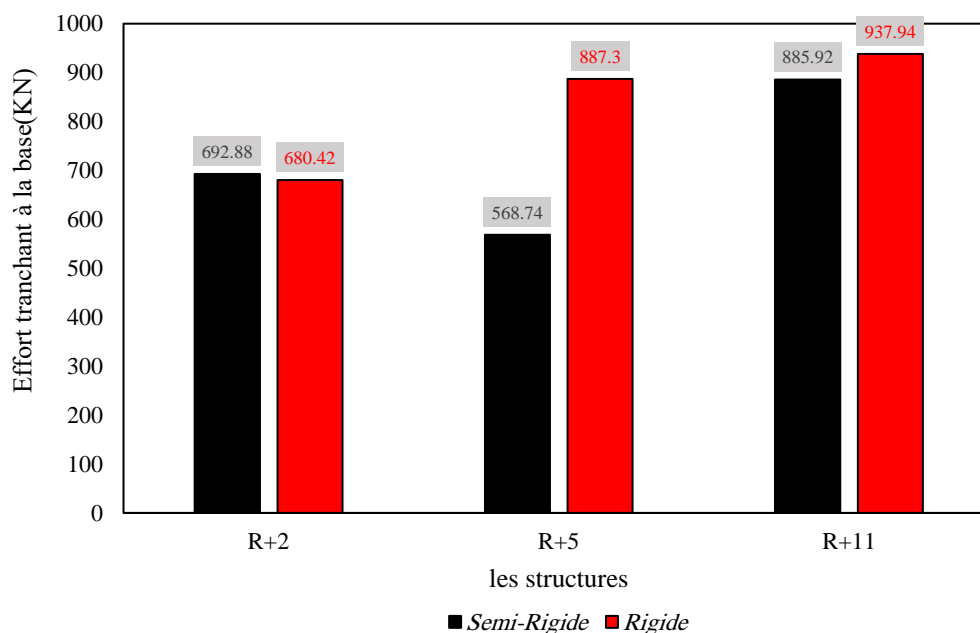


Fig.4.6. Effort tranchant à la base des structures

4.7. Conclusion

Ce chapitre portait principalement sur l'étude sismique des structures en acier en nœuds (rigides et semi-rigides) sous mouvements sismiques réels traités pour atteindre le niveau sismique cible. On a effectué une comparaison entre les réponses non linéaires obtenues par ces deux types d'assemblage en termes de déplacement des étages, inter-étage et effort tranchant à la base. Les résultats obtenus à partir de cette étude montrent que le type d'assemblage utilisé a un impact notable sur la réponse sismique de la structure. On a remarqué que l'assemblage à nœuds semi-rigide a des résultats importants par rapport à ceux trouvés lorsque l'assemblage est rigide. En termes de déplacement et effort tranchant à la base, l'influence de l'assemblage est en fonction de la hauteur de la structure. Et nous en concluons que l'assemblage semi-rigide avait un impact important sur les structures de faible à moyenne hauteur.

Il est nécessaire d'étudier d'autres structures pour arriver à des conclusions plus générales

Conclusion générale

Dans la conception structurelle et la construction des structures en acier impliquant un ou plusieurs étages, les assemblages poteau-poutres jouent un rôle important dans la réponse structurelle. Ils représentent également une partie importante du coût total de la structure. Donc, les caractéristiques de ces assemblages sont, dans les structures en acier, économiquement et structurellement importantes. Par conséquent, l'ingénieur doit avoir une bonne compréhension du comportement de ces assemblages.

Ce mémoire présente les principes fondamentaux pour une prédiction plus réaliste des comportements sismiques des ossatures planes (2D) en acier avec des assemblages semi-rigides. La majorité des recherches dans ce domaine se concentre sur l'analyse statique non linéaire des ossatures à assemblages semi-rigides. En effet, peu d'études ont contribué aux analyses dynamiques et vibratoires non linéaires des ossatures à nœuds semi-rigides. Par conséquent, ce travail décrit d'abord le comportement des assemblages sous charges monotones, et présente les techniques de la modélisation numérique pour simuler le comportement des assemblages sous excitation sismique.

Dans un contexte d'éléments finis, ce travail utilise la méthode d'intégration directe (Algorithme de Newmark) pour obtenir la réponse transitoire non linéaire du système structurel. L'étude se termine par l'analyse numérique de TROIS structures en acier : R+3, R+5 et R+11.

Les conclusions générales tirées de cette étude sont comme suit :

- La flexibilité des assemblages poteau-poutre peut affecter les propriétés modales des bâtiments étudiés et donne des valeurs de période importantes. De plus, cela augmente les effets des modes supérieurs.
- Sur la base des résultats de l'analyse dynamique non linéaire temporelle, les assemblages semi-rigides diminuent toujours la résistance de la structure (Effort tranchant à la base). De plus, ils augmentent les déplacements des étages et inter-étages.
- L'influence de l'assemblage est en fonction de la hauteur de la structure. On a observé que l'assemblage semi-rigide avait un impact important sur les structures de faible à moyenne hauteur.

Finalement, il est à noter que d'autres études sur d'autres structures sont nécessaires à faire pour aboutir à des conclusions plus générales.

Références

- [1] Venturini, «rogtec russian oil & gas technologies,» 16 Novembre 2017. [En ligne]. Available: <https://parlonssciences.ca/ressources-pedagogiques/documents-dinformation/la-structure-de-la-terre>.
- [2] «IRSN,» 2022. [En ligne]. Available: <http://doi.org/10.31905/D808B825> .
- [3] l'express. [En ligne]. Available: https://www.lexpress.fr/actualites/1/monde/seisme-en-indonesie-la-quete-desesperee-d-un-pere-dans-les-ruines-du-mercure_2038287.html.
- [4] A. L. T. Khuong le nguyen, «Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes,» l'institut national des sciences appliquées de lyon, lyon, 2015,.
- [5] P. Fajfar1, «Analysis in seismic provisions for buildings,» Published online: 8 December 2017, <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0290-8>, 2017.
- [6] C. Benoit, «analyse et conception de murs de refend ductiles couplés en acier,» université de montréal , 2018.
- [7] S. H. Boukhalkhal, «Performance des Structures à Nœuds Semi-rigides Situées En Zone Sismique,» universite des sciences et de la technologie houari boumedienne, Oran, 2013.
- [8] E. M. L. Menasri Youcef, «approche de la vulnérabilité sismique des structures portiques en béton armé,,» L'université 8 Mai 1945 Guelma, 2018.
- [9] B. Standard, « "Eurocode 8" ,» chez Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1 : 1998-1, (2005).
- [10] FEMA-356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000
- [11] ATC-40, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", ATC 40, Redwood City: Applied Technology Council, 1996.
- [12] M. A. A. S. Dokainish, "A survey of direct time integration methods in computational structural dynamics. I. Explicit methods, Computers & Structures," vol. 32(6), pp. 1371–1386, (1989).
- [13] P. P, Paultre P, ISTE Ltd, (2011).
- [14] M. M. Youcef, «analyse non lineaire de la vulnerabilite sismique des batiments strategiques de la ville d'alger,» universite des sciences et de la technologie « houari boumedienne », alger, 2010.
- [15] T. E. A. Ancheta, «"PEER NGA-West2 databasof ground motions recorded in shallow crustal earthquakes in active tectonic regions.",» Proceedings, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012 . [En ligne]. Available: https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/new?sourceDb_flag=1.
- [16] D. Y. E. al, «Evaluating the Behaviour Factor of Medium Ductile SMRF Structures,» Periodica Polytechnica, p. pp. 373–385, 16 December 2016.
- [17] N. E. A. Kishi, «Study of Eurocode 3 steel connection classification.",» (1997).
- [18] K. J. E. L. W. Bathe, «Introductory Tutorial for Sap 2000,» ISO SAP041709M3 Rev. 0 Version 15, Berkeley, California, USA, February 2011.
- [19] A. K. Chopra, Dynamique des structures : théorie et applications au génie parasismique Série Génie Civil, the American Society, 2012.

