

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

FACULTE : TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

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

Par :

DAHMANI SALIMA

Intitulé

**Influence de la flexibilité des jonctions poteau-poutre sur le
comportement global des structures en béton armé**

Présenté par :

➤ DAHMANI Salima

Encadré par :

➤ RAHMANI Abdallah Yacine

Année universitaire : 2019 /2020

Remerciements

En premier, je vois que c'est impoli de commencer les remerciements avant de remercier ALLAH qui m'a facilité toutes les tâches avant d'arriver au terme de ce modeste travail.

"يا رب لك الحمد حتى ترضى، ولك الحمد إذا رضيت ولك الحمد بعد الرضا."

Je tiens à remercier vivement mon encadreur Dr. RAHMANI ABDALLAH YACINE pour sa patience et sa coopération le long de cette période et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour son intérêt et sa grande disponibilité.

Mes remerciements s'adressent le jury pour avoir bien voulu examiner mon travail.

Je remercie de tout mon cœur mes parents, ma grande famille et ma belle famille, ainsi mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Résumé

L'analyse structurale conventionnelle des bâtiments en béton armé est effectuée en considérant les nœuds poutre-poteau comme rigides. Cependant, les résultats expérimentaux prouvent l'existence des rotations relatives dans les nœuds, montrant le transfert partiel du moment de flexion. Dans cette étude, l'influence de la rigidité de ces jonctions sur le comportement global des structures et sur les sollicitations dans ces éléments a été examinée. Des structures planes en béton armé vont être modélisées avec des nœuds rigides et déformables.

Les résultats de cette étude montrent l'importance de considérer l'influence de la rigidité des nœuds poteau-poutre dans la réponse sismique des structures en béton armé.

Mots-clés : Nœud poutre-poteau ; Béton armé ; Nœud rigide ; Nœud semi-rigide.

Abstract

The conventional structural analysis of reinforced concrete buildings is carried out considering the beam-column connection as rigid. However, the experimental results prove the existence of relative rotations in this joint, showing the partial transfer of the bending moment. In this study, the influence of the rigidity of these connections on the overall behavior of the structure and on the elements response in buildings was examined. 2D reinforced concrete frames will be modeled with rigid and flexible connections.

The results of this study show the importance of considering the influence of the column-beam connection on the structural seismic response.

Keywords: Beam-column connection, Reinforced concrete, Rigid joint, Semi-rigid joint

ملخص

التحليل الاعتيادي للمباني الخرسانية يتم عادة باعتبار أن العقد "عارضة-عمود" تمتلك صلابة تامة. إلا أن التجارب المخبرية أثبتت وجود دوران نسبي لهاته العقد والذي يسمح بتحويل جزئي لعزوم الانحناء. في هذه الدراسة، تأثير قساوة العقد على السلوك الكلي للمباني وكذا الإجهادات في عناصر المنشأ تم اختبارها. هياكل بسيطة ثنائية الأبعاد من الخرسانة المسلحة تمت نمذجتها بوجود عقد ذات قساوة كلية ثم بعقد قابلة للتشوه.

نتائج الدراسة أثبتت أهمية الأخذ بعين الاعتبار تأثير صلابة العقد على السلوك الزلزالي للبناء.

الكلمات المفتاحية: عقدة عارضة-عمود، خرسانة مسلحة، عقدة صلابة، عقدة نصف صلابة.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

CHAPITRE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction	11
2. Comportement sismique des structures auto-stables en béton armé	12
3. Classifications des nœuds poutre-poteau	14
3.1. <i>Classification basée sur la configuration géométrique</i>	14
3.1.1. <i>Joints poutres-poteaux extérieurs</i>	14
3.1.2. <i>Joints poutres-poteaux intérieurs</i>	14
3.2. <i>Classification basée sur le comportement structurel</i>	15
3.2.1. <i>Nœuds poutre-poteau élastiques</i>	15
3.2.2. <i>Nœuds poutre-poteau inélastiques</i>	15
3.3. <i>Classification basée sur les aspects détaillés</i>	15
3.3.1. <i>Nœuds non ductiles</i>	15
3.3.2. <i>Nœuds ductiles</i>	16
4. Comportement des nœuds poteau-poutre sous chargement	16
4.1. <i>Forces de cisaillement dans une liaison poutre-poteau</i>	16
5. Conclusion	18

CHAPITRE 2 : MODELISATION DES NŒUDS POUTRE-POTEAU EN BETON ARME

1. Introduction	20
2. Revue de la littérature	20
2.1. <i>Modèles basés sur des expériences</i>	20
2.2. <i>Modèles basés sur des études analytiques ou numériques</i>	21
2.2.1. <i>Modèles des ressorts rotatives</i>	21
2.2.2. <i>Modèles de ressorts multiples</i>	23
3. Modèles de réponse simple	24
3.1. <i>Modèle analytique d'Alva et al</i>	24
3.1.1. <i>Equation proposé pour la relation moment-rotation</i>	25
3.2. <i>Modèle analytique de Ferrira et al</i>	27
3.3. <i>Modèle analytique de Sarakot et al</i>	28
3.4. <i>Modèle analytique de Birely et al</i>	29
4. Conclusion	30

CHAPITRE 3 : ANALYSE EN POUSSEE PROGRESSIVE « PUSHOVER »

1. Introduction	32
2. Méthodes d'analyse sismique	32
2.1. <i>Méthode d'analyse dynamique non-linéaire (par accélérogrammes)</i>	32
2.2. <i>Méthode d'analyse modale spectrale</i>	32
2.3. <i>Méthode statique équivalente</i>	33
2.4. <i>Méthode statique non linéaire en poussée progressive « pushover »</i>	33
3. Méthode statique non linéaire en poussée progressive « pushover »	34
3.1. <i>Définition et principe</i>	34

3.2. But de l'analyse pushover	35
3.3. Formulation de l'analyse pushover	35
3.4. Les différents modèles de chargement latéral	36
3.4.1. Répartition de la forme du chargement basée sur le mode fondamental	37
3.4.2. La répartition de la charge selon FEMA	37
3.4.3. Une répartition uniforme de la charge	37
3.4.4. Une distribution triangulaire inverse	38
3.5. Les étapes d'analyse pushover	38
3.6. Détermination de la courbe de capacité	38
3.7. Estimation de la performance	39
3.8. Les avantages de l'analyse pushover statiques non linéaires	39
3.9. Limites de l'analyse pushover statique non-linéaire	42
4. Conclusion	42
 CHAPITRE 4 : ETUDE DE CAS	
1. Introduction	45
2. Description des structures étudiées	45
2.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques des structures étudiées	45
2.1.1. Ferrailage de différents éléments des structures étudiées	47
2.2. Modélisation des structures	48
2.2.1. Analyse des valeurs propres	49
2.2.2. Méthodes d'analyse utilisées	50
A- Analyse modale spectrale	50
B- Analyse en poussée progressive « pushover »	51
3. Résultats et discussion	51
3.1. Résultats de l'analyse modale spectrale	51
3.1.1. Déplacement et déplacement inter-étage	51
3.1.2. Effort tranchant de chaque étage	52
3.2. Résultats de l'analyse Pushover	53
3.2.1. Déplacement et déplacement inter-étage	53
3.2.2. Courbe de capacité	56
3.2.3. Les valeurs de déplacement max	58
3.2.4. Mécanisme de ruine	58
4. Conclusion	61
 Conclusion générale	 63
Bibliographie	64

Liste des figures

CHAPITRE 1

Figure 1.1. Effondrement d'un bâtiment par cisaillement des nœuds poutre-poteau.	11
Figure 1.2. Mécanismes possibles de cadres résistants aux moments de charge sismique.	12
Figure 1.3. Nœuds poutre-poteau extérieurs dans des portiques plans et spatiaux.	14
Figure 1.4. Nœuds poutre-poteau intérieurs dans des portiques plans et spatiaux.	15
Figure 1.5. Détails de ferrailage des nœuds (a) non ductiles et (b) ductiles.	16
Figure 1.6. Forces agissant dans les nœuds poutre-poteau.	18

CHAPITRE 2

Figure 2.1. Sous-élément de joint poutre-poteau par Fillipou et al (1983, 1988).	22
Figure 2.2. Modèle Pampanin et al (2002).	23
Figure 2.3. Modèle de joint poutre-poteau par Biddah et Ghobarah (1999).	24
Figure 2.4. Mécanisme de déformation considérée dans le modèle proposé.	24
Figure 2.5. Configuration de la déformation de la connexion poutre-poteau composite.	29

CHAPITRE 3

Figure 3.1 : Principe de la méthode modale spectrale.	33
Figure 3.2 : Principe de la méthode statique équivalente.	33
Figure 3.3 : Principe de la méthode Pushover.	34
Figure 3.4 : Signification physique de la courbe Pushover.	38
Figure 3.5 : Détermination du point de performance.	39

CHAPITRE 4

Figure 4.1. Structure 1.	46
Figure 4.2. Structure 2.	46
Figure 4.3. Structure 3.	46
Figure 4.4. Structure 4.	47
Figure 4.5. Ferrailage des poteaux des structures 1,2 et 3	47
Figure 4.6. Ferrailage des poutres des structures 1,2, et 3	47
Figure 4.7. Ferrailage des poutres et poteaux de la structure 4	48
Figure 4.8. Courbe moment rotation des nœuds poutre-poteau de la structure 1	49
Figure 4.9. Spectres de réponses utilisées	50
Figure 4.10. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 1	51
Figure 4.11. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 2	51
Figure 4.12. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 3	52
Figure 4.13. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 4	52
Figure 4.14. Diagrammes des efforts tranchant des étages de chaque structure	53
Figure 4.15. Profil de déplacement de la structure 1 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides	53
Figure 4.16. Déplacement inter-étage de la structure 1 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides	54
Figure 4.17. Profil de déplacement de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides	54
Figure 4.18. Déplacement inter-étage de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides	55
Figure 4.19. Profil de déplacement de la structure 3 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides	55
Figure 4.20. Déplacement inter-étage de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides	55
Figure 4.21. Profil de déplacement de la structure 4 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides	56

Figure 4.22. Déplacement inter-étage de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.	56
Figure 4.23. Courbe de Pushover de la structure 1	57
Figure 4.24. Courbe de Pushover de la structure 2.	57
Figure 4.25. Courbe de Pushover de la structure 3	58
Figure 4.26. Courbe de Pushover de la structure 4	58
Figure 4.27. Mécanisme de rupture de la structure 1 cas nœuds rigides et semi-rigides.	59
Figure 4.28. Mécanisme de rupture de la structure 2 cas nœuds rigides et semi-rigides.	59
Figure 4.29. Mécanisme de rupture de la structure 3 cas nœuds rigides et semi-rigides	60
Figure 4.30. Mécanisme de rupture de la structure 4 cas nœuds rigides et semi-rigides	60

Liste des tableaux

CHAPITRE 4

Tableau 4.1. Présentation des structures étudiées	45
Tableau 4.2. Périodes et participations massiques de la structure 1	49
Tableau 4.3. Périodes et participations massiques de la structure 2	49
Tableau 4.4. Périodes et participations massiques de la structure 3	49
Tableau 4.5. Périodes et participations massiques de la structure 4	50
Tableau 4.6. Points des performances des structures étudiées	58

Introduction générale

Introduction générale

Le comportement sismique d'une structure à ossature en béton armé peut être évalué à l'aide de divers outils analytiques qui peuvent être classés en gros comme des procédures élastiques linéaires et des procédures d'analyse non linéaires ou inélastiques. Étant donné que les structures en béton armé se comportent généralement inélastiquement en raison du chargement sismique, on peut facilement dire que les procédures inélastiques prédiraient les performances de ces structures d'une manière suffisamment réaliste que les procédures élastiques linéaires. Cependant, les procédures inélastiques sont beaucoup plus exigeantes en termes de calcul. Ainsi, un bon équilibre entre précision et effort de calcul est souvent recherché.

Correspondant aux procédures expérimentales coûteuses, il existe des procédures d'analyse inélastique telles que l'analyse en poussée progressive statique non linéaire « pushover », l'analyse statique-cyclique et l'analyse dynamique inélastique. Chaque procédure d'analyse peut fournir les informations correspondantes, obtenues à partir de l'expérience. Chaque type d'analyse a ses avantages et ses inconvénients et un seul type d'analyse ne peut pas être recommandé pour tous les types de structures. Le choix de la procédure d'analyse peut être fait en fonction de l'importance de la structure, de la précision de l'analyse, du détail des informations recherchées, de la marge de sécurité économiquement, techniquement et pratiquement possible, ...etc.

L'un des plus grands défis pour obtenir analytiquement la réponse réaliste d'une structure en béton armé est la modélisation des nœuds poutre-poteau. Il est bien connu que la réponse de ces nœuds influence fortement le comportement global de la structure sous des charges sismiques, en particulier dans le cas d'une structure non conçue de manière sismique où les nœuds poutre-poteau s'avèrent souvent être la zone la plus vulnérable.

Dans ce mémoire, un modèle non linéaire simple pratiquement utilisable est utilisé pour modéliser les nœuds poutre-poteau dans les structures en béton armé. Les structures étudiées sont des structures planes « portiques en 2D ». L'analyse modale spectrale est utilisée pour la première fois pour estimer la réponse linéaire des structures, ensuite, l'analyse pushover est

appliquée pour mesurer l'influence de la flexibilité des nœuds sur le comportement non linéaire des structures. Les résultats obtenus en considérant les nœuds comme semi-rigides sont comparés avec les résultats où les nœuds sont considérés comme rigides.

Ce travail est présenté en quatre chapitres. Dans le premier chapitre une étude bibliographique sur le comportement des nœuds poutre-poteau est réalisée. Cette étude expose les mécanismes de ruine des nœuds dans les structures en béton armé ainsi que les classifications de ces nœuds. Dans le deuxième chapitre, nous présentons les modèles numériques utilisés pour modéliser les nœuds poutre-poteau. Le troisième chapitre est consacré à la présentation de la formulation de l'analyse en poussée progressive « pushover » avec l'exposition de ces avantages et inconvénients.

Dans le quatrième chapitre une étude de cas est effectuée, pour étudier l'influence de la flexibilité des nœuds poutre-poteau sur le comportement sismique des structures en béton armé. Les deux analyses : modale spectrale et pushover sont utilisés dans cette étude pour étudier l'effet de la modélisation des nœuds dans les deux phases : linéaire et non linéaire.

Chapitre 01

ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction

Les ossatures en béton armé (Reinforced Concrete) sont probablement le type de construction le plus populaire dans le monde, principalement pour des raisons telles que la facilité de construction, le coût relativement faible, la bonne isolation thermique, etc. Ce type de construction remplit généralement bien son objectif sous des charges normales. Néanmoins, plusieurs événements sismiques récents ont montré la fragilité de ce type de construction. Dans la plupart des cas, les raisons de ce comportement indésirable de ces structures sont dues à une conception déficiente des nœuds poutre-poteau (figure 1.1). [1, 2]

Ce premier chapitre vise à présenter une étude bibliographique sur les nœuds d'ossature poutre-poteau en béton armé. En premier lieu, le comportement sismique des structures en béton armé sera présenté d'une manière brève. A la suite, les mécanismes de ruine des structures auto-stables (structures poutres-poteaux formant des cadres) seront abordés. La partie finale de ce chapitre est concentrée sur l'étude de comportement des nœuds poutre-poteau sous différents types de chargements.



Figure 1.1. Effondrement d'un bâtiment par cisaillement des nœuds poutre-poteau. [3]

2. Comportement sismique des structures auto-stables en béton armé

Les structures modernes à ossature en béton armé sont conçues pour résister aux chargements sismiques en utilisant la méthode de conception basée sur la capacité (Dimensionnement capacitif), qui divise les structures en zones dissipatives et non dissipatives. Les poutres sont conçues pour être plus faibles que les poteaux afin de permettre un mécanisme de rupture plus ductile (figure 1.2(a)).

Selon le dimensionnement capacitif, les rotules plastiques sont plus souhaitables dans les poutres que dans les poteaux car toute défaillance dans les poteaux peut provoquer l'effondrement total du bâtiment. Par conséquent, les poutres sont conçues comme des éléments ductiles tandis que les poteaux sont conçus comme des éléments surdimensionnés qui restent élastiques pendant le chargement sismique.

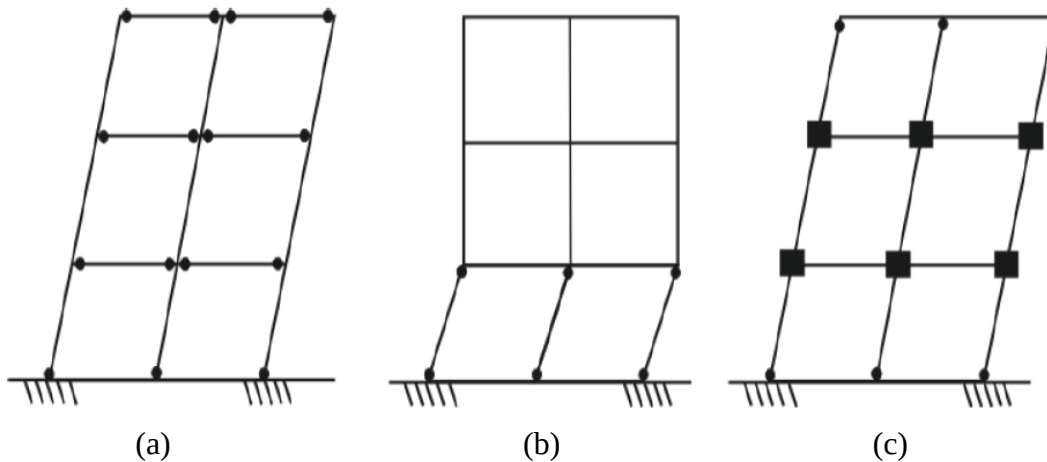


Figure 1.2. Mécanismes possibles de cadres résistants aux moments de charge sismique [3].

Le dimensionnement en capacité permet d'éviter en outre des mécanismes locaux peu dissipatifs par création de rotules plastiques à l'extrémité des poteaux adjacents aux nœuds, d'éviter des ruines prématurées (par effort tranchant ou par flambement) dans ces poteaux et d'éviter aussi des ruptures localisées dans les nœuds poutre-poteaux (figure 1.2(c)).

Le passage dans le domaine post élastique se fait par apparition d'une ou de plusieurs rotules plastiques appelées rotules primaires, généralement près des nœuds (intersections poteau/poutre). Lorsque la sollicitation augmente, la rotation de ces rotules augmente provoquant ainsi l'apparition d'autres rotules plastiques appelées rotules secondaires qui naissent à cause de la plastification des rotules primaires. La structure peut devenir un mécanisme si une mauvaise déclaration des rotules plastiques se présente. Cette étape ultime

de formation de rotules ne correspond cependant pas nécessairement à l'instabilité de la structure, en raison du caractère alterné de l'action sismique. Au contraire, un tel mécanisme en mouvement cyclique absorbe beaucoup d'énergie et peut donc procurer à la structure un comportement très efficace vis-à-vis du séisme (cas de structure dissipative). Cependant, pour qu'un tel comportement soit possible, il est nécessaire que les rotules plastiques puissent subir des rotations importantes sans endommagement substantiel, afin que la capacité résistante de la structure et sa capacité à dissiper l'énergie ne diminue pas. Il apparaît également que la position des rotules dans le mécanisme n'est pas indifférente vis-à-vis de la sécurité de l'ouvrage, des mécanismes locaux dans les poteaux sont à éviter.

La pire des situations est celle où uniquement un seul niveau est affecté par la plastification des poteaux du fait que les poteaux des autres étages sont plus résistants (figure 1.2(b)). Il est évident qu'un tel mécanisme exige une très grande demande de ductilité. Dans les ossatures de grande hauteur, cette demande de ductilité est tellement importante qu'il s'avère impossible de la satisfaire et par conséquent la ruine devient inévitable. Ce mode de rupture, observé fréquemment lors des séismes sévères, est caractérisé principalement par la rotation en tête et en pied des poteaux du premier niveau.

En outre. Un nombre important de bâtiments n'ont que peu ou pas de renforcement transversal dans les zones de jonction poutre-poteau. Ainsi, une rupture par cisaillement peut se produire dans les nœuds et en particulier ceux situés en bord de bâtiment (nœuds extérieurs), ce qui peut entraîner l'effondrement total du bâtiment.

Les nœuds poutre-poteau sont conçus pour être trop résistants dans les structures conçues selon la méthode de conception basée sur la capacité. Par conséquent, ces nœuds ne sont généralement pas pris en compte dans les modèles numériques pour les structures en béton armé. Cependant, les observations sur la performance des structures en béton armé existantes lors de séismes montrent que la défaillance des structures est souvent due à la défaillance ces jonctions. [3, 4].

L'évaluation sismique de ces structures doit être basée sur une évaluation structurelle réaliste, ce qui nécessite une bonne compréhension de l'influence du comportement des nœuds poutre-poteau sur la réponse structurelle globale.

3. Classifications des nœuds poutre-poteau

Les nœuds poutre-poteau en béton armé dans les structures auto-stables peuvent être classés en fonction de leur géométrie, de comportement structurel ou d'aspects détaillés.

3.1. Classification basée sur la configuration géométrique

En fonction de leur géométrie les nœuds poutre-poteau sont classés en :

3.1.1. Joints poutres-poteaux extérieurs

Différents types des nœuds poutre-poteau extérieurs présents dans un bâtiment sont présentés dans la figure 1.3.

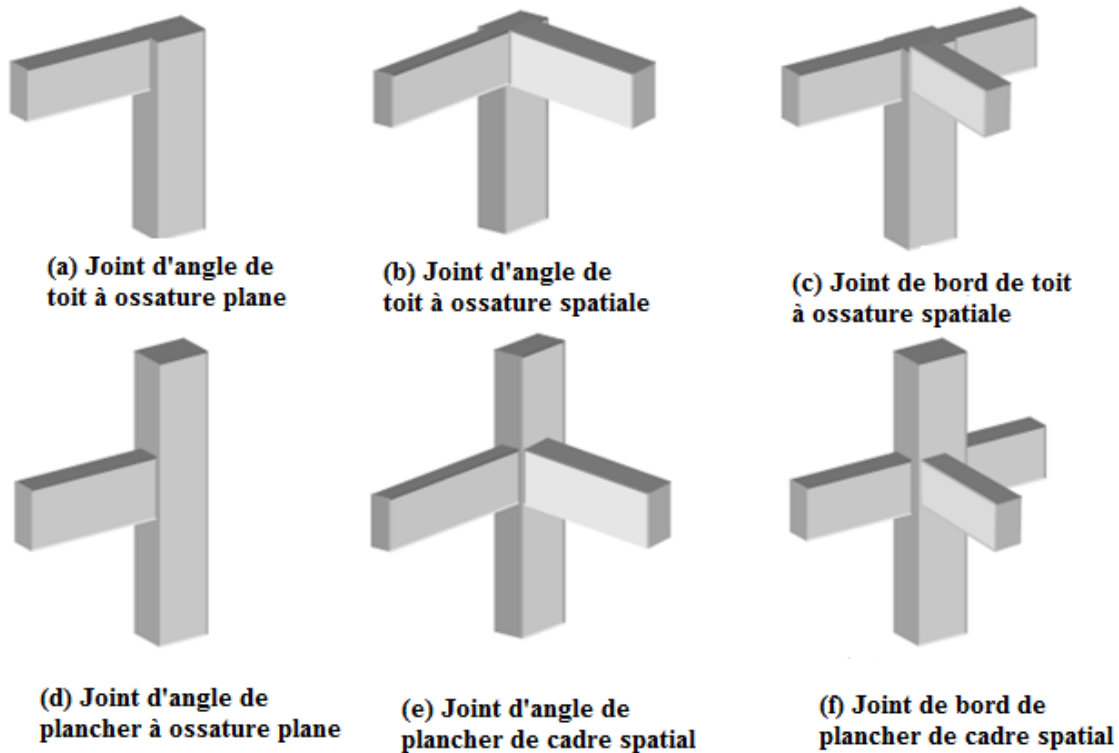


Figure 1.3. Nœuds poutre-poteau extérieurs dans des portiques plans et spatiaux. [2]

3.1.2. Joints poutres-poteaux intérieurs

Différents types de joints intérieurs présents dans un bâtiment sont illustrés dans la figure 1.4. Dans un portique plan, les joints centraux du toit (figure 1.4(a)) et du plancher intermédiaire (figure 1.4(b)) entrent dans la catégorie des nœuds poutre-poteau intérieurs. Dans le cas d'une ossature 3D, le joint central du toit (figure 1.4(c)) et le joint intermédiaire du plancher intermédiaire (figure 1.4(d)) sont classés aussi comme des nœuds intérieurs.

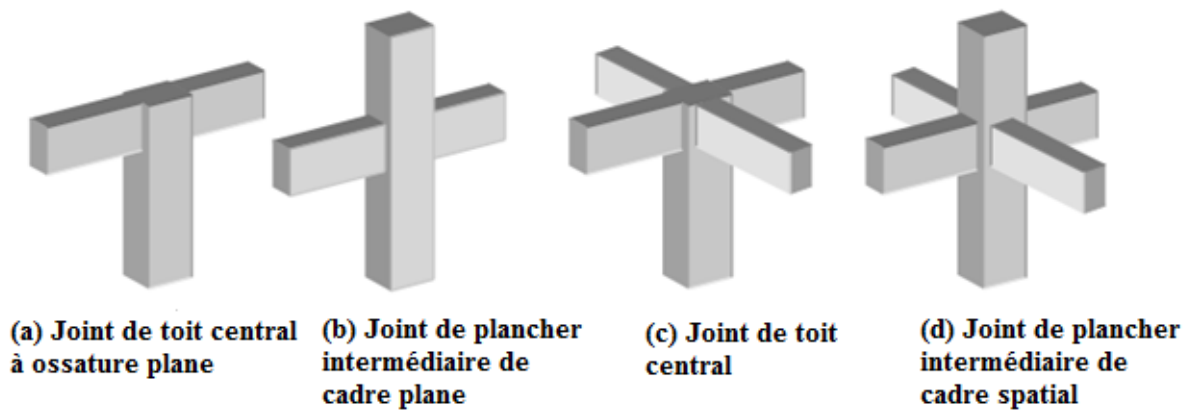


Figure 1.4. Nœuds poutre-poteau intérieurs dans des portiques plans et spatiaux. [2]

3.2. Classification basée sur le comportement structurel

En fonction de la propagation des fissures dans la région des nœuds poutre-poteau et du mécanisme de rupture sous chargement, les nœuds peuvent être classés comme élastiques ou inélastiques [5].

3.2.1. Nœuds poutre-poteau élastiques

Le comportement structurel le plus préférable pour un nœud poutre-poteau est que le nœud reste dans le domaine élastique tout au long de la réponse de la structure. Ces nœuds sont classés comme nœuds élastiques. Cependant, ils se trouvent rarement dans la pratique.

3.2.2. Nœuds poutre-poteau inélastiques

Sous des charges sismiques, le nœud dépasse généralement la zone élastique et il y a une certaine déformation inélastique et fissuration dans cette jonction. Cela peut être dû à une capacité de cisaillement insuffisante ou à la pénétration de déformations inélastiques le long des barres d'acier des poutres encadrant le nœud. Ces nœuds sont classés comme des nœuds inélastiques.

3.3. Classification basée sur les aspects détaillés

Le fait que le comportement d'un nœud poutre-poteau de la structure dépend en grande partie de son détail de ferrailage [1], les joints peuvent être classés comme :

3.3.1. Nœuds non ductiles

Les nœuds de structures non sismiquement détaillées (nœuds non ductiles) sont ceux qui ne devraient pas subir de grandes déformations avant la rupture. Ces nœuds sont caractérisés

généralement par des longueurs de développement insuffisantes, des épissures à recouvrement court, des renforts discontinus, un espacement plus important des étriers et aucun renfort dans l'âme du nœud. La figure 1.5(a) montre le détail de ce type de nœuds.

3.3.2. Nœuds ductiles

Les nœuds ductiles (utilisés dans les structures parasismiques) ont la capacité de subir de grandes déformations sans défaillance. Ces nœuds absorbent une grande quantité d'énergie grâce au comportement hystérétique lors d'un séisme majeure. De grandes longueurs d'ancrage, de longues épissures de recouvrement, des renforts continus, un espacement plus étroit des étriers et un renfort de cisaillement dans l'âme du joint caractérisent ces nœuds. La figure 1.5(b) montre les détails typiques des armatures de type ductile prescrites par les nouveaux codes parasismiques.

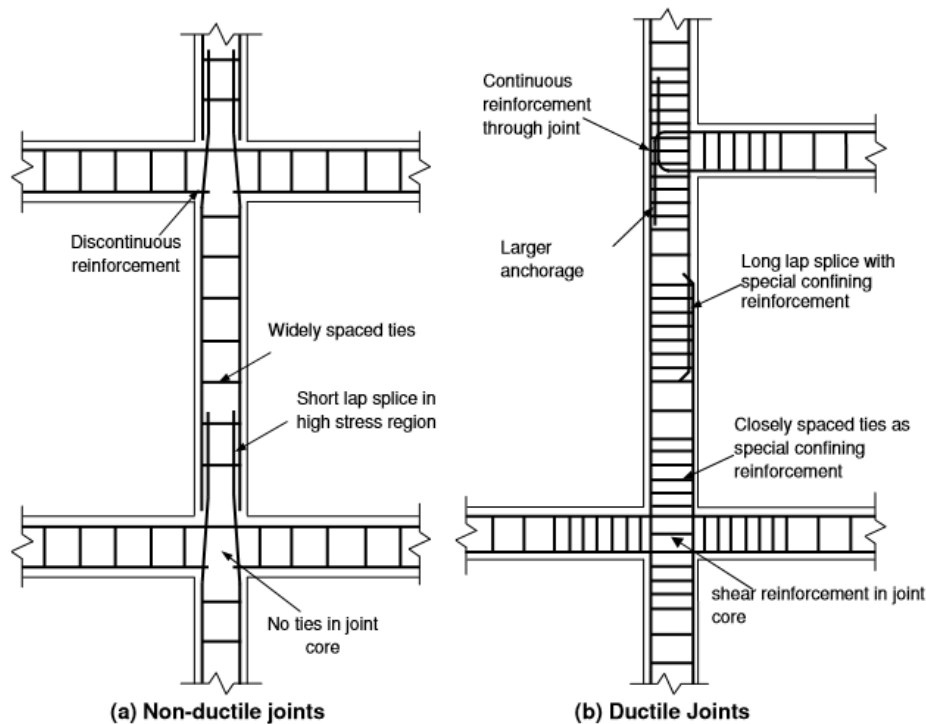


Figure 1.5. Détails de ferrailage des nœuds (a) non ductiles et (b) ductiles [1].

4. Comportement des nœuds poteau-poutre sous chargement

La région du nœud est soumise à des forces de cisaillement horizontales et verticales dont la magnitude est typiquement beaucoup plus élevée que celles observées dans les poutres et le poteau adjacents.

4.1. Forces de cisaillement dans une liaison poutre-poteau

Le mécanisme de l'action de la force dans les noyaux d'articulation dû aux charges sismiques et à la fissuration a été décrit par Paulay et Scarpas [5] comme suit:

Les actions internes supposées être générées au cœur d'un nœud poutre-poteau-extérieur lorsqu'une rotation plastique se développe dans la poutre en raison de charges sismiques sont illustrées sur la Figure 1.6 (a).

Et une force de cisaillement du nœud verticale similaire conduit généralement à des contraintes de traction diagonales excessives dans le noyau en béton de sorte que des fissures de tension diagonales. Le béton fissuré en diagonale dans le noyau du nœud peut transférer efficacement les forces de compression diagonales, approximativement parallèles aux fissures. Les forces de l'armature de poutre et de poteau sont transférées au béton du noyau par des contraintes de liaison et par des contraintes de support dans le coude de l'ancrage des barres supérieures. Comme montré dans la figure 1.6 (b).

Au coin inférieur droit du nœud, la force horizontale du béton C_c , ainsi que la majeure partie de la force de compression horizontale de l'acier C_s et la force de cisaillement du poteau V'_{col} peuvent combiner avec des forces verticales similaires, C_c , ΔT et V_b , pour introduire la force diagonale D_c .

La force de cisaillement introduite en un point de nœud sur la face de l'articulation peut être résolue en une composante de compression diagonale D_{si} agissant le long de l'entretoise, et une composante de tension verticale ou horizontale T_i qui doit être portée par renfort en acier. En raison du chemin de tension relativement long des forces internes, impliquant généralement de grandes déformations en acier, ce système est appelé un mécanisme en treillis (voir figure 1.6 (d)).

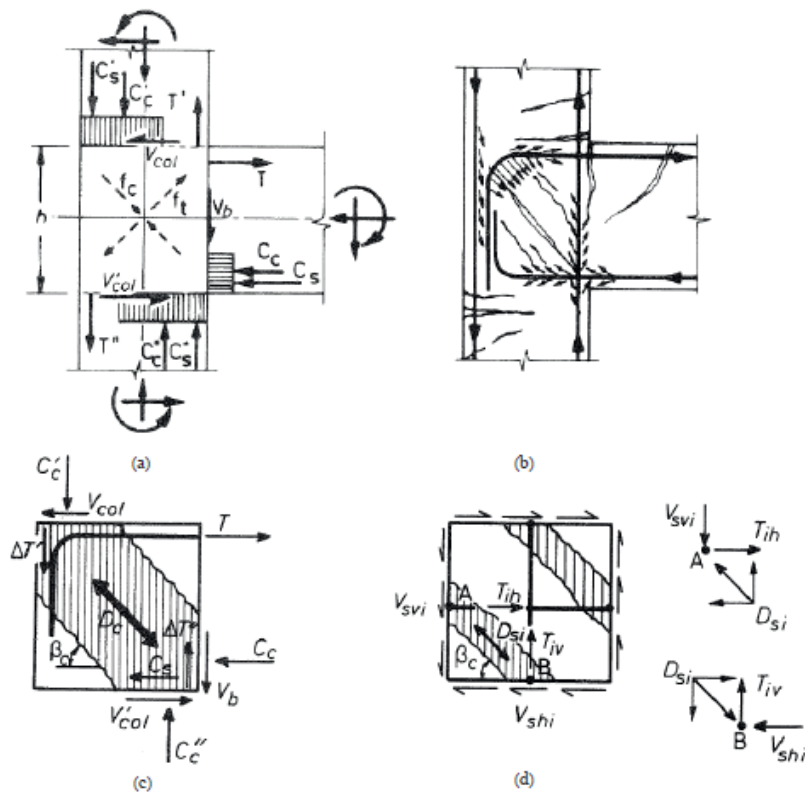


Figure .1.6. Forces agissant dans les nœuds poutre-poteau [5].

5. Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif de présenter différents aspects bibliographiques concernant les nœuds poutre-poteau. Le mécanisme de ruine et de transfert des efforts ainsi que la classification des assemblages poutre-poteau ont été présenté pour comprendre le comportement de ces éléments. Cette étude nous permet de positionner le problème étudié, ainsi de justifier nos choix concernant le modèle numérique choisi.

Chapitre 02

MODELISATION DES NŒUDS POUTRE- POTEAU DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME

CHAPITRE 2

MODELISATION DES NŒUDS POUTRE-POTEAU DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME

1. Introduction

La fissuration du béton, la plasticité de l'armature en acier et le glissement relatif sont des causes qui provoquent un comportement non linéaire observé dans les nœuds des structures en béton armé, qui sont importantes à prendre en compte afin d'avoir une approche plus réaliste. Pour la conception des structures, la prise en compte de ce comportement rend l'analyse plus précise pour les situations analysées habituelles dans des états limites ultimes ou des états limites de service.

Dans ce chapitre, la modélisation des nœuds poutre-poteau est abordée. Dans ce stade, plusieurs modèles numériques ont été proposés par plusieurs chercheurs.

2. Revue de la littérature

Au cours des quatre dernières décennies, des recherches sur les nœuds poutre-poteau en béton armé ont été menées dans divers pays, la plupart prenant en compte les charges sismiques. Parmi celles-ci, certaines études portent sur les effets du glissement de l'armature de flexion sur la rotation relative entre la poutre et le poteau ou sur le comportement global des nœuds [6-9].

Il existe plusieurs études où des modèles analytiques simulant le comportement de ces liaisons [6-9]

2.1. *Modèles basés sur des expériences*

Certains travaux de simulation de la réponse inélastique des portiques en béton armé se sont appuyés sur la formation des rotules plastiques pour introduire l'action inélastique du nœud poutre-poteau. Ces modèles sont essentiellement basés sur des expériences menées sur des nœuds poutre-poteau pleine ou réduite sous des excitations cycliques.

Townsend et Hanson en 1973, ont introduit un ensemble d'expressions polynomiales qui représentent le comportement hystérétique des nœuds poutre-poteau qui tiennent compte de la dégradation de la rigidité observée. En 1977, Anderson et Townsend ont proposé un modèle de nœud tri-linéaire dégradant dont les paramètres sont déterminés pour correspondre à une série de résultats expérimentaux. Soleimani et al en 1979 ont introduit le concept de longueur effective par laquelle la courbure à l'interface poutre-poteau est multipliée pour donner la rotation d'extrémité fixe [7].

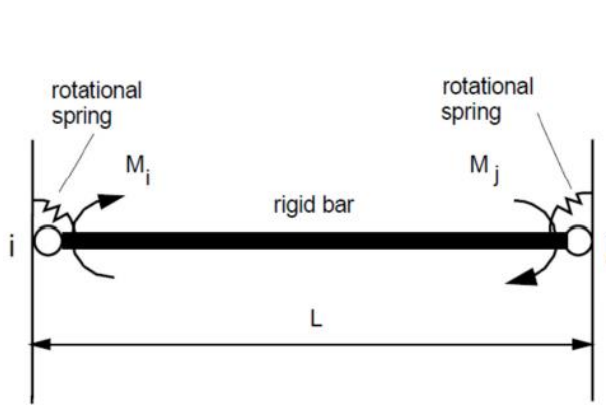
Dans ces essais, les paramètres définissant le comportement hystérétique de l'assemblage ont été sélectionnés pour s'adapter au mieux au comportement observé.

2.2. Modèles basés sur des études analytiques ou numériques

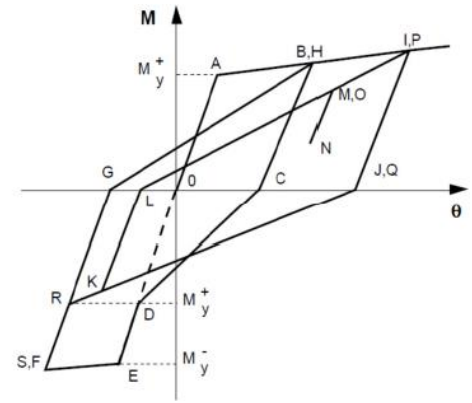
2.2.1. Modèles des ressorts rotatifs

Ces modèles sont généralement composés d'une courbe d'enveloppe monotone bilinéaire ou tri-linéaire et d'un ensemble associé de règles hystérétiques définissant le comportement en cas d'inversion de charge cyclique. Plusieurs chercheurs ont proposé de tels modèles.

La figure 2.1 montre le modèle analytique de Fillipou et al [1], de sous-élément d'assemblage qui tient en compte des rotations des extrémités fixes qui surviennent à l'interface poutre-poteau des éléments en béton armé en raison de la détérioration de l'adhérence et du glissement de l'armature dans l'assemblage et dans la région de la poutre adjacente à l'assemblage. Le modèle proposé consiste en un ressort de rotation concentré situé à chaque extrémité de la poutre. Les deux ressorts sont reliés par une barre infiniment rigide pour former le sous-élément de jonction. La relation moment-rotation des ressorts est dérivée à l'aide du modèle détaillé de Filippou et al. qui tient compte de la géométrie, des propriétés du matériau et de la disposition des armatures de l'assemblage.



(a) Sous-élément de jonction poutre-poteau



(b) Règle hystérétique associée

Figure 2.1. Sous-élément du nœud poutre-poteau par Fillipou et al. [1]

Un modèle simple a été proposé récemment par Pampanin et al. (2002) qui consiste en un ressort de rotation non linéaire qui permet de modéliser la rotation relative entre les poutres et les poteaux convergeant vers le nœud et de décrire la déformation de cisaillement post-fissuration du panneau de nœud (figure 2.2). Les poutres et les poteaux sont modélisés en tant qu'élément unidimensionnel avec une plasticité localisée dans les sections d'extrémité avec des relations moment-courbure associées définies par une analyse de la section. L'effet de l'interaction moment-effort normal est pris en compte pour les poteaux. Pour représenter les dimensions géométriques réelles de la région du panneau de jonction, des éléments rigides sont utilisés pour relier les poutres et les poteaux au ressort.

La définition de la relation moment-rotation du ressort de rotation est basée sur les résultats d'essais expérimentaux réalisés au *Département de mécanique des structures de l'Université de Pavie* (Pampanin et al., 2002). Une relation entre la déformation de cisaillement et la contrainte de traction principale dans la région du panneau a été trouvée et transformée en une relation moment-rotation et donc attribuée au ressort de rotation.

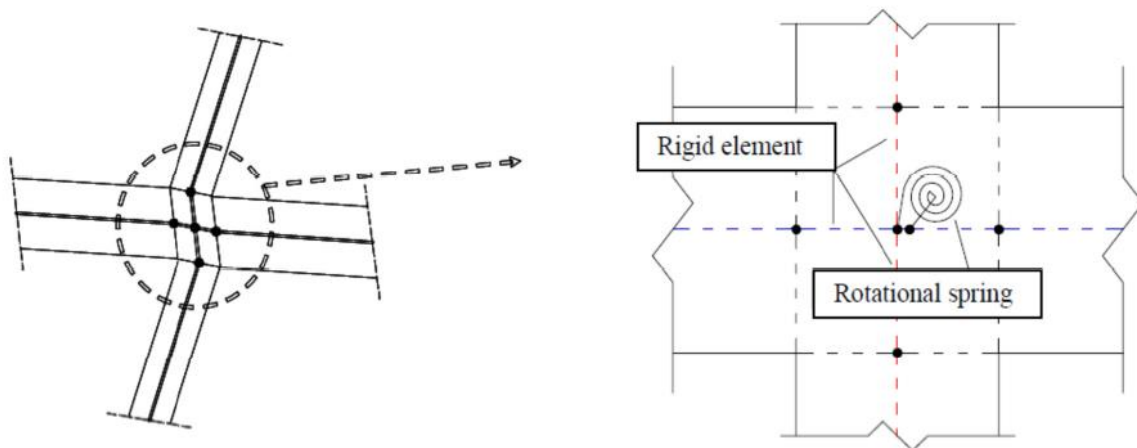


Figure 2.2. Modèle de Pampanin et al (2002). [1]

2.2.2. Modèles de ressorts multiples

Les modèles de ressorts multiples sont une extension plus réaliste et objective des modèles de ressorts rotatifs.

Biddah et Ghobarah (1999) ont modélisé le joint avec des ressorts de rotation séparés qui ont indiqué le cisaillement du nœud et les déformations d'adhérence-glissement (Figure 2.3). La relation contrainte de cisaillement-déformation du nœud a été simulée à l'aide d'une idéalisation tri-linéaire basée sur un modèle de treillis adoucissant (Hsu, 1988), tandis que la réponse cyclique du joint a été capturée avec une relation hystérétique sans effet de pincement (Celik et Ellingwood, 2008). La déformation de l'adhérence a été simulée avec un modèle bilinéaire basé sur des données analytiques et expérimentales antérieures. La réponse cyclique du ressort a été capturée avec une relation hystérétique qui tient compte des effets de pincement. Ils ont utilisé cet élément commun pour effectuer des analyses dynamiques de bâtiments en béton armé à charge gravitaires de trois et neuf étages. Ils ont comparé la réponse dynamique de portique de trois et neuf étages modélisés avec des éléments de jonction à la réponse de portiques similaires avec des nœuds rigides lorsqu'ils sont soumis à des séismes.

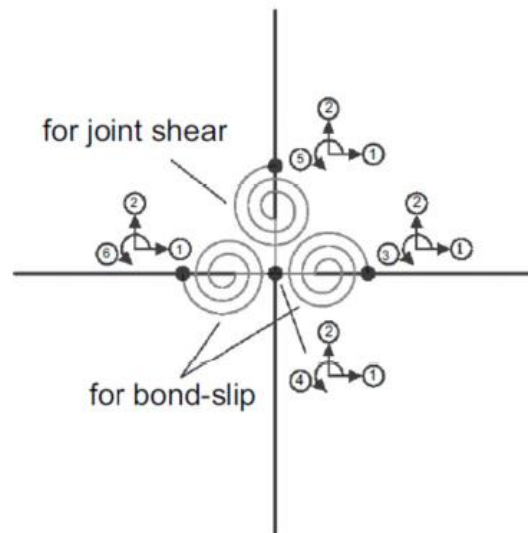


Figure 2.3. Modèle de joint poutre-poteau par Biddah et Ghobarah (1999).

3. Modèles de réponse simple

3.1. *Modèle analytique d'Alva et al*

Dans cette partie, on présente un modèle théorique à la fois simple et capable de représenter l'effet du glissement des barres d'armature à l'intérieur des nœuds [6]. Le modèle proposé ne nécessite pas de calibration expérimentale des paramètres. De plus, le modèle peut être facilement implémenté dans des logiciels de calcul pour l'analyse non linéaire des structures à nœuds semi-rigides.

Le modèle proposé suppose que les rotations entre la poutre et le poteau sont produites par les deux mécanismes illustrés dans Figure 2.4, comme suit:

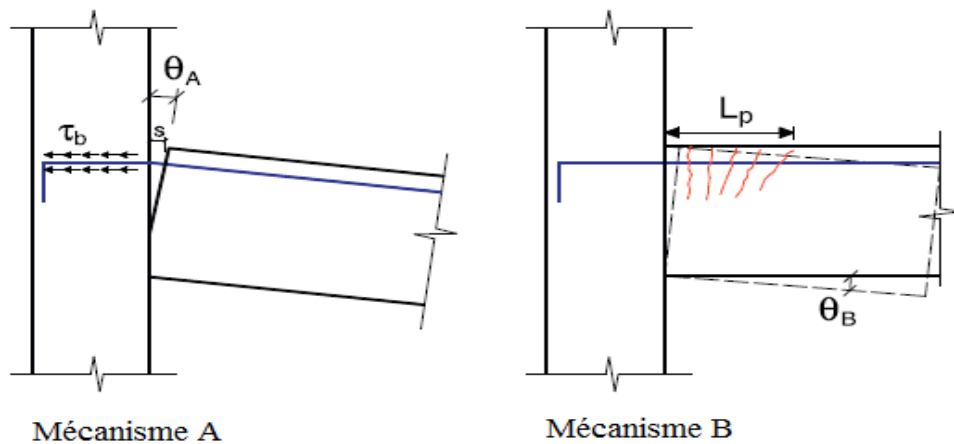


Figure 2.4. Mécanisme de déformation considérée dans le modèle proposé. [6]

Mécanisme A: Rotations relatives produites par le glissement de l'armature de poutre à l'intérieur du nœud.

Mécanisme B: Rotations relatives produites par l'effet cumulatif des glissements locaux provoqués par des fissures s'ouvrant dans la poutre à côté du poteau le long de la longueur L_p (approximativement la profondeur effective de la poutre).

Les deux mécanismes sont considérés comme concentrés à la fin de la poutre. Produisant une rotation totale entre la poutre et le poteau selon l'équation suivante :

$$\theta = \theta_A + \theta_B \quad (2.1)$$

3.1.1. Equation proposé pour la relation moment-rotation

La composante de rotation due à un mécanisme A dans la phase élastique est donnée par [6]:

$$\theta_A = \frac{\xi_s \cdot \sigma_s \cdot \varphi}{8 \cdot \tau_{bu} \cdot (d-x)} \quad (2.2)$$

La déformation (ξ_s) et la contrainte dans l'armature de tension (en τ_s) peuvent être obtenus par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi_s = \frac{\tau_s}{E_s} \\ \sigma_s = \frac{M}{(A_s \cdot z)} \end{array} \right. \quad (2.3)$$

Ou :

x : axe neutre d'une section fissurée.

d : distance de fibre la plus comprimée aux aciers inferieur

φ : diamètre du barre.

E_s : est le module d'élasticité de l'acier.

M : est le moment à l'extrimité de l'élément.

A_s : est la section d'acier en traction.

z : est le bras de levier entre la force de traction et de compression , déterminé par :

$$Z = d - \frac{x}{3} \quad \text{avec } X = X_{11} \quad (2.4)$$

Par conséquent, l'équation (3.1) peut être réécrite comme :

$$\theta_A = C_1 \cdot M^2 \quad (2.5)$$

Où C_1 est une constante liée au mécanisme A, obtenue par :

$$C_1 = \frac{\varphi}{8 \cdot E_s \cdot (d-x) \cdot A_s^2 \cdot Z^2} \quad (2.6)$$

Il est habituel de modéliser l'acier tant que matériau élastique parfaitement plastique. Dans ce cas, la composante de rotation due à un mécanisme dans la marge inélastique peut être donnée par :

$$\theta_A = C_1 \cdot m_y^2 \quad (2.7)$$

Et la rotation due au mécanisme B peut être écrite en termes de courbure de la section à l'extrémité de la poutre de la manière suivante :

$$\theta_B = C_2 \left(\frac{1}{r} \right) \quad (2.8)$$

Où $(1/r)$ est la courbure de la section de poutre, et C_2 est une constante associée au mécanisme B, obtenue par :

$$C_2 = 0,5 \cdot (L_p + S_r) \quad (2.9)$$

Donc, il est possible d'écrire l'équation de la rotation relative totale en termes de moment de flexion et la courbure au niveau des extrémités de la poutre comme suit :

Phase élastique : $M \leq M_y$

$$\theta = c_1 \cdot M^2 + c_2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \quad (2.10)$$

Phase inélastique : $M_y < M \leq M_u$

$$\theta = c_1 \cdot M_y^2 + c_2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \quad (2.11)$$

M_y est le moment à la limite élastique et M_u est le moment ultime de la section de poutre. Les valeurs des courbures dans les équations (2.10) et (2.11) peuvent être obtenues à partir de l'équilibre et des équations de compatibilité des sections et aussi par les lois de comportement des matériaux considérés [6].

3.2. *Modèle analytique de Ferrira et al*

Le modèle de Ferrira et al [7] a été initialement développé pour les nœuds poutre-poteau préfabriqués. Dans ce modèle, la rotation relative dans le nœud poutre-poteau est induite par deux mécanismes de déformation comme illustré dans la figure (2.5):

- L'allongement des barres de renforcement de continuité
- L'apparition de fissures de flexion dans la région de l'extrémité

La comparaison des valeurs théoriques avec les résultats expérimentaux a prouvé que le modèle peut également être utilisé dans des nœuds (assemblages) monolithiques. L'équation 2.12 nous permet de déterminer la courbe moment-rotation du nœud poteau-poutre :

$$\theta = \left[\left(\frac{M}{E_{cs} \cdot I_{eq}} \right) L_p + \left(\frac{\sigma_s}{E_s \cdot d} \right) L_e \right] \cdot \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0,5} \quad (2.12)$$

Où :

θ : est la rotation relative du noeud.

M : est le moment de flexion à l'extrémité de la poutre.

E_{cs} : est le module d'élasticité sécant du béton.

I_{eq} : est le moment d'inertie effectif de la section fissurée.

L_p : est la longueur de la région de jonction, approximativement égale à la profondeur effective du nœud poutre-colonne.

σ_s : est la contrainte sur l'armature tendue de la poutre (armature de flexion).

E_s : est le module d'élasticité de l'acier.

d : est la profondeur effective de la poutre.

L_e : est la longueur intégrée de l'armature de flexion de la poutre dans le poteau.

M_y : est la résistance à la flexion de l'assemblage, liée au moment de fléchissement.

La non-linéarité des matériaux est considérée dans une analyse linéaire simplifiée utilisant la rigidité à la flexion sécante du nœud, qui peut être déduite de l'équation 2.13:

$$R_{sec} = \left[\frac{L_p}{E_{cs} \cdot I_{11}} + \frac{L_e}{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2} \right]^{-1} \quad (2.13)$$

Où :

R_{sec} : est la rigidité à la flexion sécante de la connexion.

I_{II} : est le moment d'inertie de la section transformée fissurée de la poutre.

A_s : est la zone de renforcement de flexion longitudinale de la poutre.

3.3. *Modèle analytique de Sarakot et al*

Pour caractériser le comportement des assemblages semi-rigides, le moment élastique de résistance ($M_{rd} = M_y$) et la capacité de rotation élastique (θ_y) doivent être connus efficacement par des tests expérimentaux à grande échelle. Donc il ya un modèle analytique est proposé ici pour prédire la rigidité rotationnelle sécante S_y , qui est donnée par [8]:

$$S_y = \frac{M_y}{\theta_y} \quad (2.14)$$

Pour les assemblages poutre-poteau lorsque les barres supérieures de la poutre sont entièrement ancrées et passent à l'intérieur du poteau, le moment d'élasticité est pris égal à:

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{x_r}{3} \right) \quad (2.15)$$

Avec :

θ_y : est la rotation relative totale du nœud poutre-poteau lors de la première plastification du ferrailage longitudinal, ou les contraintes sont juste avant la première occurrence d'élasticité aux barres de continuité ($\epsilon_s = \epsilon_{sy}$) figure (2.5)

$$\theta_y = \left(\frac{\epsilon_{sy}}{d - x_r} \right) L_{ed} \quad (2.16)$$

$$L_{ed} = \left(\frac{3 f_y}{16 \sqrt{f_c}} + 4 \phi \right) \quad (2.17)$$

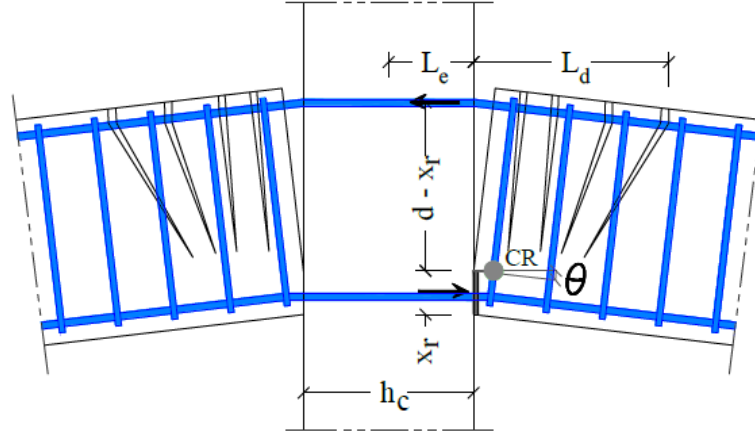


Figure 2.5. Configuration de la déformation de la connexion poutre-poteau composite. [8]

3.4. Modèle analytique de birely et al

L'objectif de cette étude était de développer un modèle pour simuler avec précision la réponse non linéaire (y compris la rigidité initiale, la résistance et la capacité de déformation) d'un cadre en béton armé [9].

Dans le modèle proposé, la non-linéarité des joints a été explicitement modélisée à l'aide d'un deuxième ressort de rotation en série avec le ressort de poutre.

Les propriétés du ressort de joint ont été déterminées en supposant que la réponse de jonction peut être définie par un modèle de contrainte de cisaillement-déformation de cisaillement lié à une réponse en moment de rotation utilisant la géométrie du portique.

La relation résultante entre le moment de l'articulation et la contrainte de cisaillement est :

$$M_{hinge} = x_{\tau} \tau_j \quad (2.18)$$

Avec :

$$x_{\tau} = \frac{A_j \left(1 - \frac{h_c}{L_b}\right) j d}{2 \left(1 - \frac{j d}{L_c} \frac{h_c}{L_b}\right)} \quad (2.19)$$

La rigidité initiale du ressort articulaire K_1 a été établie en utilisant la relation :

$$K_1 = K_1 \frac{x_{\tau}}{x_y} G \quad (2.20)$$

La rigidité tangentielle du ressort K_2 a été définie comme suit:

$$K_2 = K_2 \frac{x_\tau}{x_\gamma} G \quad (2.21)$$

G : est le module de cisaillement du béton.

L_c et L_b : est la longueur du poteau et de la poutre.

h_c et h_b : est la profondeur du poteau et de la poutre.

τ_j : est la contrainte de cisaillement.

j : est un paramètre dérivé empiriquement pris égal à 0,85.

d : est la profondeur de la poutre.

A_j : est la section transversale du joint.

4. Conclusion

Dans ce chapitre, des modèles numériques élaborés par Alva, Ferrira, Sarakot et Birely sur la modélisation des nœuds et sur la loi moment-rotation de de ces jonctions en ont été présentés. Le modèle d'Alva et al. prend en compte les rotations relatives produit par deux mécanismes différents. Ce modèle est utilisé dans notre étude pour modéliser les nœuds poutre-poteaux.

Chapitre 03

ANALYSE EN POUSSEE

PROGRESSIVE

« PUSHOVER »

1. Introduction

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines. Au cours des 40 années écoulées, ce type de génie a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes base leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode pushover. [10]

Ce troisième chapitre vise à présenter les différentes méthodes d'analyse sismique. La formulation théorique de l'analyse pushover statique non linéaire est décrite en détail.

2. Méthodes d'analyse sismique

2.1. *Méthode d'analyse dynamique non-linéaire (par accélérogrammes)*

Utilisée depuis 1977, Elle consiste à soumettre une structure sous un ou plusieurs accélérogrammes. Son avantage principal c'est qu'elle considère les propriétés dynamiques de la structure et tient en compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation dynamique. [11]

2.2. *Méthode d'analyse modale spectrale*

C'est l'une des méthodes les plus répandues pour le calcul des systèmes élastiquement amortis. Elle consiste à décomposer un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) à un système composé de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté (SSDDL).

Ensuite, les réponses des différents modes sont combinées en respectant des règles bien définies (SRSS, CQC) pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale.

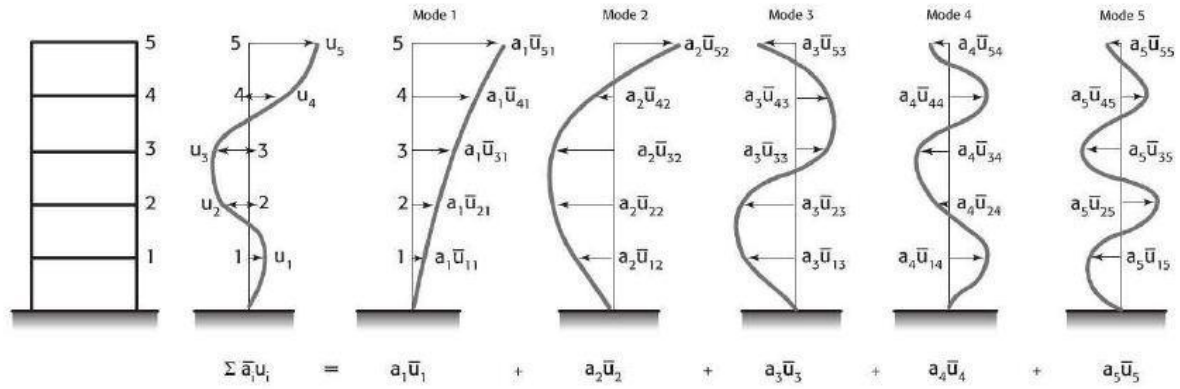


Figure 3.1 : Principe de la méthode modale spectrale. [11]

2.3. Méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification.

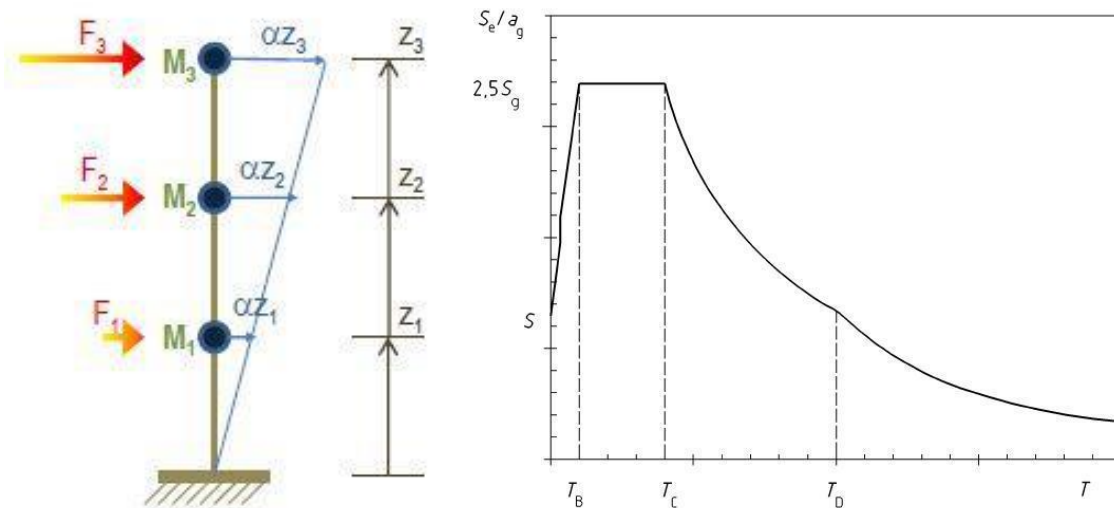


Figure 3.2 : Principe de la méthode statique équivalente. [11]

2.4. Méthode statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

L'analyse Pushover est une méthode statique non-linéaire dans laquelle les charges latérales dans la structure sont incrémentées suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que des modes de ruine apparaissent dans la structure, c'est à dire que l'on « pousse » la structure jusqu'à ce qu'elle atteigne un déplacement prédéfini (attendu). Les résultats de cette analyse sont obtenus sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure. [12]

3. Méthode statique non linéaire en poussée progressive « pushover »

3.1. Définition et principe

L'analyse en poussée progressive est une méthode de calcul statique non-linéaire. L'ingrédient fondamental de la méthode se résume dans l'assimilation de la réponse vibratoire de la structure à celle d'un simple système à un degré de liberté équivalent. Cette réponse est présentée grâce à une courbe Force - déplacement où le déplacement correspond alors à celui d'un point particulier de la structure (par exemple : le sommet du bâtiment où les déplacements sont les plus importants) et la force représente l'effort tranchant au pied . Cette courbe est obtenue par un calcul statique non-linéaire de la structure qui est soumise à une force latérale qui augmente progressivement jusqu'à la rupture.

La méthode Pushover est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur, la courbe de capacité est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure. [13]

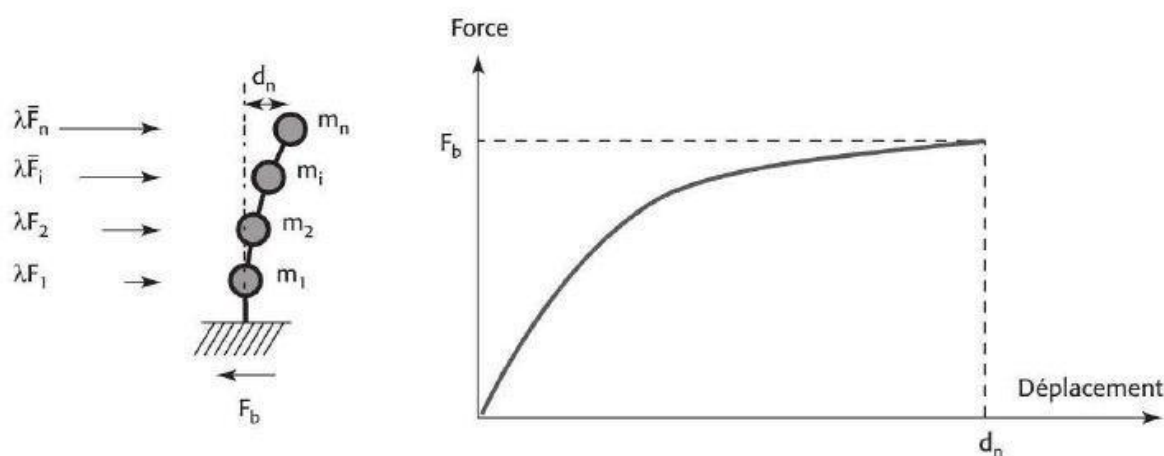


Figure 3.3 : Principe de la méthode Pushover [13].

3.2. But de l'analyse pushover

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

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles d'une structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement. [12]

3.3. Formulation de l'analyse pushover

La transformation du système du plusieurs degré de liberté à un système d'un seul degré de liberté est effectuée par les équations suivantes : [12]

Le vecteur de déplacement relatif u peut se mettre sous la forme :

$$u = \{\phi\}u_t \quad (3.1)$$

Où : $\{\phi\}$ est le vecteur propre du mode fondamental.

u_t est le déplacement au sommet de la structure.

L'équation différentielle du mouvement du système peut être écrite comme suit :

$$[M]\{\phi\}\dot{u}_t + [C]\{\phi\}\dot{u}_t + \{F\} = -M\{I\}\ddot{u}_g \quad (3.2)$$

Où : $[M]$: matrice de masse.

$[C]$: matrice d'amortissement.

$\{F\}$: vecteur des forces dans les niveaux de la structure.

$\ddot{u}_g$: accélération du sol.

$\dot{u}_t$: la vitesse au sommet de la structure.

Le déplacement de référence u^* du système à un seul DDL est défini comme suit :

$$u^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} u_t \quad (3.3)$$

En multipliant l'équation (3.2) par $\{\phi\}^T$, et en substituant u_t en utilisant l'équation (3.3), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (3.4)$$

M^* , C^* et F^* désignent les propriétés du système à 1DDL équivalent, données par les formules suivantes :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{I\} \quad (3.5)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (3.6)$$

$$F^* = \{\phi\}^T F \quad (3.7)$$

3.4. Les différents modèles de chargement latéral

Afin d'effectuer une analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL, la forme des forces latérales doit être appliquée sur les masses du système, en accroissant progressivement ce chargement jusqu'à la phase inélastique. Au cours de la phase inélastique le système subit une

perte de la rigidité et un changement dans la période de vibration. Ceci peut être vu dans la relation force-déformation du système. FEMA356 et l'Eurocode 8 recommandent l'utilisation d'au moins deux modèles de charge pour déterminer une courbe "enveloppe" des réponses. Il existe plusieurs types de chargement parmi ces types on peut citer : [12]

3.4.1. Répartition de la forme du chargement basée sur le mode fondamental

Dans cette forme de répartition, la force appliquée est calculée par la relation suivante : [12]

$$F_i = W_i \phi_{ij} \quad (3.8)$$

Où : F_i est la force latérale appliquée au niveau « i ».

W_i est le poids de l'étage « i ».

ϕ_{ij} est l'ième élément du vecteur modal correspondant à l'étage « i » pour le mode j.

3.4.2. La répartition de la charge selon FEMA

La force progressive à appliquer s'écrit dans ce cas sous la forme : [12]

$$F_x = \frac{(W_x h_x^k)}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_b \quad (3.9)$$

Où : F_x est la force latérale appliquée au niveau « x ».

h_i : est la hauteur de la base jusqu'au niveau « i ».

h_x : est la hauteur de la base jusqu'au niveau « x ».

n : est le nombre total des étages.

V_b : est l'effort tranchant à la base.

W_x : est le poids de l'étage « x ».

k : est un coefficient qui peut être supposé dépendant de la période fondamentale de la structure T . Avec :

$$k = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0,5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 2,5 \end{cases} \quad (3.10)$$

3.4.3. Répartition uniforme de la charge

Dans cette forme de répartition, la force est égale au poids du niveau considéré. [12]

$$F_i = W_i \quad (3.11)$$

3.4.4. Une distribution triangulaire inverse

La force progressive à appliquer s'écrit dans ce cas sous la forme : [12]

$$F_x = \frac{(W_x h_x)}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_b \quad (3.12)$$

3.5. Les étapes d'analyse pushover

- Définition des rotules plastiques dans le modèle de la structure.
- Affectation des propriétés non linéaires aux rotules (diagrammes force-déplacement, moment-rotation ou moment-courbure), dans notre travail nous allons utiliser le diagramme moment-rotation.
- Définition de la distribution verticale des charges horizontales.
- Affectation de la longueur calculée des rotules plastiques.
- Définition du nœud de contrôle, de la direction et de la valeur du déplacement cible.
- Définition des paramètres de l'analyse non linéaire.

3.6. Détermination de la courbe de capacité

Une fois la courbe de pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement. La figure (3.4) montre graphiquement la procédure.

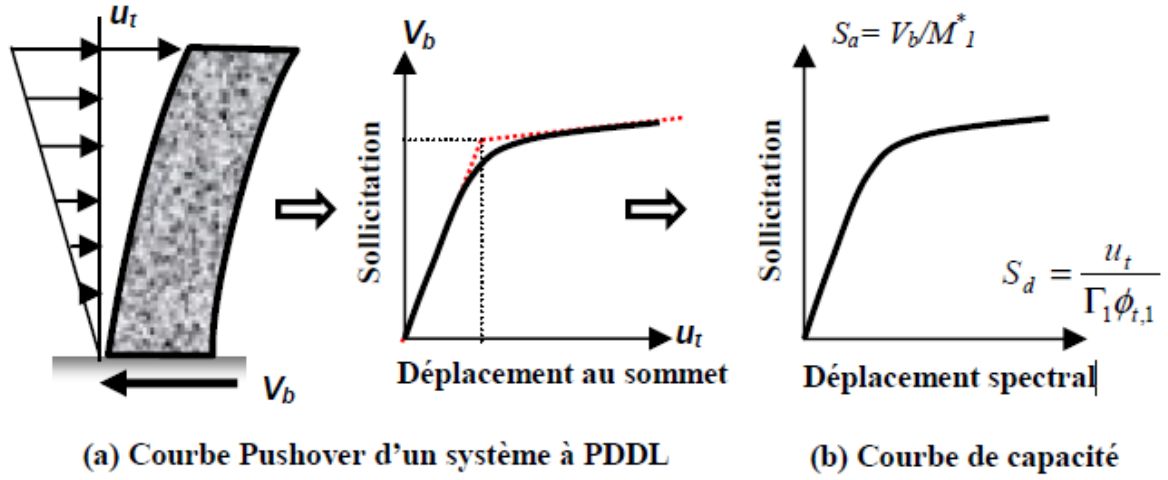


Figure 3.4 : Signification physique de la courbe Pushover. [12]

L'obtention de la courbe de capacité est composée de deux transformations : La force sismique (l'effort tranchant à la base V_b) est transformée en accélération spectrale S_a , et le déplacement réel au niveau du toit u_t est transformé en déplacement spectral S_d .

$$S_a = V_b/M_1^* \quad (3.13)$$

$$S_d = \frac{u_t}{(\Gamma_1 \phi_{t,1})} \quad (3.14)$$

M_1^* est la masse effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses, m_j des différents niveaux, $\phi_{t,1}$ est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et Γ_1 est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

Nous obtenons, par ces transformations, une courbe de capacité dont les composantes sont le spectre du déplacement (S_d) en abscisse et le spectre d'accélération (S_a) en ordonnée.

3.7. Estimation de la performance

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

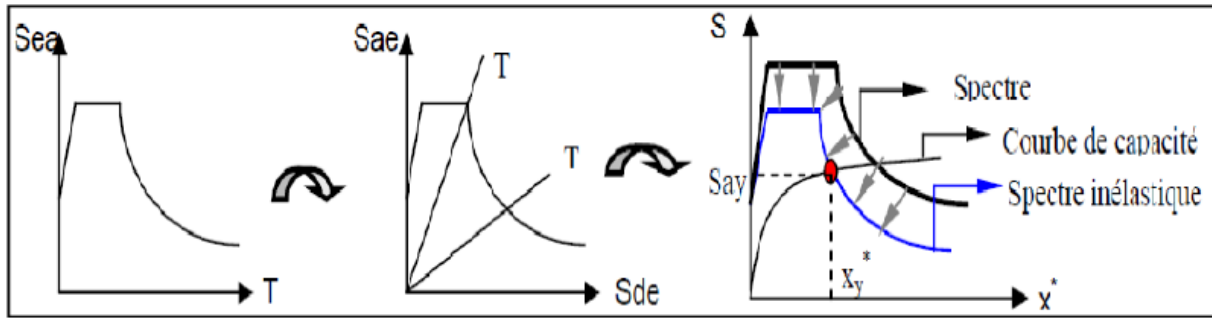


Figure 3.5 : Détermination du point de performance. [12]

3.8. Les avantages de l'analyse pushover statiques non linéaires

Les procédures dynamiques non linéaires sont considérées pour être les procédures les plus précises pour l'analyse des structures exposées aux excitations de mouvement terrestres.

La profession d'ingénierie fait face à quelques difficultés en appliquant les procédures dynamiques non linéaires, tel que la complexité de la modélisation tridimensionnelle de la structure, de l'incertitude des propriétés structurales et le caractère aléatoire des données de mouvement de terrains exigés pour l'analyse.

En outre, un comportement hystérétique détaillé des éléments structuraux exigé pour l'analyse, qui ne peut pas être prédit avec fiabilité. Du point de vue pratique, l'analyse dynamique non linéaire n'est pas appropriée pour l'usage quotidien de conception, et pour l'instant, il est approprié pour la recherche et la conception des structures importantes.

D'autre part, les procédures statiques non linéaires n'ont pas besoin de toutes les données d'entrée exigées pour les procédures dynamiques non linéaires, dans l'analyse statique non linéaire, la structure est soumise à un mode de chargement latéral croissant qui est prédéfini en utilisant des règles sismiques, jusqu'à ce qu'un mécanisme local ou global soit réalisé.

La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes de la force et la déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de la structure. D'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous les éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte pendant le processus de conception, du point de vue pratique, les procédures statique non linéaires sont

plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamiques non linéaires.

La procédure statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une procédure dynamique non linéaire, dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques:

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux- poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans les quelles les demandes en déformation sont supposées être particulière durant la conception.
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimation des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet $P-\Delta$.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Dans les procédures statiques non linéaires, un modèle incorporant la propriété matérielle inélastique est exposé à un modèle de charge invariable jusqu'à ce que le déplacement cible au sommet soit atteint.

Après cela, les déformations et les forces internes induites sont déterminées. Les caractéristiques charge-déformation non linéaires de composants individuels et les éléments de la structure sont modélisés directement. Le modèle du bâtiment est soumis à des forces

latérales croissantes monotoniquement jusqu'au dépassement du déplacement cible ou la formation d'un mécanisme global.

Le déplacement cible est destiné pour représenter le déplacement maximum susceptible d'être éprouver pendant le tremblement de terre de conception.

Le déplacement cible peut être calculé par toute procédure qui prend en compte les effets de la réponse non linéaires sur l'amplitude de déplacement, puisque le modèle mathématique compte directement les effets de réponse non élastique matérielle, les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de ceux prévus pendant le tremblement de terre de conception, semblables aux procédures dynamique non linéaires, les résultats des procédures statiques non linéaires seront vérifiées en utilisant des critères d'acceptation applicables, ou les déplacements et les forces internes calculés sont comparés directement avec les valeurs permises. [10]

3.9. Limites de l'analyse statique non-linéaire « pushover »

Malgré que l'analyse pushover nous fournisse des réponses adéquates dans plusieurs cas, il garde toujours des cas non résolus, qui ont besoin d'être résolus à travers la recherche et le développement, parmi ces cas, nous citerons :

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- Problèmes en 3-D (effets orthogonalité, la direction de chargement, les diaphragmes semi-rigide, etc...).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.

Car l'analyse pushover de nature approximative et basé sur le chargement statique, il ne peut représenter les phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude, comme il ne peut détecter quelques modes de déformations importantes qui se produisent dans la structure soumis à un séisme sévère, comme il amplifie dans d'autres.

La réponse dynamique non-élastique, se différencie dans la majorité d'une façon significative de la réponse basée sur les modes de chargement statiques adaptatifs ou invariables spécialement si les effets de mode supérieur deviennent importants. [10]

4. Conclusion

De façon générale, la méthode d'analyse statique non linéaire définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux nous permet d'avoir le comportement non linéaire d'une structure comme elle donne des bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure. Elle permet aussi de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, elle peut aussi servir pour trouver le point de performance d'une structure et d'estimer l'endommagement. Malgré ces avantages, la méthode ne peut pas être considérée comme la solution générale pour toute sorte de cas, elle ne peut pas montrer tous les mécanismes possibles de défaillance, par ailleurs elle n'est pas efficace dans le cas des structures à forte irrégularités.

Chapitre 04

ETUDE DE CAS

CHAPITRE 4 ETUDE DE CAS

1. Introduction :

Dans ce chapitre, on présente les structures étudiées, on présente et discute les résultats des analyses pushover et modale spectrale effectuées sur les structures étudiées. Ensuite, on montre leurs mécanismes de ruine ainsi que leurs déplacements latéraux.

Enfin, une étude comparative est effectuée entre deux cas d'assemblage rigide (nœud poutre-poteau) rigide et semi-rigide (nœud flexible).

2. Description des structures étudiées

2.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques des structures étudiées

Pour étudier l'effet de la flexibilité des nœuds poutre-poteau, quatre structures (en 2D) ont été sélectionnées de la littérature [15, 16]. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de ces structures sont présentées dans le tableau et les figures suivants.

Tableau 4.1. Présentation des structures étudiées

Structure	Nombre des étages	Hauteur d'étage (m)		Langueur (m)	Chargement (KN/m)			Caractéristiques de béton (MPa)		Caractéristiques d'aciers (MPa)						
					G		Q	F _{c28}	E							
Structure 1	03	3	3.0	5,5	Terrasse	28		35	30000	450						
		2	3.0		Courant	30										
		1	3.0		Courant	30										
Structure 2	03	3	3.0	33	Terrasse	14					35	30000	450			
		2	3.0		Courant	15										
		1	3.0		Courant	15										
Structure 3	06	6	3.0	11	Terrasse	14								35	30000	450
		5	3.0		Courant	15										
		4	3.0		Courant	15										
		3	3.0		Courant	15										
		2	3.0		Courant	15										
		1	3.0		Courant	15										
Structure 4	06	6	03	15	Terrasse	23,2	4	25	32164,1 95	500						
		5	03		Courant	20,4	6									
		4	03		Courant	20,4	6									
		3	03		Courant	20,4	6									
		2	03		Courant	20,4	6									
		1	04		Courant	20,4	6									

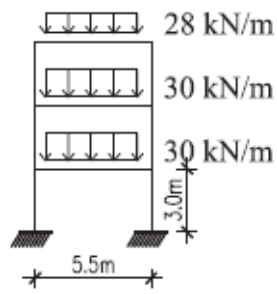


Figure 4.1. Structure 1.[15]

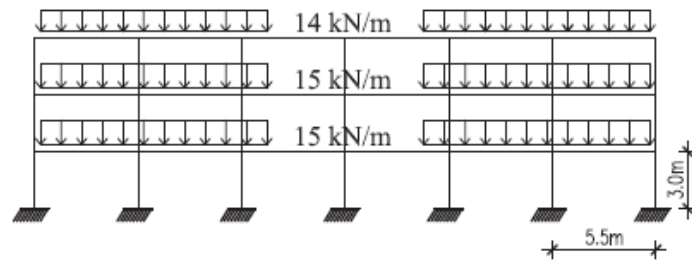


Figure 4.2. Structure 2. [15]

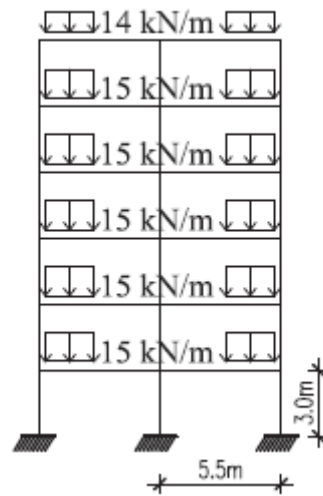


Figure 4.3. Structure 3. [15]

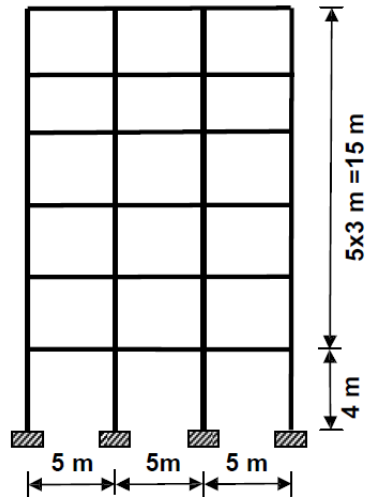


Figure 4.4. Structure 4. [16]

2.1.1. Ferrailage de différents éléments des structures étudiées

Les structures 1, 2 et 3 ont les mêmes dimensions des sections de béton de poutres et poteaux ainsi que leur ferrailage, que nous présentons dans les figures (4.5, 4.6).

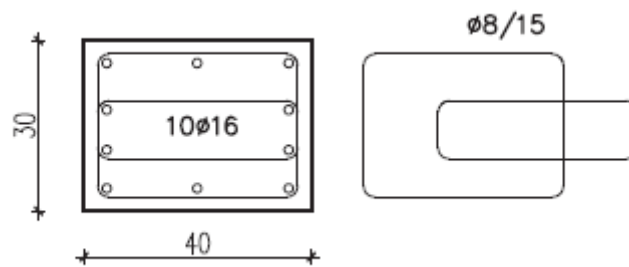


Figure 4.5. Ferrailage des poteaux des structures 1,2 et 3. [15]

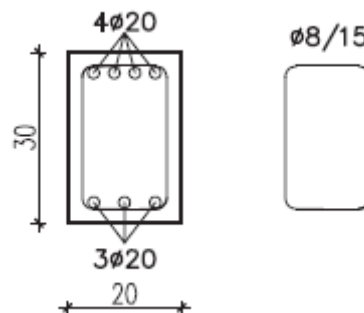


Figure 4.6. Ferrailage des poutres des structures 1,2, et 3. [15]

Les dimensions des sections des poutres et poteaux ainsi que leurs ferrailages pour la structure 4 sont présentés dans la figure suivante.

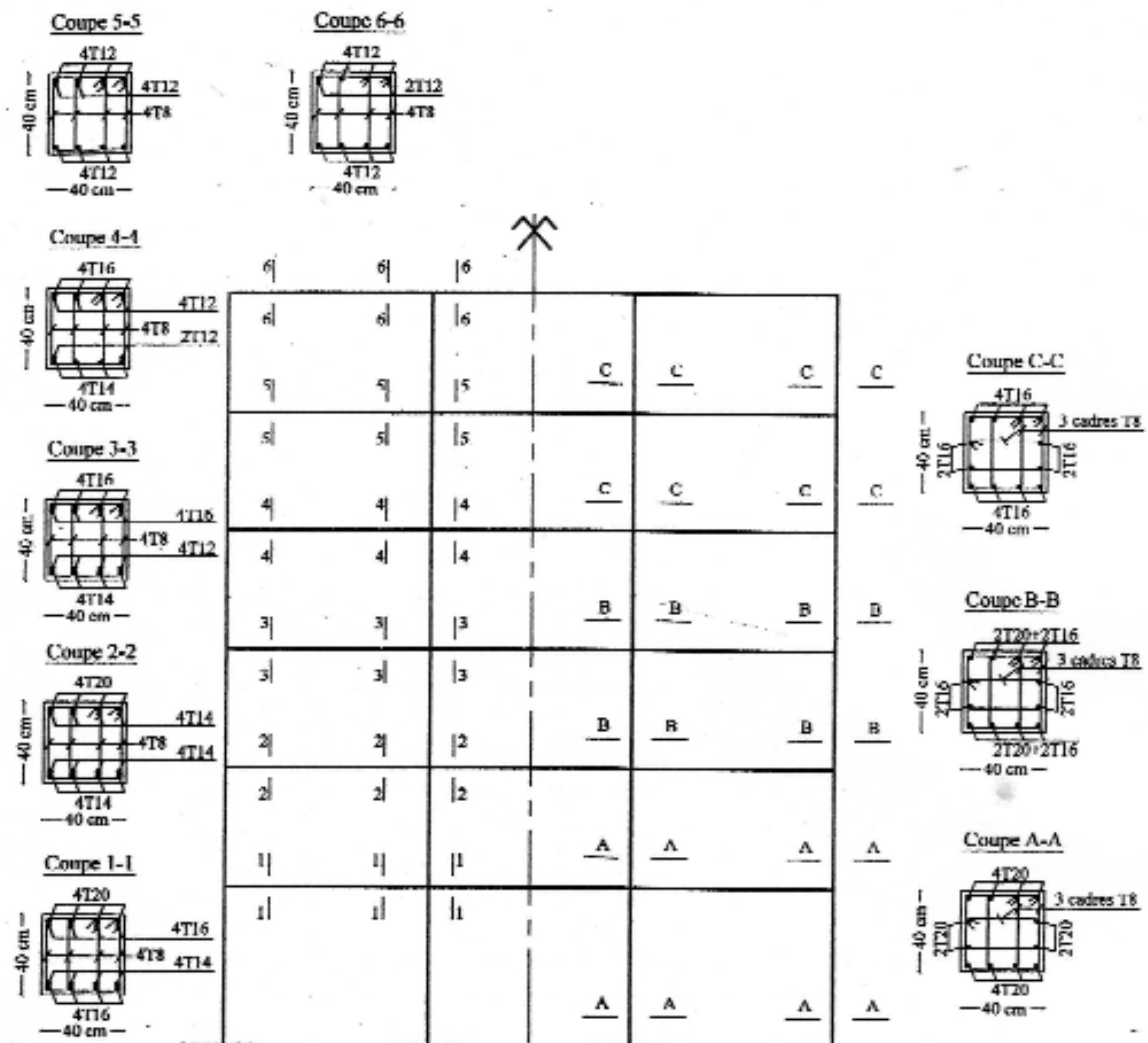


Figure 4.7. Ferrailage des poutres et poteaux de la structure 4. [16]

2.2. Modélisation des structures

Les nœuds poutre-poteau sont modélisés en utilisant un ressort (LINK ou bien PANEL ZONE). Le logiciel SAP2000 est utilisé dans notre étude. La loi de comportement des nœuds insérée est celle d'Alva et al [6]. Les caractéristiques de cette loi sont calculées utilisant les différentes formules présentées dans le chapitre 2. Par exemple, la figure 4.8 présente la loi de comportement des nœuds poutre-poteau de la structure 1.

Le reste des éléments (poteaux et poutres) sont considérés comme des éléments non-linéaires en utilisant l'approche des rotules plastiques aux extrémités de ces éléments.

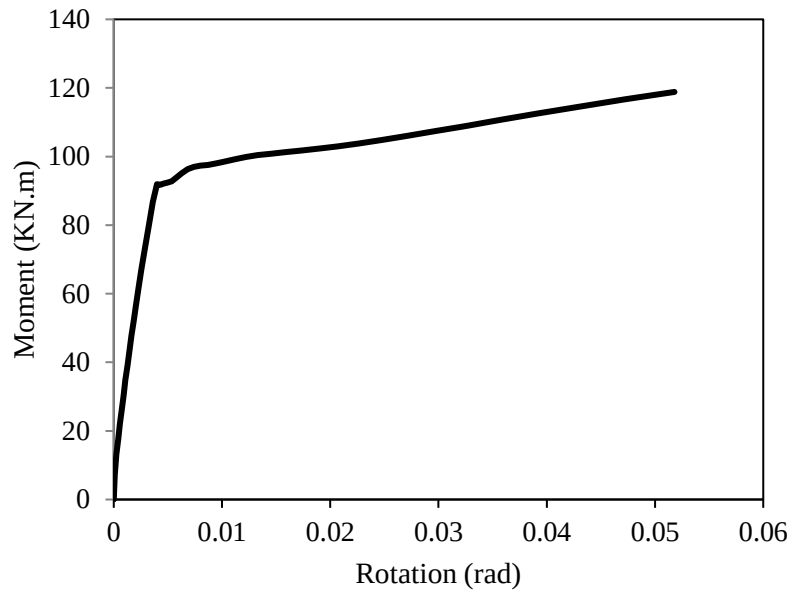


Figure 4.8. Courbe moment rotation des nœuds poutre-poteau de la structure 1.

Avant de commencer les analyses de ses structures. L'analyse des valeurs propres a été effectuée pour estimer les caractéristiques dynamiques préliminaires de ces structures, et donc justifier le choix des méthodes utilisées.

2.2.1. Analyse des valeurs propres

Les périodes propres et les participations massiques de chaque mode de vibrations (3 premiers modes) obtenus pour les structures étudiées sont donnés dans les tableaux (4.2, 4.3, 4.4 et 4.5)

Tableau 4.2. Périodes et participations massiques de la structure 1.

Mode	Période(s)	Participation massique
Mode 1	0,71268	0,79352
Mode 2	0,179843	0,15833
Mode 3	0,082293	0,04815

Tableau 4.3. Périodes et participations massiques de la structure 2.

Mode	Période(s)	Participation massique
Mode 1	0,5618	0,81434
Mode 2	0,1528	0,14231
Mode 3	0,075237	0,04323

Tableau 4.4. Périodes et participations massiques de la structure 3.

Mode	Période(s)	Participation massique
Mode 1	1,170633	0,78737
Mode 2	0,347486	0,11439
Mode 3	0,173978	0,0505

Tableau 4.5. Périodes et participations massiques de la structure 4.

Mode	Période(s)	Participation massique
Mode 1	0,946027	0,88049
Mode 2	0,301833	0,08625
Mode 3	0,167422	0,02281

A partir des tableaux (4.2 – 4.5) on peut voir que la participation massique de premier mode (mode fondamentale) est supérieure à 75% pour toutes les structures étudiées. Ce qui signifie que la méthode pushover conventionnelle est applicable pour toutes ces structures.

2.2.2. Méthodes d'analyse utilisées

Pour comprendre l'influence de la flexibilité des nœuds poutre-poteau sur le comportement global des structures en béton armé, deux types d'analyse sont choisis : analyse linéaire en utilisant l'analyse modale spectrale et analyse non linéaire en utilisant l'analyse en poussée progressive « pushover ».

A. Analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul donné. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les spectres de réponse utilisés sont présentés sur la figure 4.9. [15, 16]

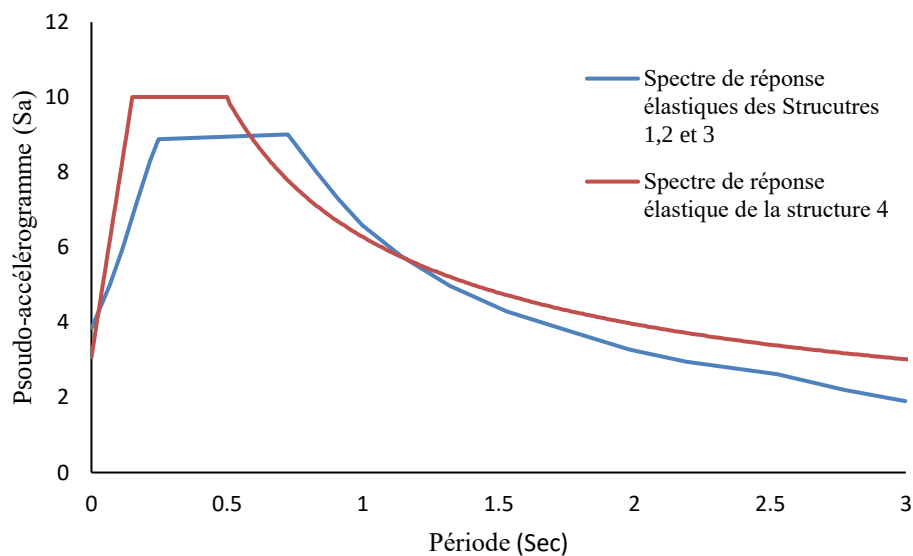


Figure 4.9. Spectres de réponses utilisés.

B. Analyse en poussée progressive « pushover » :

L'analyse pushover conventionnelle est applicable pour toutes les structures. Les étapes de cette analyse sont détaillées dans le chapitre 3. Les spectres de réponses de la figure 4.7 sont utilisés dans cette méthode pour comparer les résultats des deux méthodes.

3. Résultats et discussion

Les résultats des deux analyses effectuées sont présentés en ce qui suit en terme de déplacements des étages, déplacement inter-étage, effort tranchant à la base ...etc.

3.1. Résultats de l'analyse modale spectrale

3.1.1. Déplacement et déplacement inter-étage

Les résultats en terme de déplacement et déplacement inter-étage des structures étudiées sont présentés dans les figures suivantes (pour le cas des nœuds rigides).

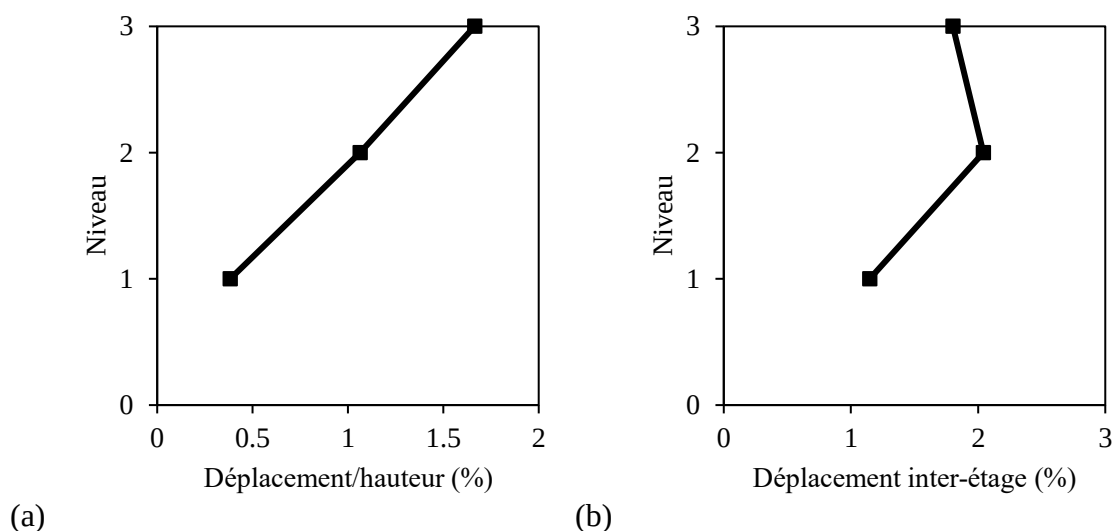


Figure 4.10. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 1

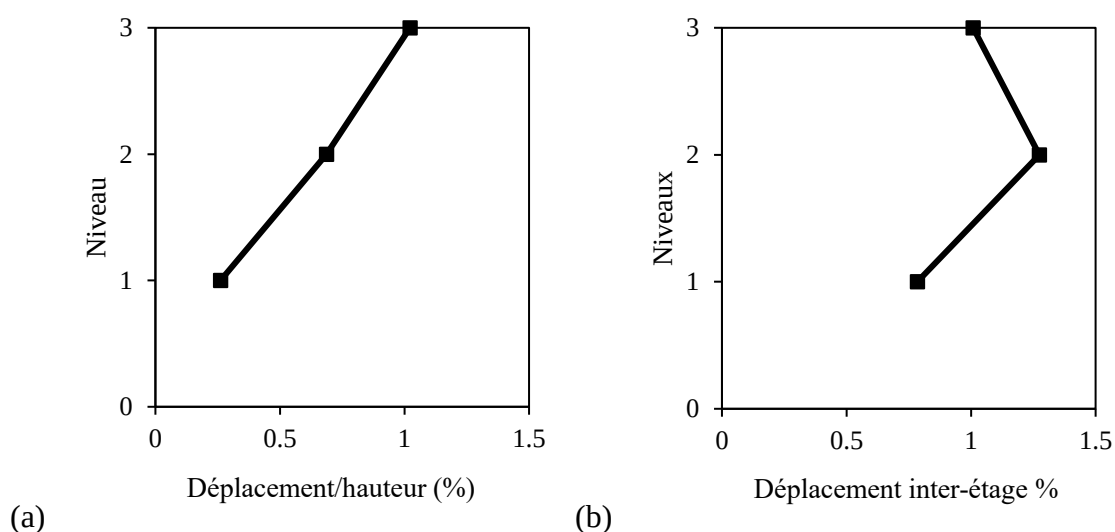


Figure 4.11. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 2

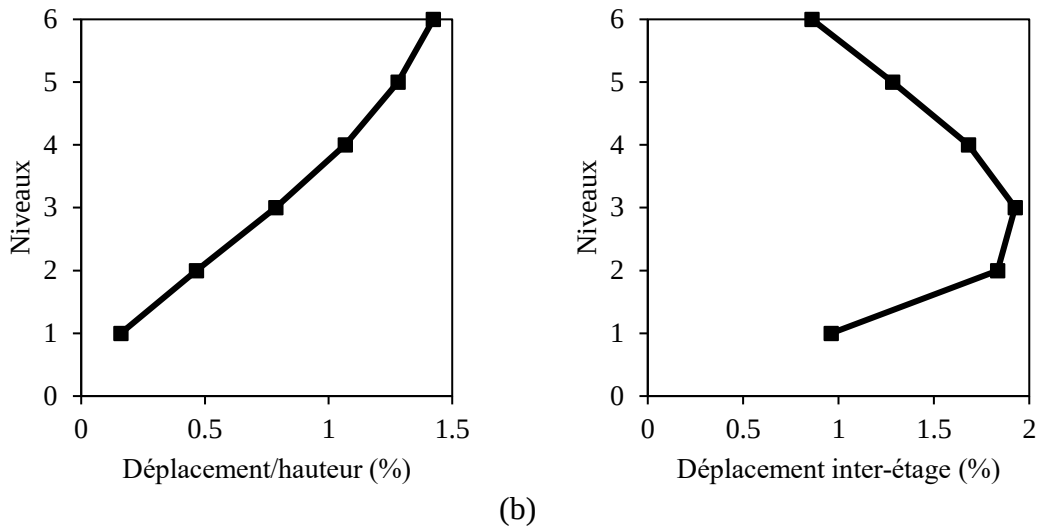


Figure 4.12. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 3

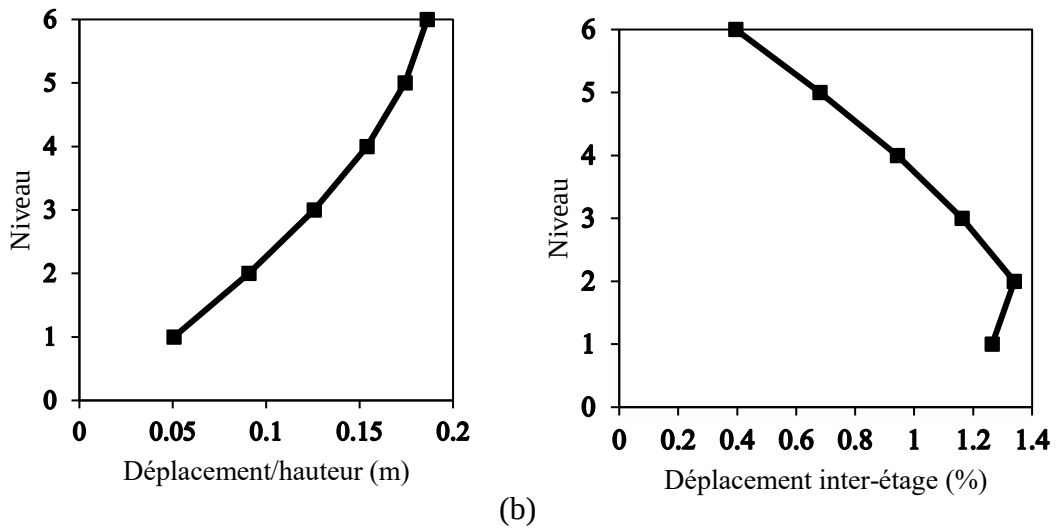


Figure 4.13. Profile de a) déplacements b) déplacement inter-étage de la structure 4

Pour la plupart des structures, la valeur maximale de déplacement inter-étage est généralement celle des étages inférieurs (2^{ème} étage).

3.1.2. Effort tranchant de chaque étage

Les efforts tranchants dans chaque étage des structures étudiées sont aussi présentés dans les figures suivantes (cas des nœuds rigides)

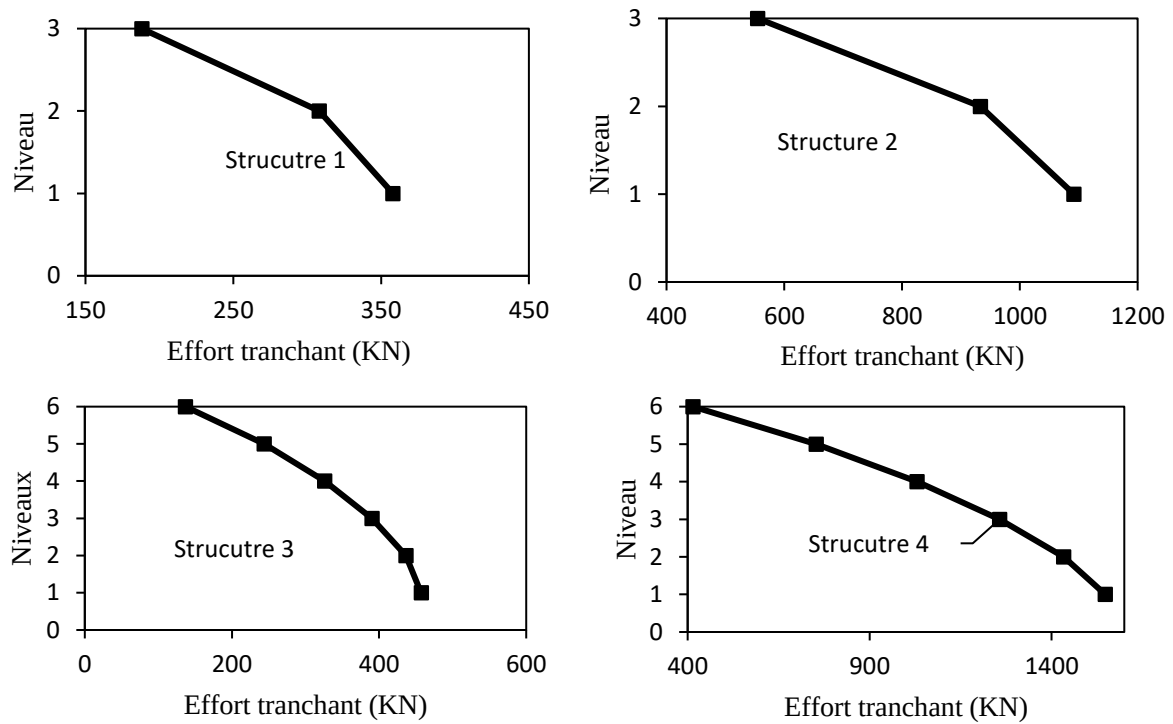


Figure 4.14. Diagrammes des efforts tranchant des étages de chaque structure

3.2. Résultats de l'analyse Pushover

Les résultats obtenus pour les deux types des structures (cas nœuds rigides et cas nœuds semi-rigides) sont représentées par les figures au-dessous.

3.2.1. Déplacement et déplacement inter-étage

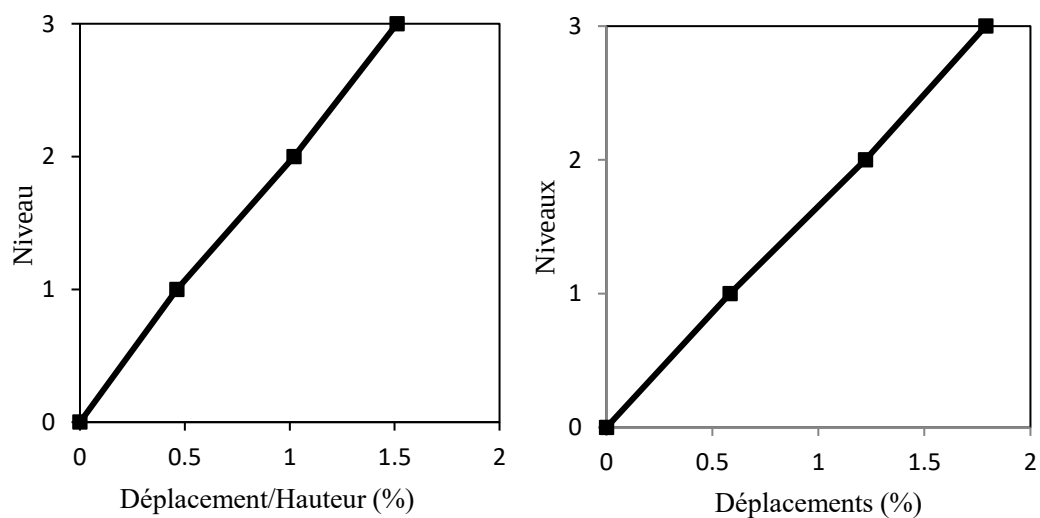


Figure 4.15. Profil de déplacement de la structure 1 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

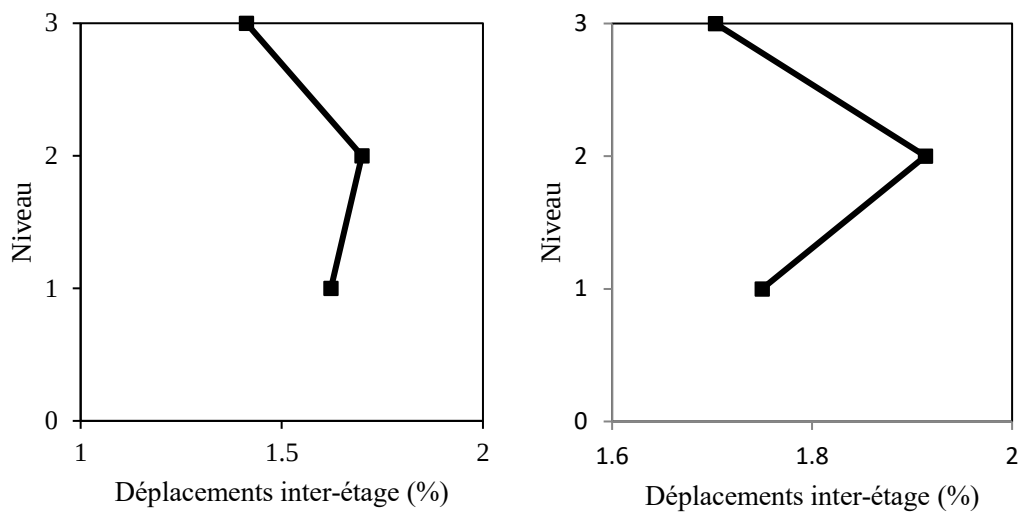


Figure 4.16. Déplacement inter-étage de la structure 1 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

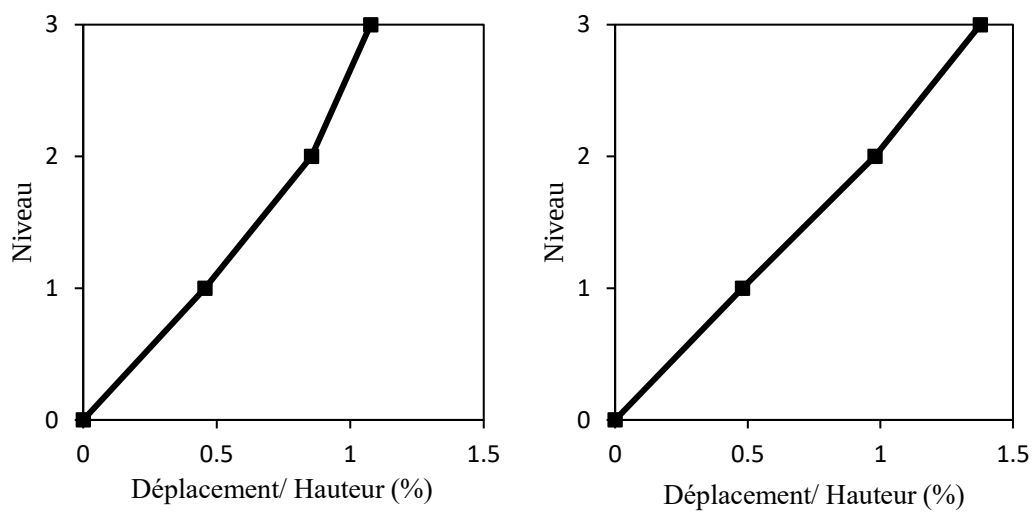


Figure 4.17. Profil de déplacement de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

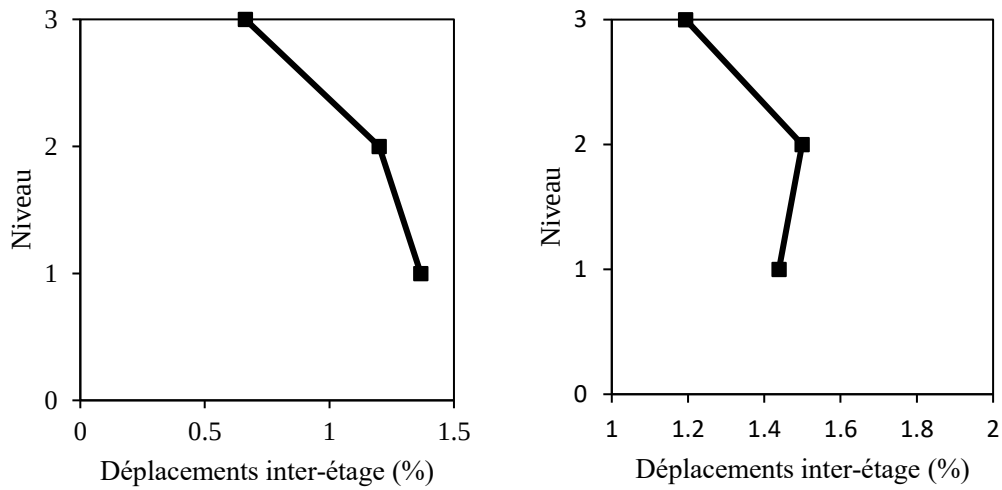


Figure 4.18. Déplacement inter-étage de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

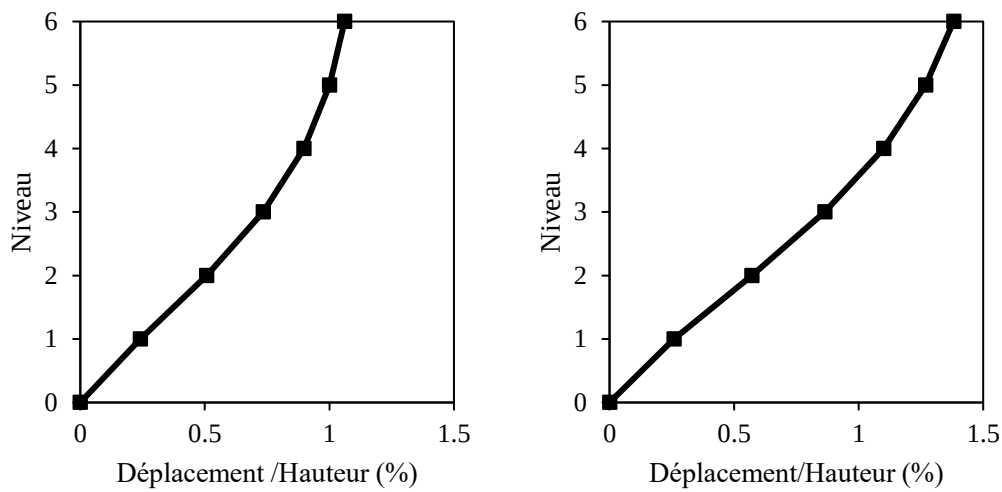


Figure 4.19. Profil de déplacement de la structure 3 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

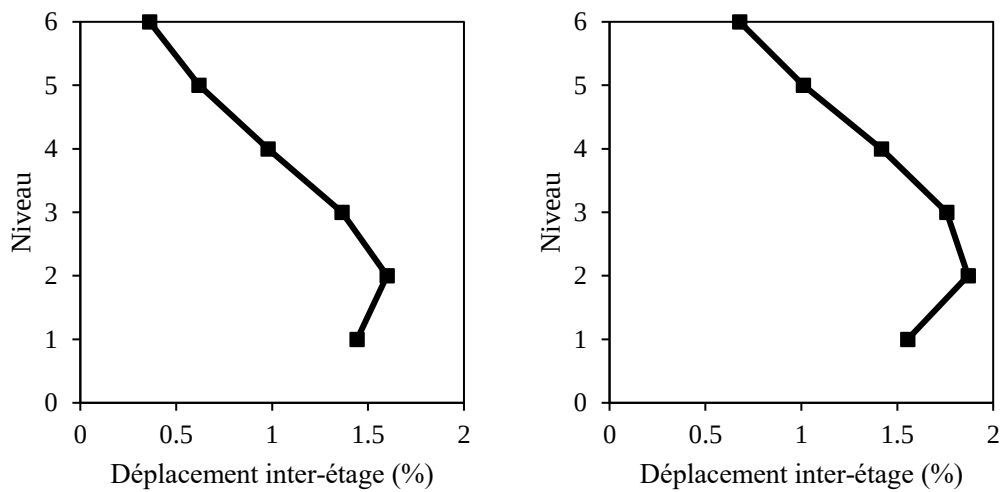


Figure 4.20. Déplacement inter-étage de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

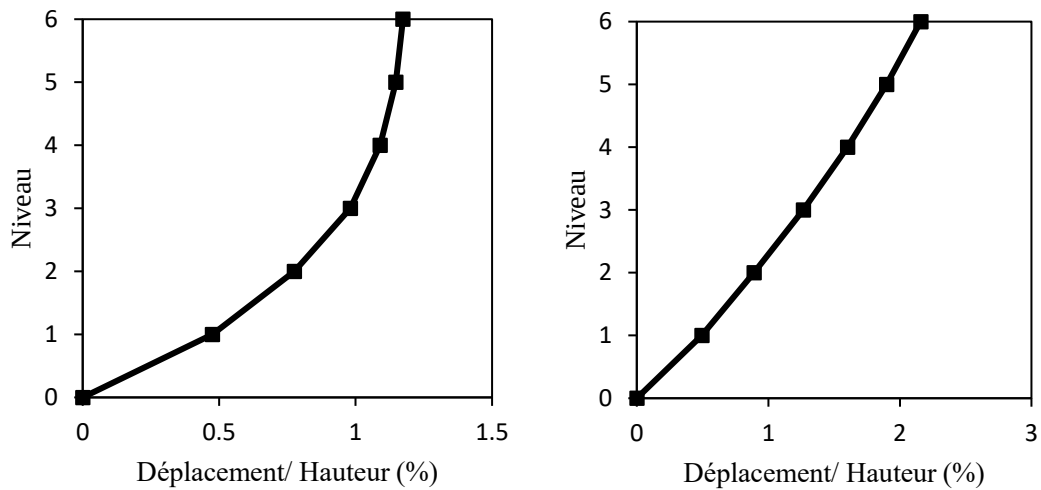


Figure 4.21. Profil de déplacement de la structure 4 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

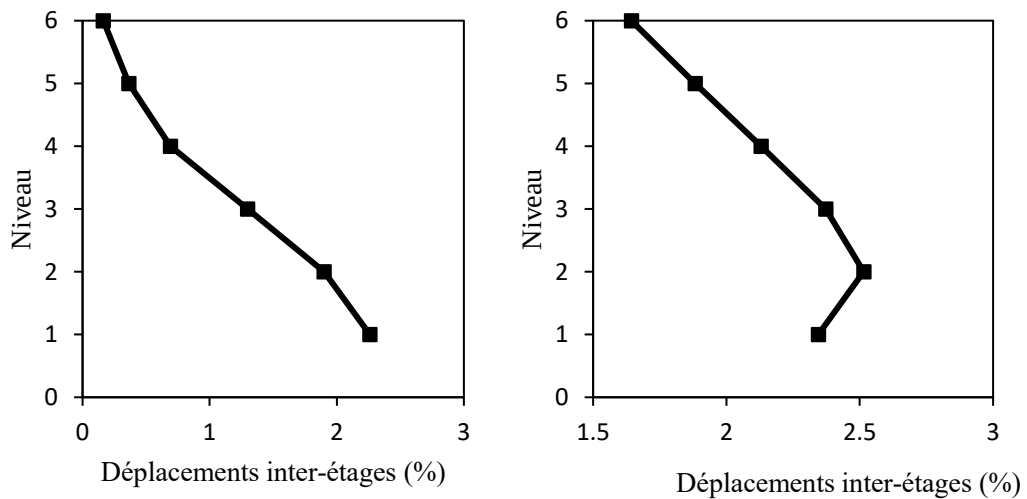


Figure 4.22. Déplacement inter-étage de la structure 2 a) nœuds rigide, b) nœuds semi-rigides.

On peut observer que le déplacement et le déplacement inter-étage est augmenter dans le cas des nœuds semi-rigide (flexibles). Cette observation est pour toutes les structures étudiées.

3.2.2. Courbe de capacité

Les courbes de capacité (pushover) des structures étudiées sont présentées par les figures (4.23; 4.24; 4.25 et 4.26)

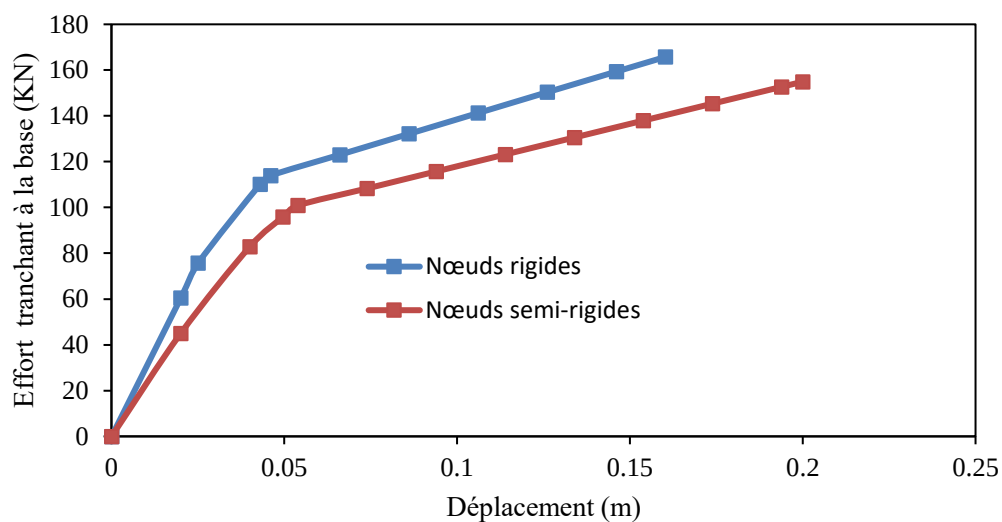


Figure 4.23. Courbe de Pushover da la structure 1.

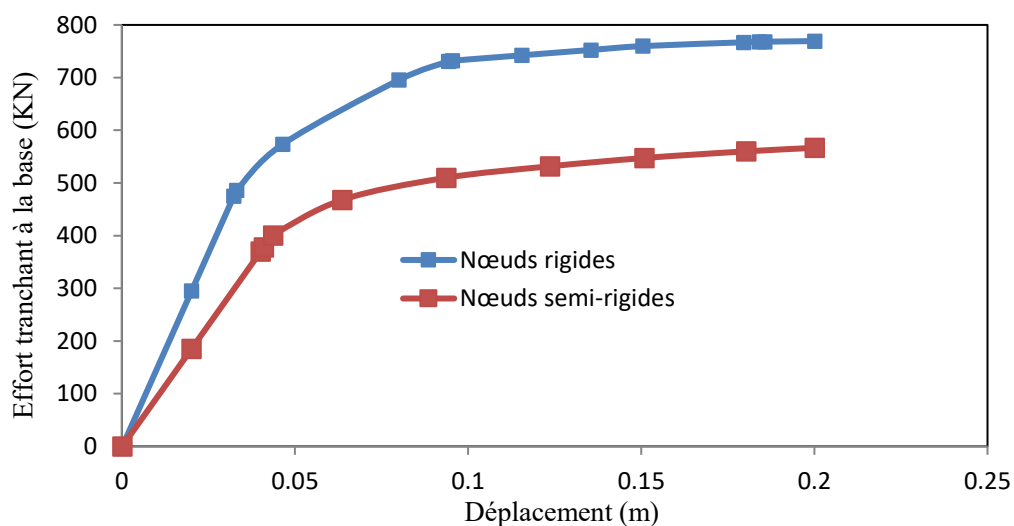


Figure 4.24. Courbe de Pushover da la structure 2.

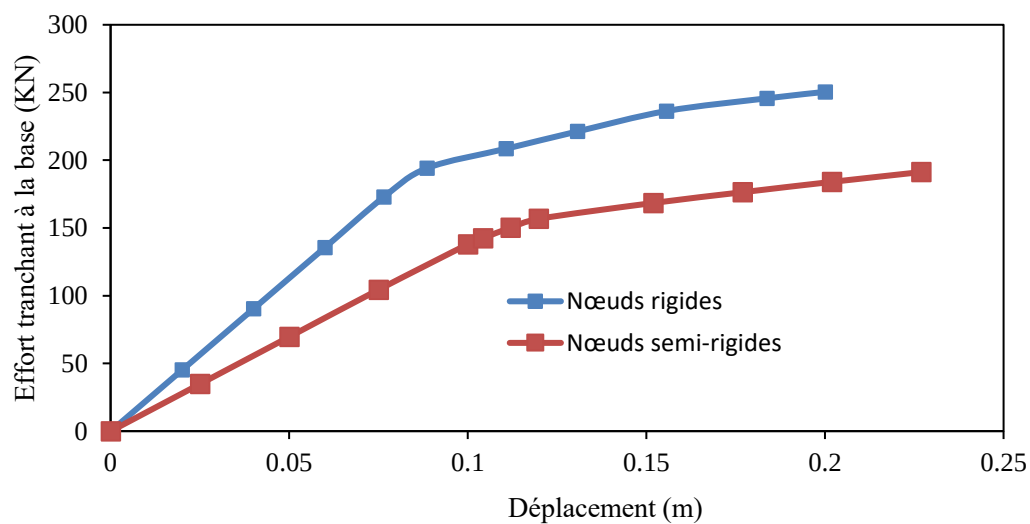


Figure 4.25. Courbe de Pushover da la structure 3.

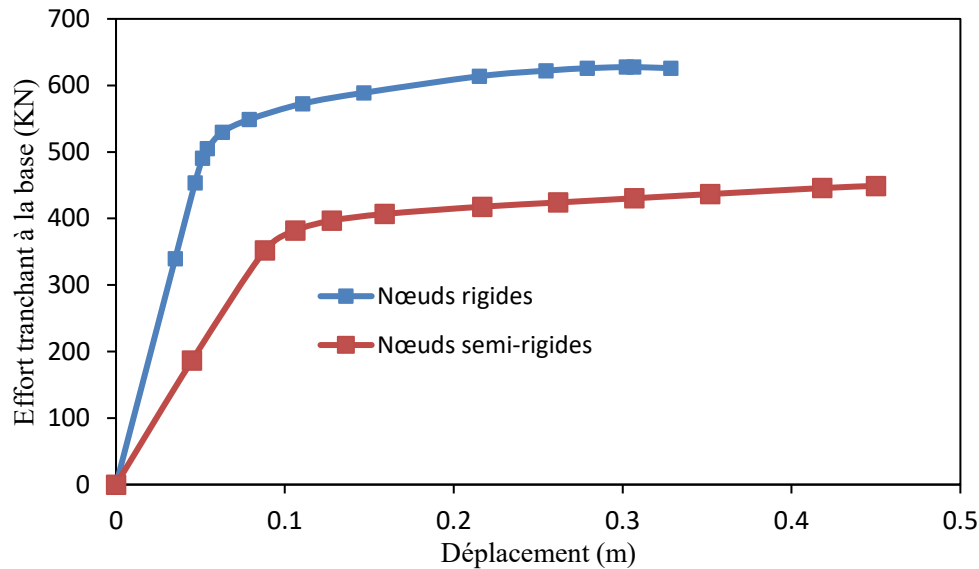


Figure 4.26. Courbe de Pushover da la structure 4.

Les courbes de capacité nous montrent l'influence de la flexibilité des nœuds dans le comportement global des structures. La remarque la plus important est que la résistance de la structure est diminuée si on modélise les nœuds comme semi-rigide. Mais au contraire, on peut remarquer que la ductilité des structures est augmentée dans le cas d'assemblage semi-rigide.

3.2.3. Les valeurs de déplacement max

Tableau 4.6. Points des performances des structures étudiées.

Structures	Point des performance (V ; D)	
	Cas nœuds rigides	Cas nœuds semi-rigides
Structure 1	(157,670 KN ; 0,142 m)	(140,503 KN ; 0,161 m)
Structure 2	(732,657 KN ; 0,097 m)	(531,942 KN ; 0,124 m)
Structure 3	(247,797 KN ; 0,191 m)	(196,192 KN ; 0,247 m)
Structure 4	(615,444 KN ; 0,223 m)	(444,511 KN ; 0,410 m)

Les points de performance nous montrent que le déplacement max de chaque structure augmente dans le cas du nœud semi-rigide par apport au cas du nœud rigide.

3.2.4. Mécanisme de ruine

Les mécanismes de ruine des structures étudiées sont présentés dans les figures suivantes pour les deux cas d'assemblages (rigide et semi-rigide).

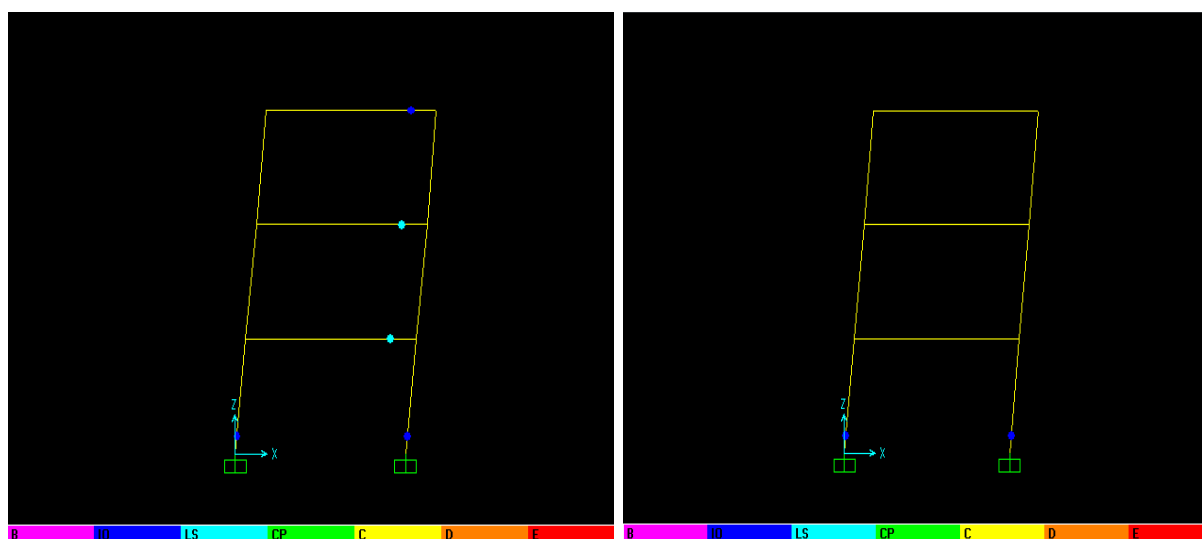


Figure 4.27. Mécanisme de rupture de la structure 1 cas nœuds rigides et semi-rigides. [14]

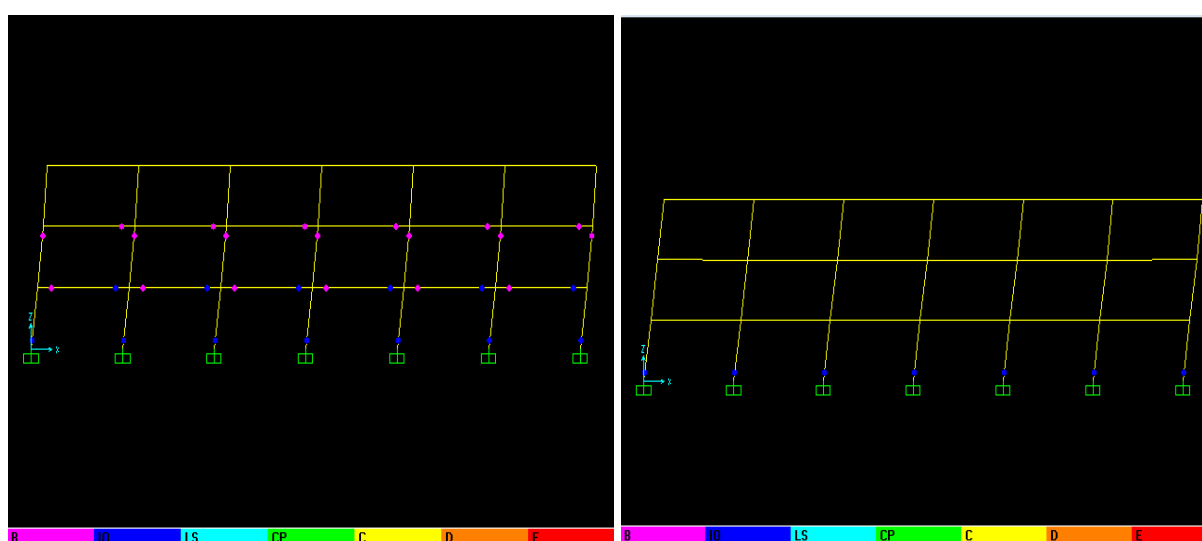


Figure 4.28. Mécanisme de rupture de la structure 2 cas nœuds rigides et semi-rigides. [14]

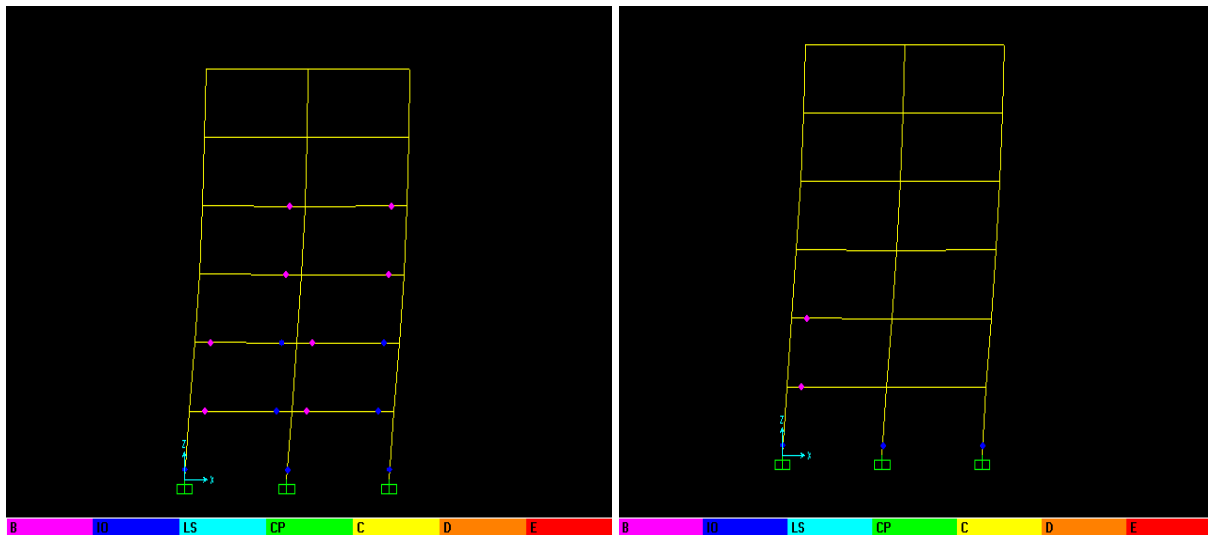


Figure 4.29. Mécanisme de rupture de la structure 3 cas nœuds rigides et semi-rigides. [14]

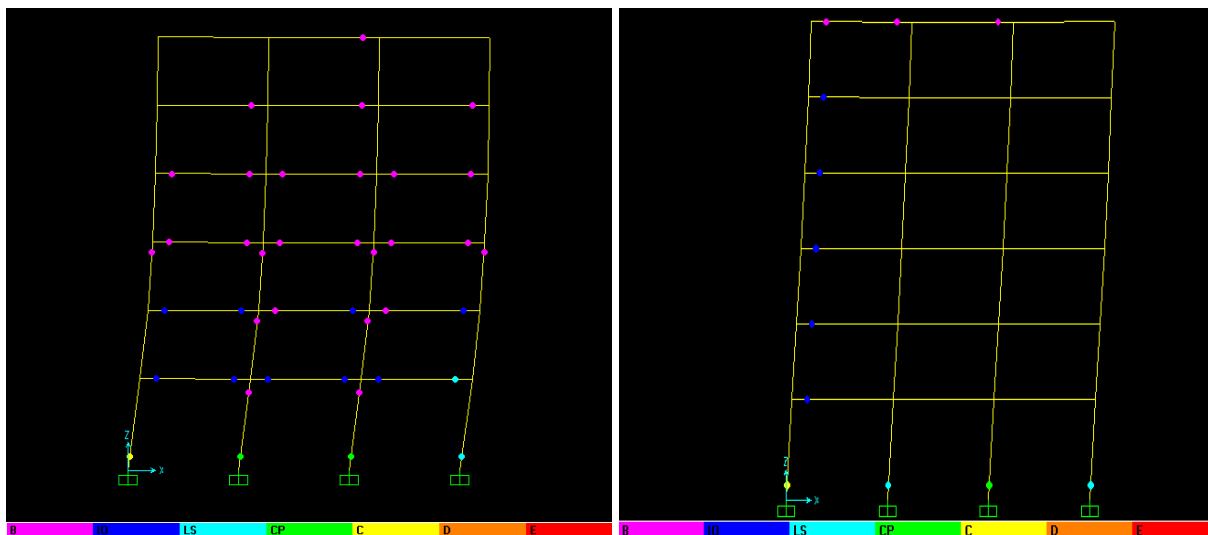


Figure 4.30. Mécanisme de rupture de la structure 4 cas nœuds rigides et semi-rigides. [14]

Les figures (4.27; 4.28; 4.29 et 4.30) nous montrent clairement l'influence de la flexibilité des nœuds sur la distribution des rotules plastique (pour le déplacement max) sur les éléments des structures. Les rotules plastiques apparaissent sur les poutres ensuite sur les poteaux de l'RDC dans le cas des nœuds rigides pour toutes les structures étudiées. Mais, dans le cas des nœuds semi-rigide on peut voir que les rotules plastiques apparaissent seulement sur les pieds des poteaux de l'RDC. On peut justifier ce phénomène par la dissipation de l'énergie des nœuds (Flexibilité des nœuds) ou les nœuds semi-rigides dissipent une grande partie de l'énergie sismique et dans ce cas les poutres restent dans le domaine élastique.

4. Conclusion

Dans ce chapitre, une étude comparative a été faite entre deux cas d'assemblages (rigide et semi-rigide) pour 4 structures en béton armé. L'analyse modale spectrale et l'analyse pushover sont utilisées pour décrire le comportement linéaire et non linéaire de ces structures.

On peut conclure que l'effet de la flexibilité des nœuds est très important dans les structures en béton armé. La réponse sismique est augmentée et dans ce cas, il faut être prudent lors de la modélisation de ces éléments.

Conclusion générale

Conclusion générale

Bien que les assemblages poutre-poteau monolithiques (structures en béton armé) soient généralement considérées comme entièrement rigides, les résultats expérimentaux ont déjà montré qu'il existe des rotations relatives dans ces assemblages. L'existence d'une rigidité plus faible dans les assemblages poutre-poteau partiellement retenus entraîne une redistribution des efforts internes dans la structure, ce qui entraîne des valeurs plus élevées pour les paramètres de stabilité globale (déplacement inter-étage, ...etc.).

D'après les résultats obtenus par le modèle analytique discutés dans ce mémoire, il a été observé que la prise en compte de la déformabilité des nœuds peut diverger de manière pertinente avec l'hypothèse conventionnelle des nœuds rigides. Dans les simulations numériques, des valeurs de résistance faible et une augmentation de la ductilité ont été obtenues dans la plupart des cas où les assemblages sont considérés comme semi-rigides. En plus de ça, les déplacements et les déplacement-inter-étages dans le cas des nœuds flexibles sont plus élevés que ceux dans le cas des nœuds rigides.

L'existence d'assemblages moins rigides conduit à des situations plus critiques pour la stabilité globale de la structure. En général, l'augmentation des paramètres de stabilité globale (déplacements, déplacements inter-étages, effets de second ordre...etc.) due à la prise en compte de l'assemblage partiellement rigides peut conduire à des solutions différentes dans la conception structurelle par rapport aux solutions obtenues en supposant l'hypothèse de connexions totalement rigides.

Compte tenu des résultats obtenus dans ce mémoire, il est recommandé de prendre en compte la rigidité des assemblages poutre-poteau dans la conception de structures en béton coulé sur place (structures monolithiques). Il existe des outils dans les programmes de calcul commerciaux pour le calcul des structures en béton qui tiennent compte de cette influence. Il appartient à l'ingénieur en structure d'utiliser cette option avec un bon jugement lors de l'examen de la rigidité des assemblages dans l'analyse structurelle.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Akanshu Sharma. “Seismic Behavior and Retrofitting of RC Frame Structures with Emphasis on Beam-Column Joints – Experiments and Numerical modeling”. Rapport de recherche, Indian.2013
- [2] Akanshu Sharma, G.R. Reddy, K.K. Vaze. “Nonlinear seismic analysis of reinforced concrete framed structures considering joint distortion”. BARC/2011/E/026. Government of India Atomic Energy Commission, 2011.
- [3] Yasmin Zouhir Murad. “Analytical and Numerical Assessment of Seismically Vulnerable Corner Connections under Bidirectional Loading in RC Framed Structures”. Thèse de doctorat. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London. 2016.
- [4] BURSI, O. S., DUSATTI, T. & PUCINOTTI, R. 2009. A reconnaissance report, L’Aquila Earthquake. Italy: <http://www.reluis.it>.
- [5] Rahmani Kadarningsih, Imam Satyarno, Muslikh, Andreas Triwiyono. “Proposals of beam column joint reinforcement in reinforced concrete moment resisting frame : A literature review study”. Procedia Engineering , December 2014.
- [6] Gerson Moacyr Sisniegas Alva. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs. “Moment–rotation relationship of RC beam-column connections: Experimental tests and analytical model”. University of Santa Maria, Brazil.2013.
- [7] J.B.Santos, T.J.Da Silva, G.M.S.Alva. “Influence of the stiffness of beam-column connections on the structural analysis of reinforced concrete buildings”. Uruaçu, GO, Brasil. 2018 IBRACON.
- [8] Sarakot Hasan, Marcelo de A.Ferreira, Kim S.Elliott. “A theoretical investigation on the moment continuity of precast concrete beam-column connections under gravity loads”. Conference paper *fib Symposium PRAGUE 2011*. June 2011. 3
- [9] Anna C.Birely , Laura N.Lowes, Dawn E.Lehman . “A model for the practical nonlinear analysis of reinforced-concrete frames including joint flexibility”. Civil and Environmental Engineering, University of Washington, Seattle, WA 98195, United States. 2012.456.460
- [10] Abdesslam Issam. “Analyse sismique des structures en béton armé par la méthode Pushover”. Mémoire de magister , Département de génie civil , Université Mohamed Khider– BISKRA. 2007.16.18

- [11] Mr TEDJDITI Ahmed Kamel. “Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale”. Mémoire de Master Département de génie civil Université Abou-Bekr. Belkaid-Tlemcen. 2017.44-46.
- [12] Benkhellat Sonia, Kassous Lilia. “La performance des structures auto-stables en béton armé”. Université A. MIRA-Bejaia. 2017.27-32
- [13] Mr HABBI Djamel. “Evaluation des mécanismes de ruine des structures auto-stables sous les séismes proches et lointains”. Mémoire de Magister . Université Mouloud MAMMERI de TiziOuzou.30
- [14] Computers and Structures Inc. (CSI) SAP2000NL, (2013), Berkeley, CA,USA.
- [15] Paolo Giorgi, Roberto Scotta. “Validation and improvement of N1 method for pushover analysis”. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering University of Padova, Padova, Italy. 11 October 2013.143.144
- [16] HAMDANI Naima. “Influence de l’irrégularité en élévation de structures en portique en béton armé sur leur comportement sismique”. Mémoire de magister,Département de génie civil Universite Mouloud Mammeri Tizi-ouzou. 27 Juin 2012.7.21