



Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département de Génie Civil et Hydraulique

Réf : .....

جامعة محمد خيضر بسكرة  
العلوم والتكنولوجيا قسم الهندسة  
المدنية والري  
المرجع: .....

**Thèse de Doctorat LMD**  
**Spécialité : GENIE CIVIL**  
**Option : STRUCTURES**

---

## **Analyse de la performance sismique des bâtiments à structures mixtes dans les zones de forte sismicité.**

---

Présentée par :

**KHELAIPIA Akram**

Soutenue publiquement le :

**Devant le jury composé de :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Etablissement de rattachement</b>	<b>Désignation</b>
Ounis Abdelhafidh	Professeur	Université de Biskra	Président
Chebili Rachid	Professeur	Université de Biskra	Directeur de thèse
Zine Ali	MCA	Université de Biskra	Co- Directeur de thèse
Dimia Mohamed Salah	MCA	Université de Batna 2	Examineur
Abdessalem Issam	MCA	Université de Biskra	Examineur



## Remerciements

Cela a été un voyage vraiment fructueux rempli de nouvelles expériences tant sur le plan académique que personnel. Cependant, comme toute expérience dans notre vie, cette expérience n'a pas été exempte de moments difficiles. Elle n'aurait pas été possible sans la contribution et le soutien des personnes bienveillantes qui m'ont accompagné tout au long de ce processus. Dans les paragraphes suivants, je voudrais exprimer ma gratitude la plus sincère et mon appréciation pour ceux qui m'ont aidé à accomplir ce parcours.

Tout d'abord, je voudrais exprimer ma gratitude sincère à mon superviseur, le professeur Chebili Rachid, pour avoir fourni les lignes directrices du travail sur lequel j'ai travaillé depuis notre première rencontre, ce qui m'a mis sur la bonne voie. Je lui suis également reconnaissant de m'avoir donné la liberté de poursuivre un travail indépendant et d'explorer les choses par moi-même. Je lui suis également reconnaissant pour sa supervision compétente, ses encouragements continus et son soutien inconditionnel lors de la préparation de cette thèse. Pour être un professeur et superviseur exceptionnel.

Deuxièmement, je voudrais exprimer ma gratitude spéciale au Dr. Zine Ali, Guettala Salah et Adjeroud Meryem Ikram. Je le remercie de m'avoir donné l'opportunité de parcourir ce long et difficile chemin sous sa co-direction. Je n'oublierai jamais toutes les opportunités, toute la confiance et tout le savoir qu'il m'a transmis, pour son soutien inconditionnel et son amitié, toujours avec un enthousiasme unique et une énorme volonté de parler de la science et de la vie. Merci.

Je remercie Pr. Ounis Abdelhafidh, d'avoir accepté de présider le jury de thèse. Mes remerciements aussi à Dr. Dimia Mohamed Salah et Dr. Abdesslem Issam, qui ont bien voulu examiner le présent travail et faire partie du jury. Je leur suis très reconnaissant d'y avoir consacré une partie de leur temps si précieux.

Je voudrais exprimer ma gratitude sincère au professeur Taallah Bachir pour leur motivation pendant les périodes difficiles. J'apprécie leur comportement amical, leur soutien inconditionnel et leurs idées innovantes pleinement encourageantes.

Je voudrais également exprimer mes sincères remerciements au Dr Belarbi M. Ouejdi et Dr. Kechai Abdelhak, pour leur amitié et leur aide. Leurs opinions, encouragements et optimisme ont été fondamentaux pendant ce voyage.

Je tiens également à exprimer ma profonde appréciation aux collègues et amis du Laboratoire de recherche en génie civil, du Département de génie civil, de l'Université de Biskra

Parce que la famille est le soutien de nos vies, ce travail n'aurait pas été possible sans le soutien et l'inspiration de ma mère, mon père, mon sœur et mon frère. Tous étaient présents dans chaque mot de cette thèse. Ils ont été la base de ma force et de mon ambition depuis ma naissance. Merci d'avoir toujours été là pour moi. À mon père, pour tout ce que tu as fait pour moi, je lui suis également profondément reconnaissant pour son aide dans l'édition de certains paragraphes de cette dissertation.

Akram KHELAIFIA

# Contributions aux publications et conférences

## Publications Internationales

1. **Khelaifia, A.**, Zine, A., Guettala, S. et al. Assessment of the position and quantity of shear walls their correlation with building height on the seismic nonlinear performance. *Asian Journal of Civil Engineering* 25 (8), 5925-5937 (2024). <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01154-1>
2. **Khelaifia, A.**, Chebili, R. & Zine, A. Impact of the position and quantity of shear walls in buildings on the seismic performance. *Asian Journal of Civil Engineering* 25 (1), 953-964 (2024). <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00824-w>
3. Guettala, S., **Khelaifia, A.**, Chebili, R. et al. Effect of infill walls on seismic performance of multi-story buildings with shear walls. *Asian Journal of Civil Engineering* 25 (5), 3989-3999 (2024). <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01025-9>
4. Guettala, S., **Khelaifia, A.**, Abdesselam, I. et al. Assessment of seismic fragility of 3D reinforced concrete structures with masonry infill walls under different distribution arrangements. *Asian Journal of Civil Engineering* 25 (7), 5525-5532 (2024). <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01126-5>
5. Guettala, S., Abdesselam, I., **Khelaifia, A.** et al. Advances in macro modeling for seismic performance assessment of infilled reinforced concrete structures. *Asian Journal of Civil Engineering* (2024). <https://doi.org/10.1007/s42107-024-01236-0>

## Conférences Internationales

1. **A. Khelaifia**, R., Chebili, A. Zine., The Influence of Shear Wall Position on Seismic Performance in Buildings, 1<sup>st</sup> International Conference on Civil and Earthquake Engineering, Annaba, Algeria, 12-14 December 2023

# Abstract

---

This study fills a crucial research gap by examining the optimal placement of shear walls, the ideal shear wall-floor area ratio, and their relationship with building height using non-linear static and dynamic analyses. The study employs performance-based seismic design principles, offering a comprehensive approach to seismic analysis and mitigation. Key results include capacity curves, inter-story drift, and performance levels from both non-linear static and dynamic analyses. The findings highlight that increasing the shear wall ratio enhances structural rigidity and reliability in terms of inter-story drift, crucial for achieving the desired performance levels. For instance, a 1.0% shear wall ratio is necessary for a 7-story building, while a 1.5% ratio is essential for a 14-story structure. However, exceeding these ratios can lead to excessive performance levels, proving uneconomical as structural elements operate close to the elastic range. Furthermore, the study shows that concentrating shear walls in the middle of the structure yields superior performance compared to peripheral distributions. Shear walls that completely infill the frame and form compound shapes (e.g., Box, U, and L) enhance reliability, while incomplete shear walls reduce stiffness, leading to the deterioration of short beams. This confirms the reliability of both non-linear static and dynamic analyses, providing valuable insights for optimizing building designs for improved seismic performance.

**Keywords:** Performance level; Shear wall; Nonlinear dynamic analysis; Nonlinear static analysis; Performance-based seismic design.

# Résumé

---

Cette étude comble une lacune cruciale dans la recherche en examinant le placement optimal des voiles, le ratio idéal entre la surface des voiles et celle du plancher, ainsi que leur relation avec la hauteur des bâtiments, en utilisant des analyses statiques et dynamiques non linéaires. L'étude adopte des principes de conception sismique basée sur la performance, offrant une approche complète pour l'analyse et l'atténuation sismiques. Les résultats clés comprennent les courbes de capacité, le déplacement inter-étage et les niveaux de performance issus des analyses statiques et dynamiques non linéaires. Les résultats mettent en évidence que l'augmentation du ratio des voiles renforce la rigidité structurelle et la fiabilité en termes de déplacement inter-étage, ce qui est crucial pour atteindre les niveaux de performance souhaités. Par exemple, un ratio des voiles de 1,0 % est nécessaire pour un bâtiment de 7 étages, tandis qu'un ratio de 1,5 % est essentiel pour une structure de 14 étages. Cependant, dépasser ces ratios peut entraîner des niveaux de performance excessifs, se révélant non économiques, car les éléments structurels fonctionnent près de la plage élastique. De plus, l'étude montre que la concentration des voiles au milieu de la structure offre une performance supérieure par rapport à des distributions périphériques. Les voiles qui remplissent complètement le portique et forment des formes composées (par exemple, Box, U et L) renforcent la fiabilité, tandis que les voiles incomplets réduisent la rigidité, entraînant la détérioration de poutres courtes. Cela confirme la fiabilité des analyses statiques et dynamiques non linéaires, fournissant des informations précieuses pour optimiser les conceptions de bâtiments en vue d'améliorer les performances sismiques.

**Mots-clés :** Niveau de performance ; voile ; Analyse dynamique non linéaire ; Analyse statique non linéaire ; Conception sismique basée sur la performance.

## ملخص

تسد هذه الدراسة فجوة بحثية حاسمة من خلال فحص الموقع الأمثل لجدران القص، ونسبة مساحة جدار القص إلى مساحة الأرضية المثالية، وعلاقتها بارتفاع المباني باستخدام التحليلات الثابتة والديناميكية غير الخطية. تعتمد الدراسة على مبادئ التصميم الزلزالي القائم على الأداء، مما يوفر نهجاً شاملاً للتحليل الزلزالي والتخفيف من تأثير الزلازل. تشمل النتائج الرئيسية منحنيات السعة، والانحراف بين الطوابق، ومستويات الأداء من كل من التحليلات الثابتة والديناميكية غير الخطية. تبرز النتائج أن زيادة نسبة جدران القص تعزز من صلابة الهيكل وموثوقيته من حيث الانحراف بين الطوابق، وهو أمر حاسم لتحقيق مستويات الأداء المطلوبة. على سبيل المثال، هناك حاجة إلى نسبة 1.0% من جدار القص لهيكل مكون من 7 طوابق، بينما تعتبر نسبة 1.5% ضرورية لهيكل مكون من 14 طابقاً. ومع ذلك، فإن تجاوز هذه النسب يمكن أن يؤدي إلى مستويات أداء مفرطة، مما يثبت أنه غير اقتصادي حيث تعمل العناصر الهيكلية بالقرب من النطاق المرن. علاوة على ذلك، تُظهر الدراسة أن تركيز جدران القص في وسط الهيكل يوفر أداءً أفضل مقارنة بالتوزيعات المحيطة. تعزز جدران القص التي تملأ الإطار بالكامل وتكون على شكل أشكال مركبة (مثل Box، U، و L) الموثوقية، بينما تؤدي الجدران غير الكاملة إلى تقليل الصلابة، مما يؤدي إلى تدهور الكمرات القصيرة. يؤكد ذلك موثوقية كل من التحليلات الثابتة والديناميكية غير الخطية، مما يوفر رؤية قيمة لتحسين تصميم المباني لتحسين الأداء الزلزالي.

**الكلمات المفتاحية:** مستوى الأداء؛ جدار القص؛ التحليل الديناميكي غير الخطي؛ التحليل الثابت غير الخطي؛

التصميم الزلزالي القائم على الأداء.

## Table des matières

Remerciements	
Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Table des matières	
Introduction Générale .....	1
Problématique .....	1
Objectifs de la thèse.....	2
Plan du mémoire de la thèse .....	2
<b>Chapitre 1. Révision Bibliographique .....</b>	<b>4</b>
1.1. Introduction .....	4
1.2. L'effet des voiles sur la performance sismique des structures en béton armé .....	5
1.3. Modélisation des voiles .....	11
1.3.1. Micro-modélisation des voiles.....	12
1.3.1.1. Méthode d'analyse par éléments finis .....	12
1.3.1.2. Modèle de fibre (Couche).....	12
1.3.2. Macro-modélisation des voiles .....	14
1.4. Le rapport surface des voiles / surface de plancher (SVSP).....	16
1.5. La conception sismique basée sur la performance (CSBP).....	19
1.5.1. Améliorations basées sur la performance des bâtiments existants .....	22
1.5.2. Nécessité d'une conception sismique basée sur les performances .....	22
1.5.3. Procédure de conception sismique basée sur les performances .....	23
1.5.4. Sélection des objectifs de la performance .....	24
1.5.5. Niveaux de risque sismique.....	26
1.5.6. Développer la conception préliminaire du bâtiment.....	32
1.5.7. Évaluer les performances.....	33

1.5.8. Conclusion .....	35
<b>Chapitre 2. Méthodes d'évaluation sismique pour les structures en béton armé.....</b>	<b>36</b>
2.1. Introduction .....	36
2.2. Analyse statique non linéaires (Pushover).....	36
2.3. Procédures Dynamiques Non Linéaires versus Procédures Statiques Non Linéaires ...	43
2.4. Méthode de Pushover .....	45
2.4.1. La méthode du spectre de capacité .....	46
2.4.2. La méthode N2 .....	51
2.5. Analyse statique non linéaire (ASN) dans les réglementation FEMA : Principes, limites et recommandations .....	57
2.5.1. Charge latérale du FEMA-273 .....	61
2.5.2. Méthode du Coefficient de Déplacement FEMA-273.....	62
2.5.3. Méthode du spectre de capacité de l'ATC-40.....	66
2.6. Analyse non linéaire de l'historique temporel .....	73
2.7. Conclusion .....	78
<b>Chapitre 3. Modèles de loi de comportement des matériaux .....</b>	<b>79</b>
3.1. Introduction .....	79
3.2. Comportement du béton .....	79
3.3. Modèle de béton non confiné .....	79
3.4. Modèle de béton confiné .....	81
3.5. Comportement de l'acier .....	85
3.6. Modélisation des éléments en béton armés .....	87
3.7. Validation de la Modélisation non linéaire des voiles.....	89
3.8. Conclusion .....	92
<b>Chapitre 4. Évaluation de la position et de la quantité des voiles et leur corrélation avec la hauteur des bâtiments sur la performance sismique non linéaire.....</b>	<b>93</b>
4.1. Introduction .....	93
4.2. Méthodologie.....	93

4.2.1. Conception parasismique basée sur la performance .....	93
4.2.2. Analyse non linéaire .....	94
4.2.3. Modèles de structures .....	96
4.2.3.1. Matériaux .....	97
4.2.3.2. Modélisation des éléments en BA .....	97
4.3. Résultats et discussion .....	98
4.3.1. Résultats de la structure à 7 étages .....	98
4.3.1.1. Un rapport des surfaces des voiles de 0,50 % .....	98
4.3.1.1.1. La capacité .....	98
4.3.1.1.2. Le déplacement inter-étage (DIE) .....	99
4.3.1.1.3. Analyse des dommages .....	101
4.3.1.2. Un ratio voile-surface de plancher de 1,00 % .....	102
4.3.1.2.1. La capacité .....	102
4.3.1.2.2. Le déplacement inter-étage (DIE) .....	104
4.3.1.2.3. Analyse des dommages .....	105
4.3.2. Résultats de la structure à 14 étages .....	106
4.3.2.1. Un ratio voile-surface de plancher de 1,00 % .....	107
4.3.2.1.1. Le déplacement inter-étage (DIE) .....	107
4.3.2.1.2. Analyse des dommages .....	107
4.3.2.2. Un ratio voile-surface de plancher de 1,50 % .....	108
4.3.2.2.1. La déplacement inter-étage (DIE) .....	108
4.3.2.2.2. Analyse des dommages .....	109
<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>111</b>
<b>Références.....</b>	<b>113</b>

## Liste des figures

### Chapitre 1. Révision Bibliographique

Figure 1.1 Systèmes mixtes voiles-portiques .....	5
Figure 1.2 Plan de construction avec un voile placé à des emplacements différents [4] .....	7
Figure 1.3 Modèle de bâtiment sans voile et avec voile placé à différentes positions [5] .....	8
Figure 1.4 Plan de construction avec un voile situé à divers emplacements [9] .....	9
Figure 1.5 Elément de poutre en fibre RC avec 5 points d'intégration gauss-lobatto .....	13
Figure 1.6 Le modèle en couches .....	13
Figure 1.7 a) Boucles d'hystérésis avec les effets du changement de la force axiale, b) Modèle hystérétique modifié de Takeda .....	15
Figure 1.8 a) Modèle à trois éléments linéaires, b) Modèle d'élément axial en série, c) Modèle à plusieurs éléments verticaux en série, d) Modèle modifié d'élément axial en série .....	16
Figure 1.9 diagramme de flux basé sur la performance .....	24
Figure 1.10 objectifs de performance des bâtiments .....	25
Figure 1.11 Représentation graphique des niveaux de performance [49] .....	30
Figure 1.12 Processus d'évaluation de la performance .....	34

### Chapitre 2. Méthodes d'évaluation sismique pour les structures en béton armé

Figure 2.1 Courbe de Pushover représentant la variation de la force de base avec le déplacement du sommet du bâtiment .....	37
Figure 2.2 Paramètres du système équivalent SDOF .....	37
Figure 2.3 Les caractéristiques force-déplacement des paramètres du système SDOF équivalent sont dérivées à partir de la courbe de Pushover de la structure MDOF. ....	40
Figure 2.4 Courbe bilinéaire .....	41
Figure 2.5 Spectre de demande inélastique et courbe de capacité .....	42
Figure 2.6 La représentation graphique de la méthode du spectre de capacité .....	46
Figure 2.7 La représentation au format AD (pseudo-accelération-déplacement) où les périodes naturelles sont indiquées par des lignes radiales .....	48

Figure 2.8 Système SDOF inélastique : (a) relation bilinéaire force-déplacement, (b) amortissement visqueux équivalent dû à la dissipation d'énergie hystérique .....	49
Figure 2.9 La méthode modifiée du spectre de capacité .....	51
Figure 2.10 Spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants au format AD ..	53
Figure 2.11 Procédure graphique pour évaluer la demande sismique d'un système équivalent SDOF .....	56
Figure 2.12 Idéalisations bilinéaires de la courbe de pushover.....	64
Figure 2.13 Le calcul de la rigidité latérale effective de FEMA-273 .....	66
Figure 2.14 Système SDOF inélastique pour la méthode du spectre de capacité : (a) relation bilinéaire force-déplacement, (b) calcul de l'amortissement visqueux équivalent.....	68
Figure 2.15 Variation du facteur de modification de l'amortissement en fonction de l'amortissement visqueux équivalent.....	69
Figure 2.16 Courbes de spectre de demande et de capacité du CSM.....	70
Figure 2.17 Illustration de la rigidité tangentielle et de la rigidité sécante .....	75
<b>Chapitre 3. Modèles de loi de comportement des matériaux</b>	
Figure 3.1. Modèle de Hognestad [104].....	80
Figure 3.2 Modèle de Mander pour le comportement du béton non confiné [105] .....	81
Figure 3.3 Modèle de Mander pour le comportement du béton confiné et non confiné [105] .....	82
Figure 3.4 Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire [105]. .....	84
Figure 3.5 Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction.....	85
Figure 3.6 Modèle de Park pour le comportement de l'acier [108] .....	86
Figure 3.7 Discrétisation en fibres du modèle numérique des éléments poutres/poteaux en béton armé .....	88
Figure 3.8 Discrétisation en fibres du modèle numérique des éléments voiles en béton armé .....	89
Figure 3.9 L'échantillon de mur de cisaillement testé (RW2).....	90

Figure 3.10 Le modèle éléments finis correspondant de l'échantillon RW2 et les charnières de fibres générées ..... 90

Figure 3.11 L'enveloppe des résultats des tests cycliques par rapport aux résultats du modèle ..... 91

#### **Chapitre 4. Évaluation de la position et de la quantité des voiles et leur corrélation avec la hauteur des bâtiments sur la performance sismique non linéaire**

Figure 4.1 Spectres de réponse des séismes sélectionnés ..... 95

Figure 4.2 Modèles analysés avec différents SVSP..... 96

Figure 4.3 La courbe de capacité ..... 98

Figure 4.4 L'effort tranchant à la base maximale et le déplacement ..... 99

Figure 4.5 Déplacement inter-étage pour la ASN ..... 100

Figure 4.6 Déplacement inter-étage pour la ADN ..... 100

Figure 4.7 Déformation structurelle des modèles de bâtiment induite par la ADN..... 102

Figure 4.8 La courbe de capacité ..... 103

Figure 4.9 L'effort tranchant à la base maximale et le déplacement ..... 103

Figure 4.10 Déplacement inter-étage pour la ASN ..... 104

Figure 4.11 Déplacement inter-étage pour la ADN ..... 105

Figure 4.12 Déformation structurelle dans les modèles de bâtiments induite par la ADN 106

Figure 4.13 Déplacement inter-étage pour ADN ..... 107

Figure 4.14 Déformation structurelle dans le modèle de bâtiment R2C induite par la ADN ..... 108

Figure 4.15 Déplacement inter-étage pour ADN ..... 109

Figure 4.16 Déformation structurelle dans les modèles de bâtiments induite par la ADN 110

## **Liste des tableaux**

### **Chapitre 1. Révision Bibliographique**

Tableau 1.1 Les objectifs de performance [49] ..... 26

Tableau 1.2 Niveaux de performance visée du bâtiment [53]..... 27

### **Chapitre 2. Méthodes d'évaluation sismique pour les structures en béton armé**

Tableau 2.1 Valeurs pour le facteur de modification  $C_0$ ..... 63

### **Chapitre 4. Évaluation de la position et de la quantité des voiles et leur corrélation avec la hauteur des bâtiments sur la performance sismique non linéaire**

Tableau 4.1 Enregistrements des mouvements du sol utilisés dans les différents modèles de configuration ..... 95

Tableau 4.2. Spécifications et détails des armatures des éléments en BA ..... 97

# Introduction Générale

---

## Problématique

Les structures des bâtiments sont traditionnellement conçues pour résister aux actions sismiques en utilisant des méthodes d'analyse basées sur un comportement élastique linéaire. Cependant, face à des séismes de forte intensité, ces structures peuvent entrer dans le domaine non linéaire, subissant ainsi des déformations importantes et compromettant leur stabilité. Avec les progrès récents dans le domaine de l'analyse non linéaire et le développement des outils de calcul informatique, de nouvelles méthodes d'analyse permettent aujourd'hui de suivre de manière plus précise l'évolution du comportement structurel, de l'initiation des charges jusqu'à la ruine partielle ou totale de la structure.

Ces méthodes non linéaires sont désormais largement utilisées pour analyser la réponse sismique des structures au-delà du domaine élastique, permettant ainsi de prendre en compte la détérioration de la résistance et de la rigidité des matériaux dans leur phase post-élastique. Cette approche a favorisé l'émergence de la conception basée sur la performance sismique des bâtiments, en particulier pour les structures complexes telles que celles comprenant des voiles. La performance de ces bâtiments est évaluée à travers des critères tels que le déplacement inter-étages et la formation de rotules plastiques, qui permettent de mieux comprendre la capacité des structures à résister à des séismes intenses.

Parmi les méthodes les plus efficaces dans ce contexte, l'analyse statique non linéaire, également connue sous le nom de méthode (Pushover), joue un rôle central. Elle permet d'obtenir des informations précieuses sur la résistance et la ductilité des structures en fournissant une évaluation plus réaliste de leur comportement sous des charges sismiques. Par ailleurs, l'analyse dynamique non linéaire complète cette approche en simulant de manière plus précise la réponse de la structure face à des scénarios sismiques variés.

La conception basée sur la performance sismique repose sur la vérification de plusieurs niveaux de performance à travers des critères d'acceptation spécifiques, qui concernent soit l'intégralité de la structure, soit certaines de ses parties. Cette démarche permet d'évaluer la capacité de la structure à résister à une action sismique donnée en tenant compte des paramètres de demande et des critères de conception, garantissant ainsi une optimisation des performances de la structure.

Cette thèse se concentre sur l'analyse de différentes positions et ratios des voiles dans les bâtiments, en s'appuyant sur des méthodes d'analyse non linéaires pour étudier la réponse structurelle et améliorer la conception sismique des bâtiments. L'objectif est de proposer des approches plus efficaces pour garantir une meilleure performance des structures face aux séismes, tout en optimisant la répartition des voiles et les ratios structurels.

### **Objectifs de la thèse**

L'objectif principal de cette thèse est d'améliorer la conception sismique des bâtiments en étudiant l'impact des voiles sur leur performance structurelle. Pour ce faire, l'étude se concentre sur l'analyse non linéaire des structures afin d'évaluer leur comportement sous des charges sismiques, notamment en fonction de la position et du ratio des voiles par rapport à la surface des planchers. Cette recherche vise à identifier les configurations optimales de ces murs pour maximiser la résistance et la rigidité des bâtiments face aux séismes. En appliquant les principes de la conception basée sur la performance sismique, l'objectif est de vérifier les critères de demande-capacité, en se basant sur le déplacement inter-étages et la formation de rotules plastiques. Enfin, cette thèse ambitionne de proposer des recommandations pratiques pour une conception sismique optimisée, garantissant une meilleure sécurité et efficacité dans les zones à haut risque sismique.

### **Plan du mémoire de la thèse**

Introduction générale.

Chapitre 1 : Dans ce chapitre, on présente une révision bibliographique sur la performance sismique des structures mixtes, les différentes méthodes de modélisation des voiles et la conception basée sur la performance sismique.

Chapitre 2 : Ce chapitre présente les méthodes d'analyse, en particulier la méthode d'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire qui ont été utilisées dans cette étude.

Chapitre 3 : Ce chapitre explique que le modèle de rotule de fibre, utilisé dans le programme ETABS, permet d'analyser le comportement non linéaire des matériaux comme le béton et l'acier. Il examine divers modèles de béton confiné et non confiné pour améliorer la performance sismique des structures.

Chapitre 4 : Cette partie vise à combler une lacune en explorant le placement optimal des voiles et le ratio de la surface des voiles par rapport à la surface de plancher en fonction de la hauteur des bâtiments. Elle utilise l'analyse non linéaire (statique et dynamique) et adopte les principes de conception sismique basée sur la performance pour évaluer la performance des bâtiments.

Conclusion générale.

# Chapitre 1. Révision Bibliographique

---

## 1.1. Introduction

Dans le contexte de la construction des structures, la fonction principale des différents systèmes structuraux est de supporter les charges gravitationnelles. Les charges gravitationnelles comprennent généralement la charge permanente, la charge d'exploitation et la charge de neige. De plus, les bâtiments sont soumis à des charges latérales résultant de forces telles que le vent, les explosions ou les séismes. Ces charges latérales peuvent induire des contraintes élevées, des mouvements de déflexion ou des vibrations [1]. Par conséquent, une structure doit posséder une résistance suffisante pour supporter les charges verticales et une rigidité suffisante pour résister aux forces latérales.

Les bâtiments en Algérie utilisent souvent des systèmes structurels en béton armé en raison de considérations économiques. Ces structures tombent généralement dans plusieurs catégories :

- Systèmes de structure à portique : Ils comprennent des portiques, des dalles de plancher, des poutres et des poteaux comme éléments fondamentaux. Ces portiques peuvent efficacement supporter les charges gravitationnelles tout en fournissant la rigidité nécessaire.
- Systèmes de voile porteurs : Dans ces structures, tous les éléments verticaux consistent en des voiles porteuses, souvent appelés murs de cisaillement.
- Systèmes mixtes voiles-portiques : Ces systèmes impliquent des portiques en béton armé interagissant avec des voiles en béton armé.

Le choix structurel prédominant pour de nombreux

Bâtiments résidentiels en Algérie est les systèmes mixtes voiles-portiques. Un plan typique de ce type de structure est illustré dans la [Figure 1.1](#). Les voiles, réputés pour leur haute résistance latérale, sont placés de manière stratégique dans le plan du bâtiment pour tirer parti de cet avantage dans un système mixte voiles-portiques.

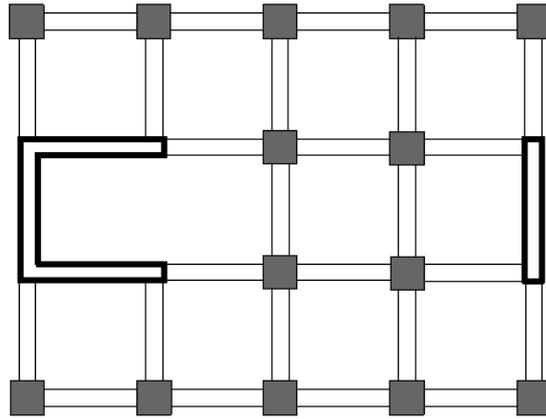


Figure 1.1 Systèmes mixtes voiles-portiques

Pendant les deux dernières décennies, les voiles sont devenus des composants essentiels dans les bâtiments de moyenne et grande hauteur, particulièrement cruciaux pour les structures élevées susceptibles de subir des charges latérales et des forces sismiques. À mesure que les bâtiments s'élèvent, l'importance de la rigidité latérale augmente pour résister aux forces telles que les tremblements de terre et les charges dues au vent. La construction de voile fournit la rigidité en plan nécessaire pour contrer efficacement ces forces latérales.

Considérés comme les systèmes les plus efficaces parmi ceux résistant aux forces latérales, notamment pour les immeubles de grande hauteur, les voiles jouent un rôle crucial dans l'atténuation des impacts des charges latérales, assurant la résistance et la rigidité requises lors d'événements sismiques. Dans les structures élevées, où les tailles de poutres et de poteaux deviennent importantes, et où le renforcement aux jonctions devient lourd et encombré, les voiles répondent aux défis pratiques. Ces défis, tels que la difficulté de placement du béton et les vibrations, soulignent le besoin de voile dans les immeubles de grande hauteur.

## 1.2. L'effet des voiles sur la performance sismique des structures en béton armé

L'effet des voiles sur la performance sismique des structures en béton armé est un sujet d'étude crucial dans le domaine de l'ingénierie civile. Ces voiles, jouent un rôle essentiel dans la résistance d'un bâtiment aux forces sismiques. Leur influence sur la performance sismique est largement déterminée par plusieurs facteurs, notamment l'épaisseur des voiles, leur forme, la position des voiles dans le bâtiment et la hauteur de la structure. Une compréhension approfondie de ces facteurs est essentielle pour concevoir des structures en béton armé capables de résister efficacement aux séismes et ainsi assurer la sécurité des occupants et la durabilité des bâtiments.

Les voiles présentent une rigidité en plan élevée, offrant une résistance à des charges horizontales significatives, réduisant le balancement latéral et minimisant les dommages structurels et matériels. Le transfert des charges horizontales aux éléments inférieurs, tels que les planchers, d'autres voiles, les dalles ou les fondations, souligne leur importance structurelle. Généralement commencés à la fondation et s'étendant sur toute la hauteur du bâtiment, les voiles varient en épaisseur (150mm à 400mm) et sont généralement situés autour des ascenseurs et des escaliers.

Les formes en coupe des voiles, allant de rectangulaires à des formes irrégulières comme L, T, Z et U, influent sur le comportement de la structure en résistant aux charges latérales et aux forces sismiques. Le placement optimal des voiles est crucial pour former un système efficace de résistance aux forces latérales et réduire les déplacements latéraux pendant les tremblements de terre. La détermination de l'emplacement optimal implique de prendre en compte la forme, la hauteur et le placement symétrique des voiles dans le plan du bâtiment.

Dans les bâtiments dépassant 30 étages, les systèmes portiques deviennent inefficaces. La combinaison des voiles avec des portiques donne lieu à un système d'interaction voiles-portiques. Cette interaction améliore la rigidité latérale, la structure contribuant de manière plus efficace dans la partie supérieure du bâtiment, tandis que les voiles supportent la majorité de la force de cisaillement dans la partie inférieure. La redistribution des forces entre les deux composants conduit à une stabilité latérale accrue, offrant une solution nuancée pour les structures élevées. En conclusion, les voiles jouent un rôle multifacette dans les immeubles de grande hauteur, en abordant les défis structurels et en contribuant significativement à la résilience sismique [2].

Dans une étude réalisée par Hiremath et Hussain en 2014 [3], l'impact de l'ajout des voiles à différentes positions et configurations, variant en épaisseur, a été exploré. En utilisant l'analyse de poussée avec ETABS v 9.7.1, l'étude a analysé quatre types de modèles : un bâtiment avec un voile à l'angle, un bâtiment au milieu de portée, un bâtiment avec un voile au milieu de la portée et un bâtiment avec un voile dans le milieu de la portée de type canal. Notamment, un modèle présentant un voile au milieu de portée avec une épaisseur variable a montré un comportement optimal. Le rapport de déformation était plus élevé dans l'étage supérieur, plus bas dans les étages inférieurs et maximisé dans l'étage intermédiaire. Ce modèle a obtenu la plus forte réduction de déplacement avec une force de base dans la région élastique, assurant ainsi une performance efficace dans la limite élastique.

Dans leur étude de 2015, Aminnia et Hosseini [4] ont étudié le comportement sismique de bâtiments en béton armé à plusieurs étages avec chanfreins verticaux. L'accent était mis sur des structures de 7, 10, 12 et 15 étages, explorant différentes formes et dispositions de voile. Celles-ci comprenaient des voiles rectangulaires courants et des plans avec des configurations en forme de L, T et U positionnées comme noyau ou dans les portiques extérieurs de la structure du bâtiment (voir Figure 1.2). La comparaison du déplacement maximal du toit et la formation de rotules plastiques, ainsi que leur répartition dans les structures, ont été réalisées à travers des analyses non linéaires d'histoire temporelle utilisant des enregistrements de séismes sélectionnés. Les résultats ont révélé que les voiles avec une section transversale en forme de U, placés au cœur central du bâtiment, ont donné les résultats les plus favorables.

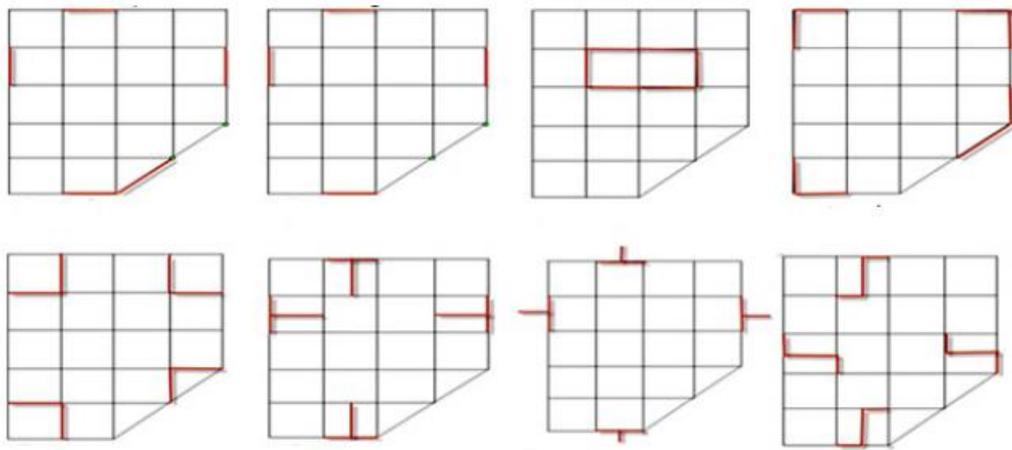


Figure 1.2 Plan de construction avec un voile placé à des emplacements différents [4]

Dans une analyse menée par Bhattacharjee et al. en 2017 [5] sur une structure haute de 15 étages, six modèles ont été considérés, dont un sans voile et cinq avec voiles à différents emplacements : aux coins placés symétriquement au milieu de la portée de la périphérie, au noyau formant un tube, placés de manière asymétrique de chaque côté, et aux coins de deux côtés adjacents seulement, le centre de masse ne coïncidant pas avec le centre de rigidité (voir Figure 1.3). Les résultats ont montré que le modèle avec des voiles au noyau présentait les meilleurs résultats pour un plan carré, en tenant compte de divers paramètres tels que la période, la fréquence, la force de cisaillement maximale par étage, le déplacement des joints et le déplacement entre étage dans les deux directions. Les voiles placés de manière asymétrique ont démontré un effet de torsion et se sont souvent révélés inefficaces, potentiellement réduisant l'efficacité du bâtiment.

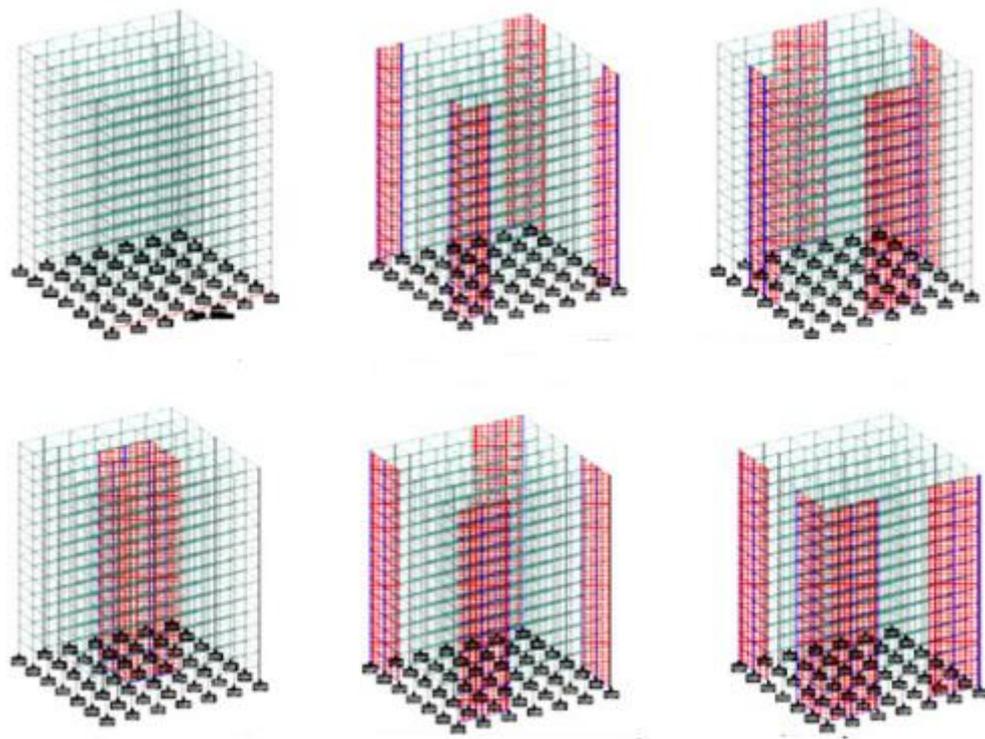


Figure 1.3 Modèle de bâtiment sans voile et avec voile placé à différentes positions [5]

D'autre part, Tarigan et al. (2017) [6] ont étudié l'impact de l'emplacement des voiles dans un bâtiment de 4 étages à Pekanbaru. Quatre modèles structurels ont été analysés : sans voile, voile au noyau de manière symétrique, voile à la périphérie de manière symétrique, et voile à la périphérie de manière asymétrique, en utilisant la méthode du spectre de réponse. L'analyse a révélé que le placement symétrique du voile au noyau offrait la meilleure performance en réduisant le déplacement et déplacement entre étage. La présence d'un voile augmentait la rigidité de la structure, entraînant une période plus courte. Une structure avec un voile placé symétriquement au noyau présentait la période la plus courte et le moindre déplacement latéral, réduisant efficacement le déplacement et déplacement entre étage en dessous des limites admissibles.

Dans une analyse menée par Yadav et Joshi (2019) [7] sur un immeuble de grande hauteur de 6 étages, l'impact de la hauteur et de la position des voiles a été étudié. En utilisant le logiciel STAAD.Pro, 12 modèles, comprenant ceux avec et sans voiles, ont été analysés. L'étude a exploré différentes positions de travée et des hauteurs variables de voile. Le déplacement nodal n'a pas présenté de différences significatives avec les différentes positions de travée. Cependant, une augmentation de la hauteur des voiles de la fondation au sommet du bâtiment a entraîné

une réduction substantielle du déplacement latéral. Simultanément, le moment de flexion dans les poteaux a augmenté avec la croissance de la hauteur du voile.

Dans une autre étude, Fares (2019) [8] s'est concentrée sur un bâtiment de 12 étages en utilisant la méthode d'analyse du spectre de réponse. Les voiles ont été répartis dans trois cas : voiles périphériques, voiles intermédiaires et voiles centraux. L'analyse a comparé ces cas en fonction de trois paramètres : la rigidité latérale, le déplacement du diaphragme et le déplacement entre étage. Les résultats ont indiqué que voiles centraux étaient les plus efficaces pour résister aux charges sismiques, présentant une rigidité significativement plus élevée, notamment dans les étages inférieurs. Le modèle des voiles centraux a donné le plus petit déplacement du plancher, tandis que le modèle de voiles périphériques a montré le plus grand déplacement latéral du diaphragme. De plus, le modèle des voiles centraux a présenté un déplacement latéral plus faible par rapport aux modèles de voiles intermédiaires et périphériques. L'étude a conclu que le modèle de voiles centraux était le choix optimal pour la distribution des voiles résistants aux tremblements de terre dans la conception des bâtiments.

Almayah et Taresh (2019) [9] a ont réalisé une analyse de bâtiments plusieurs étages en utilisant l'analyse en histoire temporelle. Ils ont examiné la force de base et les déplacements des étages pour divers emplacements de voile (voir [Figure 1.4](#)), en tenant compte des enregistrements de mouvements de terrain d'El Centro, en Californie, en 1940. L'étude a impliqué 35 combinaisons de modèles de bâtiments avec différentes hauteurs (5, 10, 15, 20 et 25 étages) et sept emplacements de voile. Les résultats ont révélé que la hauteur de la structure et les emplacements des voiles influençaient significativement la période naturelle. Des valeurs minimales de déplacement du toit et du plancher ont été observées lorsque les voiles étaient placés dans les coins et au cœur du bâtiment, avec un effet plus prononcé pour les bâtiments dépassant dix étages.

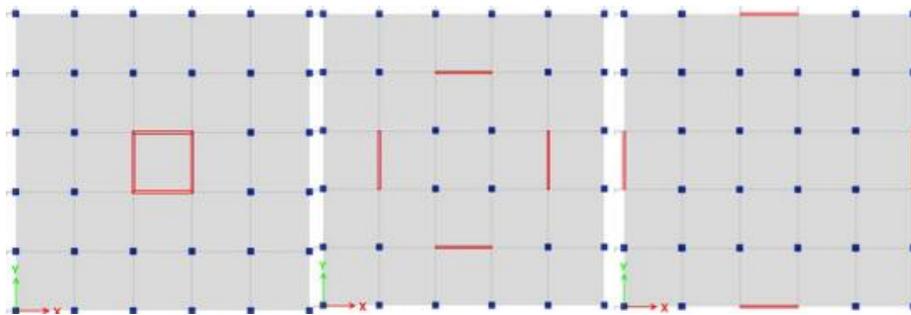


Figure 1.4 Plan de construction avec un voile situé à divers emplacements [9]

Dans une autre étude, Shreelakshmi et Kavitha (2020) [10] ont cherché à identifier l'épaisseur optimale des voiles et leur position appropriée dans un bâtiment de 20 étages en zone sismique IV. En utilisant l'analyse statique linéaire avec le logiciel ETABS 2016, ils ont pris en compte des épaisseurs de voile de 150 mm, 175 mm, 200 mm et 225 mm, ainsi que trois positions de voile : coins, milieu de portée et noyau. Douze combinaisons de bâtiments ont été analysées pour des paramètres tels que le déplacement des étages, le déplacement entre étage, le moment de basculement, la force de base et la période modale. Les résultats ont indiqué que, pour les bâtiments de faible à moyenne hauteur, une épaisseur de voile de 150 mm est suffisante et rentable, car elle a donné des résultats optimaux en termes de période, de force de base et de déplacement, notamment lorsqu'elle est placée aux coins.

Dans une étude menée par Jain et Sathbhaiya (2020) [11], quatre cas d'une structure haute de 14 étages ont été analysés, en tenant compte des voiles à diverses positions. L'analyse a impliqué la comparaison d'une structure conventionnelle avec une structure à voile, en incorporant une analyse P-delta selon IS 1893 (Partie I) :2002. Le plan du bâtiment, a été évalué avec des voiles extérieurs, aux coins et à la boucle intérieure. La recherche a conclu que placer un voile à la boucle intérieure dans la périphérie interne donnait des résultats optimaux lorsqu'on considère des paramètres tels que les déplacements des étages, la force de cisaillement des étages et le moment de flexion.

Ahamad et Pratap (2021) [12] ont exploré l'impact des voiles à différents emplacements dans un immeuble résidentiel à plusieurs étages R+20. L'étude a analysé le déplacement entre étage, la force de base, le déplacement maximal autorisé et l'irrégularité de torsion tout en variant la rigidité et la hauteur de la structure dans différentes zones sismiques de l'Inde, conformément à IS 1893 (Partie I) :2016, en utilisant une analyse du spectre de réponse avec le logiciel ETABS. Trois scénarios ont été envisagés : un bâtiment sans voile, un bâtiment avec voile à une extrémité et un bâtiment avec des voiles aux quatre extrémités. Le modèle avec voiles aux quatre extrémités a présenté des résultats supérieurs en termes de déplacements des étages, de force de base et de période fondamentale.

Dans une étude menée par Reshma et al. (2021) [13], l'objectif était de déterminer l'emplacement le plus approprié des voiles dans un bâtiment en béton armé de 20 étages. L'enquête a pris en compte la force de base, la période, le rapport de déformation et le déplacement, en étudiant quatre modèles dans différentes zones sismiques. L'analyse comparative comprenait des scénarios avec et sans voile et avec des voiles à différents emplacements tels que la périphérie de l'ascenseur, les coins et la façade. L'étude a conclu que

placer le voile à la position des coins surpassait les autres emplacements, émergeant comme la meilleure option réalisable.

Pour résister efficacement aux charges latérales et aux forces sismiques, la forme, l'emplacement et la hauteur d'un voile influent considérablement sur le comportement d'une structure. Le placement optimal des voiles dans un bâtiment est crucial pour établir un système de résistance aux forces latérales efficace, réduisant ainsi les déplacements latéraux lors des charges sismiques. L'épaisseur des voiles peut varier de 150 mm à 400 mm dans les structures de grande hauteur. Pour les bâtiments de faible à moyenne hauteur, une épaisseur de voile de 150 mm s'avère suffisante, offrant une solution rentable. On peut en conclure qu'une augmentation de l'épaisseur du voile entraîne une diminution des déplacements.

### **1.3. Modélisation des voiles**

Ces dernières années, d'importants efforts ont été consacrés au développement de modèles analytiques pour simuler avec précision le comportement des éléments en béton armé (BA), en particulier les voiles. Les progrès significatifs en termes d'efficacité computationnelle ont permis aux chercheurs de concevoir des modèles plus sophistiqués, abordant divers phénomènes dans les voiles en BA qui étaient auparavant négligés en raison de leur complexité. La recherche expérimentale en cours valide ces modèles en testant des voiles en BA dans des conditions de chargement monotone, cyclique ou dynamique.

Le domaine de la modélisation numérique des voiles en BA s'étend au-delà des applications dans la construction neuve ; il englobe le renforcement des structures existantes. Dans les scénarios de renforcement, la construction d'un modèle représentatif devient primordiale pour évaluer la réponse anticipée d'un voile en BA existant face à des risques de charges latérales spécifiques. Il est également essentiel de prédire le mode de défaillance attendu, facilitant ainsi la sélection de la technique de renforcement la plus adaptée et efficace qui corresponde aux objectifs de performance visés [14].

Par conséquent, la modélisation des voiles en BA doit tenir compte de facteurs cruciaux, notamment de l'interaction axial-flexion et de la représentation des conditions aux limites du voile, pour simuler efficacement le comportement du voile. Le modèle analytique doit estimer la capacité monotone du voile et son comportement sous chargement cyclique inversé. Un modèle numérique idéal devrait également capturer des phénomènes supplémentaires tels que la fissuration du béton, le raidissement en tension, l'ouverture et la fermeture des fissures avec récupération de rigidité, la dégradation de la résistance sous chargement cyclique, les effets de

confinement en compression, etc. Dans de nombreux cas, un ou plusieurs de ces facteurs sont négligés dans le modèle analytique pour des raisons de simplicité, tant que cette approximation n'affecte pas significativement l'exactitude du modèle dans la simulation des différents comportements des voiles en BA [14].

### **1.3.1. Micro-modélisation des voiles**

#### **1.3.1.1. Méthode d'analyse par éléments finis**

La méthode la plus couramment utilisée pour simuler le comportement des éléments en béton armé (BA) à travers la micro-modélisation est la méthode des éléments finis (MEF). Dans cette méthode, le membre en BA est discrétisé en un nombre fini de petits éléments, comprenant à la fois des éléments en béton et en acier, interconnectés à un nombre fini de points nodaux. Le choix du nombre d'éléments finis dépend du niveau de précision souhaité et des capacités de l'outil d'analyse. La MEF excelle dans le suivi à la fois du comportement global du membre, tel que les forces et les déplacements, et de son comportement local, englobant les motifs de fissuration, les contraintes et déformations des matériaux.

Le modèle MEF pionnier pour les éléments en BA a été proposé par Ngo et Scordelis en 1967. Ce modèle linéaire bidimensionnel utilisait des éléments finis triangulaires à déformation constante pour représenter les éléments en béton et en acier. Des éléments de liaison étaient utilisés pour décrire la liaison entre les éléments en acier et en béton, et le modèle prenait en compte les effets de la fissuration. Depuis lors, la MEF s'est développée en un outil puissant pour l'analyse des structures en BA, englobant l'analyse tridimensionnelle et non linéaire. Divers logiciels d'analyse par éléments finis ont été développés et utilisés par les chercheurs, notamment ANSYS (Desalvo et Swanson, 1983), ABAQUS (Hibbitt, 1984), VecTor 2 et 3 (Vecchio, 1989), et ADINA (1992) [15] [16] [17].

#### **1.3.1.2. Modèle de fibre (Couche)**

Dans cette approche de modélisation, le membre est divisé longitudinalement en plusieurs segments, chaque segment comprenant des couches parallèles. Certaines couches représentent le matériau en béton, tandis que d'autres représentent le matériau en acier. Une autre variante consiste à diviser chaque couche en un nombre fini de fibres, comme illustré dans la (Figure 1.5). Des lois constitutives pour les matériaux en béton et en acier sont définies, permettant le calcul de la relation moment-courbure à chaque niveau de charge. Ce modèle prend en compte la distribution de la flexibilité le long de la longueur du membre et l'interaction axial-flexion.

Park et al. (1972) [18] ont utilisé le modèle de fibres pour représenter un élément en BA soumis à un chargement cyclique, tandis que Emori et Schnobrich (1981) [19] l'ont appliqué à des éléments de colonne en BA, mettant en avant sa représentation détaillée de la zone inélastique de la poteau. Monti et Spacone (2000) [20] ont incorporé les effets de glissement de liaison dans le modèle de section en fibres (Figure 1.5), et Kotronis et al. (2005) [21] ont utilisé ce modèle pour simuler le comportement des voile en BA soumis à des excitations dynamiques. Cependant, les limitations de ce modèle comprennent l'hypothèse de déformations de cisaillement linéaires, les défis liés à la simulation des conditions aux limites et la négligence des effets de glissement de liaison.

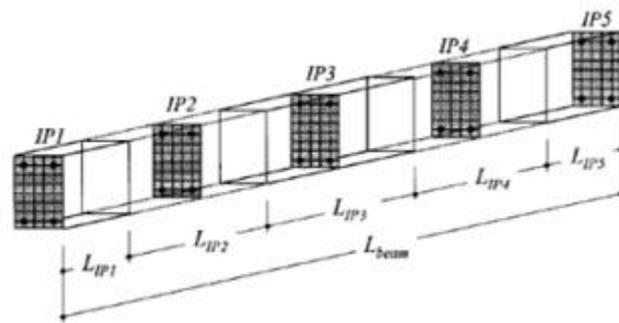


Figure 1.5 Elément de poutre en fibre RC avec 5 points d'intégration gauss-lobatto

Belmouden et Lestuzzi (2007) [22] ont adopté le modèle en couches pour prédire le comportement non linéaire des voiles en BA sous chargement cyclique inversé, en tenant compte du comportement de cisaillement non linéaire et de l'effet du glissement de barres. Le modèle en couches utilisé par Belmouden et Lestuzzi est illustré dans la Figure 1.6.

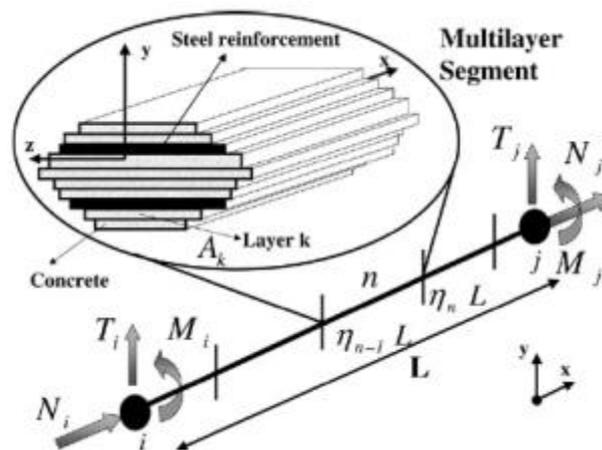


Figure 1.6 Le modèle en couches

### 1.3.2. Macro-modélisation des voiles

Dans le domaine de la modélisation des voiles en béton armé (BA), diverses approches ont été développées, chacune avec ses caractéristiques et applications uniques. Deux modèles significatifs, l'Élément Poutre-poteau à Deux Composants et l'Élément Poutre-poteau à Un Composant, ont marqué les débuts de cette évolution.

Le premier, introduit par Clough et al. (1965) [23], comportait des composants parallèles représentant les comportements élastiques et élastoplastiques. Bien qu'il soit fondamental, ce modèle présentait des limitations dans la représentation de la rigidité ou de la dégradation de la résistance sous chargement cyclique.

Le second modèle, conçu par Giberson (1967) [24], intégrait un élément élastique linéaire avec des ressorts de rotation non linéaires, abordant ainsi certains des inconvénients du modèle à deux composants.

Pour affiner les capacités de modélisation, plusieurs améliorations ont été introduites. Takeda et al. (1970) [25] ont proposé une courbe primaire de force-déplacement trilineaire pour tenir compte de la fissuration du béton, du fluage et du durcissement des déformations. Le modèle hystérétique en sept conditions a introduit des considérations de dégradation de rigidité. Otani (1974) [26] a incorporé l'effet du glissement de liaison dans le modèle de Takeda (voir [Figure 1.7.a](#)). Saatcioglu et Derecho (1980) [27] ont inclus l'interaction axial-flexion (voir [Figure 1.7.b](#)). Corley et al. (1979) [28] ont augmenté l'élément à un composant avec des ressorts de cisaillement rotationnels pour traiter les déformations de cisaillement.

Parallèlement, le développement de modèles plus complexes s'est déroulé. Le modèle à ressorts multiples (Takayanagi and Schnobrich, 1976) utilise des ressorts inélastiques connectés en série pour représenter des voiles couplés. Le modèle à ressorts multi-axiaux (Lai et al., 1984) [29] intègre des ressorts à zéro dimension avec des hypothèses de contrainte uniaxiale pour le béton et l'acier. Les extensions de ce modèle par Li et Otani (1993) [30] comprennent des considérations pour le confinement du béton. Le modèle a été utilisé par Galal (2008) [14] pour étudier les réponses des voiles en BA sous charges latérales, montrant son efficacité pour capturer divers phénomènes.

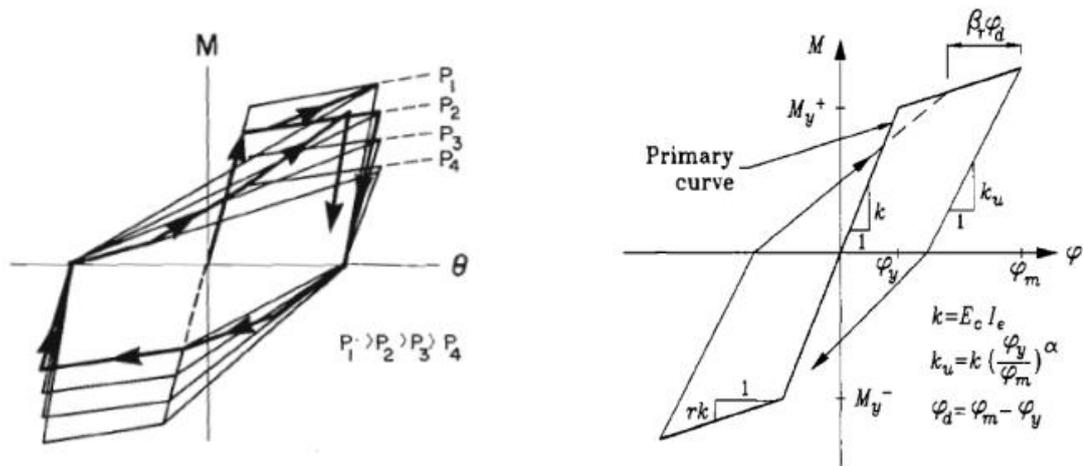


Figure 1.7 a) Boucles d'hystérésis avec les effets du changement de la force axiale, b) Modèle hystérétique modifié de Takeda

Les modèles de treillis, tels que celui proposé par Oosterle et al. (1984) [31], traitent le voile comme un treillis statiquement déterminé, mettant l'accent sur l'évaluation de la capacité au cisaillement. Cependant, ces modèles ne pouvaient pas capturer pleinement le comportement cyclique ou hystérétique.

Des modèles hybrides comme l'élément de ligne verticale triple (TVLE) et l'élément de ligne verticale multiple (MVLE) ont été introduits pour intégrer le couplage axial-flexion (voir Figure 1.8). Le modèle TVLE (Kabeyasawa et al., 1982) [32] présentait des problèmes de compatibilité des déformations, ce qui a conduit à des modifications par Kunnath et al. (1990) [33] et d'autres. Le modèle MVLE (Vulcano et al., 1988) [34] utilisait des éléments uniaxiaux parallèles, avec Colotti (1993) [35] l'améliorant ultérieurement pour une meilleure interaction axial-cisaillement.

En résumé, l'évolution des modèles de voile en BA a progressé des premiers éléments à deux composants et à un composant à des approches sophistiquées traitant des comportements spécifiques, tels que le cisaillement, l'interaction axial-flexion et la fissuration du béton. La diversité des modèles reflète la complexité de la simulation des réponses du monde réel et la quête continue de précision et d'efficacité.

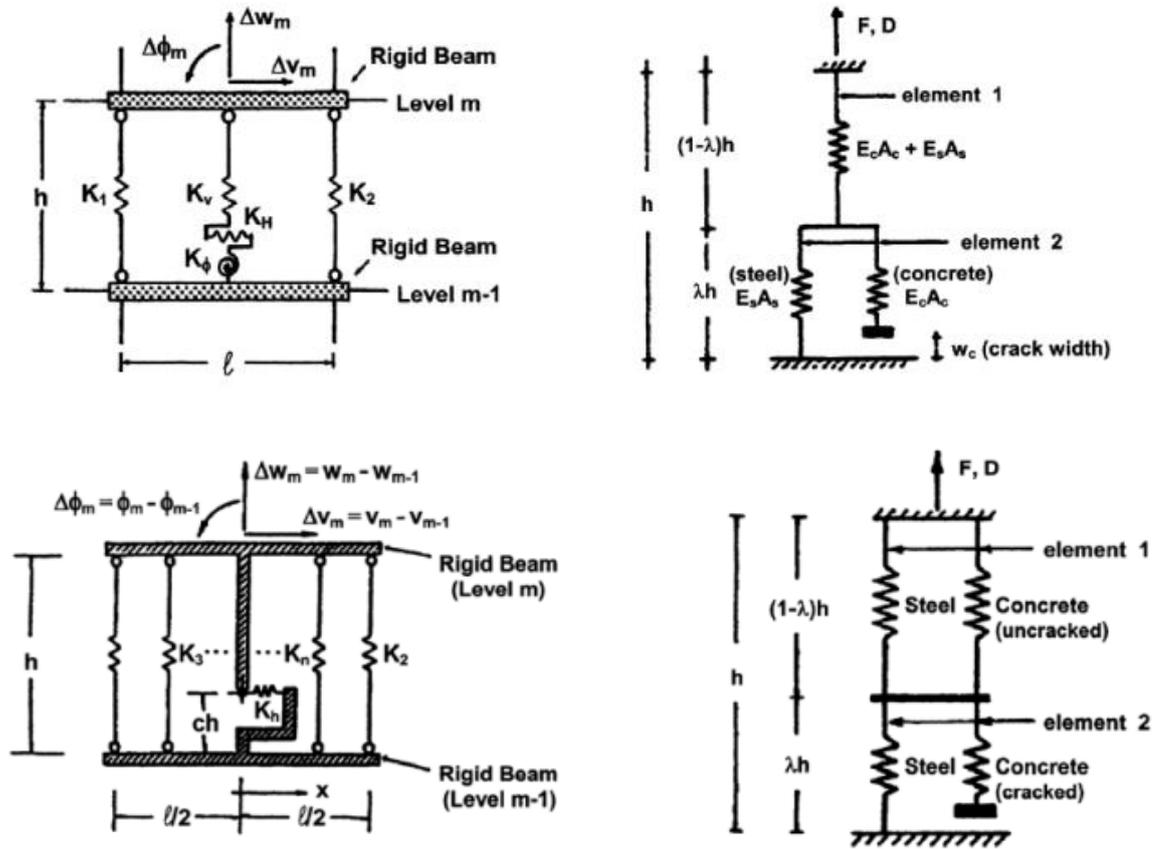


Figure 1.8 a) Modèle à trois éléments linéaires, b) Modèle d'élément axial en série, c) Modèle à plusieurs éléments verticaux en série, d) Modèle modifié d'élément axial en série

#### 1.4. Le rapport surface des voiles / surface de plancher (SVSP)

Le rapport de la surface des voiles par rapport à la surface de plancher (SVSP) constitue une mesure cruciale en génie structural et en conception de bâtiments, offrant des insights sur la répartition et l'efficacité des voiles dans une structure par rapport à sa surface totale au sol de bâtiments. En tant qu'éléments verticaux du cadre d'un bâtiment, les voiles sont essentiels pour résister aux forces latérales telles que celles induites par le vent ou l'activité sismique.

Le SVSP est dérivé en divisant la surface totale occupée par les voiles dans un bâtiment par la surface au sol globale. La formule du SVSP s'exprime comme suit :

$$SVSP = \frac{\text{surface des voiles}}{\text{surface de plancher}} (\%) \quad (1.1)$$

Ce rapport sert d'indicateur de la répartition des voiles dans la structure et de leur efficacité à fournir une stabilité latérale. Un SVSP plus élevé suggère généralement une plus grande résistance structurale et une rigidité accrue face aux forces latérales.

En conception sismique, notamment dans les régions sujettes aux séismes, les bâtiments nécessitent souvent une surface minimale de voiles pour garantir une résistance adéquate aux mouvements latéraux. Les ingénieurs utilisent le SVSP comme paramètre pour évaluer si une structure est conforme aux normes de conception parasismique.

Sur la base du rapport des voiles et de son impact sur la performance des bâtiments lors des tremblements de terre, de nombreuses recherches ont été menées par le passé. Dans ce chapitre, des informations succinctes sur les recherches antérieures seront fournies dans l'ordre chronologique.

M. Fintel, 1995 [36], dans son article, a étudié la performance de différents types de voiles basés sur des séismes de 1960 à 1988. Il a examiné les comportements structurels voiles et les a comparés aux codes sismiques, concluant que l'utilisation de ratios appropriés entre la surface des voiles et celle des planchers améliorerait la performance des voiles lors des séismes.

Soydas, en 2009 [37], avait pour objectif d'examiner l'impact du rapport de voiles sur la réponse sismique des bâtiments et de le comparer aux résultats des méthodes approximatives. Ils ont construit un total de quarante-cinq modèles de bâtiments dans un logiciel commercial disponible, SAP2000, avec 2, 5 et 8 étages. Dans cette étude, ils ont analysé les modèles avec différents ratios de voiles. Dans leurs modèles, le rapport de la surface des voiles par rapport à la surface du plancher variait de 0,52% à 3,6%. Ils ont également étudié les changements élastiques et inélastiques dans les déformations des étages en fonction des différents ratios de voiles. Les résultats de l'analyse ont été comparés à ceux des méthodes approximatives. Sur la base de cette comparaison, ils ont conclu que le changement dans la déformation des étages était presque négligeable si le rapport de voiles était supérieur à 2. Ils ont également conclu que la hauteur du bâtiment avait un impact sur la déformation tandis que le type de bâtiment avait un impact sur la déformation des étages.

Gunel, en 2013 [38], [39], a examiné la performance du rapport d'impact entre la surface des voiles et la surface du plancher. Ils ont utilisé vingt-neuf bâtiments avec un nombre différent d'étages, de hauteurs et de propriétés matérielles. Le rapport de voiles dans cette étude variait de zéro à 2,5%. Ils ont conclu que plus le rapport de voiles augmentait, plus les déformations plastiques et les déformations du toit diminuaient. Le voile avec un rapport de 1% entraînait un déplacement inférieur par rapport au 0,0% ou 0,5%. Après le rapport de voile de 1,5%, l'effet du rapport était réduit car tout rapport supérieur à 1,5 n'avait pas d'impact majeur sur les déformations sous les charges latérales.

Mohammad et Bharathi, en 2016 [40], une étude analytique a été réalisée sur un total de 24 immeubles RC de hauteur moyenne, comprenant cinq et huit étages, afin d'évaluer l'effet du rapport entre la surface des voiles et la surface du plancher. À cet effet, les ratios de voiles dans ces bâtiments variaient de 0,51 % à 2,17 % dans les deux directions. Le comportement structurel de ces modèles de bâtiments (toit, déformations inter-étages et forces de cisaillement à la base) a été examiné sous des charges sismiques en réalisant des analyses dynamiques non linéaires. Selon les résultats analytiques, un minimum de 1,0 % de rapport de voiles a été recommandé pour les bâtiments de hauteur moyenne afin de contrôler leurs déformations. De plus, il a été conclu que si le rapport de voiles dépassait 1,5 %, les performances sismiques des bâtiments ne montraient pas d'améliorations significatives.

Sreevalli et Priya, en 2017 [41], ont examiné un système de résistance latérale tubulaire comprenant des voiles pour des bâtiments RC à plusieurs étages afin de déterminer l'influence du rapport entre la surface des voiles et la surface du plancher sur leurs comportements sismiques. Trois bâtiments de 30 étages avec différentes configurations de voiles (8 %, 41 % et 65 % de surface de voiles) ont été analysés sous des charges sismiques générées selon le code sismique indien IS 1893 :2002, en réalisant des analyses statiques et spectrales de réponse. Sur la base de leurs analyses, ils ont examiné les forces de cisaillement à la base, les poids sismiques totaux et les déformations des étages. L'étude a conclu qu'à mesure que la surface des voiles augmentait, les forces de cisaillement à la base augmentaient tandis que les déplacements et les déformations des étages diminuaient.

Kumar et Kumar, en 2018 [42], ont étudié l'effet du rapport entre la surface des voiles et la surface du plancher d'un bâtiment RC de 15 étages en réalisant une analyse dynamique non linéaire. Le bâtiment était supposé avoir les ratios de voiles suivants : 0,0 % (pas de voile de cisaillement), 4,8 %, 9,6 %, 14,4 % et 19,2 %. Dans cette étude, trois épaisseurs de voiles différentes ont également été examinées : 180 mm, 230 mm et 280 mm. Selon les résultats, le modèle de bâtiment avec un rapport de voiles de 9,6 % présentait des déformations et des déplacements d'étage inférieurs à ceux des modèles avec des ratios de 0,0 % et 4,8 %. Les déformations et les déplacements ont été minimisés lorsque le rapport de voiles atteignait 14,4 %. Il a été conclu que les ratios de voiles au-delà de 14,4 % montraient une légère amélioration des performances sismiques du bâtiment.

## 1.5. La conception sismique basée sur la performance (CSBP)

CSBP propose un nouveau modèle de conception structurelle, capable de concevoir une structure offrant des performances acceptables selon les attentes du propriétaire, des parties prenantes et de la société [43]. Gibson a affirmé que "tout d'abord et avant tout, l'approche basée sur la performance consiste à penser et à travailler en termes de résultats plutôt que de moyens. Elle est concernée par ce qu'un bâtiment ou un produit de construction doit réaliser, et non par la manière dont il doit être construit" [44]. Cela signifie que c'est une approche de conception visant à atteindre des résultats spécifiques plutôt qu'à suivre des technologies particulières ou des moyens prescrits. C'est une approche basée sur les conséquences et qui se concentre sur les résultats.

Le design sismique basé sur les performances (CSBP) repose sur la promesse que la prédiction et l'évaluation des performances de la structure peuvent être effectuées avec une confiance quantifiable (c'est-à-dire qu'il assure que la performance de la structure peut être quantifiée et confirmée selon les désirs du propriétaire). Un bâtiment peut être conçu avec une telle approche, ce qui lui permettra de satisfaire différents niveaux de performance lors de différents mouvements sismiques. De plus, les bâtiments existants peuvent être évalués et les bâtiments vulnérables peuvent être rénovés en utilisant l'approche CSBP afin d'améliorer leur performance face à différents niveaux de danger sismique [45].

Les tremblements de terre sont l'un des désastres naturels les plus dévastateurs pour les structures. Pour la première fois au 18e siècle, des bâtiments ont été conçus pour résister à de tels phénomènes. Cette conception a été réalisée pour la première fois au Portugal et en Italie afin de prévenir l'effondrement global des bâtiments [46]. Au début du 20e siècle, après les tremblements de terre de Messine, en Italie, en 1911, et de Kanto, au Japon, en 1923, des codes modernes ont été développés, impliquant différents niveaux de calculs d'ingénierie. De plus, après un tremblement de terre en 1925 à Santa Barbara, en Californie, qui a causé de nombreux dégâts (pertes humaines et matérielles), des exigences de conception pour les bâtiments ont été ajoutées sous forme de codes pour la première fois. L'objectif de ces exigences était de prévenir l'effondrement de certains éléments importants d'un bâtiment ou l'effondrement global du bâtiment [46].

Dans les codes traditionnels de conception parasismique, les exigences susmentionnées étaient bien définies pour l'objectif initial de ces codes, qui est le niveau de performance en matière de sécurité des personnes. Et c'est toujours l'objectif essentiel des dispositions actuelles

du code (niveau de performance en matière de sécurité des personnes). Après plusieurs années d'études et d'améliorations des dispositions du code traditionnel, il a été remarqué que des bâtiments importants ou critiques (par exemple, les hôpitaux, les installations d'urgence, etc.) devraient être en mesure de mieux performer par rapport aux bâtiments normaux. Une meilleure performance signifie qu'en plus de la sécurité des occupants, ils devraient être opérationnels après des séismes graves, mais il est encore douteux de remplir ces exigences [48].

La rénovation des anciens bâtiments pour répondre aux exigences des codes traditionnels de conception parasismique a commencé dans les années 1960 lorsque les ingénieurs et les professionnels ont réalisé que les anciens bâtiments présentaient un risque très élevé, surtout dans les régions à fort risque sismique, et qu'ils ne répondaient pas aux exigences des codes [45], [48]. Pour la première fois, lors de la rénovation des bâtiments existants, dans les années 1980 aux États-Unis, les ingénieurs se sont intéressés au CSBP. La raison derrière cela était les exigences des propriétaires des bâtiments. Comme ils voulaient savoir quelle serait la performance probable d'un bâtiment après rénovation lors d'un futur tremblement de terre auquel il pourrait être confronté. Il a été réalisé que les codes actuels ne fournissent pas d'informations sur la façon dont un bâtiment existant se comportera probablement lors d'un tremblement de terre, de manière explicite. De plus, l'application des exigences du code du bâtiment traditionnel, qui sont principalement destinées à la conception parasismique de nouveaux bâtiments, était difficile et économiquement peu raisonnable pour la rénovation des bâtiments existants. Ainsi, pour déterminer la performance probable d'un bâtiment existant, des procédures d'évaluation primaire ont été développées par les ingénieurs, qui dépendaient de leurs propres jugements [48].

De plus, pour estimer les coûts probables de réparation, des données statistiques ont été présentées dans le rapport ATC-13, intitulé "Évaluation des dommages causés par les tremblements de terre en Californie", publié en 1985 par le Conseil de technologie appliquée (ATC). En 1987, le rapport ATC-14, "Évaluation de la résistance sismique des bâtiments existants", a été publié. Ce rapport contient une méthodologie standard pour l'évaluation de la sécurité des personnes lors d'un tremblement de terre. Cependant, ces rapports ne fournissaient pas d'informations sur la manière de rénover un bâtiment existant pour obtenir de meilleures performances [48]. Ainsi, l'Agence fédérale de gestion des urgences (FEMA) a financé une série d'études en 1989 [48]. Le but de ces études était le développement des lignes directrices du CSBP pour les bâtiments existants. Le premier rapport a été publié en 1992, le rapport FEMA-237, "Réhabilitation sismique des bâtiments, Phase I : Identification et résolution des

problèmes" (ATC-1992). C'était un bon point de départ pour avancer vers le CSBP lorsque le concept d'objectifs de performance a été introduit efficacement au début de ces études [49].

ATC, en coopération avec le Building Seismic Safety Council (BSSC) et l'American Society of Civil Engineers (ASCE), a mis en œuvre un projet financé par la FEMA suite aux études précédentes. Ces travaux ont abouti à trois documents. FEMA-273, Directives NEHRP pour la réhabilitation sismique des bâtiments (ATC/BSSC, 1997a) [48], [49]. FEMA-274, Commentaires NEHRP pour les directives pour la réhabilitation sismique des bâtiments (ATC/BSSC, 1997b). Et FEMA-276, Applications exemples des directives NEHRP pour la réhabilitation sismique des bâtiments. Dans ces documents, des informations détaillées sont fournies sur le concept du CSBP pour la réhabilitation des bâtiments existants afin d'obtenir de meilleures performances lors de futurs tremblements de terre. Différents niveaux de performance pour différentes secousses telluriques sont couverts dans ces documents [49].

En 1995, l'Association des ingénieurs structuraux de Californie (SEAOC) a élaboré l'ingénierie sismique basée sur les performances des bâtiments, connue sous le nom de Vision 2000. Un cadre pour la conception sismique basée sur les performances des nouveaux bâtiments est donné dans Vision 2000 [48], [51] A. De plus, le Conseil de technologie appliquée a fourni le rapport ATC-40, Évaluation et réhabilitation sismique des bâtiments en béton, en 1996. Les concepts de conception sismique basée sur les performances ont été adoptés et des procédures détaillées ont été présentées pour l'évaluation et la réhabilitation des bâtiments existants dans ce manuel (ATC-40) [49].

FEMA-445, intitulé "Directives de conception parasismique basée sur les performances de la prochaine génération, un plan de programme pour les nouveaux et anciens bâtiments", a été publié en 2006. La préparation de ce plan de programme et les développements ont été menés dans le cadre du projet ATC-58, par le Conseil de technologie appliquée (ATC). Le projet ATC-58, intitulé "Développement de directives de conception parasismique basée sur les performances de la prochaine génération pour les nouveaux et anciens bâtiments", était un contrat entre l'ATC et la FEMA signé en 2001 [45]. FEMA-445 est issu de deux autres plans de programme de la FEMA, avec certaines modifications et améliorations. Il s'agit de FEMA-283, "Conception parasismique basée sur les performances des bâtiments - un plan d'action", préparé par le Centre de recherche en génie parasismique en 1996 (EERC, 1996), et de FEMA-349, "Plan d'action pour la conception parasismique basée sur les performances", préparé par l'Institut de recherche en génie parasismique en 2000 (EERI, 2000) [45].

En outre, ce plan de programme se compose de deux phases. La première phase consiste à développer une méthodologie pour évaluer la performance sismique des bâtiments lors d'un tremblement de terre, et la seconde phase consiste à développer des procédures et des lignes directrices de conception parasismique basée sur les performances. Ce plan de programme, en outre, permettra de détailler et d'avancer davantage les problématiques suivantes afin qu'elles puissent être mises en œuvre dans la pratique et permettre d'obtenir de meilleures performances des bâtiments lors de futurs tremblements de terre [45].

### **1.5.1. Améliorations basées sur la performance des bâtiments existants**

Il est également intéressant de mentionner que certains pays disposent de codes basés sur les performances. Par exemple, aux États-Unis, L'International Code Council (ICC) propose un code basé sur les performances depuis 2001 (ICC 2001). L'Angleterre, la Nouvelle-Zélande et l'Australie disposent également de codes de construction basés sur les performances depuis plusieurs décennies [46].

### **1.5.2. Nécessité d'une conception sismique basée sur les performances**

Généralement, les propriétaires, les occupants et la société estiment que les structures conçues selon les critères prescriptifs des codes actuels sont sûres, et ils ne considèrent jamais l'étendue des dommages aux structures. Depuis les années 1980, les dommages graves subis par les bâtiments lors de séismes dans les zones urbaines, tels que les séismes de Northridge et de Kobe en 1994 et 1995 respectivement [45], ont amené les propriétaires et la société à s'inquiéter de la performance de leurs structures, et les ont amenés à considérer que les structures sont susceptibles de subir des dommages même si elles sont construites selon les codes actuels. Ces dommages significatifs dépassent largement les niveaux socio-économiques. Ainsi, il est conclu qu'il existe un besoin urgent de réviser les codes sismiques actuels. Cela peut se faire de nombreuses façons, telles que la fourniture de codes sismiques plus fiables ou la mise en œuvre précise des codes actuels en utilisant des installations d'ingénierie améliorées.

Dans les dispositions actuelles du code, une structure peut être conçue pour être capable de fournir un certain niveau de performance (c'est-à-dire le niveau de performance en matière de sécurité des personnes), mais la performance réelle d'une structure n'est pas évaluée. Ainsi, les structures conçues selon les critères prescriptifs des codes actuels auront différents niveaux de performance. Par exemple, la performance de la plupart des structures conçues selon les critères prescriptifs des codes actuels sera bien meilleure que le minimum décrit dans les codes actuels (par exemple, la structure peut subir des dommages limités et une perturbation dans son

utilisation sous des intensités élevées de secousse sismique), tandis que la performance de certaines autres structures sera pire (par exemple, la structure peut subir des dommages étendus même sous un niveau modéré de mouvements sismiques). Cela implique que les structures ne peuvent pas être conçues avec un risque uniforme dans les mêmes zones sismiques avec les mêmes critères. Le CSBP peut servir efficacement à surmonter ce problème, c'est pourquoi il attire de nombreux chercheurs récemment [45].

Le CSBP est en effet une approche capable de créer différents types de structures (par exemple, différents types de bâtiments) avec un risque uniforme. Son objectif est de contrôler les dommages structurels et non structurels basés sur l'évaluation de paramètres de réponse appropriés. En outre, il fournit des informations aux propriétaires et aux parties prenantes nécessaires pour prendre des décisions commerciales ou de sécurité rationnelle. D'autre part, étant donné que les exigences en matière de résistance et de ductilité dans les codes actuels ne s'appliquent qu'à la conception de nouveaux bâtiments et ne sont pas adaptées à l'évaluation sismique des bâtiments existants, cela a conduit à une méthode prédictive, au développement du CSBP pour la conception de nouveaux bâtiments et l'évaluation des bâtiments existants.

### **1.5.3. Procédure de conception sismique basée sur les performances**

Le CSBP est une procédure itérative qui commence par la sélection des critères de conception, exprimés sous la forme d'un ou plusieurs objectifs de performance, suivie du développement d'une conception préliminaire. Après l'achèvement du processus de conception préliminaire, l'étape suivante consiste à évaluer les performances du bâtiment. On vérifie si l'objectif de performance correspond à celui choisi lors de la première étape ; si tel n'est pas le cas, la conception est révisée, sinon la conception est finalisée. Un diagramme de flux simple pour la procédure CSBP, contenant les étapes clés, est présenté dans la [Figure 1.9](#) (Adapté de FEMA-445 [45]).

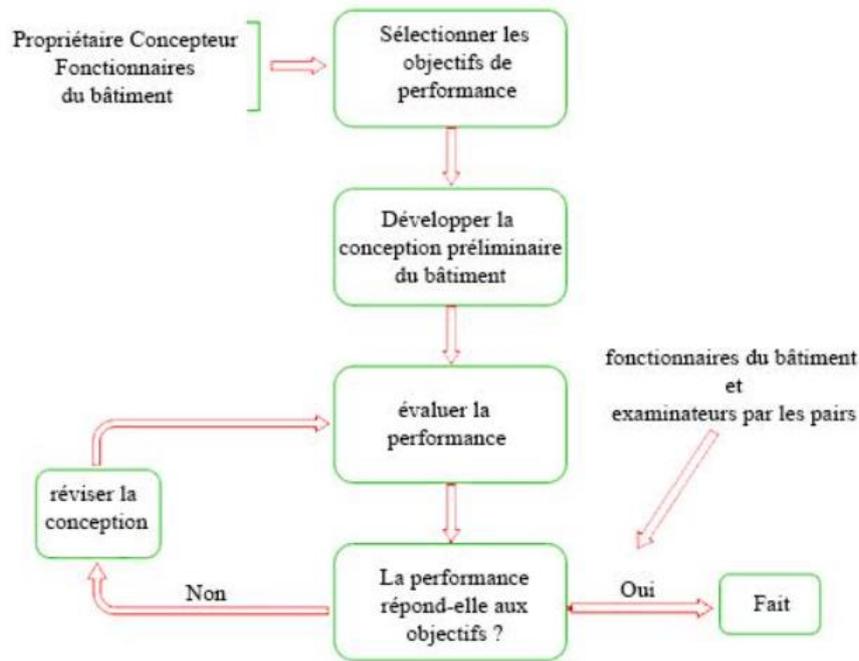


Figure 1.9 diagramme de flux basé sur la performance

#### 1.5.4. Sélection des objectifs de la performance

Les objectifs de performance décrivent clairement les performances sismiques souhaitées des structures, reflétant les risques acceptables. Dans la sélection des objectifs de performance, un groupe de décideurs tels que les parties prenantes, les propriétaires, les professionnels de la conception, etc., sont impliqués. Il incombe aux parties prenantes d'évaluer le danger et d'obtenir l'accord de toutes les parties du groupe pour une performance acceptable. Trois formats de risque différents peuvent être définis pour ces objectifs de performance [45].

Le premier format de risque qui peut être énoncé pour les objectifs de performance est l'objectif de performance basé sur l'intensité. Dans ce format de risque, le niveau acceptable de perte est quantifié en supposant qu'une intensité spécifique de secousse sismique est ressentie. Par exemple, en supposant qu'une intensité de secousse sismique d'une période de retour moyenne de 475 ans s'est produite, il ne devrait y avoir aucune perte de vie et les blessures ne devraient pas être significatives, le coût de réparation ne doit pas dépasser 20% du coût de remplacement du bâtiment, et la période de réoccupation ne doit pas dépasser 30 jours [45].

Le deuxième format concerne les objectifs de performance basés sur les scénarios. Dans ce format de risque, le niveau acceptable de perte est quantifié en supposant qu'un événement sismique spécifique se produise. Par exemple, si un séisme de magnitude 7 se produit sur un site tel que la faille de San Andreas, il ne devrait y avoir aucune perte de vie significative, les

blessures ne devraient pas être importantes, et le coût de réparation ne doit pas dépasser 5 % du coût total de remplacement du bâtiment. De plus, la période de réoccupation du bâtiment ne doit pas dépasser une semaine [45].

Le troisième format de risque est appelé objectif de performance basé sur le temps. Dans ce format de risque, une probabilité acceptable est quantifiée sur une période de temps pendant laquelle un certain niveau de perte sera subi ou dépassé, en tenant compte de tous les autres séismes susceptibles d'affecter le bâtiment dans cette période et de leur probabilité d'occurrence. À titre d'exemple de ce format de risque, en raison des dommages causés par les séismes, la probabilité d'une perte de vie dans un bâtiment est de 2 % sur 50 ans. Les coûts moyens de réparation (c'est-à-dire le coût des pertes chaque année en raison des séismes) ne doivent pas dépasser 1 % du coût total de remplacement du bâtiment, et "la période de retour moyenne pour une interruption de l'occupation dépassant un jour doit être de 100 ans" [45].

Chaque objectif de performance correspond au niveau de performance sismique d'une structure à un niveau de risque sismique spécifique. Dans ce cas, cela signifie qu'une structure peut tolérer différents niveaux de dommages et certaines pertes causées par ces dommages à un niveau d'intensité sismique spécifique, c'est-à-dire à un niveau de risque sismique spécifique. La Figure 1.10 recommandée dans la vision SEAOC 2000 [50], [51], montre un concept d'objectifs de performance des bâtiments. L'axe horizontal représente le niveau de performance, et l'axe vertical représente les niveaux de risque sismique. De plus, chaque carré représente un objectif de performance, et les lignes inclinées représentent les critères de conception [52].

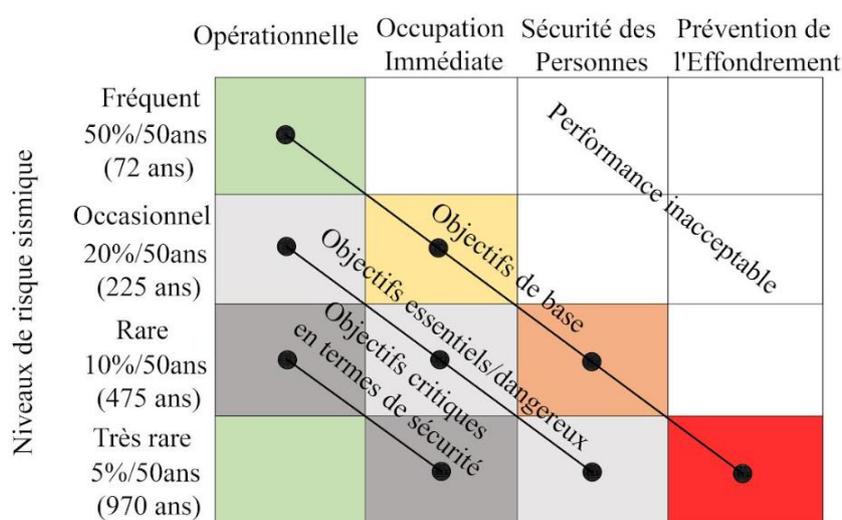


Figure 1.10 objectifs de performance des bâtiments

Tableau 1.1 est recommandée dans plusieurs autres directives et dispositions, telles que le FEMA-389 [49], le FEMA-356 [53], le FEMA-273 [54], etc. Qui présente les objectifs de performance pour les bâtiments existants, est adoptée du FEMA-389 [49]. Bien que ce concept soit recommandé pour la réhabilitation des bâtiments existants, il peut être appliqué à la conception de nouveaux bâtiments [49]. Les différents niveaux de performance de Tableau 1.1 sont similaires à ceux recommandés dans la vision SEAOC 2000 (Figure 1.10), c'est-à-dire les niveaux de performance opérationnelle, d'occupation immédiate, de sécurité des personnes et de prévention de l'effondrement du Tableau 1.1 sont similaires aux niveaux de performance entièrement opérationnel, fonctionnel, de sécurité des personnes et de quasi-effondrement de la Figure 1.10, respectivement.

Tableau 1.1 Les objectifs de performance [49]

		Niveaux de Performance Ciblés des Bâtiments			
		Opérationnelle (1-A)	Occupation Immédiate (2-B)	Sécurité des Personnes (3-C)	Prévention de l'Effondrement (5-E)
Niveaux de risque	50% / 50 ans	A	B	c	d
	20% / 50 ans	E	F	g	h
	10% / 50 ans	I	J	k	l
	2% / 50 ans	M	N	o	p

Note :

1. Chaque cellule du tableau ci-dessus représente un objectif de réadaptation distinct
2. Trois objectifs spécifiques de réhabilitation sont définis dans la FEMA-356.
  - Objectifs de sécurité Baic = cellules kip
  - Objectifs améliorés = cellule k + p + l'un des a, e, I, b, f, j ou n
  - Objectifs limités = cellule k seule ou cellule p seule
  - Objectifs limités = cellules c, g, d, h, l.

### 1.5.5. Niveaux de risque sismique

Le niveau de performance d'une structure, tel que défini dans [54], se réfère au comportement anticipé de la structure lors d'un séisme de conception, indiquant un niveau limité de dommages aux éléments structurels et non structurels. Ce niveau de dommage est considéré comme acceptable pour la structure donnée [55].

Les niveaux de performance d'un bâtiment résultent de la combinaison des niveaux de performance de ses composants structurels et non structurels, qui sont indépendants les uns des autres. Le Tableau 1.2 (Adopté de FEMA-356 [53]) illustre comment les niveaux de performance des éléments structurels et non structurels sont combinés pour établir les niveaux de performance cible du bâtiment. Ces niveaux de performance cible sont représentés par des chiffres et des lettres dans le Tableau 1.2. Les chiffres dénotent les niveaux de performance

structurelle (S-1 à S-6), tandis que les lettres représentent les niveaux de performance non structurelle (N-A à N-E). Par exemple, dans un bâtiment désigné par le niveau de performance cible "sécurité de vie 3-C," le chiffre 3 correspond au niveau de performance structurelle S-3 pour la sécurité de vie des éléments structurels, et la lettre C correspond au niveau de performance non structurelle N-C pour la sécurité de vie des composants non structurels.

Tableau 1.2 Niveaux de performance visée du bâtiment [53]

Niveaux de performance non structurels	Niveaux de Performance Structurelle					
	S-1 Occupation Immédiate	S-2 Damage control range	S-3 Sécurité des Personnes	S-4 Zone de sécurité limitée	S-5 Prévention de l'Effondrement	S-6 pas considéré comme
N-A Opérationnelle	Opérationnelle 1-A	2-A	NR*	NR*	NR*	NR*
N-B Occupation Immédiate	Occupation Immédiate 1-B	2-B	3-B	NR*	NR*	NR*
N-C Sécurité des Personnes	1-C	2-C	Sécurité des Personnes 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Hazard reduced	NR*	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E pas considéré comme	NR*	NR*	NR*	4-E	Prévention de l'Effondrement 5-E	NR*

NR\* = Non recommandé

Plusieurs directives recommandent quatre niveaux de performance courants pour les bâtiments (comme illustré dans la Figure 1.11 et le Tableau 1.1) pour la conception de nouveaux bâtiments et l'évaluation des bâtiments existants [49], [51]. Ces niveaux sont résumés comme suit :

#### 1. Niveau de Performance Opérationnelle du Bâtiment (1-A)

Les dommages globaux pour un bâtiment conçu pour ce niveau de performance sont négligeables. Le bâtiment conservera presque sa rigidité et sa résistance d'origine après le séisme, comme avant le séisme. De plus, les installations nécessaires seront opérationnelles, mais il peut y avoir des perturbations pour l'utilisation normale de certaines installations non essentielles, telles que l'eau, l'électricité, etc. Le risque pour la sécurité des personnes pendant un séisme est négligeable. Les membres structurels et non structurels du bâtiment devraient présenter des dommages minimes, voire inexistantes.

En outre, comme le montre le [Tableau 1.2](#), ce niveau de performance est la combinaison du niveau de performance d'occupation immédiate des composants structuraux et du niveau de performance opérationnelle des composants non structuraux. Ainsi, il peut y avoir quelques fissures mineures (dommages attendus à ce niveau de performance) dans les éléments structurels et non structurels du bâtiment. Les fissures mineures des façades, des cloisons et des plafonds du bâtiment peuvent être de bons exemples des dommages mineurs des composants non structurels d'un bâtiment.

La plupart des bâtiments devraient atteindre ou dépasser ce niveau de performance en cas de faible intensité de secousse sismique, c'est-à-dire en cas de faible intensité sismique. Concevoir des bâtiments pour ce niveau de performance en cas de risque sismique rare (par exemple, 10% de probabilité de dépassement en 50 ans) ne serait pas économiquement pratique. Cependant, pour les bâtiments abritant des installations critiques pour la sécurité (par exemple, des bâtiments contenant de grandes quantités de matériaux dangereux tels que des toxines, des matériaux radioactifs ou des explosifs ayant des effets externes significatifs sur les dommages au bâtiment), cela sera obligatoire.

## 2. Niveau de Performance d'Occupation Immédiate (1-B)

Les dommages globaux du bâtiment à ce niveau de performance sont légers. Le bâtiment conservera presque sa rigidité et sa résistance d'origine après le séisme. Les composants structurels subiront des dommages similaires à ceux du niveau de performance opérationnelle du bâtiment, tandis qu'il y aura quelques dommages supplémentaires aux composants non structurels du bâtiment comme on s'y attend à ce niveau de performance. Le risque pour la sécurité des personnes est très faible.

Ce niveau de performance du bâtiment est la combinaison du niveau de performance d'occupation immédiate des éléments structurels et non structurels du bâtiment. Les services publics importants seront opérationnels s'ils sont nécessaires au fonctionnement normal du bâtiment. Cependant, il peut y avoir des perturbations pour les services inutiles. Bien que le bâtiment soit sécurisé pour être réoccupé, un certain nettoyage, des réparations et des travaux de restauration seront nécessaires.

## 3. Niveau de Performance pour la Sécurité des Personnes (3-C)

Les dommages globaux du bâtiment, conçu pour ce niveau de performance, sont modérés. Il y aura une perte significative de rigidité initiale du bâtiment, mais il aura une certaine

résistance latérale et des marges contre l'effondrement, de plus, les éléments de charge gravitationnelle structurels seront fonctionnels. Les composants structurels et non structurels subiront des dommages importants. Les contenus, les systèmes et les dangers de chute, sélectionnés pour le bâtiment, sont sécurisés, mais ils ne sont pas opérationnels. La sécurité des personnes est protégée, ce qui signifie que le risque pour la sécurité des personnes est faible.

Ce niveau de performance du bâtiment peut être atteint par la combinaison des niveaux de performance pour la sécurité des personnes des composants structurels et non structurels des bâtiments. Le bâtiment peut être réoccupé après réparation et restauration. La réparation est possible, mais économiquement elle ne sera pas pratique.

Ce niveau de performance du bâtiment est la base pour la conception de nouvelles structures dans les codes et les dispositions actuels. De nombreux propriétaires souhaitent atteindre ce niveau de performance pour leurs bâtiments en cas de risque sismique grave.

#### 4. Niveau de Performance pour la Prévention de l'Effondrement (5-E)

Les dommages globaux du bâtiment à ce niveau de performance sont graves. Le système de résistance aux charges latérales du bâtiment perdra une quantité significative de sa rigidité et de sa résistance d'origine. Cependant, les éléments de charge gravitationnelle, tels que les colonnes et les murs, sont fonctionnels et le bâtiment est proche de l'effondrement. Le risque pour la sécurité des personnes est grave.

À ce niveau de performance du bâtiment, les composants structurels sont au niveau de performance pour la prévention de l'effondrement, tandis que pour les composants non structurels, aucun niveau de performance n'est considéré. De plus, les dommages aux éléments structurels sont graves, et les éléments non structurels, tels que les murs de remplissage, peuvent tomber et bloquer probablement les sorties du bâtiment comme conséquence de cette chute.

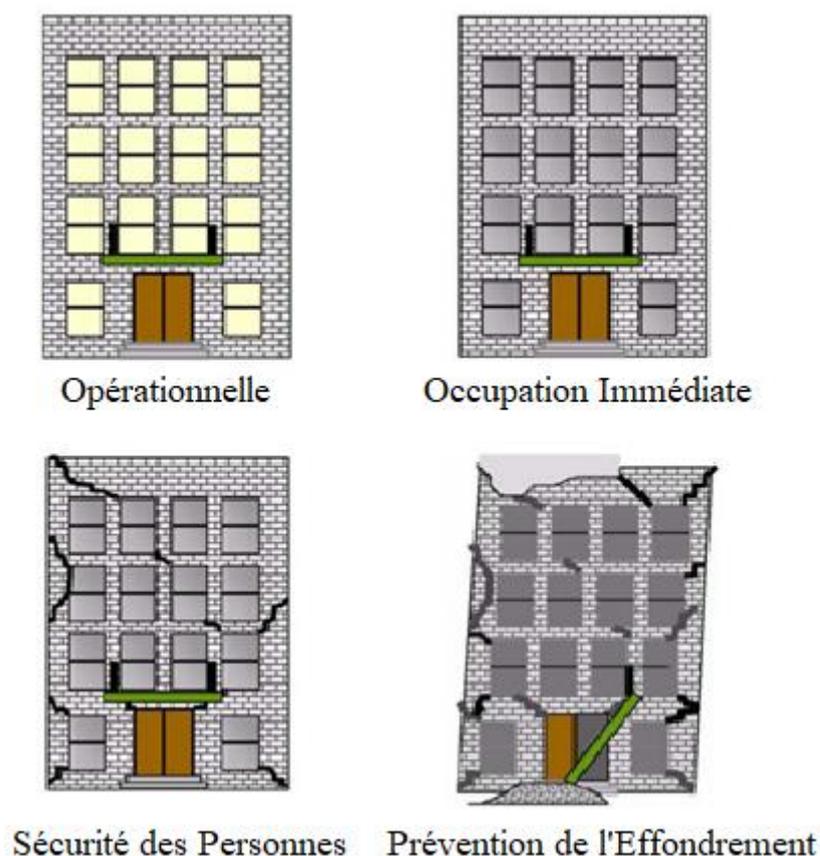


Figure 1.11 Représentation graphique des niveaux de performance [49]

Les niveaux de risque sismique, conjointement avec les niveaux de performance, définissent les objectifs de performance. La conception du sol et d'autres risques tels que les glissements de terrain, la liquéfaction et les tassements sont déterminés par le risque sismique. Ces risques sont définis sous forme de spectres de réponse en accélération ou d'histoires de temps d'accélération sur la base d'analyses déterministes ou probabilistes.

Un niveau spécifique de mouvement du sol sur une faille spécifique peut créer un événement pouvant provoquer une secousse maximale du sol, cette approche est définie comme une approche déterministe du mouvement du sol sismique. D'autre part, si une secousse du sol est définie en termes de niveau de secousse associé à la probabilité d'occurrence, cela présenterait une approche probabiliste du mouvement du sol sismique. Les trois premiers niveaux de risque sismique, présentés dans la Figure 1.11 et le Tableau 1.1, sont définis de manière probabiliste, et le dernier est défini de manière déterministe. L'ensemble des secousses sismiques, c'est-à-dire les niveaux de risque sismique présentés dans la Figure 1.11 et le Tableau 1.1, dépend fortement du site dans une région sismique spécifique. Cela s'explique par le fait

que les conditions du site varient d'un site à l'autre dans une région sismique spécifique, telles que le profil du sol, la topographie du site, etc.

Trois niveaux de risque sismique sont donnés dans les directives (par exemple, ATC-40 [55]). Ils peuvent être spécifiés par l'échelle d'intensité du site correspondante, leur période de retour moyenne et la probabilité de dépassement. Des informations succinctes sont données sur ces niveaux de risque comme suit :

### 1. Le Niveau de Risque Sismique d'Utilisation Courante

Cette catégorie de niveau de risque sismique, dans certaines directives, est donnée uniquement comme un seul niveau de risque sismique, soit une probabilité de dépassement de 50 % en 50 ans (période de retour moyenne de 72 ans) pour un risque sismique fréquent. Cependant, dans d'autres, en plus de ce niveau de risque, un autre niveau de risque sismique, soit une probabilité de dépassement de 20 % en 50 ans (période de retour moyenne de 225 ans) pour des risques sismiques occasionnels, est également donné comme niveau de risque sismique d'utilisation courante.

### 2. Le Niveau de Risque Sismique de Conception

À des fins de réhabilitation, ce niveau de risque sismique est également appelé Séisme de Base de Sécurité 1 (BSE-1). Le niveau de risque sismique de conception est exprimé en tant que probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans (période de retour moyenne de 475 ans). Ce niveau de risque est utilisé dans les travaux de réhabilitation pour satisfaire les objectifs de sécurité de base (BSO). De plus, ce niveau de secousse est utilisé comme séisme de conception dans les codes sismiques tels que l'Eurocode 8 (EC8), le Code de Conception Parasismique Turc, etc.

### 3. Le Niveau de Risque Sismique Maximum

Ce niveau de risque sismique est également appelé Séisme de Base de Sécurité 2 (BSE-2), et dans certaines directives, il est également appelé Séisme Considéré Maximum (MCE). Ce niveau de risque sismique est également utilisé dans la réhabilitation des bâtiments pour satisfaire les objectifs de sécurité de base (BSO). Il est défini comme une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (période de retour moyenne de 2 475 ans). Il convient de noter que dans certaines normes et directives, il est défini comme une probabilité de dépassement de 5 % en 50 ans (période de retour moyenne de 970 ans, comme on peut le voir dans la [Figure 1.10](#)).

### **1.5.6. Développer la conception préliminaire du bâtiment**

La prochaine étape dans la conception sismique basée sur la performance, recommandée dans FEMA-445 [45], est le développement de la conception préliminaire du bâtiment. Qiang Xue et al. 2008 [56], et Li Wei et al. 2012 [57], ont présenté une étape appelée conception conceptuelle, entre le développement de la conception préliminaire et la sélection des objectifs de performance.

Selon Qiang Xue et al. 2008 et Li Wei et al. 2012, "dans l'étape de conception conceptuelle, quelques règles de conception conceptuelle de base sont données en mettant l'accent sur la redondance et la continuité uniforme de la force, de la rigidité et de la ductilité, respectivement". Pour dissiper l'énergie après que le système a atteint sa capacité de déformation, c'est-à-dire après la déformation du système, la capacité de ductilité du système est donnée comme ductilité ultime selon sa capacité relative. De plus, pour concevoir un système structurel spécial basé sur une technologie fiable, une flexibilité est accordée au système. De plus, les limites de la hauteur du bâtiment sont spécifiées, et les mécanismes de dissipation d'énergie et de déformation avec des irrégularités verticales et horizontales du bâtiment sont déterminés.

Les descriptions de plusieurs caractéristiques importantes d'une structure sont incluses dans la conception préliminaire du bâtiment. Ces caractéristiques peuvent influencer considérablement la capacité de performance des structures face à un risque sismique futur qu'elles pourraient rencontrer [45], [57].

La caractéristique la plus importante est la caractéristique du site de la structure et l'emplacement de la structure sur ce site. L'autre paramètre est la configuration de la structure ou l'arrangement des éléments des structures. Par exemple, dans la configuration du bâtiment, le nombre d'étages, la hauteur de chaque étage, la présence d'irrégularités verticales ou horizontales (ou les deux), l'arrangement des plaques de sol dans chaque étage, le type de fondation, etc., sont inclus. De plus, les types de système structurel de base sont également inclus dans la définition de l'attribut du bâtiment. Dans un bâtiment ; par exemple, le cadre moment acier ou béton armé, le bâtiment à simple paroi ou le système à double paroi-cadre sont différents types de systèmes structurels de base. De plus, la rigidité et la résistance de la structure, les systèmes de dissipation d'énergie et d'isolation sismique, qui sont de bons exemples de technologies de modification de la protection ou de la réponse, jouent également un rôle important pour influencer la capacité de performance de la structure [45].

Dans la plupart des cas de séisme dans le passé, sauf s'il n'y avait pas de défaillance brutale et d'effondrement des éléments structuraux d'un bâtiment, la plupart des pertes et blessures se sont produites en raison de la défaillance des membres non structuraux. Cela implique que, non seulement la taille et l'emplacement des composants et systèmes structurels, mais aussi la taille et l'emplacement approximatifs des composants et systèmes non structurels influencent également grandement la capacité de performance du bâtiment.

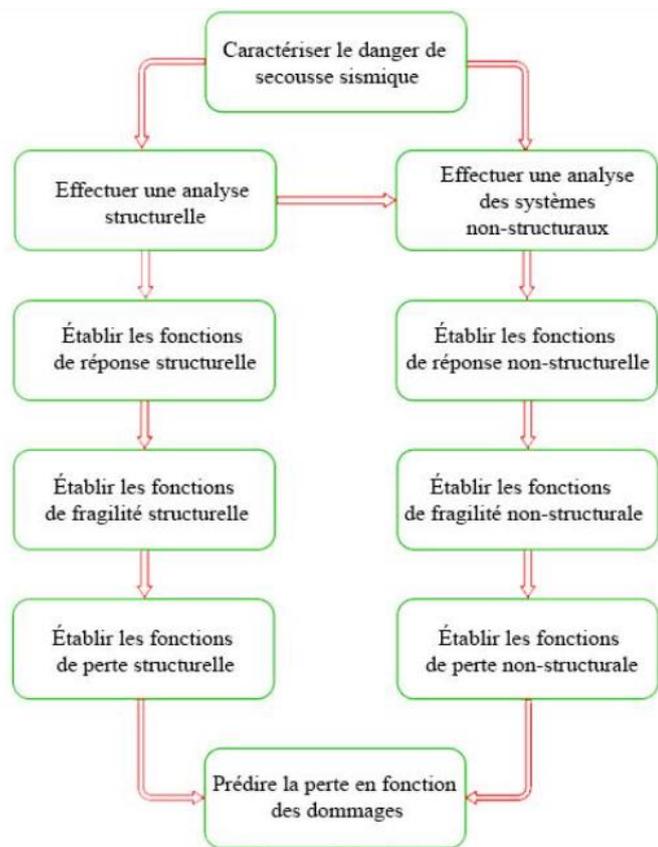
Comme mentionné dans la Section 2.4, la procédure de conception sismique basée sur la performance est une procédure itérative, pour mettre en œuvre cette méthode de manière efficace et efficiente, il est très important de sélectionner un concept de conception préliminaire approprié. Une sélection inappropriée d'un concept de conception préliminaire peut entraîner de grandes itérations avant d'atteindre une solution acceptable, ou peut donner une solution qui ne répondrait pas suffisamment bien aux objectifs de performance [57]. En outre, puisque les objectifs de performance guident le processus de conception dans la conception sismique basée sur la performance, pour atteindre ces objectifs, dans l'étape de conception préliminaire, une procédure de conception basée sur le déplacement direct ou indirect est utilisée [56]. Enfin, dans l'étape de conception préliminaire, la période fondamentale de la structure, son rapport de ductilité, sa rigidité et sa force de l'effort tranchant à la base sont déterminés. Ensuite, en utilisant des méthodes d'analyse structurelle, les forces des éléments sont obtenues, et enfin, selon ces forces, les éléments sont conçus

### **1.5.7. Évaluer les performances**

Dans cette étape de la procédure de conception sismique basée sur la performance, une évaluation détaillée de la performance sismique du bâtiment est nécessaire pour obtenir la performance probable du bâtiment et la comparer avec les objectifs de performance sélectionnés dans la première étape. L'acceptation de la performance du bâtiment par rapport aux objectifs de performance sélectionnés dans la première étape nécessite une combinaison de vérifications [58]. Ces vérifications sont effectuées pour les systèmes structuraux, non structuraux et de contenu, ainsi que pour l'ensemble du système. Si ces vérifications satisfont aux critères d'acceptation, c'est-à-dire aux objectifs de performance sélectionnés, la conception est terminée et d'autres détails sont fournis. Sinon, une révision de la conception doit être effectuée jusqu'à ce que la performance du bâtiment atteigne les objectifs de performance mentionnés.

La performance probable du bâtiment est évaluée en utilisant une série de simulations, c'est-à-dire une analyse de la réponse du bâtiment aux charges. Le processus d'évaluation détaillée

de la performance du bâtiment est présenté dans la [Figure 1.12](#) (Adoptée de FEMA-445 (2006) et Hamburger (2004), [45], [59]), il commence par la caractérisation du risque de secousse tellurique et se termine par la prédiction des pertes en fonction des dommages. De plus, il est essentiel d'établir une relation statistique entre le risque sismique, la réponse du bâtiment, les dommages, puis les pertes pour accomplir le processus d'évaluation de la performance [1]. Quatre types de variables aléatoires généralisées, désignées sous le nom de Mesure d'Intensité (IM), Paramètres de Demande en Ingénierie (EDP), Mesures de Dommages (DM), et Variables de Décision (DV), sont les résultats du processus d'évaluation de la performance [60], [61]. Les étapes du processus d'évaluation de la performance sont brièvement discutées dans les sections suivantes.



[Figure 1.12](#) Processus d'évaluation de la performance

### **1.5.8. Conclusion**

Ce chapitre a examiné l'importance des systèmes structurels dans la stabilité des bâtiments, notamment face aux charges sismiques. Nous avons exploré les types de systèmes utilisés en Algérie, avec une attention particulière sur les systèmes de voile en béton armé, qui offrent une résistance essentielle aux forces latérales, notamment lors de tremblements de terre. L'analyse a montré que la géométrie, l'épaisseur et le positionnement des voiles jouent un rôle crucial dans la performance sismique. Les études suggèrent que des murs bien placés et dimensionnés augmentent la résilience des structures face aux séismes. De plus, les techniques modernes de modélisation, comme l'analyse Pushover, permettent de mieux prédire le comportement des structures. En résumé, ce chapitre met en évidence la nécessité de concevoir soigneusement les voiles pour améliorer la performance sismique des bâtiments, préparant ainsi le terrain pour les analyses plus approfondies dans les chapitres suivants.

# Chapitre 2. Méthodes d'évaluation sismique pour les structures en béton armé

---

## 2.1. Introduction

Dans ce chapitre diverses approches et méthodes utilisées dans l'analyse des structures soumises à des charges sismiques. Nous commençons par une étude approfondie de l'analyse statique non linéaire, également connue sous le nom de méthode "Pushover". Cette méthode est utilisée pour évaluer la performance des structures lorsqu'elles sont soumises à des charges sismiques croissantes.

## 2.2. Analyse statique non linéaires (Pushover)

L'analyse Pushover est souvent utilisée pour désigner les procédures statiques non linéaires mises en œuvre afin d'évaluer la performance sismique des structures existantes, mais également pour concevoir de nouveaux bâtiments [62], [63], [64], [65]. Cet outil constitue un élément clé de la méthodologie de conception basée sur la performance [66], intégrée dans de nombreuses réglementations et directives sismiques récentes. L'approche Pushover consiste à effectuer une série d'analyses statiques inélastiques sur une structure, en appliquant un modèle de charges latérales prédéfini. Ce modèle est généralement fondé sur le premier mode de vibration de la structure ou sur des modèles de charges statiques latérales équivalentes stipulées dans les normes sismiques. Bien que le schéma de charge reste constant pendant le processus, son intensité est augmentée progressivement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. Ce déplacement cible est généralement interprété comme représentant le déplacement maximal au sommet de la structure sous l'effet d'une excitation sismique. Les résultats de l'analyse Pushover permettent d'estimer la capacité structurelle en traçant la relation entre le déplacement du sommet et la force de base appliquée. Cette représentation graphique, communément appelée courbe Pushover, est illustrée dans la [figure 2.1](#).

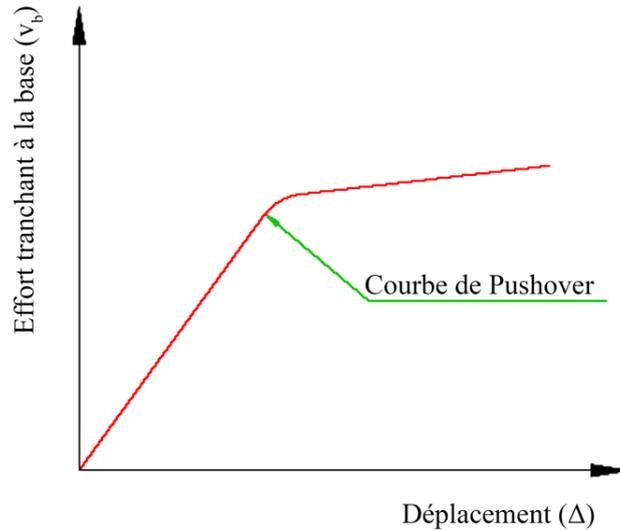


Figure 2.1 Courbe de Pushover représentant la variation de la force de base avec le déplacement du sommet du bâtiment

L'analyse de Pushover a été développée en supposant que la réponse sismique du bâtiment est dominée par un seul mode et que la forme de ce mode reste invariante tout au long de l'analyse [65], [67], [68]. Cela permet de relier la réponse du bâtiment à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF), comme illustré dans la figure 2.2. Malgré le manque de base théorique rigoureuse, des études antérieures ont montré que l'analyse de Pushover a fourni des estimations adéquates de la réponse sismique maximale des systèmes MDOF dans lesquels la réponse est principalement contrôlée par un seul mode.

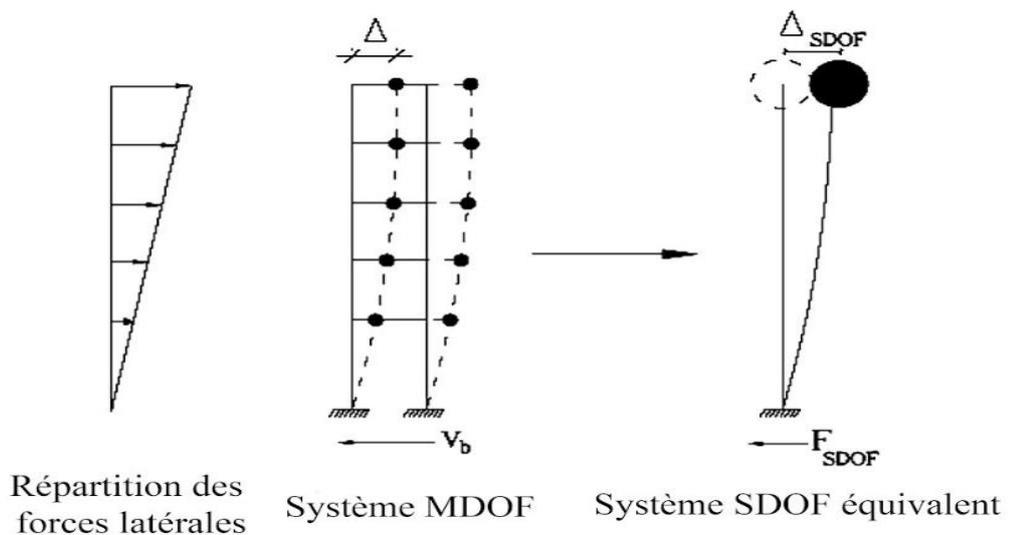


Figure 2.2 Paramètres du système équivalent SDOF

Des études récentes ont également confirmé l'efficacité de l'analyse de Pushover pour estimer des quantités importantes de réponse du modèle structural, telles que les déplacements de toiture, les ratios de déformation des étages et les rotations des rotules plastiques. Kowalsky [69] a démontré l'applicabilité de l'analyse de Pushover aux systèmes de ponts avec des superstructures flexibles ou rigides et pour divers degrés de contrainte d'appui. Lee et Foutch [67] ont étudié la performance sismique de nouveaux cadres spéciaux en acier résistant aux moments qui ont été construits après le séisme de Northridge en utilisant l'analyse de Pushover. Usamai et al. [68] ont appliqué l'analyse de Pushover et des systèmes SDOF équivalents à des structures de cadres en acier à parois minces dans les systèmes de ponts autoroutiers afin d'estimer la capacité structurelle et la demande en termes de ductilité globale et de déplacement résiduel. Chopra et Goel [70] ont développé une analyse de Pushover modale et l'ont appliquée pour estimer les demandes sismiques de plusieurs bâtiments. Les résultats de l'analyse de Pushover modale étaient en bon accord avec les résultats obtenus par des analyses d'historiques de réponse non linéaires. Moghadam et Tso [71] ont appliqué l'analyse de Pushover à des bâtiments asymétriques en utilisant des motifs de charge statique équivalents tandis que les déplacements cibles étaient déterminés en utilisant des analyses dynamiques linéaires. Kilar et Fajfar [65] ont également appliqué l'analyse de Pushover pour analyser à la fois un modèle symétrique et un modèle asymétrique de bâtiment à ossature en béton armé de sept étages. Pauly [72] a présenté une étude pas à pas d'un système dual cadre-mur par analyse de Pushover pour faciliter l'établissement de limites de déplacement et de ductilité de manière simple. Hadjian [73] a établi des méthodes pour une conception cohérente en termes de risque, en tenant compte de la méthode FEMA basée sur l'analyse de Pushover, où les parties prenantes sont divisées en deux groupes. Nakashima et al. [74] ont présenté un modèle de cadre générique utile pour la simulation des réponses sismiques de cadres en acier à plusieurs étages et plusieurs travées. Zheng et al. [75] ont appliqué l'analyse de Pushover pour étudier la réponse sismique de ponts en acier à plusieurs travées. Antoniou et al. [76] ont présenté une procédure de Pushover adaptative. De plus, Gupta et Kunnath [77] ont appliqué une autre procédure de Pushover adaptative pour évaluer la performance des structures pendant les excitations sismiques. Daneshjoo et Gerami [78] ont étudié les effets des modes supérieurs dans l'analyse de Pushover. Jan et al. [79] ont présenté une stratégie de Pushover limite supérieure pour les bâtiments de grande hauteur. Monti et al. [80] ont présenté quelques études de cas sur l'analyse de Pushover. Nasir et al. [81] et Requena et Gustavo [82] ont appliqué l'analyse de Pushover pour étudier les réponses non linéaires des éléments en béton armé. Williams et Albermani [83] ont étudié des cadres en acier avec des dissipateurs d'énergie passifs. De plus, des approches basées sur

l'énergie pour l'analyse de Pushover ont été discutées dans la littérature. Vamvatsikos et Cornell [84] ont présenté l'analyse dynamique incrémentale comme alternative à l'analyse de Pushover.

Les caractéristiques force-déplacement du système SDOF équivalent peuvent être dérivées à partir de la courbe de Pushover du bâtiment [68], [85]. Cela est réalisé en partant de l'équation différentielle de mouvement gouvernante du système MDOF du bâtiment soumis à une accélération du sol  $\ddot{u}_g$  [86] :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + q = -M\{1\} \ddot{u}_g \quad (2.1)$$

Où :

$M$  et  $C$  sont les matrices de masse et d'amortissement du bâtiment, respectivement.

$q$  est le vecteur de force latérale par étage.

$\{1\}$  est le vecteur d'unité et  $u$  est le vecteur de déplacement relatif.

Étant donné que dans l'analyse de Pushover, il est supposé que la réponse du bâtiment est dominée par une seule forme modale  $\{\emptyset\}$  qui reste invariante tout au long de l'analyse, le vecteur de déplacement relatif peut être exprimé en termes de  $\{\emptyset\}$  et du déplacement du sommet  $\Delta$  du bâtiment comme suit [86]:

$$u = \{\emptyset\} \Delta \quad (2.2)$$

En substituant l'équation (2.2) dans l'équation (2.1) et en pré-multipliant par  $\{\emptyset\}^T$ , nous obtenons [86]:

$$\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\} \ddot{\Delta} + \{\emptyset\}^T C \{\emptyset\} \dot{\Delta} + \{\emptyset\}^T q = -\{\emptyset\}^T M \{1\} \ddot{u}_g \quad (2.3)$$

Définissant le déplacement SDOF de référence  $u^*$  comme suit :

$$u^* = \frac{\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\}}{\{\emptyset\}^T M \{1\}} \Delta \quad (2.4)$$

Puis en substituant pour  $\Delta$  dans l'équation (2.3) en utilisant l'équation (2.4), nous obtenons l'équation différentielle suivante qui régit la réponse du système SDOF équivalent [86]:

$$m^* \ddot{u}^* + c^* \dot{u}^* + q^* = -m^* \ddot{u}_g \quad (2.5)$$

Les variables  $m^*$ ,  $c^*$  et  $q^*$  représentent respectivement la masse, l'amortissement et la force du système SDOF équivalent, qui sont donnés par [86]:

$$m^* = \{\emptyset\}^T M \{1\} \quad (2.6)$$

$$c^* = \{\emptyset\}^T C \{\emptyset\} \frac{\{\emptyset\}^T M \{1\}}{\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\}} \quad (2.7)$$

$$q^* = \{\emptyset\}^T q \quad (2.8)$$

Ainsi, en sélectionnant le vecteur de forme  $\{\emptyset\}$ , la relation force-déplacement ( $q^*$  par rapport à  $u^*$ ) du système SDOF équivalent peut être déterminée à partir de la courbe de Pushover du modèle MDOF du bâtiment, comme illustré dans la [Figure 2.3](#). Dans ce cas bilinéaire, la période élastique de vibration du système SDOF équivalent est donnée par [86]:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* u_y^*}{q_y^*}} \quad (2.9)$$

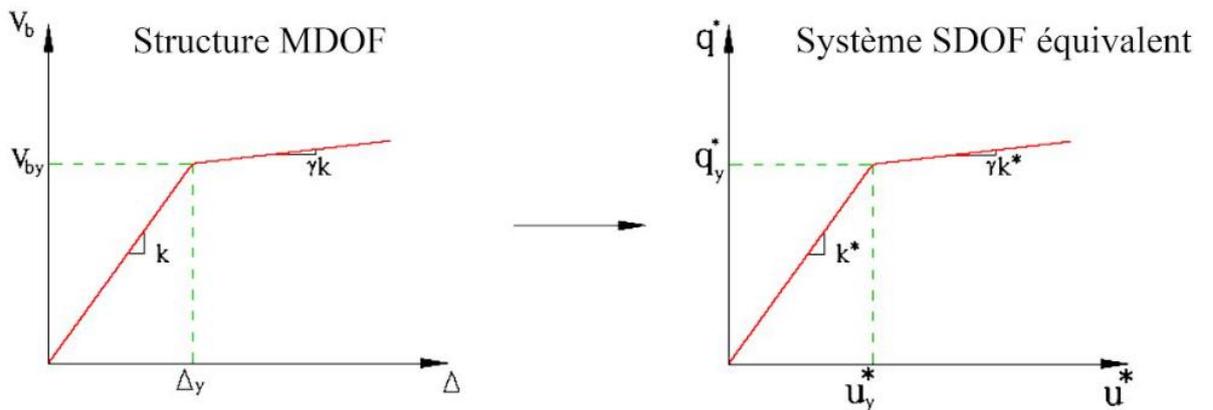
Où  $u_y^*$  et  $q_y^*$  représentent respectivement le déplacement de cèdre et la résistance du système SDOF équivalent correspondant à ceux de la structure MDOF au point de cèdre [86]:

$$u_y^* = \frac{\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\}}{\{\emptyset\}^T M \{1\}} \Delta_y \quad (2.10)$$

$$q_y^* = \{\emptyset\}^T q_y \quad (2.11)$$

Dans l'équation (2.11),  $q_y$  est le vecteur de force latérale par étage au point de cèdre qui est lié à la force de base au point de cèdre par [86]:

$$V_{by} = \{1\}^T q_y \quad (2.12)$$



[Figure 2.3](#) Les caractéristiques force-déplacement des paramètres du système SDOF équivalent sont dérivées à partir de la courbe de Pushover de la structure MDOF.

La procédure ci-dessus nécessite que la courbe de Pushover du bâtiment soit idéalisée en une relation bilinéaire entre  $V_b$  et  $\Delta$ , comme illustré dans la Figure 2.4. Le jugement d'ingénierie peut être utilisé pour définir la courbe idéalisée. Cette idéalisation permet l'identification des quantités nominales de force et de déplacement globales.

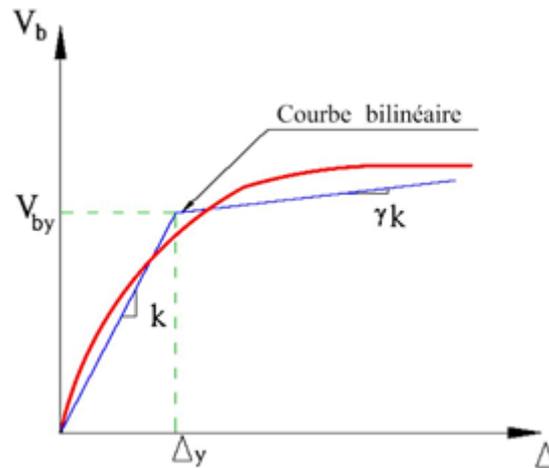


Figure 2.4 Courbe bilinéaire

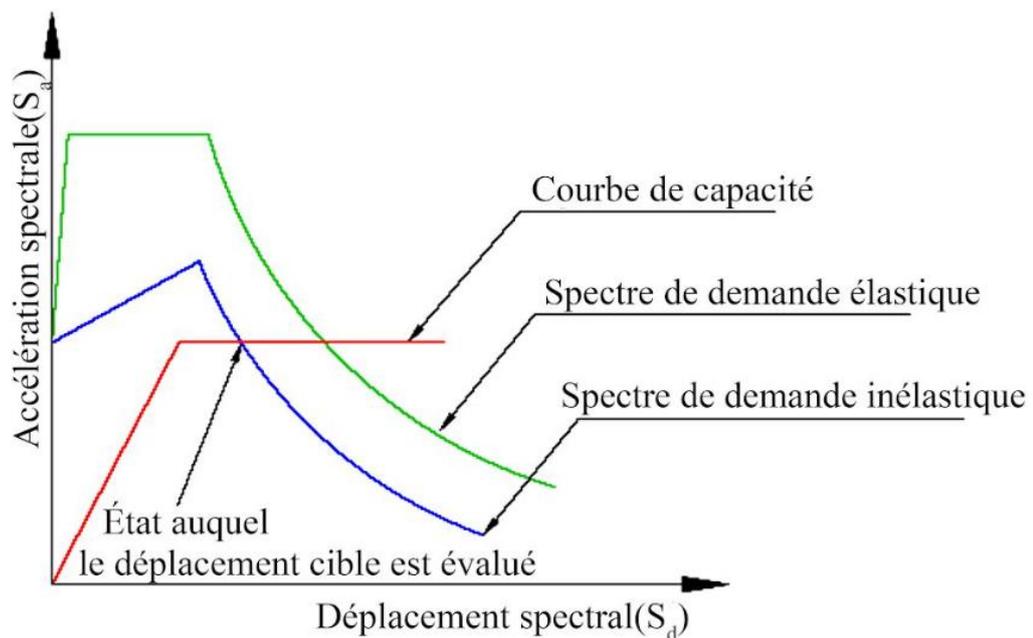
L'analyse Pushover est menée jusqu'à atteindre un déplacement cible, utilisé pour évaluer la performance sismique du bâtiment. Ce déplacement cible représente une estimation du déplacement global attendu de la structure sous l'effet d'un séisme de conception [66], [85]. Il peut être déterminé en procédant à une analyse sismique en histoire temporelle non linéaire appliquée au système SDOF équivalent [68]. Cela nécessite au préalable de définir la demande de déplacement inélastique afin de calculer le déplacement cible. Étant donné que l'analyse Pushover est principalement un outil de conception, l'excitation sismique du sol est modélisée à l'aide d'un spectre de réponse élastique lissé, et non du spectre de réponse réel. Dans ce contexte, la demande de déplacement inélastique doit être déduite à partir des données spectrales ainsi que d'informations complémentaires, prenant en compte les différences entre la demande de déplacement élastique et inélastique. Plusieurs recherches ont exploré ce sujet et développé des relations pratiques entre ces deux types de demandes de déplacement [64], [87], [88]. La demande de déplacement élastique  $S_d$  peut être directement calculée à partir de la pseudo-accelération  $S_a$  du spectre de réponse comme suit :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.13)$$

Dans laquelle  $T$  est la période propre de vibration du système SDOF.

Cette demande de déplacement est la base pour prédire la demande de déplacement inélastique, qui doit être accomplie en tenant compte de la résistance à la limite élastique et des caractéristiques hystérétiques du système SDOF [85]. Alternativement, la réponse inélastique et les spectres de conception pour la demande de déplacement peuvent être construits en utilisant un système SDOF équivalent [63], [89], [90]. Dans ce cas, la courbe de capacité du bâtiment représentée par la relation force-déplacement du SDOF équivalent et la courbe de demande représentée par le spectre inélastique sont tracées sur le même graphe, en considérant un format pseudo-accelération par rapport au déplacement (format AD), comme illustré dans la [Figure 2.5](#). Le point d'intersection de ces deux courbes représente une approximation adéquate du déplacement maximal du système SDOF équivalent qui, une fois converti, donne une estimation raisonnable du déplacement cible de l'analyse de Pushover pour le bâtiment.

Une fois que le déplacement cible est estimé, le bâtiment est poussé de manière incrémentielle en utilisant un profil de charge latérale prédéfini jusqu'à ce que le déplacement du sommet du bâtiment atteigne le déplacement cible. À cet état, les réponses et les forces induites sont censées représenter adéquatement les quantités de réponse du bâtiment sous l'excitation sismique de conception.



[Figure 2.5](#) Spectre de demande inélastique et courbe de capacité

### 2.3. Procédures Dynamiques Non Linéaires versus Procédures Statiques Non Linéaires

Les procédures dynamiques non linéaires (ADN) sont considérées comme les procédures les plus précises pour l'analyse des structures exposées à des excitations de mouvement du sol [91]. La profession d'ingénierie rencontre certaines difficultés lors de l'application des ADN, telles que la complexité de la modélisation tridimensionnelle de la structure, l'incertitude des propriétés structurelles et l'aléatoire des données de mouvement du sol requises pour l'analyse. De plus, un comportement hystérétique détaillé des éléments structuraux est nécessaire pour l'analyse et ne peut pas être prédit de manière fiable. En utilisant une analyse dynamique non linéaire, des courbes de type poussée peuvent être construites pour les bâtiments [92]. Du point de vue pratique, les ADN ne conviennent pas à une utilisation quotidienne en conception, et pour l'instant, il est approprié pour la recherche et la conception de structures importantes [93].

D'autre part, les procédures statiques non linéaires (ASN) ne nécessitent pas toutes les données d'entrée requises pour les ADN. Dans les ASN, la structure est soumise à un motif de charge latérale croissante prédéfini à l'aide des réglementations sismiques jusqu'à ce qu'un mécanisme local ou global soit atteint. La performance attendue de la structure peut être estimée par l'estimation des demandes de résistance et de déformation. Les ASN fournissent des informations sur la résistance et la déformation de la structure et donnent un aperçu de la performance de la structure. De plus, les ASN prédisent la distribution critique des demandes à travers les éléments structurels, ce qui permet d'identifier les éléments critiques pendant le mouvement du sol, et qui doivent être pris en considération lors du processus de conception [94]. Du point de vue pratique, les ASN sont plus simples à appliquer au quotidien que les ADN.

Voici quelques exemples des caractéristiques de réponse que les ASN peuvent fournir des informations sur et qui ne peuvent pas être obtenues à partir des ADN [85]:

1. Les demandes de force réelles sur les éléments potentiellement fragiles tels que les demandes de force axiale dans les colonnes, les demandes de force sur les connexions de contreventement, les demandes de moment sur les connexions poutre-colonne.
2. Estimations des demandes de déformation pour les éléments subissant une déformation inélastique pour dissiper l'énergie sismique.
3. Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments et identification des régions de haute déformation attendues.

4. Identification des discontinuités de résistance qui entraîneront des changements des caractéristiques dynamiques dans la plage inélastique.
5. Estimations des déformations inter-étages qui prennent en compte les discontinuités de résistance ou de rigidité et peuvent être utilisées pour contrôler les dommages et évaluer les effets P- $\Delta$ .
6. Vérification de l'adéquation du chemin de charge en tenant compte de tous les éléments de la structure et des systèmes de fondation.

Dans les ADN, l'analyse dynamique de l'histoire de réponse inélastique est utilisée pour déterminer les forces sismiques de conception, leur répartition sur la hauteur du bâtiment, et les forces internes correspondantes et les déplacements du système [54]. Les déplacements de conception ne sont pas estimés en utilisant un déplacement cible comme dans le cas des ASN, mais ils sont déterminés directement par une analyse dynamique utilisant des historiques de mouvement du sol. Comme les réponses calculées peuvent être très sensibles aux caractéristiques des mouvements du sol individuel, il est recommandé d'effectuer l'analyse avec plus d'un enregistrement de mouvement du sol. Étant donné que le modèle numérique tient compte directement des effets de la réponse inélastique des matériaux, les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de celles attendues lors du séisme de conception. Les résultats des ADN doivent être vérifiés en utilisant des critères d'acceptation applicables, où les déplacements et les forces internes calculés sont comparés directement aux valeurs admissibles.

Dans les ASN, un modèle incorporant une propriété de matériau inélastique est exposé à un motif de charge fixe jusqu'à ce que le déplacement cible du sommet soit atteint. Après cela, les déformations internes induites et les forces sont déterminées. Les caractéristiques de charge-déformation non linéaires des composants individuels et des éléments de la structure sont directement modélisées. Le modèle mathématique du bâtiment est soumis à des forces ou des déplacements latéraux croissants de manière monotone jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit dépassé ou qu'un mécanisme global se forme. Le déplacement cible est censé représenter le déplacement maximal susceptible d'être expérimenté lors du séisme de conception. Le déplacement cible peut être calculé par n'importe quelle procédure qui tient compte des effets de la réponse non linéaire sur l'amplitude du déplacement. Comme le modèle mathématique tient compte directement des effets de la réponse inélastique des matériaux, les forces internes calculées seront des approximations raisonnables de celles attendues lors du séisme de conception. Tout comme dans les ADN, les résultats des ASN doivent être vérifiés en utilisant

des critères d'acceptation applicables, où les déplacements et les forces internes calculés sont comparés directement aux valeurs admissibles.

Pour les bâtiments qui ne sont pas symétriques par rapport à un plan perpendiculaire aux charges latérales appliquées, les charges latérales sont appliquées dans les deux directions positive et négative, et les forces et déformations maximales sont utilisées pour la conception. La relation entre la force de cisaillement de la base et le déplacement latéral d'un point de contrôle peut être établie pour des déplacements de point de contrôle variant entre zéro et 150% du déplacement cible. Les critères d'acceptation sont basés sur les forces et les déformations correspondant au déplacement latéral minimal du point de contrôle. La plupart des directives considèrent le point de contrôle comme étant le centre de masse au sommet d'un bâtiment.

## **2.4. Méthode de Pushover**

Au cours des vingt dernières années, de nombreux chercheurs ont présenté et développé des méthodes de pushover. En général, une forme de charge latérale triangulaire inversée est adoptée dans l'analyse pushover en raison de sa simplicité et des résultats numériques acceptables, similaires à ceux obtenus avec d'autres distributions de forces compatibles avec le premier mode ou des modes combinés [95].

En 1981, Saidii et Sozen [96] ont proposé d'effectuer des analyses dynamiques non linéaires sur un système équivalent à un degré de liberté (SDOF), ce qui peut être considéré comme la base des méthodes de pushover actuelles. Sur cette idée, Fajfar et Fischinger ont développé la première version de la méthode N2, où N représente non linéaire et 2 fait référence à deux modèles mathématiques - un modèle SDOF et un modèle MDOF [97].

Cependant, la communauté du génie parasismique n'a pas accordé beaucoup d'attention aux méthodes de pushover jusqu'au milieu des années 1990, lorsque ces méthodes ont connu une percée significative. Des exemples actuels de méthodes basées sur le pushover incluent la méthode du spectre de capacité et la méthode N2. Différentes variantes de la méthode du spectre de capacité sont mises en œuvre dans les directives sismiques ATC-40 et dans la réglementation japonaise sur les bâtiments. Des variantes des méthodes N2 sont mises en œuvre dans FEMA-273 et 356 ainsi que dans l'Eurocode-8. Toutes ces méthodes combinent une analyse pushover d'un modèle à plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec une analyse du spectre de réponse d'un système équivalent à un degré de liberté (SDOF). Des spectres inélastiques ou des spectres élastiques avec un amortissement et une période équivalente sont appliqués.

### 2.4.1. La méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité (CSM) est une méthode qui permet de comparer graphiquement la capacité d'une structure et la demande sismique [23, 45]. La capacité en résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force-déplacement dérivée de l'analyse Pushover. Quant à la demande sismique, elle est illustrée à travers le spectre de réponse de l'accélération. Les deux courbes sont tracées sur un même graphique en utilisant un système de coordonnées commun basé sur le format pseudo-accelération-déplacement (AD), comme le montre la Figure 2.6, où  $S_a$  représente la pseudo-accelération spectrale et  $S_d$  représente le déplacement spectral. Le point d'intersection entre la courbe de capacité et celle de la demande permet d'estimer la performance attendue ainsi que les réponses maximales de la structure sous le séisme étudié. Cette représentation graphique met en évidence la relation entre la capacité structurelle et la demande sismique.

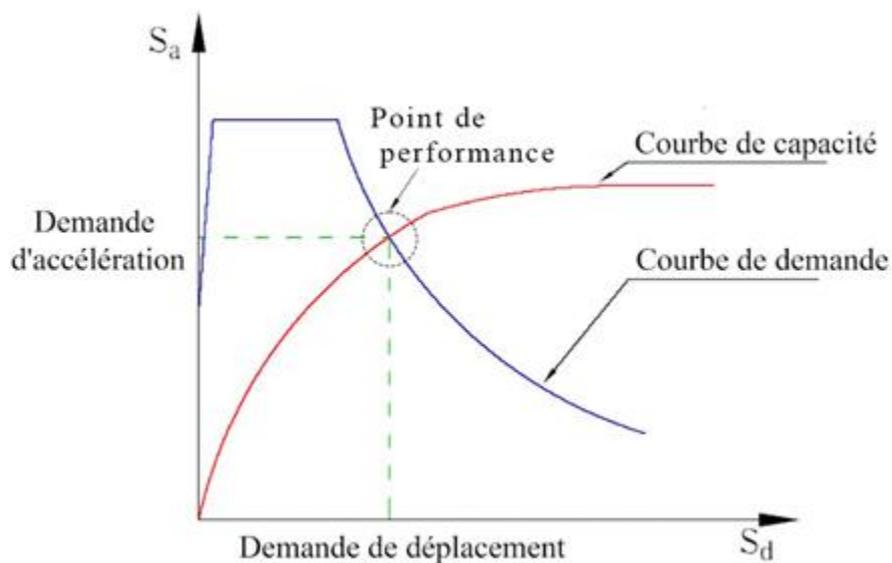


Figure 2.6 La représentation graphique de la méthode du spectre de capacité

Le CSM peut être décrit comme suit :

- (1) réaliser une POA du bâtiment ;
- (2) tracer la courbe de capacité du bâtiment représentée par la relation entre le cisaillement à la base ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $\Delta$ ) ;
- (3) transformer la relation  $V_b$ - $\Delta$  du système MDOF en relation  $S_a$ - $S_d$  en tenant compte des caractéristiques dynamiques d'un système équivalent SDOF, où  $S_a$  et  $S_d$  représentent respectivement la pseudo-accelération spectrale et le déplacement spectral ;

(4) tracer la courbe de demande de l'excitation sismique souhaitée représentée par son spectre de réponse dans le format AD de l'étape (3) ;

(5) l'intersection de la capacité et de la demande dans le format AD définit la demande maximale de déplacement pour un SDOF, qui est ensuite transformée pour évaluer la réponse attendue du bâtiment. En détail, la capacité de la structure est déterminée en chargeant statiquement le bâtiment avec un profil fixe de charge latérale et en tenant compte de son comportement non linéaire. Le choix du profil de charge latérale est une étape importante pour développer la courbe de pushover du bâtiment. Un choix typique du profil de charge latérale est basé sur les masses de chaque étage et les amplitudes du premier mode de forme  $\{\Phi\}$ , comme indiqué dans [66].

$$f = M \times \{\Phi\} \quad (2.14)$$

$f$  est le vecteur de profil de charge latérale et  $M$  est la matrice de masse du bâtiment.

Les caractéristiques globales force-déplacement de la structure sont définies par sa courbe de capacité obtenue en traçant la relation entre le cisaillement à la base ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $\Delta$ ) de la structure lors de l'analyse pushover. Les valeurs de cisaillement à la base et de déplacement au sommet sont converties respectivement en pseudo-accelération spectrale ( $S_a$ ) et en déplacement spectral ( $S_d$ ) à l'aide des poids modaux effectifs et des facteurs de participation modaux déterminés à partir des caractéristiques dynamiques de la structure en supposant que ses réponses sont dominées par une forme de mode unique  $\{\Phi\}$ . Ces valeurs de  $S_a$  et  $S_d$  sont déterminées en utilisant les relations de transformation suivantes [98]:

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha \times W} \quad (2.15)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \times \Phi_{top}} \quad (2.16)$$

$W$  est le poids total du bâtiment,  $\Phi_{top}$  est l'amplitude de la première forme de mode au sommet du bâtiment,  $\alpha$  est le rapport de la masse modale participante

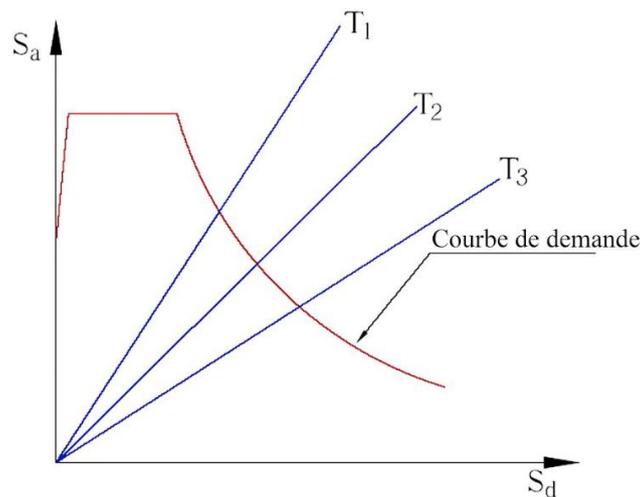
$$\alpha = \frac{(\sum_{i=1}^N \omega_i \Phi_i)^2}{W (\sum_{i=1}^N \omega_i \Phi_i^2)} \quad (2.17)$$

$\Gamma$  est le facteur de participation modale donné par

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N \omega_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^N \omega_i \Phi_i^2} \quad (2.18)$$

$\omega_i$  est le poids du  $i$ -ème étage du bâtiment,  $\Phi_i$  est l'amplitude de la forme de mode au  $i$ -ème étage, et  $N$  est le nombre total d'étages.

La courbe de demande est représentée par le spectre de réponse associé au séisme de conception. Habituellement, un spectre de réponse amorti à 5 % est utilisé pour représenter la courbe de demande dans le cas où la structure répond de manière élastique. Pour les réponses dans la plage inélastique, des spectres de réponse amortis à 10 % et 20 % sont employés afin de tenir compte des effets de l'amortissement hystérétique et des comportements non linéaires. Le spectre de réponse est une représentation graphique montrant la variation de la pseudo-accelération spectrale ( $S_a$ ) en fonction de la période naturelle de la structure ( $T$ ). Dans la méthode du spectre de capacité (CSM), le spectre de réponse est transformé au format pseudo-accelération–déplacement (AD), où  $S_a$  est représenté en fonction des valeurs de déplacement spectral  $S_d$  déterminées à l'aide de l'équation (2.13). Dans ce format, les périodes naturelles de vibration apparaissent sous forme de lignes radiales, comme illustré dans la [Figure 2.7](#).



[Figure 2.7](#) La représentation au format AD (pseudo-accelération–déplacement) où les périodes naturelles sont indiquées par des lignes radiales

L'intersection entre les courbes de capacité et de demande correspond à l'état à partir duquel la performance du bâtiment est évaluée. Cet état de performance offre une estimation réaliste de l'accélération maximale et du déplacement que la structure pourrait subir sous l'effet du séisme de conception. Si la courbe de capacité dépasse ou englobe la courbe de demande, cela indique que le bâtiment a de fortes chances de résister au séisme, comme illustré dans la [Figure 2.9](#).

La méthode du spectre de capacité (CSM) nécessite l'utilisation de spectres élastiques fortement amortis pour la détermination de la demande sismique [64]. Cela nécessite des analyses dynamiques d'une séquence de systèmes linéaires équivalents dans lesquels la période naturelle équivalente de vibration  $T_{\acute{e}q}$  et l'amortissement visqueux équivalent  $\zeta_{\acute{e}q}$  sont mis à jour séquentiellement [44]. Pour un système SDOF inélastique avec une relation bilinéaire force-déformation comme illustré dans la Figure 2.8,  $T_{\acute{e}q}$  est évalué comme la période de vibration du système linéaire équivalent avec une raideur égale à la raideur sécante  $k_{sec}$ .

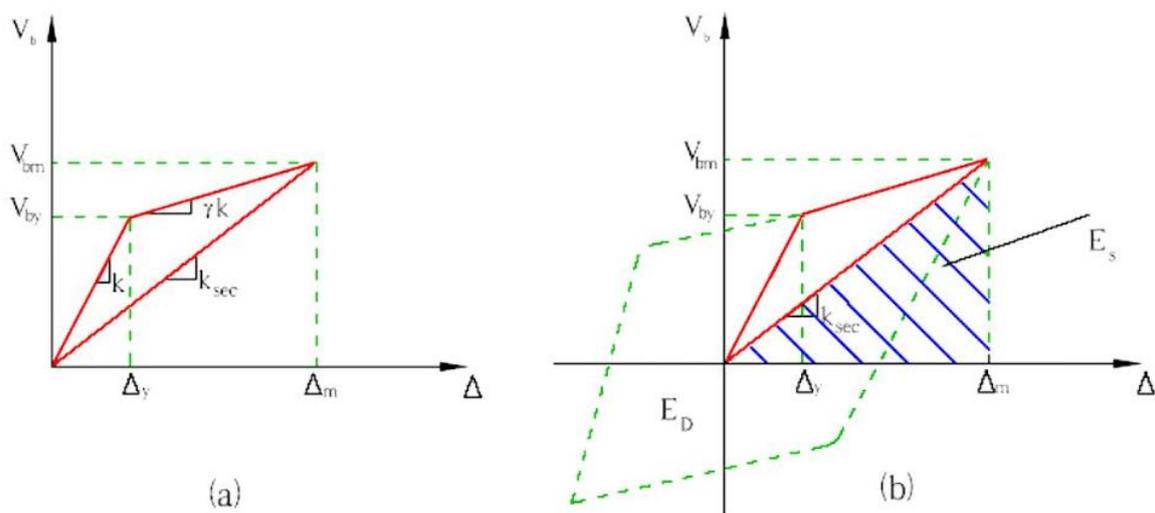


Figure 2.8 Système SDOF inélastique : (a) relation bilinéaire force-déplacement, (b) amortissement visqueux équivalent dû à la dissipation d'énergie hystérique

La période naturelle de vibration du système linéaire équivalent avec une raideur égale à la raideur sécante  $k_{sec}$

$$T_{\acute{e}q} = T \sqrt{\frac{\mu}{1 + \gamma\mu - \gamma}} \quad (2.19)$$

Où  $T$  est la période naturelle de vibration du système vibrant dans sa plage élastique linéaire,  $\gamma$  est le rapport de la raideur post-fluage à la raideur élastique, et  $\mu$  est le facteur de ductilité défini par  $\mu = \Delta_m / \Delta_y$ .

L'amortissement visqueux équivalent est évalué en égalant l'énergie dissipée par le système inélastique pendant un cycle de vibration à celle du système linéaire équivalent.

$$\zeta_{\acute{e}q} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (2.20)$$

$E_D$  est l'énergie dissipée par hystérésis dans le système inélastique (voir [Figure 2.8](#)), et  $E_S$  est l'énergie de déformation du système avec la raideur sécante  $k_{sec}$  au déplacement maximal  $\Delta_m$ :

$$E_S = \frac{1}{2} k_{sec} \Delta_m^2 \quad (2.21)$$

En substituant pour ED et ES dans l'équation (2.20), on obtient

$$\zeta_{\acute{e}q} = \frac{2(\mu - 1)(1 - \gamma)}{\pi \mu(1 + \gamma\mu - \gamma)} \quad (2.22)$$

L'équation (2.22) est obtenue en remplaçant les expressions de l'énergie dissipée  $E_D$  et de l'énergie de déformation  $E_S$  dans l'équation (2.21). Plus précisément,  $E_D$  représente l'énergie dissipée par hystérésis au cours d'un cycle de vibration, tandis que  $E_S$  est l'énergie de déformation élastique correspondant à la raideur sécante et au déplacement maximal. Le rapport  $\frac{E_D}{E_S}$  est ensuite introduit dans la formule de l'amortissement équivalent, ce qui conduit à l'expression finale (2.22) qui relie l'amortissement équivalent  $\zeta_{\acute{e}q}$  au facteur de ductilité  $\mu$  et au rapport de raideur  $\gamma$ . Cette expression met en évidence comment l'augmentation de la ductilité et la variation du comportement post-fluage influencent l'amortissement équivalent estimé pour le système linéaire équivalent.

Pour le cas particulier d'un système élastoplastique ( $\gamma = 0$ ), les expressions de  $T_{\acute{e}q}$  et  $\zeta_{\acute{e}q}$  se simplifient respectivement à

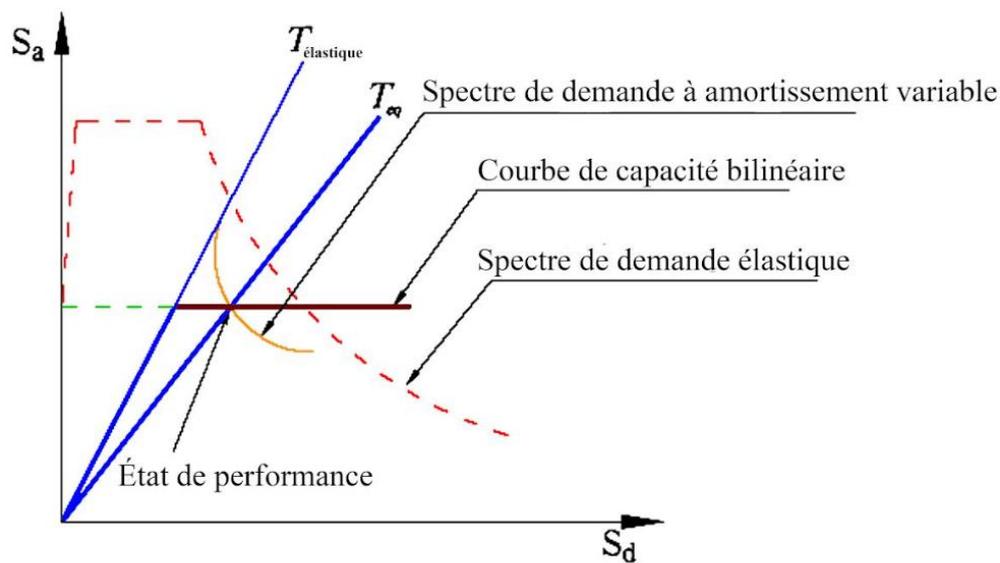
$$T_{\acute{e}q} = T\sqrt{\mu} \quad (2.23)$$

$$\zeta_{\acute{e}q} = \frac{2(\mu - 1)}{\pi \mu} \quad (2.24)$$

Le principal avantage de la méthode du spectre de capacité (CSM) est la capacité de visualiser la relation entre la capacité de la structure et la demande sismique, ce qui peut mettre en évidence plusieurs comportements conceptuels [64]. Les inconvénients incluent le manque de principe physique justifiant la relation entre la dissipation d'énergie hystérique de la forme extrême déformée et l'amortissement visqueux équivalent [64]. La période associée à l'intersection de la courbe de capacité avec le spectre fortement amorti peut avoir peu à voir avec la réponse dynamique du système inélastique [85]. De plus, la CSM implique une approche

itérative pour évaluer l'amortissement visqueux équivalent du système linéaire, ce qui consomme du temps de calcul et n'est pas toujours convergent [62].

Pour gérer la nature itérative de la méthode du spectre de capacité (CSM), le concept de spectre de demande à amortissement variable a été introduit [62]. Cette CSM modifiée permet la détermination directe de l'état de performance en utilisant des diagrammes similaires au spectre de réponse standard et des courbes de variation pour la période de vibration équivalente, qui dépend de la période élastique et du rapport entre la résistance à la limite élastique et la résistance élastique, comme illustré dans la [Figure 2.9](#).



[Figure 2.9](#) La méthode modifiée du spectre de capacité

#### 2.4.2. La méthode N2

Le développement de la méthode N2 a débuté dans les années 1980. L'idée de base est issue du modèle Q développé par Saidii and Sozen [96]. Cette méthode combine l'analyse de poussée d'un modèle à plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec l'analyse du spectre de réponse d'un système équivalent à un degré de liberté (SDOF). Contrairement à la méthode du spectre de capacité (CSM) qui utilise des spectres élastiques avec un amortissement visqueux équivalent, la méthode N2 utilise des spectres inélastiques pour éviter les itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse demandées nécessaires. En général, la méthode N2 est adaptée aux structures dominées par le premier mode. La méthode N2 est considérée comme similaire à la CSM si elle est basée sur des spectres de réponse inélastiques. Des spectres de réponse élastiques lisses sont utilisés pour déterminer les spectres de réponse inélastiques en utilisant

certaines facteurs de réduction qui sont cohérents avec les spectres de réponse élastiques. La méthode N2 peut être décrite par les étapes suivantes [93]:

(1) Construire un modèle structural plan MDOF de l'édifice. En outre, les relations non linéaires force-déplacement pour les éléments structuraux sous chargement monotone sont nécessaires.

(2) Déterminer le spectre inélastique à partir du spectre élastique. Pour un système SDOF élastique ayant une période fondamentale de vibration  $T$  et un rapport d'amortissement visqueux spécifique  $\zeta$ , la relation suivante s'applique

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.25)$$

$S_{ae}$  Et  $S_{de}$  sont les valeurs du spectre de pseudo-accelération élastique et de déplacement, respectivement. Pour un système SDOF inélastique avec une relation bilinéaire force-déformation, les spectres d'accélération  $S_a$  et de déplacement  $S_d$  peuvent être déterminés en utilisant, respectivement

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.26)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.27)$$

$\mu$  est le facteur de ductilité défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique, et  $R_\mu$  est le facteur de réduction dû à la ductilité, c'est-à-dire en raison de la dissipation d'énergie hystérique des structures ductiles. Dans la méthode N2,  $\mu$  et  $R_\mu$  sont reliés par la relation bilinéaire suivante :

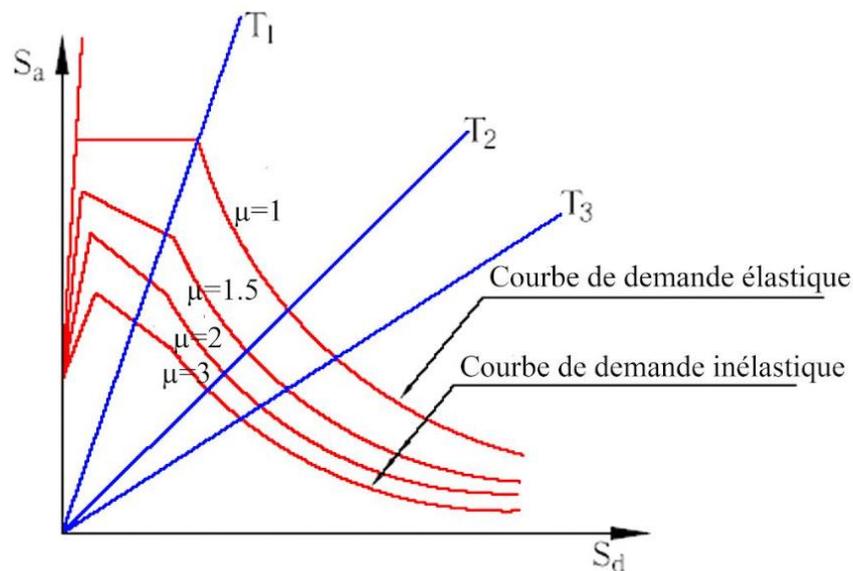
$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (2.28)$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_c \quad (2.29)$$

$T_c$  est la période caractéristique du mouvement du sol, définie comme la période de transition où le segment d'accélération constante du spectre de réponse (la plage à courte période) passe à travers le segment de vitesse constante du spectre (la plage à moyenne période). Cette relation bilinéaire  $R_\mu - \mu$  suggère que, dans les plages à moyenne et longue période, la règle du déplacement égal s'applique. Cela signifie que le déplacement du système SDOF inélastique est égal au déplacement du système SDOF élastique correspondant avec la même période. En appliquant les équations (2.44) à (2.47) et en utilisant les spectres de conception élastiques, les

spectres de demande, pour des facteurs de ductilité constants  $\mu$ , au format AD peuvent être déterminés comme illustré dans la [Figure 2.10](#).

(3) Appliquer l'analyse de poussée (POA) pour déterminer la relation non linéaire force-déplacement du système MDOF lorsqu'il est soumis à un profil de chargement latéral fixe dont l'amplitude est augmentée de manière monotone. Ce profil de chargement latéral représente approximativement les forces d'inertie que la structure subira pendant l'excitation du sol. Sous l'augmentation de l'amplitude du profil de chargement latéral, différents éléments structuraux cèdent séquentiellement, ce qui entraîne une dégradation de la raideur du système MDOF.



[Figure 2.10](#) Spectres de demande pour des facteurs de ductilité constants au format AD

Ce profil fixe de charges latérales est lié à la forme de mode de déplacement  $\{\Phi\}$  par

$$f = pM\{\Phi\} \quad (2.30)$$

$M$  est la matrice de masse diagonale du système MDOF et  $p$  est un facteur contrôlant l'amplitude de la charge latérale. Ainsi, la charge latérale au  $i$ -ème étage est proportionnelle à la  $i$ -ème composante de la forme de mode  $\Phi_i$  et à la masse du niveau  $m_i$ .

$$p_i = pm_i\Phi \quad (2.31)$$

Cette approche garantit que le profil de charge latérale serait égal à la distribution des forces efficaces du séisme si la forme de déplacement supposée était exacte et constante pendant l'excitation du sol. De plus, la transformation du système MDOF, soumis au profil de charge

latérale dans l'équation (2.31), au système SDOF équivalent et vice-versa, suit des mathématiques simples et ne nécessite aucune approximation supplémentaire.

(4) Développer les caractéristiques de base d'un système SDOF équivalent basé sur l'analyse de poussée des systèmes MDOF. Tout d'abord, on suppose que la forme de mode de déplacement  $\{\Phi\}$  reste inchangée pendant la réponse du bâtiment au mouvement du sol  $\ddot{u}_g$ . C'est l'hypothèse fondamentale et la plus critique de la procédure. En normalisant  $\{\Phi\}$  de sorte que sa composante au niveau supérieur soit unitaire, le vecteur de déplacement relatif  $u$  est défini comme

$$u = \{\Phi\}D_t \quad (2.32)$$

Où  $D_t$  représente le déplacement au sommet dépendant du temps. Pour simplifier, l'amortissement n'est pas inclus dans la dérivation, cependant, son influence sera prise en compte dans le spectre de conception. En substituant  $q = f$  dans l'équation du mouvement du système MDOF, Eq.(2.1), et en la prémultipliant par  $\{\Phi\}^T$ , nous obtenons

$$\{\Phi\}^T M \{\Phi\} \ddot{D}_t + \{\Phi\}^T M \{\Phi\} p = -\{\Phi\}^T M \{1\} \ddot{u}_g \quad (2.33)$$

Après avoir multiplié et divisé le côté gauche par  $\{\Phi\}^T M \{1\}$ , l'équation du mouvement du système SDOF équivalent s'exprime comme suit

$$m^* = \{\Phi\}^T M \{1\} = \sum_{i=1}^N m_i \Phi_i \quad (2.34)$$

Dans laquelle  $N$  est le nombre total d'étages dans le système MDOF. Dans l'équation (2.35),  $D^*$  et  $q^*$  représentent respectivement le déplacement et la force du système SDOF équivalent.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (2.36)$$

$$q^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (2.37)$$

$V_b$  est la force de cisaillement à la base du système MDOF donnée par

$$V_b = \{\Phi\}^T M \{1\} p = P \sum_{i=1}^N m \Phi_i = p m^* \quad (2.38)$$

La constante  $\Gamma$  qui contrôle la transformation du modèle MDOF vers le modèle SDOF et vice versa est le facteur de participation modale :

$$\Gamma = \frac{\{\Phi\}^T M \{1\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} = \frac{\sum_{i=1}^N m \Phi_i}{\sum_{i=1}^N m \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^N m \Phi_i^2} \quad (2.39)$$

Comme indiqué, la même constante  $\Gamma$  s'applique à la transformation des déplacements et des forces. Par conséquent, la courbe de poussée déterminée pour le système MDOF (relation  $V_b - \Delta$ ) s'applique également au système SDOF équivalent (relation  $q^* - D^*$ ), à condition que les valeurs de force et de déplacement soient divisées par  $\Gamma$ . La méthode N2 nécessite que la raideur post-cisaillement du système SDOF équivalent soit égale à zéro, puisque le facteur de réduction  $R_\mu$  est défini comme le rapport entre la résistance élastique requise et la résistance à la limite élastique. L'influence d'un durcissement modéré peut être incorporée dans les spectres de demande. Il convient de souligner que le durcissement modéré n'a pas une influence significative sur la demande de déplacement, et que les spectres proposés s'appliquent approximativement aux systèmes avec un durcissement nul ou faible. Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser le jugement d'ingénierie pour déterminer une relation simplifiée de type élastique-plastique parfait pour le système SDOF équivalent.

Le période de vibration élastique de ce système bilinéaire idéalisé  $T^*$  est donnée par

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{q_y^*}} \quad (2.40)$$

où  $q_y^*$  et  $D_y^*$  sont respectivement la limite d'élasticité et le déplacement à la limite d'élasticité.

Deuxièmement, le diagramme de capacité au format AD est obtenu en divisant les forces dans la relation  $q^* - D^*$  par la masse équivalente  $m^*$ .

$$S_a = \frac{q^*}{m^*} \quad (2.41)$$

(5) La demande sismique pour le système équivalent SDOF est évaluée à l'aide de la procédure graphique illustrée dans la Figure 2.11, où les spectres de demande et le diagramme de capacité sont tracés conjointement. L'intersection du rayon correspondant à la période élastique  $T^*$  du système bilinéaire idéalisé avec le spectre de demande élastique permet de déterminer la demande d'accélération  $S_{ae}$  qui correspond à la résistance nécessaire pour un comportement élastique, ainsi que la demande de déplacement élastique correspondante  $S_{de}$ . Représente à la fois la demande d'accélération et la capacité du système dans sa phase inélastique. Le facteur de réduction  $R_\mu$  est alors calculé comme le rapport entre les demandes d'accélération des systèmes élastique et inélastique.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (2.42)$$

Notez que l'accélération de conception  $S_{ad}$  est généralement inférieure à l'accélération à la rupture  $S_{ay}$ . Si la période équivalente  $T^*$  est plus grande ou égale à la période caractéristique  $T_c$  ( $T^* \geq T_c$ ), la demande de déplacement inélastique  $S_d$  est égale à la demande de déplacement élastique  $S_{de}$ , c'est-à-dire  $S_d = S_{de}$  (critère d'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes).

pour  $T^* \geq T_c$ . Dans ce cas, la demande de ductilité est donnée par

$$\mu = R_\mu \quad (2.43)$$

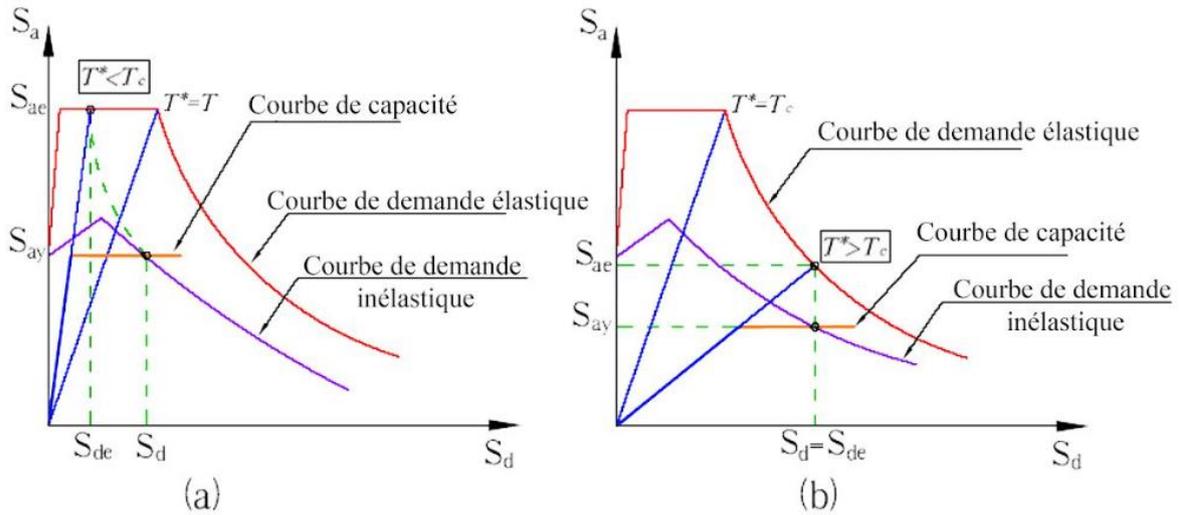


Figure 2.11 Procédure graphique pour évaluer la demande sismique d'un système équivalent SDOF

Si la période élastique  $T^*$  du système est inférieure à  $T_c$ , la ductilité est donnée par

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \quad (2.44)$$

Maintenant, la demande de déplacement inélastique peut être déterminée soit à partir de la définition de la ductilité, soit à partir des équations (2.28) et (2.44) comme suit :

$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left( 1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (2.45)$$

Dans les deux cas ( $T^* < T_c$  et  $T^* \geq T_c$ ), la demande inélastique en termes d'accélération et de déplacements correspond au point d'intersection du diagramme de capacité avec le spectre de demande correspondant à la demande de ductilité  $\mu$ . À ce point, le facteur de ductilité déterminé à partir du diagramme de capacité et le facteur de ductilité associé au spectre de demande intersectant sont égaux. Notez que toutes les étapes de la procédure peuvent être effectuées

numériquement sans utiliser le graphique. Cependant, la visualisation de la procédure peut aider à mieux comprendre les relations entre les quantités de base.

(6) Transformez la demande de déplacement inélastique  $S_d$  du modèle SDOF en déplacement maximal en tête  $D_t$  du système MDOF en utilisant l'équation (2.38). Ce déplacement transformé du système MDOF est appelé déplacement cible. Les demandes sismiques locales (par exemple, les déformations entre étages, les rotations des joints) sont déterminées par une analyse de poussée statique, où le bâtiment est poussé jusqu'au déplacement cible. On suppose que la répartition des déformations à travers la structure dans l'analyse de poussée statique correspond approximativement à celle qui serait obtenue dans l'analyse dynamique. Notez que  $D_t$  représente une valeur moyenne pour les charges sismiques appliquées, et qu'il existe une dispersion considérable autour de la moyenne. Par conséquent, FEMA-273 recommande de réaliser l'analyse de poussée statique jusqu'à au moins 150% du déplacement cible  $D_t$ , afin d'étudier la performance du bâtiment sous des conditions de charge extrêmes dépassant les valeurs de conception. La performance sismique attendue du bâtiment peut être évaluée en comparant les demandes sismiques aux capacités pour le niveau de performance pertinent.

## **2.5. Analyse statique non linéaire (ASN) dans les réglementations FEMA : Principes, limites et recommandations**

Dans le ASN, les charges latérales à profils invariants sont appliquées de manière incrémentielle au modèle structural jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint. Les déformations du bâtiment et les forces internes sont surveillées en continu pendant que le modèle est déplacé latéralement. Le ASN est recommandé par plusieurs réglementations récentes de conception parasismique par rapport à la procédure statique linéaire pour deux principales raisons [54]. Premièrement, les relations charge-déformation non linéaires des composants individuels du modèle structural sont directement modélisées dans le ASN. Deuxièmement, l'effet du séisme est défini en termes de déplacement cible de l'analyse de poussée statique plutôt que par une force latérale équivalente. Le ASN exige que le comportement des composants, pour lesquels les forces internes atteignent les résistances, soit décrit par des relations multilinéaires charge-déformation avec des capacités de résistance et de déformation bien définies. Le cas le plus simple est une relation charge-déformation bilinéaire. Les demandes de force et de déformation de conception dans chaque composant sont calculées pour les déplacements sismiques de conception, et l'acceptabilité est évaluée en comparant les demandes de force et de déformation calculées avec les capacités disponibles pour différents niveaux de performance. Bien que le ASN nécessite plus d'efforts d'analyse que la procédure

statique linéaire, il offre généralement une meilleure compréhension du comportement non linéaire attendu de la structure et, par conséquent, de meilleures informations de conception.

Le ASN dans les réglementations sismiques, telles que FEMA-274 [100], utilise des informations sur le mouvement du sol dérivées des spectres de conception lissés pour éviter les creux étroits et les pics qui caractérisent souvent les enregistrements sismiques individuels. Cela permet d'obtenir une charge de conception plus robuste. Cependant, il présente l'inconvénient de ne pas pouvoir représenter tous les changements dans les caractéristiques de réponse dynamique non linéaire de la structure causée par la dégradation cyclique de la raideur et la redistribution de la résistance. Cette limitation peut conduire à des estimations déficientes des demandes locales de force et de déformation plastique, surtout lorsque les modes supérieurs gagnent en importance à mesure que le déversement progresse dans la structure. Ainsi, lorsque les modes supérieurs sont importants, il est préférable d'opter pour l'analyse dynamique non linéaire.

Les directives de la FEMA-274 imposent des restrictions sur l'utilisation du ASN en fonction des effets dynamiques des modes supérieurs [100]. Les lignes directrices recommandent que lorsque le ASN est utilisé sur une structure ayant une participation significative des modes supérieurs dans sa réponse, une analyse dynamique linéaire devrait également être réalisée pour vérifier l'adéquation de la conception. Lorsque cette approche est adoptée, des critères moins restrictifs sont permis pour l'analyse dynamique linéaire par rapport à ceux normalement associés à son utilisation, reconnaissant l'amélioration significative des connaissances sur la réponse sismique probable de la structure obtenue par la réalisation des deux procédures d'analyse.

Pour déterminer si les modes supérieurs sont significatifs, une analyse spectrale de réponse modale doit être effectuée pour la structure en utilisant suffisamment de modes pour capturer 90 % de la participation de masse, et une deuxième analyse spectrale de réponse doit être effectuée en ne considérant que la participation du premier mode. Les effets des modes supérieurs sont considérés comme significatifs si les cisaillements dans chaque étage calculés à partir de l'analyse modale en considérant tous les modes nécessaires pour obtenir 90 % de la participation de masse dépassent 130 % du cisaillement correspondant résultant de l'analyse ne considérant que la réponse du premier mode [54].

Le déplacement cible pour un bâtiment est estimé en utilisant le ASN qui prend en compte la réponse non linéaire du bâtiment. Les actions et les déformations évaluées lorsque le

déplacement du nœud de contrôle atteint ou dépasse le déplacement cible sont ensuite utilisées pour vérifier les composants. Le ASN dans les réglementations de la FEMA est décrit comme suit [54] :

(1) Un modèle structurel élastique du bâtiment est développé, comprenant tous les composants qui contribuent de manière significative au poids, à la résistance, à la rigidité et/ou à la stabilité du bâtiment et dont le comportement est important pour atteindre le niveau de performance sismique souhaité. La structure est chargée avec les charges gravitationnelles dans la même combinaison de charges que celle utilisée dans la procédure statique linéaire avant de procéder à l'application des charges latérales.

(2) La structure est soumise à un ensemble de charges latérales, en utilisant l'un des profils de charge invariants décrits dans les lignes directrices de la FEMA. Au moins deux analyses avec différents profils de charge latérale doivent être réalisées dans chaque direction principale, comme illustré dans la section suivante.

(3) L'intensité de la charge latérale est augmentée pendant l'analyse de poussée statique jusqu'à ce que le composant le plus faible atteigne une déformation à laquelle sa raideur change significativement (généralement la charge de ruine ou la résistance de l'élément). Les propriétés de raideur de ce composant "défaillant" dans le modèle structurel sont modifiées pour refléter le comportement post-rupture, et la structure modifiée est soumise à une augmentation des charges latérales (contrôle de charge) ou des déplacements (contrôle de déplacement), en utilisant le même profil de distribution de charge latérale ou un profil mis à jour comme le permettent les lignes directrices de la FEMA. La modification du comportement du composant peut se faire sous l'une des formes suivantes :

- Création d'une rotule là où un élément de flexion a atteint sa résistance à la flexion. Cela peut être à l'extrémité d'une poutre, d'une colonne ou à la base d'un voile.

- Élimination de la raideur au cisaillement d'un voile ayant atteint sa résistance au cisaillement dans un étage particulier.

- Élimination d'un élément de contreventement qui s'est fléchi et dont la résistance post-flambage diminue rapidement.

- Modification des propriétés de raideur si un élément est capable de supporter plus de charges avec une raideur réduite.

(4) L'étape (3) est répétée à mesure que d'autres composants atteignent leur résistance. À chaque étape, les forces internes ainsi que les déformations élastiques et plastiques de tous les composants sont calculées. Bien que l'intensité de la charge latérale augmente progressivement, le profil de charge latérale reste le même pour toutes les étapes de chargement jusqu'à l'effondrement de la structure. Les analystes peuvent également appliquer un motif adaptatif de charge latérale.

(5) Les forces et les déformations de toutes les étapes de chargement précédentes sont accumulées pour obtenir les forces totales et les déformations (élastiques et plastiques) de tous les composants à toutes les étapes de chargement de la structure.

(6) L'analyse de poussée statique est poursuivie jusqu'à ce qu'une performance inacceptable soit détectée ou qu'un déplacement de toit soit obtenu qui est plus grand que le déplacement maximal attendu lors du séisme de conception au nœud de contrôle.

(7) La courbe de poussée statique représentant le déplacement du nœud de contrôle par rapport au cisaillement de premier étage ou de base à diverses étapes de chargement est tracée comme un diagramme non linéaire représentatif de la réponse de la structure. Les changements de pente de cette courbe indiquent le déversement de divers composants.

(8) La courbe de déplacement du nœud de contrôle par rapport au l'effort tranchant à la base est utilisée pour estimer le déplacement cible au moyen, comme cela sera discuté ultérieurement. Notez que cette étape peut nécessiter une itération si la résistance à la rupture et les raideurs de la relation bilinéaire simplifiée sont sensibles au déplacement cible.

(9) Une fois que le déplacement cible est connu, les forces et déformations accumulées à ce déplacement du nœud de contrôle doivent être utilisées pour évaluer la performance des composants et des éléments de la structure telle qu'elle est attendue sous l'excitation sismique. Pour les actions contrôlées par la déformation (par exemple, la flexion dans les poutres), les demandes de déformation sont comparées aux valeurs maximales permises. Pour les actions contrôlées par la force (par exemple, le cisaillement dans les poutres), la capacité de résistance est comparée à la demande de force. Les valeurs permises de déformations et de capacités sont également données dans les chapitres 5 à 8 de la référence [54].

(10) Si la demande de force dans les actions contrôlées par la force, les composants ou les éléments ; ou la demande de déformation dans les actions contrôlées par la déformation, les

composants ou les éléments, dépasse les valeurs permises, alors l'action, le composant ou l'élément est considéré comme ne respectant pas le critère de performance.

Les étapes (3) à (6) peuvent être systématiquement effectuées par un programme d'analyse informatique non linéaire, tel que ETABS [101], en utilisant une stratégie événement par événement ou une analyse incrémentale avec des incréments de déplacement prédéterminés, dans laquelle des itérations sont effectuées pour équilibrer les forces internes.

La recommandation de mener l'analyse jusqu'à au moins 150 % du déplacement cible vise à encourager l'ingénieur à étudier la performance probable du bâtiment sous des conditions de charge extrêmes dépassant les valeurs de conception. L'ingénieur doit reconnaître que le déplacement cible représente une valeur moyenne du déplacement pour les charges sismiques du séisme de conception, et qu'il existe une dispersion importante autour de cette moyenne. Les estimations du déplacement cible peuvent être non conservatrices pour les bâtiments ayant une faible résistance par rapport aux demandes spectrales élastiques. Bien que les données soient encore insuffisantes, il est prévu que 150 % du déplacement cible représente approximativement une valeur de déplacement moyenne plus un écart-type pour les bâtiments ayant une résistance latérale dépassant 25 % de la résistance spectrale élastique [54].

### 2.5.1. Charge latérale du FEMA-273

Le ASN de FEMA-273 exige qu'un profil de chargement latéral soit spécifié. Les charges latérales spécifiées sont ensuite augmentées de manière monotone jusqu'à ce que le déplacement cible soit atteint ou que le bâtiment devienne instable. Les profils de charges latérales approximent la distribution probable des forces d'inertie du bâtiment sous l'excitation d'un tremblement de terre. Au moins deux profils verticaux de charges latérales doivent être considérés. Le premier profil est basé sur des forces latérales proportionnelles au poids à chaque étage. Ce profil de charge latérale peut être basé sur l'équation suivante, qui prend en compte les amplitudes du premier mode  $\{\Phi\}$  et la masse de chaque étage :

$$f = M\{\Phi\} \quad (2.46)$$

$f$  est le vecteur de charge et  $M$  est la matrice de masse du bâtiment.

Le deuxième profil est choisi parmi l'une des deux options suivantes :

- (I) Un profil de charge latérale représenté par les valeurs du facteur de distribution verticale  $C_{vx}$  peut être utilisé si plus de 75% de la masse totale participe au mode

fondamental dans la direction considérée. Le facteur de distribution  $C_{vx}$  est donné par

$$C_{vx} = \frac{\omega_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n \omega_i h_i^k} \quad (2.47)$$

Dans cette formulation,  $h_x$  représente la hauteur du niveau  $x$  mesurée à partir de la base de la structure, tandis que  $k$  désigne l'exposant de répartition, qui est déterminé en fonction du type de structure et de sa période fondamentale. Plus précisément,  $k = 1$  est utilisé pour les structures rigides, dont la période est inférieure ou égale à 0,5 seconde ( $T \leq 0,5s$ ), tandis que  $k = 2$  s'applique aux structures flexibles, caractérisées par une période supérieure ou égale à 2,5 secondes ( $T \geq 2,5s$ ).

- (II) Un profil de charge latérale proportionnel aux forces inertielles des étages, conforme à la distribution des cisaillements des étages calculée par une combinaison des forces modales utilisant (1) l'analyse du spectre de réponse du bâtiment incluant un nombre suffisant de modes pour capturer 90% de la masse totale, et (2) le spectre de mouvement du sol approprié.

### 2.5.2. Méthode du Coefficient de Déplacement FEMA-273

La Méthode du Coefficient de Déplacement (DCM) proposée dans FEMA-273 estime le point de performance structurelle en termes d'un déplacement cible, qui représente le déplacement supérieur maximal attendu. Elle combine le Principe d'analyse Pushover avec une version modifiée de l'approximation de déplacement égal. Selon cette méthode, le déplacement spectral élastique linéaire ou l'accélération spectrale, correspondant à la période effective et à l'amortissement du système équivalent à un degré de liberté (SDOF), est ajusté par certains facteurs.

L'un des avantages de la DCM est son approche numérique directe pour définir la demande de déplacement, ne nécessitant aucune conversion en format spectral [62]. Le déplacement cible  $\delta_t$  dans FEMA-273 est donné par

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.48)$$

$T_e$  est la période fondamentale effective (en secondes) du bâtiment dans la direction considérée,  $S_a$  est l'accélération spectrale de réponse (en  $g$ ) à la période fondamentale effective et au coefficient d'amortissement du bâtiment dans la direction considérée, et  $g$  est l'accélération

gravitationnelle. Les facteurs correctifs  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont définis comme suit. Le facteur  $C_0$  est le facteur de modification pour relier le déplacement spectral au déplacement de la toiture. Les estimations pour  $C_0$  peuvent être calculées en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- Le premier facteur de participation modale au niveau du nœud de contrôle.
- Le facteur de participation modale au niveau du nœud de contrôle calculé en utilisant un vecteur de forme correspondant à la forme défléchie du bâtiment au déplacement cible.
- Les valeurs approximatives données dans le [Tableau 2.1](#). Une interpolation linéaire doit être utilisée pour calculer les valeurs intermédiaires de  $C_0$  qui ne sont pas répertoriées.

**Tableau 2.1** Valeurs pour le facteur de modification  $C_0$

Nombre d'étages	1	2	3	5	10
Facteur de modification	1.0	1.2	1.3	1.4	1.5

Le facteur  $C_1$  est le facteur de modification pour relier le déplacement maximum attendus inélastiques aux déplacements calculés pour une réponse élastique linéaire :

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour} \quad T_e \geq T_c \quad (2.49)$$

$$C_1 = \frac{1}{R} (1 + (R - 1) \frac{T_c}{T_e}) \quad \text{pour} \quad T_e < T_c \quad (2.50)$$

$T_c$  est le période caractéristique du spectre de réponse, définie comme la période associée à la transition entre le segment d'accélération constante du spectre et le segment de vitesse constante ; et  $R$  est un coefficient représentant le rapport entre la demande de résistance élastique et la résistance à la limite de calcul.  $C_1$  ne doit pas être inférieur à 1.0, et il ne doit pas non plus dépasser les valeurs données dans FEMA-273 en fonction de la période fondamentale du bâtiment  $T$  :

$$C_1 = 1.5 \quad \text{pour} \quad T < 0.1 \text{ s} \quad (2.51)$$

$$C_1 = 1.0 \quad \text{pour} \quad T > T_c \quad (2.52)$$

Le coefficient  $R$  est exprimé en termes de force de base à la résistance à la limite  $V_{by}$ , comme

$$R = \frac{S_a}{C_a V_{by}/W} \quad (2.53)$$

$W$  est la charge totale permanente et la charge utile attendue.  $V_{by}$  est déterminé en utilisant le POA, où la courbe de poussée est définie par une relation bilinéaire comme illustré dans la Figure 2.12.

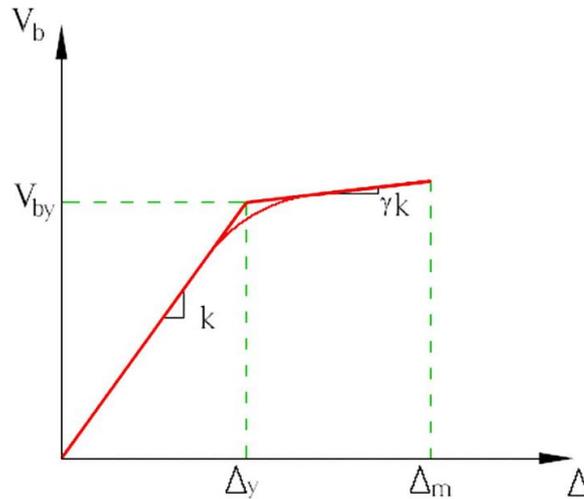


Figure 2.12 Idéalisation bilinéaire de la courbe de pushover

Le facteur  $C_2$  est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme de l'hystérésis sur la réponse de déplacement maximal. Les valeurs de  $C_2$  peuvent être prises comme étant égales à 1.0 pour les cadres en acier à moment, Pour une structure avec une bonne capacité dissipative et peu de dégradation.

Le facteur  $C_3$  est le facteur de modification pour représenter les effets accrus P-delta. Pour les bâtiments avec une rigidité positive après le seuil de plasticité,  $C_3$  peut être fixé à 1.0. Pour les bâtiments avec des valeurs de rigidité négative après le seuil de plasticité,  $C_3$  est calculé en utilisant

$$C_3 = 1 + \frac{|\gamma|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.54)$$

$\gamma$  est le rapport de la rigidité après le seuil de plasticité à la rigidité élastique effective pour l'idéalisation bilinéaire de la courbe de poussée. Les valeurs de  $C_3$  ne doivent pas dépasser les suivantes :

$$C_3 = 1.0 \quad \text{pour} \quad \theta_m \leq 0.1 \quad (2.55)$$

$$C_3 = 1 + 5(\theta_m - 0.1) / T \quad \text{pour} \quad \theta_m > 0.1 \quad (2.56)$$

$\theta_m$  est la valeur maximale de  $\theta_i$  pour tous les étages, où  $\theta_i$  est donné par

$$\theta_i = \frac{p_i d_i}{V_i h_i} \quad (2.57)$$

Avec  $\theta$  comme coefficient de stabilité.

dans lequel  $p_i$  représente la part du poids total de la structure comprenant les charges permanentes, les charges utiles permanentes et 25% des charges utiles temporaires agissant sur les colonnes et les murs porteurs au niveau de l'étage  $i$  ;  $V_i$  est la force de cisaillement latéral totale calculée dans la direction considérée au niveau de l'étage  $i$  due à la réponse sismique, en supposant que la structure reste élastique ;

$h_i$  est la hauteur de l'étage  $i$ , qui peut être prise comme la distance entre l'axe central du plancher aux différents niveaux supérieurs et inférieurs, la distance entre le dessus des dalles de plancher aux différents niveaux supérieurs et inférieurs, ou des points de référence similaires courants ; et  $d_i$  est le déplacement latéral dans l'étage  $i$ , dans la direction considérée, à son centre de rigidité, utilisant les mêmes unités que pour mesurer  $h_i$ .

La période fondamentale effective du bâtiment  $T_e$  dans la direction considérée est calculée en utilisant la courbe de poussée du ASN. Comme indiqué, la relation non linéaire entre la force de base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective  $k_e$  du bâtiment dans la direction considérée, ainsi que la force de base à la limite de calcul  $V_{by}$ . La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à une force de base égale à 60% de la résistance à la limite, comme illustré dans la [Figure 2.13](#). Ainsi,  $T_e$  est donné par

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{k_i}{k_e}} \quad (2.58)$$

où  $T_i$  est la période fondamentale élastique dans la direction considérée calculée par analyse dynamique élastique, et  $k_i$  est la rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction considérée.

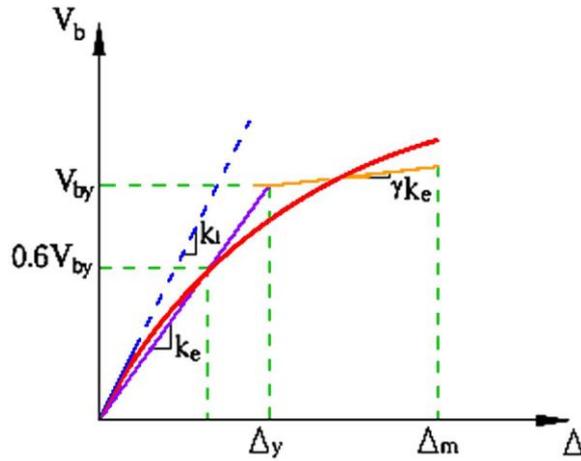


Figure 2.13 Le calcul de la rigidité latérale effective de FEMA-273

### 2.5.3 Méthode du spectre de capacité de l'ATC-40

L'approche de l'ATC-40 pour évaluer la performance sismique des bâtiments en béton armé repose sur la méthode du spectre de capacité, où le spectre de demande est basé sur l'utilisation d'un amortissement visqueux équivalent [70]. Les procédures d'analyse de l'ATC-40 sont approximatives dans le sens où l'analyse dynamique de la structure inélastique est évitée. Au lieu de cela, des analyses dynamiques d'une séquence de systèmes linéaires avec des valeurs successivement mises à jour de  $T_{\text{éq}}$  et  $\zeta_{\text{eff}}$  sont appliquées pour estimer les réponses du système inélastique [102]. L'expression de la période de vibration équivalente  $T_{\text{éq}}$  est déterminée par un système bilinéaire inélastique avec le facteur de ductilité  $\mu$  et le rapport de durcissement  $\gamma$ , comme illustré dans la Figure 2.13 :

$$T_{\text{éq}} = T \sqrt{\frac{\mu}{1 + \gamma\mu - \gamma}} \quad (2.59)$$

$T$  est la période naturelle de vibration pour le système linéaire  $\mu \leq \mu_y$ . L'expression du coefficient d'amortissement visqueux effectif  $\zeta_{\text{eff}}$  est donnée par

$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta + \kappa\zeta_{\text{éq}} \quad (2.60)$$

$\zeta$  est le rapport d'amortissement visqueux du système bilinéaire vibrant dans sa plage élastique linéaire, et  $\zeta_{\text{éq}}$  est le rapport d'amortissement visqueux équivalent qui tient compte de l'énergie dissipée par l'hystérésis. Ce rapport d'amortissement est déterminé en égalant l'énergie dissipée par le système inélastique par hystérésis lors de sa réponse à l'excitation sismique et l'énergie dissipée par le système linéaire équivalent

$$\zeta_{\acute{e}q} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (2.61)$$

$E_D$  est l'énergie dissipée par l'hystérésis dans le système inélastique, donnée par la surface comprise à l'intérieur de la boucle d'hystérésis de la courbe de capacité bilinéaire avec un déplacement maximal égal au déplacement cible  $S_{dm}$ , et  $E_S$  est l'énergie de déformation calculée au déplacement cible en considérant la rigidité sécante  $k_{sec}$

$$E_S = \frac{1}{2} k_{sec} S_{dm}^2 \quad (2.62)$$

En substituant les définitions de  $E_D$  et  $E_S$  en termes des valeurs spectrales du système équivalent SDOF dans l'équation (2.61), on obtient

$$\zeta_{\acute{e}q} = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{S_{ay} S_{dm} - S_{am} S_{dy}}{S_{am} S_{dy}} \right] \quad (2.63)$$

L'équation (2.63) est obtenue en exprimant l'énergie dissipée  $E_D$  et l'énergie de déformation  $E_S$  en fonction des valeurs spectrales caractéristiques du système SDOF équivalent, notamment l'accélération spectrale au fluage  $S_{ay}$ , l'accélération spectrale maximale  $S_{am}$ , le déplacement au fluage  $S_{dy}$ , et le déplacement maximal  $S_{dm}$ . Plus précisément,  $E_D$  correspond à l'aire de la boucle d'hystérésis obtenue dans la réponse inélastique, tandis que  $E_S$  représente l'énergie élastique accumulée dans le système linéaire équivalent. Le rapport  $\frac{E_D}{E_S}$ , introduit dans la formule de l'amortissement équivalent, permet d'estimer l'amortissement effectif total en fonction des paramètres spectraux, ce qui est particulièrement utile pour calibrer les analyses de performance sismique.

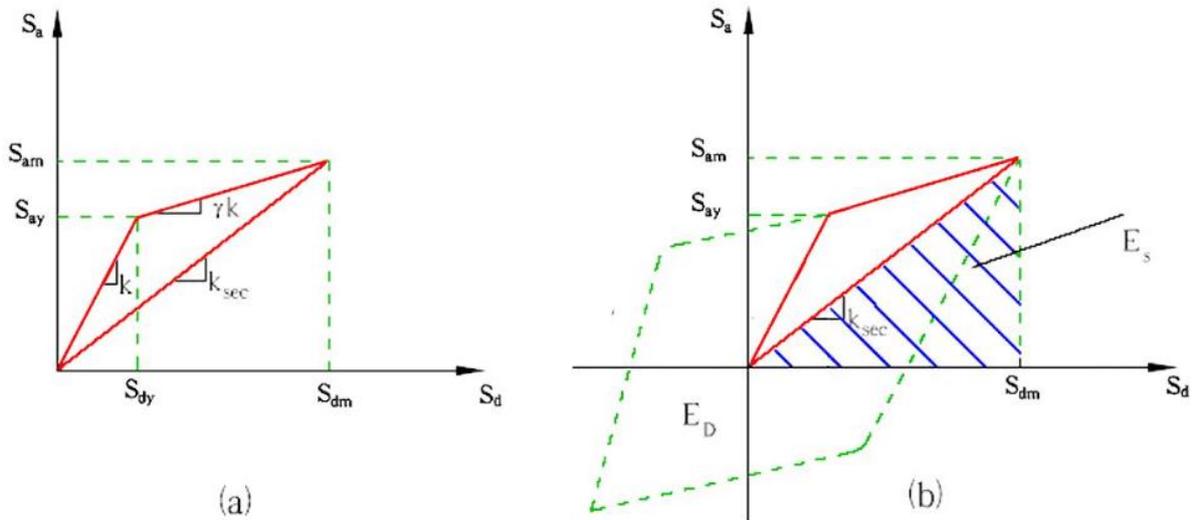


Figure 2.14 Système SDOF inélastique pour la méthode du spectre de capacité : (a) relation bilinéaire force-déplacement, (b) calcul de l'amortissement visqueux équivalent [55]

Le facteur de modification d'amortissement  $\kappa$  dans l'équation (2.62) est utilisé pour prendre en compte l'hypothèse selon laquelle le comportement cyclique non linéaire du bâtiment peut être représenté par une relation bilinéaire. Il tient compte des effets de la détérioration de la résistance et de la rigidité sur l'amortissement visqueux équivalent  $\zeta_{\text{éq}}$  calculé à partir de l'idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité. ATC-40 recommande les valeurs suivantes pour les nouveaux bâtiments :

$$\kappa = 1 \quad \text{pour} \quad \zeta_{\text{éq}} \leq 16.25\% \quad (2.64)$$

$$\kappa = 1.13 - 0.80\zeta_{\text{éq}} \quad \text{pour} \quad \zeta_{\text{éq}} > 16.25\% \quad (2.65)$$

En général,  $\kappa$  est principalement basé sur le jugement et dépend du comportement hystérétique du système caractérisé par l'un des trois types. Le premier ou type A désigne un comportement hystérétique avec des boucles d'hystérésis stables et complètes. Le troisième ou type C désigne des boucles d'hystérésis fortement pincées et/ou dégradées. Le deuxième ou type B désigne un comportement hystérétique entre les types A et C. ATC-40 contient des équations pour  $\kappa$  en fonction de  $\zeta_{\text{éq}}$  pour les trois types de comportement hystérétique, qui sont tracées dans la Figure 2.15, de telle sorte que  $\kappa \leq 45\%$  [102].

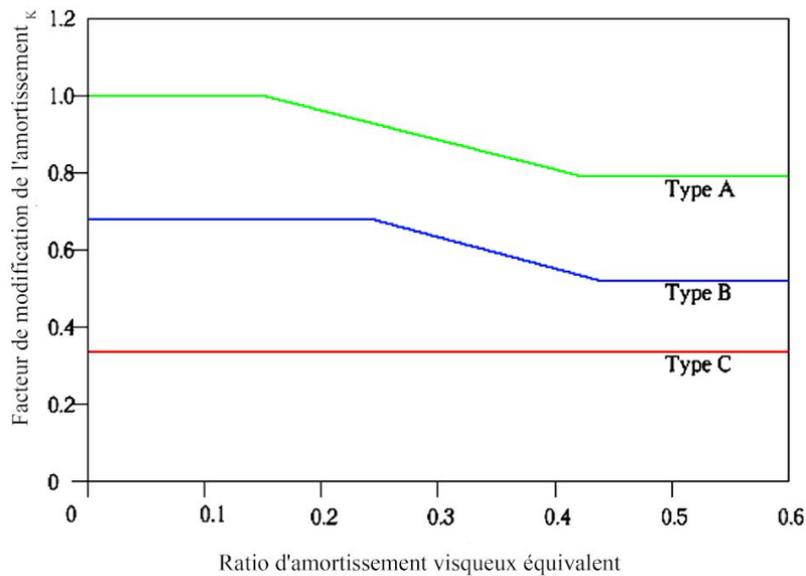


Figure 2.15 Variation du facteur de modification de l'amortissement en fonction de l'amortissement visqueux équivalent [55]

Dans la méthode du spectre de capacité (CSM), la courbe de capacité est obtenue à partir du POA (Principle of Additive) puis transformée en coordonnées spectrales équivalentes. Pour chaque point de la courbe de capacité, les quantités de force de base et de déplacement du toit sont transformées en pseudo-accélération spectrale équivalente et en quantités de déplacement spectral équivalent, respectivement. Cette courbe de capacité transformée est appelée spectre de capacité. Le déplacement cible est calculé en trouvant l'intersection entre le spectre de capacité et le spectre de demande. Le spectre de demande est évalué à partir de la réponse d'un système SDOF équivalent à une excitation sismique du sol à un niveau donné d'amortissement égal à l'amortissement structurel inhérent  $\zeta$  du bâtiment. Ce spectre représente le spectre de demande pour la réponse purement élastique du bâtiment, où chaque paire de points sur la courbe du spectre de demande correspond à une période de vibration différente du système SDOF.

Pour la réponse purement élastique du bâtiment, le spectre de capacité élastique est une ligne droite correspondant à la période élastique initiale du bâtiment  $T$ . L'intersection de cette ligne avec le spectre de demande correspondant à  $\zeta$  donne un déplacement cible spectral égal au déplacement spectral élastique,  $S_{ae} = (S_d)_{\text{élastique}}$ , à la période initiale du bâtiment, comme illustré dans la Figure 2.16.

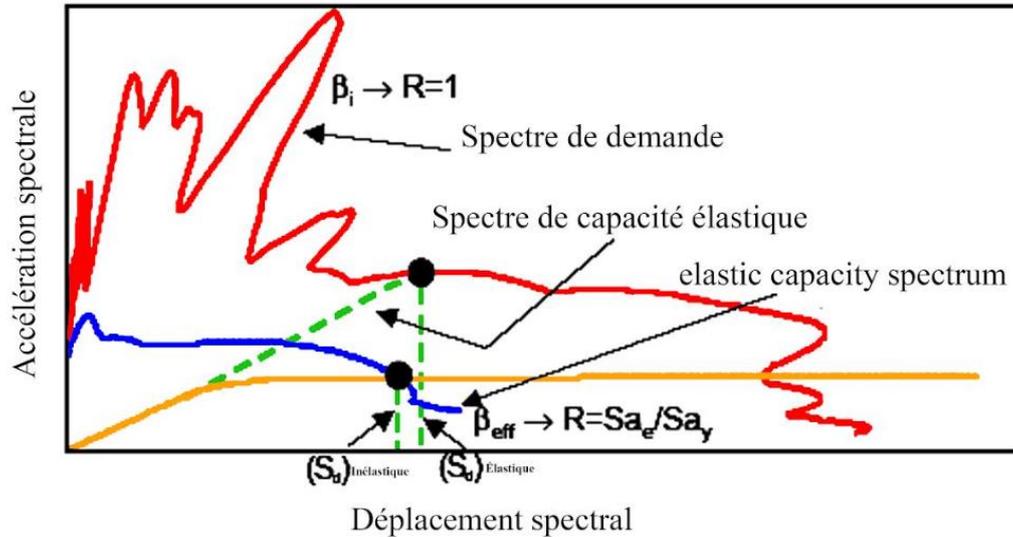


Figure 2.16 Courbes de spectre de demande et de capacité du CSM

Pour la réponse non linéaire du bâtiment à l'excitation sismique attendue, le spectre de demande doit être modifié pour tenir compte de l'énergie dissipée par l'hystérésis pendant la réponse du bâtiment au séisme. Cela est réalisé en considérant un système SDOF linéaire équivalent avec un amortissement visqueux effectif  $\zeta_{eff}$ . Le déplacement cible est calculé en trouvant l'intersection entre le spectre de capacité et le spectre de demande du système linéaire fortement amorti.

La méthode utilisée pour calculer le spectre de demande du système inélastique correspondant à l'amortissement visqueux effectif dépend de la manière dont le spectre de demande est défini : soit comme le spectre composite calculé à partir de la réponse d'un système SDOF équivalent à un enregistrement spécifique de mouvement sismique, soit comme une représentation lisse du spectre composite. Si le spectre composite est utilisé, alors le spectre de demande du système inélastique est simplement calculé à partir de la réponse sismique du système SDOF équivalent ayant un coefficient d'amortissement égal à l'amortissement visqueux effectif  $\zeta_{eff}$ . Si un spectre de demande lisse est utilisé, alors le spectre de demande est réduit à l'aide de facteurs de réduction spectrale qui dépendent de l'amortissement visqueux effectif. Les facteurs de réduction spectrale donnés dans l'ATC-40 ont été développés sur la base du travail de Newmark et Hall [54]. Le facteur de réduction spectrale de la plage d'accélération constante est calculé selon

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \zeta_{eff}}{3.21 - 0.68 \ln \zeta} \quad (2.66)$$

Le facteur de réduction spectrale pour la plage de vitesse constante est calculé en utilisant

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \zeta_{eff}}{2.31 - 0.41 \ln \zeta} \quad (2.67)$$

Et le facteur de réduction spectrale pour la plage de déplacement constant est calculé en utilisant

$$SR_D = \frac{1.82 - 0.27 \ln \zeta_{eff}}{1.82 - 0.27 \ln \zeta} \quad (2.68)$$

Les valeurs d'amortissement  $\zeta$  et  $\zeta_{eff}$  eff doivent être exprimées en pourcentage. Une fois que les courbes de spectre de demande et de spectre de capacité ont été calculées, le déplacement spectral cible est calculé à partir de l'intersection du spectre de demande et du spectre de capacité. Cette valeur de déplacement spectral peut être utilisée pour calculer une valeur de déplacement de toit cible en inversant l'opération de transformation.

ATC-40 spécifie deux procédures analytiques A et B ainsi qu'une procédure graphique C pour estimer la demande de déformation sismique. Les trois procédures sont basées sur les mêmes principes fondamentaux mais diffèrent dans leur mise en œuvre [70]. La procédure A est conçue pour être l'application la plus directe de la méthodologie et est donc considérée comme la meilleure des trois procédures. Pour les systèmes bilinéaires, la procédure A est présentée comme suit :

- (1) Tracez le diagramme force-déformation et le diagramme de 5% (réponse élastique amortie ou conception) dans le format AD pour obtenir le diagramme de capacité et le diagramme de demande élastique amortie à 5%, respectivement.
- (2) Estimez la demande maximale de déformation  $S_{dmo}$  et déterminez l'accélération pseudo-spectrale correspondante  $S_{amo}$  à partir du diagramme de capacité :  $S_{dmo} = S_d(T, \zeta = 5\%)$  déterminée pour la période de vibration naturelle  $T$  à partir du diagramme de demande élastique.
- (3) Calculez la ductilité  $\mu = \frac{S_{dmo}}{S_{dy}}$ .
- (4) Calculez le rapport d'amortissement effectif  $\zeta_{eff}$ .
- (5) Tracez la courbe de demande élastique pour  $\zeta_{eff}$  déterminée à l'étape (4) et lisez le déplacement  $S_{dmj}$  où ce diagramme intersecte le diagramme de capacité.

(6) Vérifiez la convergence. Si  $\frac{S_{dmo} - S_{dmj}}{S_{dmj}} \leq \text{tolérance}$  (par exemple, 0,05), alors la demande de déformation induite par le séisme  $S_{dmo} = S_{dmj}$ . Sinon, définissez  $S_{dmo} = S_{dmj}$  (ou une autre valeur estimée) et répétez les étapes (3)-(6).

La procédure B pour les systèmes bilinéaires est décrite comme suit :

(1) Tracez le diagramme de capacité.

(2) Estimez la demande maximale de déformation  $S_{dmo} : S_{dmo} = S_d(T, \zeta = 5\%)$ .

(3) Calculez la ductilité  $\mu = \frac{S_{dmo}}{S_{dy}}$ .

(4) Calculez la période de vibration équivalente  $T_{\acute{e}q}$  et le rapport d'amortissement visqueux effectif  $\zeta$  eff.

(5) Calculez la déformation maximale  $S_{dmq} = S_d(T_{\acute{e}q}, \zeta_{eff})$  et la pseudo-accélération maximale  $S_{amq} = S_d(T_{\acute{e}q}, \zeta_{eff})$  d'un système SDOF élastique avec les propriétés de vibration  $T_{\acute{e}q}$  et  $\zeta_{eff}$ .

(6) Tracez le point avec les coordonnées  $S_{dmq}$  et  $S_{amq}$ .

(7) Vérifiez que la courbe générée en reliant le point tracé à l'étape (6) aux points similaires précédemment déterminés intersecte le diagramme de capacité. Si ce n'est pas le cas, répétez les étapes (3)-(7) avec une nouvelle valeur de  $S_{dmo}$ , sinon passez à l'étape (8).

(8) La demande de déformation sismique est donnée par la valeur de déformation spectrale au point d'intersection.

Chopra and Goel [102] ont indiqué quelques lacunes des procédures A et B dans l'ATC-40 concernant la convergence, la précision des procédures, l'effet du facteur de modification de l'amortissement et l'efficacité pour les systèmes sensibles à la vitesse ou au déplacement. Ces lacunes sont résumées comme suit : La procédure A n'a pas convergé pour certains des systèmes analysés. La procédure B donne toujours une valeur unique de déformation. Les déformations maximales des systèmes inélastiques déterminées par les procédures de l'ATC-40 se sont avérées inexactes lorsqu'elles ont été comparées aux résultats de l'analyse d'historique de réponse non linéaire pour plusieurs mouvements sismiques. Le facteur de modification de l'amortissement dans les procédures de l'ATC-40 améliore l'estimation de la déformation seulement de manière marginale. Les procédures de l'ATC-40 sont déficientes par rapport

même au spectre de conception élastique pour estimer la déformation maximale d'un système inélastique avec T dans les régions sensibles à la vitesse ou au déplacement du spectre.

## 2.6. Analyse non linéaire de l'historique temporel

Lorsqu'une structure de bâtiment entre dans sa région inélastique, l'équation du mouvement régissant la réponse dynamique, donnée par l'Équation (69), subit des modifications importantes. Dans ce cas, la force de rappel et les vecteurs de force d'amortissement ne demeurent pas nécessairement proportionnels au déplacement ou à la vitesse, respectivement. Par ailleurs, l'accélération du mouvement du sol varie de manière arbitraire au cours du temps, ce qui rend généralement impossible une solution analytique directe de l'Équation (69). Par conséquent, les réponses non linéaires d'un système à degrés de liberté multiples (MDOF) nécessitent le recours à une méthode numérique pour l'intégration des équations différentielles.

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + \{F_r(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (2.69)$$

Un enregistrement de mouvement sismique est donné par un ensemble de valeurs discrètes (c'est-à-dire,  $\ddot{x}_{g,i}(t_i)$ ,  $i = 0$  à  $N$ ), les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération d'un système à degrés de liberté multiples (MDOF) sont supposés connus au pas de temps  $i$ , ainsi que le vecteur de force de rappel. Ces valeurs satisfont l'Équation (2 -69) au pas de temps  $i$ .

$$[M]\{\ddot{u}\}_i + [C]\{\dot{u}\}_i + \{F_r\}_i = -[M]\{r\}\ddot{x}_{g,i} \quad (2.70)$$

Les quantités de réponse à un petit instant plus tard, au temps  $i+1$ , satisfont également l'Équation (2 -69).

$$[M]\{\ddot{u}\}_{i+1} + [C]\{\dot{u}\}_{i+1} + \{F_r\}_{i+1} = -[M]\{r\}\ddot{x}_{g,i+1} \quad (2.71)$$

L'équation incrémentale d'équilibre du mouvement du système à degrés de liberté multiples (MDOF) peut être obtenue en soustrayant l'Équation (2 - 70) de l'Équation (2 - 71), c'est-à-dire :

$$[M]\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [C]\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + \Delta\{F_r\}_{t+\Delta t} = -[M]\{r\}\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} \quad (2.72)$$

Où :

$$\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\ddot{u}\}_{i+1} - \{\ddot{u}\}_i \quad (2.73)$$

$$\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_{i+1} - \{\dot{u}\}_i \quad (2.74)$$

$$\Delta\{F_r\}_{t+\Delta t} = \{F_r\}_{i+1} - \{F_r\}_i \quad (2.75)$$

$$\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} = \ddot{x}_{g,i+1} - \ddot{x}_{g,i} \quad (2.76)$$

Bien que le vecteur de force de rappel  $\{F_r\}$  ne soit pas proportionnel au vecteur de déplacement  $\{u\}$  lorsque la structure se déforme dans sa région inélastique, le vecteur de force de rappel incrémentale  $\Delta\{F_r\}_{t+\Delta t}$  peut être approximé linéairement en supposant que la matrice de rigidité tangentielle  $[K]_T$  est constante pendant l'incrément de temps  $\Delta t$ ,

$$\Delta\{F_r\}_{t+\Delta t} = [K]_T \Delta t \{u\}_{t+\Delta t} \quad (2.77)$$

Où  $\Delta\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_{i+1} - \{u\}_i$ . Par la suite, l'équation de mouvement du système à degrés de liberté multiples (MDOF) peut être approximée par une série d'équations d'équilibre incrémentales linéaires,

$$[M]\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [C]\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + [K]_T \Delta t \{u\}_{t+\Delta t} = -[M]\{r\}\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} \quad (2.78)$$

Utilisation de la méthode de Newmark d'intégration directe, dans laquelle la variation de l'accélération au cours de l'incrément de temps  $\Delta t$  est définie par les équations suivantes en utilisant les paramètres  $\beta$  et  $\gamma$ .

$$\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = [(1 - \gamma)\Delta t]\{\dot{u}\}_i + (\gamma\Delta t)\{\dot{u}\}_{i+1} \quad (2.79)$$

$$\Delta\{u\}_{t+\Delta t} = \Delta t\{\dot{u}\}_i + [(0.5 - \beta)(\gamma\Delta t)^2]\{\ddot{u}\}_i + [\beta(\Delta t)^2]\{\ddot{u}\}_{i+1} \quad (2.80)$$

La réponse structurelle peut être déterminée par une équation linéaire efficace pour calculer le déplacement incrémental  $\Delta\{u\}_{t+\Delta t}$ .

$$[\hat{K}]\Delta\{u\}_{t+\Delta t} = \Delta\{\hat{F}\} \quad (2.81)$$

Où :

$$[\hat{K}] = [K]_T + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[C] + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}[M] \quad (2.82)$$

$$\Delta\{\hat{F}\} = -[M]\{r\}\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} + \left(\frac{1}{\beta\Delta t}[M] + \frac{\gamma}{\beta}[C]\right) + \left(\frac{1}{2\beta\Delta t}[M] + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1[C]\right)\right)\{\ddot{u}\}_i \quad (2.83)$$

Étant donné les conditions initiales connues, les quantités de réponse structurelle au pas de temps  $i+1$  peuvent être successivement déterminées en utilisant les Équations (2 - 72) à (2 - 83).

Dans l'application de la méthode de Newmark, les valeurs des paramètres  $\beta$  et  $\gamma$  dans les Équations (2 - 79) et (2 - 80) doivent être choisies à l'avance. Dans cette recherche,  $\beta = 0,25$  et  $\gamma = 0,5$  sont adoptées, car il a été démontré que la méthode de Newmark reste inconditionnellement stable avec ces paramètres, La valeur  $\beta = 0,25$  (souvent appelée le schéma moyen constant d'accélération) et  $\gamma = 0,5$  garantissent que la méthode est inconditionnellement stable pour l'analyse dynamique linéaire. Cela signifie que, quel que soit le pas de temps choisi, la solution numérique reste stable. En pratique,  $\gamma = 0,5$  permet d'assurer un amortissement numérique adéquat, tandis que  $\beta = 0,25$  assure une intégration temporelle précise et stable [103].

Pour un système inélastique, l'utilisation d'une procédure non itérative (couvrant les Équations (2-78) à (2-83)) peut entraîner des résultats inexacts. Comme illustré dans la Figure 2.17, les divergences liées à l'emploi de la matrice de rigidité tangentielle peuvent s'accumuler progressivement, générant des erreurs significatives au fil des pas de temps. Cependant, ces erreurs peuvent être réduites grâce à la procédure d'itération de Newton-Raphson.

Pour améliorer l'estimation numérique pendant chaque intervalle de temps  $\Delta t$ , la procédure itérative commence avec la matrice de rigidité linéaire efficace et la force non équilibrée initiale correspondant à l'état de déplacement au temps  $t_i$ .

$$\Delta\{u\}^{(1)} = \left( [\hat{K}]^{(0)} \right)^{-1} \Delta\{R\}^{(0)} \quad (2.84)$$

Où :  $\Delta\{u\}^{(1)}$  est la première approximation du dernier incrément  $\Delta\{u\}_{t+\Delta t}$ ;  $\Delta\{R\}^{(0)}$  est égal au vecteur de force  $\Delta\{\hat{F}\}$  incrémentale calculé à partir de l'Équation (2 - 83). Par conséquent, la première approximation de l'état de déformation de l'ensemble du système peut être déterminée à partir de  $\{u\}_{i+1}^{(1)} = \{u\}_i + \Delta\{u\}_i^{(0)}$ .

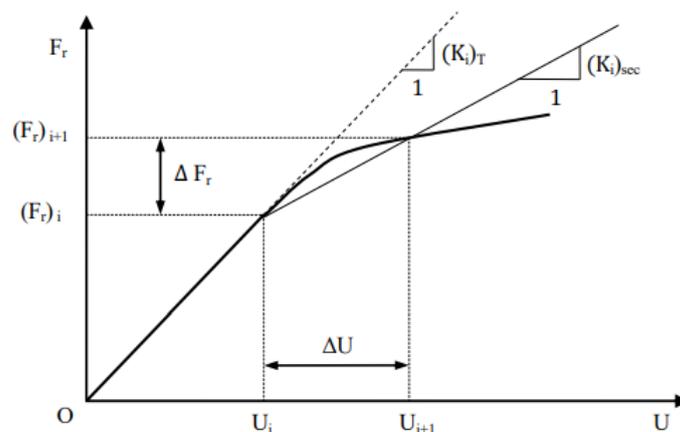


Figure 2.17 Illustration de la rigidité tangentielle et de la rigidité sécante

L'état de force,  $\Delta\{f\}^{(1)}$ , associé à  $\{u\}_{i+1}^{(1)}$  est évalué pour déterminer le vecteur de force non équilibrée correspondant  $\Delta\{R\}^{(1)}$ .

$$\Delta\{R\}^{(1)} = \Delta\{R\}^{(0)} - \Delta\{f\}^{(1)} \quad (2.85)$$

La matrice de rigidité linéaire efficace  $[\hat{K}]^{(1)}$  est réévaluée en fonction de l'état de déplacement de  $\Delta\{u\}^{(1)}$  en utilisant l'Équation (2 - 82).

Ensuite, la deuxième approximation  $\Delta\{u\}^{(2)}$  est calculée en utilisant la nouvelle matrice de rigidité efficace  $[\hat{K}]^{(1)}$  et la nouvelle force non équilibrée  $\Delta\{R\}^{(1)}$ .

$$\Delta\{u\}^{(2)} = \left([\hat{K}]^{(1)}\right)^{-1} \Delta\{R\}^{(1)} \quad (2.86)$$

Le processus itératif se poursuivra jusqu'à ce que la convergence soit atteinte. Une fois que la norme du déplacement incrémental  $\Delta\{u\}^{(c)}$  ou la norme de la force non équilibrée  $\Delta\{R\}^{(c)}$  est inférieure à une tolérance spécifiée, l'estimation finale du vecteur de déplacement incrémental peut être obtenue.

$$\Delta\{u\}_{t+\Delta t} = \sum_{j=1}^c \Delta\{u\}^{(j)} \quad (2.87)$$

Avec  $\Delta\{u\}_{t+\Delta t}$  connu, l'estimation finale du vecteur de vitesse et d'accélération incrémentale peut être résolue en utilisant les Équations (2 - 79) et (2 - 80).

$$\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \Delta\{u\}_{t+\Delta t} - \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{u}\} + \left[\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\Delta t\right] \{\ddot{u}\}_i \quad (2.88)$$

$$\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{\gamma}{\beta(\Delta t)^2} \Delta\{u\}_{t+\Delta t} - \frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{u}\}_i - \frac{1}{2\beta} \{\ddot{u}\}_i \quad (2.89)$$

Par conséquent, les quantités de  $\{u\}_{i+1}$ ,  $\{\dot{u}\}_{i+1}$  et  $\{\ddot{u}\}_{i+1}$  sont prêtes pour le prochain pas de temps. La méthode d'intégration numérique de Newmark, combinée à la procédure d'itération de Newton-Raphson, suit l'état de déplacement de l'ensemble du système MDOF étape par étape jusqu'à la fin de l'historique de temps d'excitation.

Comme la montre l'équation d'équilibre incrémental (2-78), la procédure numérique directe d'intégration pour les équations différentielles nécessite une matrice d'amortissement explicite [C]. Cependant, les propriétés d'amortissement des matériaux ne sont pas bien établies, et il est peu pratique de former directement la matrice d'amortissement [C] à partir des propriétés d'une structure. Pour tenir compte des effets non linéaires.

L'effet de dissipation d'énergie, tel que l'énergie dissipée par friction dans les connexions en acier, le stress des éléments non structuraux et d'autres mécanismes similaires, est pris en compte dans les systèmes MDOF. Dans la pratique de l'ingénierie structurelle, l'amortissement visqueux équivalent est souvent utilisé, avec des rapports d'amortissement modaux recommandés variant entre 3 % et 7 % [103]. Par conséquent, la matrice d'amortissement  $[C]$  d'un système MDOF peut être déterminée à partir de ses rapports d'amortissement modaux, simplifiant ainsi l'implémentation. Il est important de noter qu'un rapport d'amortissement plus élevé est fréquemment utilisé pour estimer les pertes d'énergie dues aux effets inélastiques dans le cadre d'une analyse linéaire élastique. Toutefois, de telles valeurs accrues d'amortissement doivent être évitées dans une analyse par histoire de temps non linéaire, car l'effet de dissipation d'énergie du comportement inélastique est déjà pris en compte directement dans la procédure d'analyse.

Il a été prouvé que l'amortissement de type Rayleigh classique est une idéalisation appropriée pour l'analyse dynamique d'un système MDOF [104]. Pour l'analyse par histoire de temps non linéaire, une matrice d'amortissement tangentielle  $[C]_t$  est utilisée pour tenir compte des changements continus des caractéristiques structurelles tout au long de l'intégration numérique étape par étape. En général, la matrice d'amortissement tangentielle  $[C]_t$  peut être exprimée comme une combinaison linéaire de la matrice de masse  $[M]$  avec diverses matrices de rigidité  $[K]$ .

$$[C]_t = a_m[M] + b_t[K]_t + b_i[K]_i + b_c[K]_c \quad (2.90)$$

Où :  $[K]_t$  est la matrice de rigidité tangentielle de l'itération actuelle ;  $[K]_i$  est la matrice de rigidité élastique initiale ;  $[K]_c$  est la dernière matrice de rigidité convergée de l'itération actuelle ;  $a_m$ ,  $b_t$ ,  $b_i$  et  $b_c$  sont les constantes de proportionnalité calculées en utilisant les fréquences naturelles du système MDOF.

La matrice d'amortissement tangentielle  $[C]_t$  calculée sur la base de la matrice de rigidité initiale  $[K]_i$  représente un amortissement constant pendant l'analyse. D'autre part, la matrice d'amortissement tangentielle  $[C]_t$  calculée en utilisant soit la matrice de rigidité tangentielle  $[K]_t$ , soit la dernière matrice de rigidité convergée  $[K]_c$  de l'itération actuelle prend en compte les changements de la matrice de rigidité  $[K]$  dans le processus d'analyse par histoire de temps.

Pour être cohérent avec la procédure d'intégration numérique étape par étape décrite précédemment et la méthode de Newton-Raphson, la matrice de rigidité tangentielle  $[K]_t$  de l'itération actuelle est utilisée (c'est-à-dire,  $b_i = 0$  et  $b_c = 0$ ) dans l'Équation (2 - 90). Étant donné

deux fréquences distinctes,  $\omega_p$  et  $\omega_q$  (en pratique,  $\omega_p$  est considérée comme la première fréquence naturelle et  $\omega_q$  comme la fréquence la plus élevée à prendre en compte dans l'analyse), avec des rapports d'amortissement  $\xi = 5 \%$ , les coefficients  $a_m$  et  $b_t$  s'expriment comme.

$$a_m = \frac{2\varepsilon\omega_p\omega_q}{\omega_p + \omega_q} \quad (2.91)$$

$$b_t = \frac{2\varepsilon}{\omega_p + \omega_q} \quad (2.92)$$

Où,  $\omega_p$  et  $\omega_q$  sont calculées sur la base de la rigidité élastique initiale de la structure. Les résultats expérimentaux ont montré une concordance raisonnable avec la matrice d'amortissement ainsi déterminée[104].

Pendant le processus d'itération de Newton-Raphson défini par l'Équation (2 - 84) à l'Équation (2 - 87), la détermination d'un état de force correspondant à l'état de déplacement ou de déformation du pas de temps actuel implique l'évaluation à la fois des non-linéarités matérielles et géométriques. Cette simulation de la non-linéarité des éléments individuels est essentielle pour l'analyse non linéaire structurelle.

## 2.7. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, il apparaît clairement que l'analyse sismique joue un rôle essentiel dans l'évaluation de la performance des structures face aux tremblements de terre. Les méthodes d'analyse non linéaire, telles que l'analyse statique non linéaire, permettent une modélisation plus précise des comportements non linéaires des matériaux et des systèmes structuraux. Ce chapitre a particulièrement mis en lumière l'utilisation des méthodes d'analyse statique non linéaire, qui offrent une représentation plus réaliste des réponses des structures face aux séismes en tenant compte des non-linéarités géométriques et matérielles.

# Chapitre 3. Modèles de loi de comportement des matériaux

---

## 3.1. Introduction

L'utilisation du modèle de rotule de fibre repose sur le comportement non linéaire des fibres, ce qui signifie que la précision des résultats dépend des modèles de matériau de fibre. Le programme ETABS permet d'appliquer divers modèles de courbes contrainte-déformation uni-axiale non linéaire pour un matériau. De nombreux modèles numériques existent dans la littérature pour le béton et l'acier, décrivant leurs caractéristiques mécaniques du chargement initial à la rupture. Pour le béton, les effets tridimensionnels sont considérés, notamment l'influence du confinement par les armatures longitudinales et transversales sur la relation contrainte-déformation. Ce chapitre examine divers modèles de béton confiné et non confiné, ainsi que des modèles d'acier, afin d'analyser leur contribution à l'amélioration du comportement sismique des structures en béton armé.

## 3.2. Comportement du béton

La résistance à la compression du béton est une propriété fondamentale qui reflète sa qualité globale. Une résistance élevée à la compression contribue à améliorer d'autres caractéristiques du béton, telles que l'adhérence avec l'acier d'armature et la résistance à la traction. En général, cette résistance est déterminée à l'aide de cylindres normalisés ayant un rapport hauteur/diamètre de 2, soumis à une charge longitudinale jusqu'à atteindre leur résistance maximale en une durée d'une à trois minutes. La déformation correspondante à ce point de résistance maximale est d'environ 0,2 %.[105].

## 3.3. Modèle de béton non confiné

Le comportement du béton non confiné, correspondant au béton d'enrobage, diffère considérablement de celui du béton confiné, qui constitue le béton de noyau dans un élément structurel en béton armé. Par conséquent, il est essentiel d'étudier ces deux types de béton séparément. Les modèles suivants décrivent les caractéristiques du béton non confiné :

- **Modèle de Hognestad** [106]

Le modèle de Hognestad est couramment utilisé pour illustrer le comportement du béton non confiné (figure 3.1). Dans ce modèle, la courbe contrainte-déformation est une parabole de second ordre jusqu'au point de pic, tandis que la section descendante est supposée être linéaire.

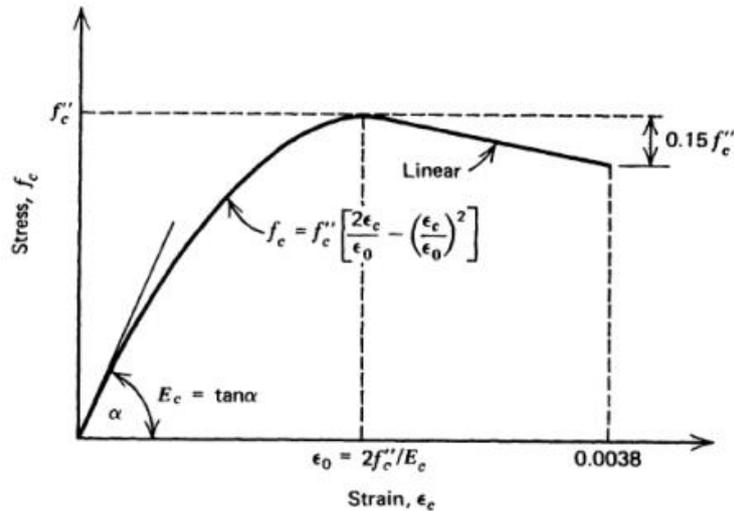


Figure 3.1. Modèle de Hognestad [106]

La contrainte maximale est généralement considérée comme 85% de la résistance maximale d'une éprouvette cylindrique en béton, comme indiqué dans l'équation suivante :

$$f_c'' = 0.85 f_c \quad (3.1)$$

La déformation correspondant à la contrainte maximale est exprimée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_0 = 2 f_c'' / E_c \quad (3.2)$$

La section parabolique peut être représentée de la manière suivante :

$$f_c = f_c'' \left( \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

➤ **Modèle de Mander** [107]

Dans notre étude, le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné est basé sur le modèle développé par Mander. Il se compose d'une partie courbe et d'une partie linéaire, comme illustré dans la Figure 3.2.

Pour la partie courbe du diagramme contrainte-déformation du béton non confiné, où  $\varepsilon_c \leq 2\varepsilon_c'$ , l'équation suivante est utilisée :

$$f = \frac{f_c' x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.4)$$

Pour la partie linéaire du diagramme contrainte-déformation du béton non confiné, où  $2\varepsilon'_c < \varepsilon_c < \varepsilon_u$ , l'équation suivante décrit cette portion :

$$f = \left( \frac{2f'_c r}{r - 1 + 2r} \right) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \quad (3.5)$$

Les variables  $x$  et  $r$  sont données par les équations suivantes :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \quad (3.6)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}} \quad (3.7)$$

Où :

$f$  : Contrainte à la compression du béton.

$\varepsilon_c$  : Déformation de compression du béton.

$f'_c$  : Résistance à la compression du béton.

$\varepsilon'_c$  : Déformation de compression du béton correspondant à  $f'_c$ .

$\varepsilon_u$  : Capacité de déformation ultime de compression du béton.

$E_c$  : Module d'élasticité du béton initial.

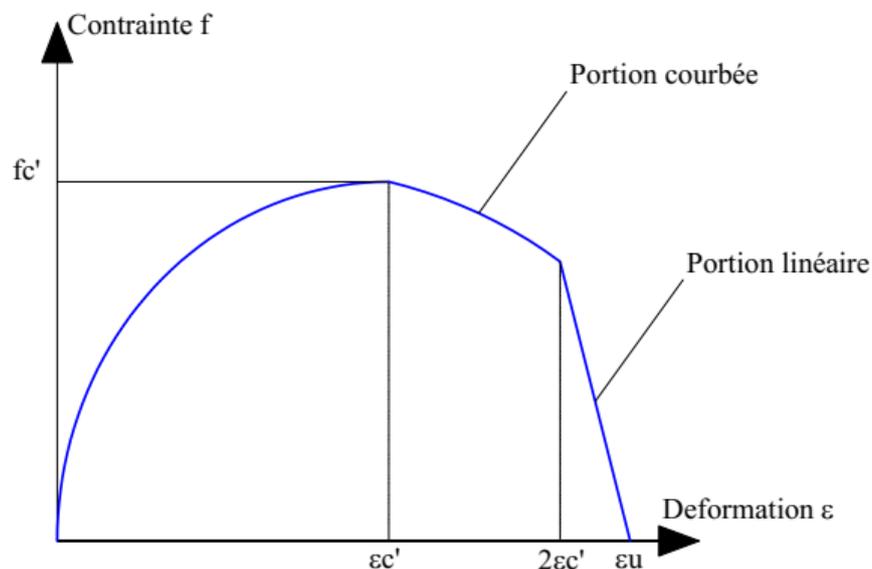


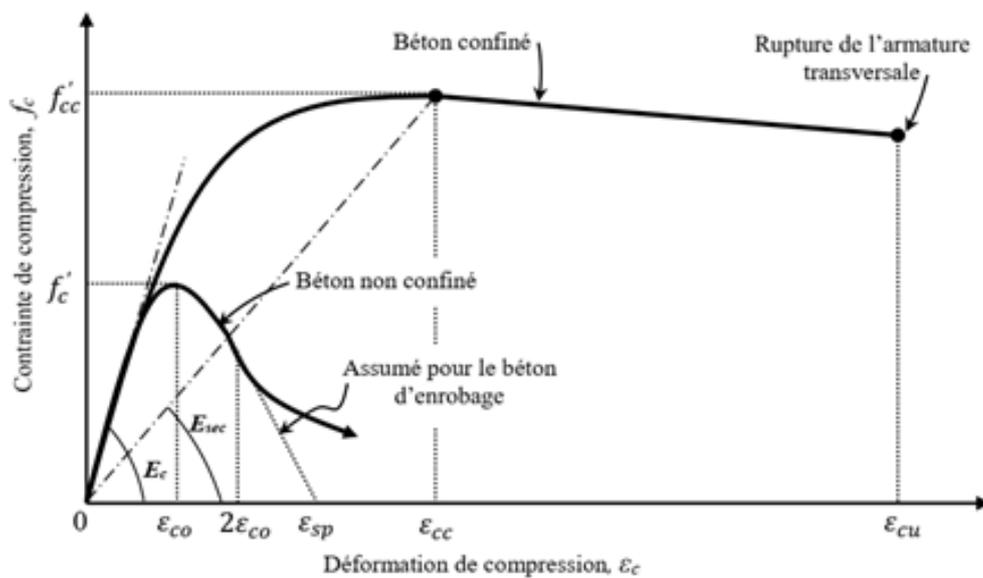
Figure 3.2 Modèle de Mander pour le comportement du béton non confiné [107]

### 3.4. Modèle de béton confiné

La détermination de la relation contrainte-déformation du béton confiné repose principalement sur l'évaluation de sa résistance à la compression sous confinement, notée  $f'_{cc}$ . Cette valeur peut être obtenue par diverses approches. Dès 1928, Richart [108] propose une

formulation dont certains paramètres sont ajustés expérimentalement. S'appuyant sur ces travaux, Mander [107] élabore une méthode pour estimer  $f'_{cc}$ . Ce qui suit est une présentation du modèle de Mander pour le béton confiné.

Le modèle de Mander pour le béton confiné est présenté ci-après. L'équation fondamentale sous compression monotone propose une approche unifiée de la relation contrainte-déformation pour le béton confiné avec une armature transversale de section rectangulaire. Cette formulation, inspirée de l'équation proposée par Popovics [109], est utilisée par Mander pour décrire le comportement contrainte-déformation du béton, qu'il soit confiné ou non, soumis à une charge monotone. Le modèle est illustré à la [Figure 3.3](#).



**Figure 3.3** Modèle de Mander pour le comportement du béton confiné et non confiné [107]

La contrainte de compression longitudinale dans le béton  $f_c$ , pour un taux de déformation quasi-statique et un chargement monotone, est donnée en fonction de la déformation de compression  $\varepsilon_c$ , par la formule suivante :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3.8)$$

La variable  $x$  est donnée comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.9)$$

Où :

$f'_{cc}$  : Résistance à la compression du béton confiné.

$\varepsilon_c$  : Déformation de compression longitudinale du béton.

$\varepsilon_{cc}$  : La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton, est donnée comme suit:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.10)$$

$f'_{c0}$  : Résistance du béton non confiné.

$\varepsilon_{c0}$  : Déformation du béton non confiné.

La variable  $r$  est donnée par la relation suivante :

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.11)$$

$E_{sec}$  : Le module sécant du béton confiné correspondant à la contrainte au pic est donné par la relation suivante :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.12)$$

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné, lorsque  $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ , le comportement du béton d'enrobage est supposé linéaire, atteignant une contrainte nulle à une déformation ( $\varepsilon_{sp}$ ) correspondant à l'éclatement du béton sous compression.

La pression de confinement latérale effective et le coefficient d'efficacité de confinement décrivent la manière dont la pression maximale générée par les armatures transversales de confinement s'applique sur une surface spécifique de la section transversale. Cette surface est délimitée par des arcs paraboliques reliés par les armatures longitudinales. La contrainte de confinement se développe pleinement en raison de l'effet de courbement, un phénomène similaire observé entre les armatures transversales dans le sens longitudinal de l'élément. Cela est illustré dans la [Figure 3.4](#).

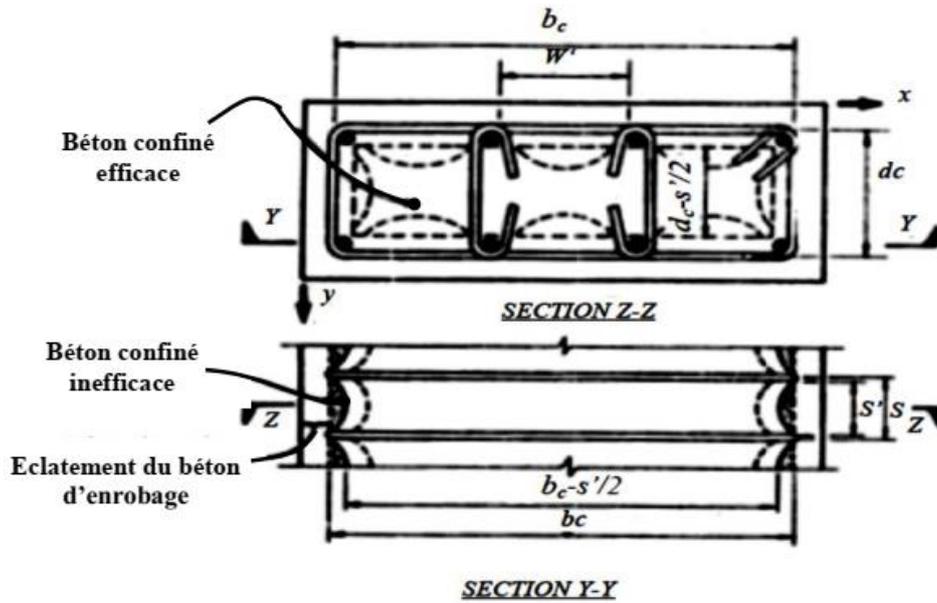


Figure 3.4 Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire [107].

En appliquant la relation contrainte-déformation décrite par la formule (3.5) pour évaluer la ductilité et la résistance des poteaux, il est supposé que la section de béton confiné,  $A_{cc}$ , correspond à la région délimitée par l'armature transversale. Lorsque  $A_{cc} > A_e$  :

$$f'_l = f_l k_e \quad (3.13)$$

Où :

$f_l$  : Pression latérale des aciers transversaux supposée uniformément distribuée autour de la surface du béton confiné.

$k_e$  : Le coefficient d'efficacité de confinement est donné comme suit :

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.13)$$

$A_e$  : Surface du béton confiné efficace.

$A_{cc}$  : La section du béton confiné délimitée par l'armature transversale est donnée par la formule suivante :

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (3.14)$$

$A_c$  : Surface du béton confiné prise entre axes de l'armature transversale.

$\rho_{cc}$  : Rapport de la section des armatures longitudinales à la surface du béton confiné.

La résistance à la compression du béton confiné  $f'_{cc}$ , est déterminée en fonction de la contrainte effective latérale de confinement  $f'_l$ . Généralement, la résistance à la compression du béton confiné est déduite en utilisant la relation suivante :

$$f'_{cc} = f'_{c0} \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{c0}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{c0}} - 1.254 \right) \quad (3.15)$$

Où :

$f'_{c0}$  : Résistance du béton non confiné.

### 3.5. Comportement de l'acier

Le diagramme de la [Figure 3.5](#) illustre le comportement de l'acier soumis à un essai de traction et se divise généralement en deux ou trois parties distinctes. La première correspond à la partie élastique linéaire, caractérisée par le module d'élasticité de Young (E) et par la limite d'écoulement, également appelée limite d'élasticité ( $f_y$ ). La deuxième, la partie plastique, est presque horizontale et se situe à un niveau de contrainte proche de celui de la limite élastique, bien que cette caractéristique ne soit pas toujours observée pour tous les types d'acier. Enfin, la troisième partie est celle du raffermissement ou de l'écroutissage, caractérisée par une augmentation progressive de la contrainte jusqu'au maximum, où l'on observe l'apparition de la striction, suivie d'une diminution de la contrainte menant à la rupture. Dans ce contexte, le modèle de Park [110] pour l'acier utilisé dans cette étude est présenté ci-après.

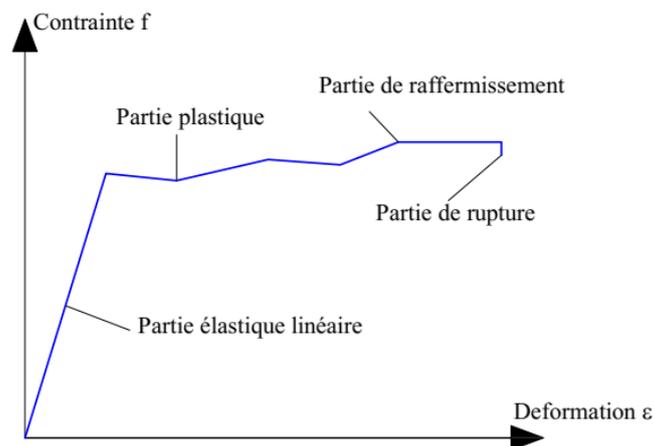


Figure 3.5 Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction.

#### ➤ Modèle de Park pour le comportement de l'acier

Le modèle de Park [110] pour l'acier est employé dans cette étude. Sa loi de comportement contrainte-déformation est représentée à la [Figure 3.6](#), Cette loi de Park [110] est utilisée à la fois pour l'acier en traction et pour l'acier en compression.

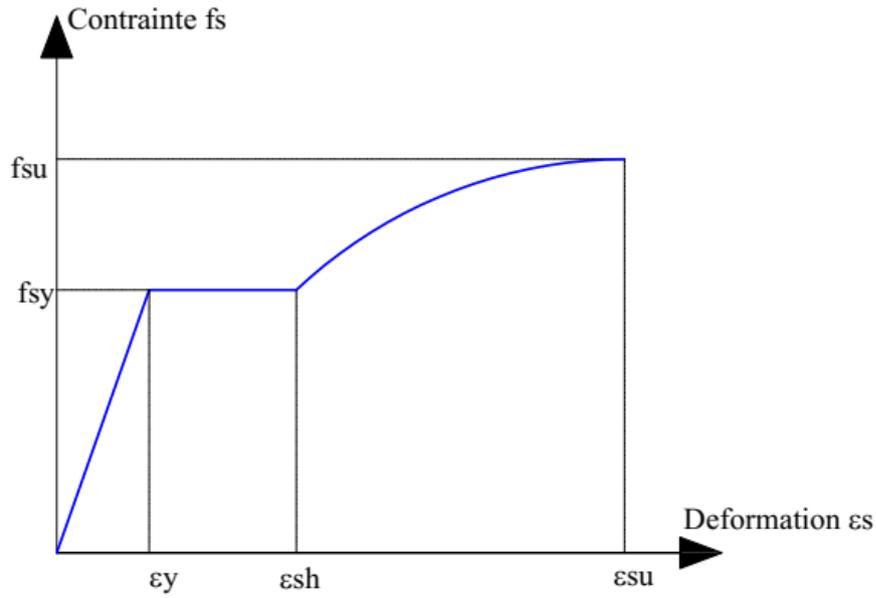


Figure 3.6 Modèle de Park pour le comportement de l'acier [110]

Où :

$\varepsilon_y$ : Déformation limitée élastique de l'acier.

$\varepsilon_{sh}$  : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écrouissage.

$\varepsilon_{su}$  : Déformation ultime de l'acier.

$f_{sy}$ : Contrainte limite élastique de l'acier.

$f_{su}$  : Contrainte ultime de l'acier.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

Les équations définissant les relations contrainte-déformation de la loi de comportement de l'acier sont les suivantes :

Pour  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (3.16)$$

Pour  $\varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_{sy} \quad (3.17)$$

Pour  $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$f_s = f_{sy} \left[ \left( \frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} \right) + \left( \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \right] \quad (3.18)$$

### 3.6. Modélisation des éléments en béton armés

Dans la phase de modélisation et d'analyse, une approche par fibres est adoptée pour la représentation des poutres, des poteaux et des voiles. Cette méthode permet une caractérisation détaillée du comportement des éléments structuraux. Les poutres et les poteaux sont modélisés comme des éléments élastiques avec des rotules en fibres de type PMM. L'approche par fibres subdivise les éléments structuraux en sections plus petites, ou « fibres », chacune ayant ses propres propriétés matérielles, ce qui permet de capturer des comportements complexes sous diverses charges. Les rotules de type M dans les poutres tiennent compte du moment fléchissant autour de l'axe faible, tandis que les rotules de type PMM dans les poteaux tiennent compte de l'effort axial ( $P$ ) et des moments fléchissants ( $M2$  - $M3$ ). Le choix des types de fibres pour les poutres et les poteaux est basé sur les principales forces et moments que ces éléments structuraux sont censés subir, ainsi que sur leur manière de réagir à ces sollicitations. Les poutres résistent principalement aux moments fléchissants et aux efforts tranchants dus aux charges appliquées perpendiculairement à leur longueur. Le mode principal de déformation des poutres est la flexion. Les rotules de type M3 permettent spécifiquement de capturer le moment fléchissant autour de l'axe faible ( $M3$ ). Cela est crucial pour les poutres, car elles sont généralement plus affectées par les moments fléchissants dans leur fonctionnement. Les poteaux, quant à elles, sont principalement soumises à des efforts axiaux (compression ou traction) et à des moments fléchissants ( $M2$  et  $M3$ ). Cette combinaison de forces et de moments est due aux charges verticales qu'elles supportent, ainsi qu'à des charges latérales supplémentaires provenant du vent ou de l'activité sismique.

De plus, ces rotules sont stratégiquement placées aux extrémités de chaque élément et parfois distribuées le long de leur longueur, représentée par le paramètre  $l$  (Figure 0-0), ce qui permet de représenter avec précision la non-linéarité des matériaux. Le placement et la distribution stratégiques des rotules en fibres permettent de modéliser de façon précise les déformations et les contraintes, offrant ainsi une meilleure compréhension de la réponse structurelle, notamment dans des conditions extrêmes comme les séismes. La représentation détaillée des comportements à la fois élastiques et non linéaires grâce à cette méthode conduit à de meilleures prédictions des performances et de la sécurité des structures.

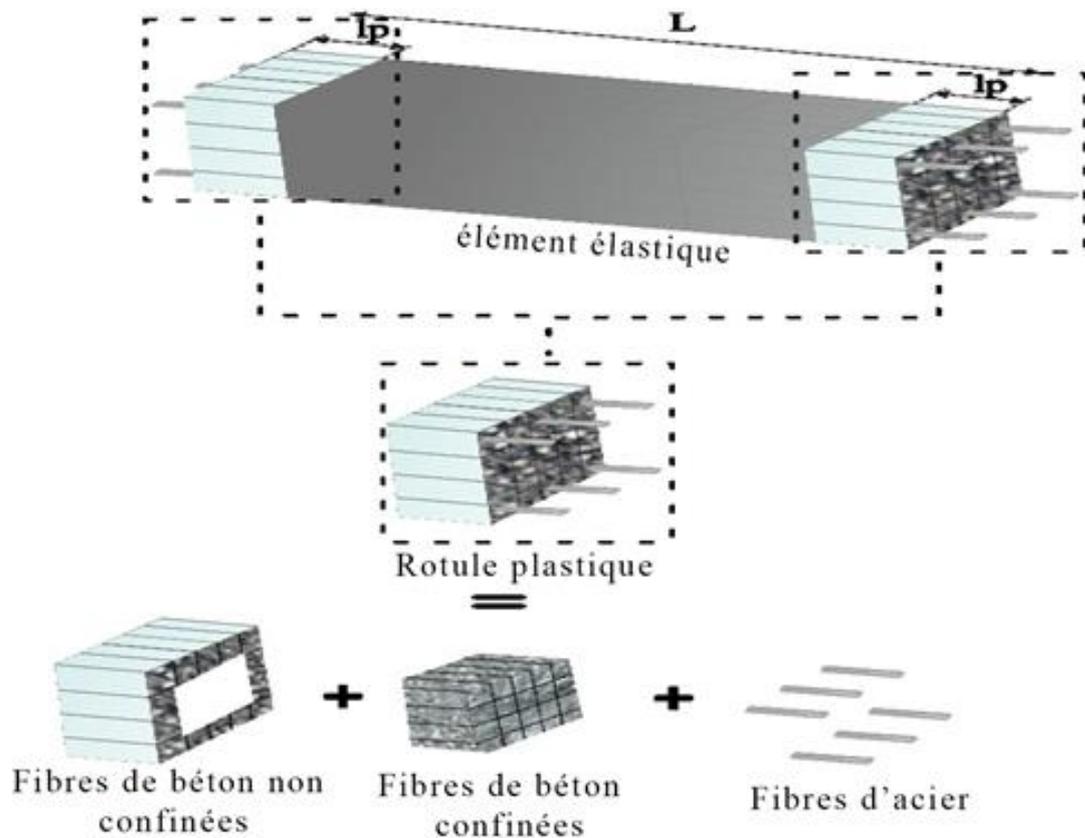


Figure 3.7 Discretisation en fibres du modèle numérique des éléments poutres/poteaux en béton armé

Pour intégrer le comportement inélastique des voiles, le modèle à éléments coques est utilisé, garantissant une représentation précise grâce à des maillages spécifiés. Les éléments coques sont des éléments finis bidimensionnels capables de représenter les états de contraintes tridimensionnels dans des structures à parois minces comme les voiles, modélisant efficacement des comportements complexes tels que les efforts dans leur plan et hors de leur plan. Le choix de tailles de maillage appropriées permet au modèle de capturer avec une grande précision les distributions de contraintes et de déformations à travers le voile. Par ailleurs, des rotules en fibres de type P-M3 sont stratégiquement assignées aux voiles afin de représenter de façon précise leur comportement inélastique. Ces rotules prennent en compte l'effort axial (P) et le moment fléchissant autour de l'axe faible (M3), éléments essentiels pour représenter fidèlement le comportement des voiles soumis à des charges latérales. Cette configuration, illustrée à la Figure 3-7, permet au modèle de considérer la réponse structurelle sous diverses conditions de chargement, augmentant ainsi la fidélité de l'analyse. La combinaison du modèle à éléments coques et des rotules en fibres P-M3 permet une représentation détaillée du comportement des voiles face à différents efforts, y compris les interactions complexes entre charges axiales et moments fléchissants.

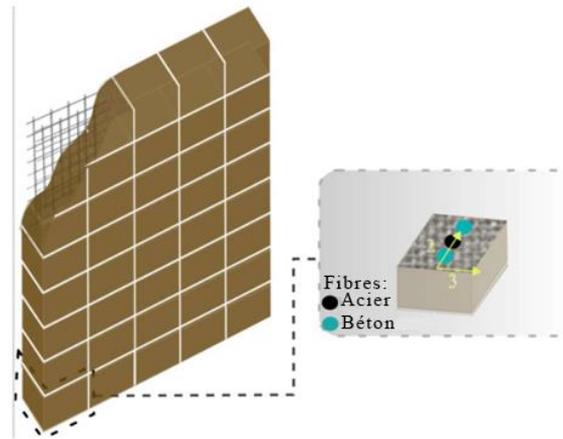


Figure 3.8 Discretisation en fibres du modèle numérique des éléments voiles en béton armé

### 3.7. Validation de la Modélisation non linéaire des voiles

Pour valider toute analyse numérique, il est généralement nécessaire de comparer les résultats numériques avec ceux des résultats expérimentaux. Ainsi, pour vérifier la fiabilité du modèle analytique utilisé dans ce travail, l'étude expérimentale de l'échantillon de mur de cisaillement en béton armé (RW2), testé par Thomsen et Wallace, a été modélisée [111]. Le mur de cisaillement, illustré dans la Figure 3.9, présente une section transversale rectangulaire avec une hauteur de 3660 mm, une largeur de 1219 mm et une épaisseur de 102 mm. Le voile est modélisé dans ETABS [101] à l'aide d'un élément coque avec 16 (2×8) maillages rectangulaires, comme illustré dans la Figure 3.10. L'approche des charnières de fibres est utilisée ici, où seize charnières de fibres sont assignées aux seize maillages rectangulaires inférieurs pour prendre en compte le comportement inélastique du voile. La Figure 3.10 montre les fibres générées pour les matériaux en béton et en acier.

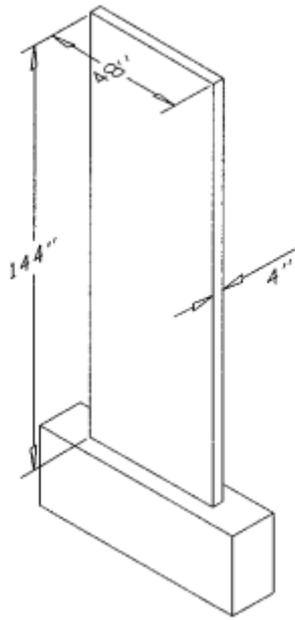


Figure 3.9 L'échantillon de mur de cisaillement testé (RW2)

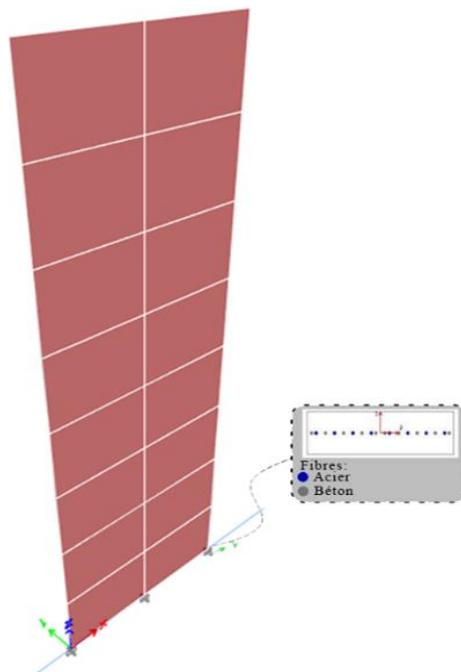


Figure 3.10 Le modèle éléments finis correspondant de l'échantillon RW2 et les charnières de fibres générées

Le graphique dans la [Figure 3.11](#) montre la comparaison entre l'enveloppe des résultats des tests cycliques et la courbe de poussée produite par le logiciel ETABS.

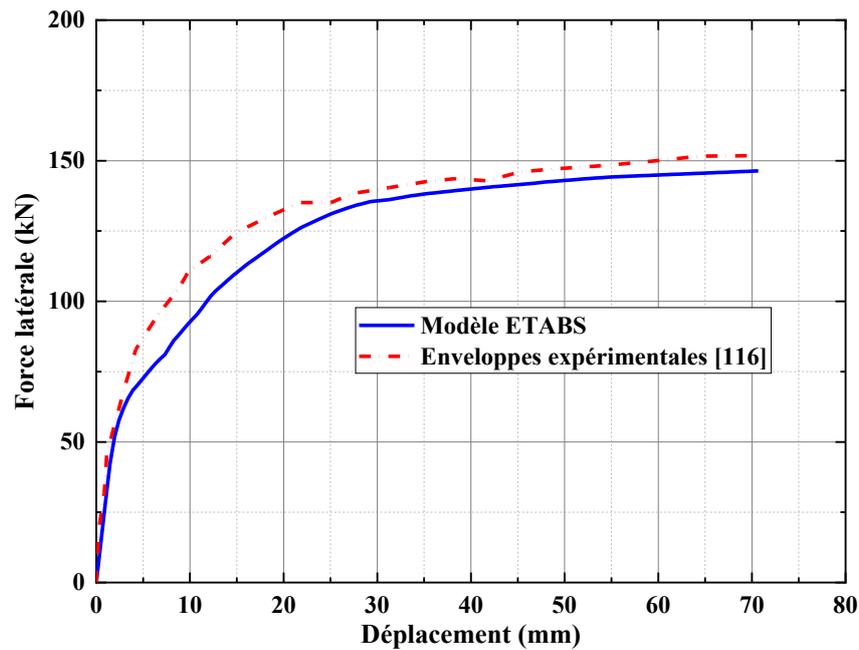


Figure 3.11 L'enveloppe des résultats des tests cycliques par rapport aux résultats du modèle

Sur la Figure 3.11, grâce à l'analyse pushover, nous avons obtenu une courbe qui correspond étroitement au comportement expérimental de l'échantillon RW2 tel que testé par Thomsen et Wallace. Cette concordance renforce significativement la précision et la fiabilité du modèle analytique utilisé dans cette étude, démontrant ainsi que la méthode d'analyse employée est hautement fiable pour estimer les réponses du mur de cisaillement (RW2). Cela renforce la confiance dans l'utilisation de l'analyse pushover comme outil efficace pour l'évaluation et la conception des structures. Bien que la comparaison visuelle ait montré un bon accord entre les résultats numériques (ETABS) et les résultats expérimentaux, une analyse quantitative de l'erreur relative a également été réalisée afin de valider plus rigoureusement le modèle. Les résultats montrent que l'erreur relative moyenne est d'environ 6,1 %, avec un pic maximal de 12,5 % observé au début du chargement en raison d'une sous-estimation de la rigidité initiale par le modèle. Cette analyse complémentaire renforce encore la fiabilité du modèle analytique et confirme sa capacité à reproduire avec précision le comportement non linéaire du voile testé.

### 3.8. Conclusion

La modélisation non linéaire des voiles a été vérifiée en comparant les résultats numériques avec des données expérimentales. L'étude expérimentale du voile en béton armé (RW2), testée par Thomsen et Wallace, a servi de référence pour valider la fiabilité du modèle analytique. Le modèle éléments finis, réalisé dans ETABS avec l'approche des charnières de fibres, a permis de reproduire le comportement inélastique du voile. La comparaison entre les résultats des tests cycliques et la courbe de poussée générée montre une correspondance étroite, confirmant la précision de l'analyse.

Cette concordance valide non seulement la fiabilité du modèle utilisé, mais aussi l'efficacité de l'analyse pushover pour estimer les réponses sismiques des structures en béton armé. La méthode employée dans cette étude s'avère donc être un outil robuste pour l'évaluation et la conception des structures, offrant une modélisation précise et fiable du comportement des voiles sous des actions sismiques.

# **Chapitre 4. Évaluation de la position et de la quantité des voiles et leur corrélation avec la hauteur des bâtiments sur la performance sismique non linéaire**

---

## **4.1. Introduction**

Cette étude identifie un vide spécifique dans la recherche et vise à contribuer aux connaissances existantes en explorant le placement optimal des voiles de refend ainsi que Le rapport de la surface des voiles par rapport à la surface de plancher dans la conception des bâtiments, en particulier en relation avec la hauteur des bâtiments. L'étude se concentre sur l'utilisation de l'analyse non linéaire (analyse statique et dynamique). Les résultats incluent les courbes de capacité, les déplacements inter-étage, ainsi que les niveaux de performance obtenus à partir d'une analyse statique non linéaire (ASN), en plus des efforts tranchants à la base, des déplacements, des déplacements inter-étage et des niveaux de performance obtenus à partir d'une analyse dynamique non linéaire (ADN). Il est important de noter que l'étude adopte les principes de la conception sismique basée sur la performance (CSBP), reflétant ainsi une approche prospective et complète de l'analyse sismique et de la mitigation.

## **4.2. Méthodologie**

### **4.2.1. Conception parasismique basée sur la performance**

La conception parasismique basée sur la performance (CSBP) a gagné en importance dans la communauté d'ingénierie, en mettant l'accent sur l'établissement d'objectifs de performance spécifiques pour les structures soumises à des forces sismiques. Ces objectifs englobent la sécurité, la fonctionnalité et la réparabilité, avec pour objectif principal de garantir que les bâtiments présentent les niveaux de performance souhaités lors des événements sismiques [112], [113].

Dans le CSBP, les objectifs de performance sont catégorisés en niveaux distincts, chacun définissant les attentes en matière de dommages potentiels au bâtiment et les conséquences associées. Ces objectifs couvrent divers aspects, y compris le comportement structurel, les niveaux de dommages admissibles, et les conséquences sur la sécurité des personnes, la fonctionnalité et les coûts de réparation. Généralement désignés par les termes

"occupation immédiate" (IO), "sécurité des personnes" (LS), et "prévention de l'effondrement" (CP) [114], cette étude accorde la priorité à la sécurité des personnes pour atténuer les risques pour la vie humaine et assurer la viabilité économique de la structure. En général, les critères d'acceptation sont essentiels dans le CSBP, servant de repères pour évaluer la réponse structurelle et les niveaux de dommages potentiels. Cette étude utilise le ratio de déplacement inter-étage (DIE) et les rotules plastiques comme critères d'acceptation pour évaluer la performance sismique du bâtiment.

Par ailleurs, le Code Sismique Algérien (2003) [115] fixe une limite du DIE de 1,0 % comme critère d'acceptation crucial. Cette limite garantit que le bâtiment reste dans des limites de déformation acceptables lors des événements sismiques, mettant l'accent sur la sécurité des occupants et la viabilité économique. De plus, la rotule plastique, qui représente la déformation à des endroits critiques, est utilisée comme critère d'acceptation, conformément aux directives de la FEMA 356 (2000) [114]. En intégrant le DIE et les rotules plastiques, l'étude vise à maintenir la réponse du bâtiment aux forces sismiques dans des limites acceptables. Cette approche complète protège l'intégrité structurelle, minimise le risque d'effondrement ou de dommages significatifs, et contribue à un environnement bâti résilient et sûr.

#### **4.2.2. Analyse non linéaire**

Dans le CSBP, l'Analyse Statique Non Linéaire (ASN) largement adoptée sert d'outil crucial, en effectuant des analyses statiques inélastiques pour évaluer la réponse d'un bâtiment à des charges latérales incrémentielles. Cette étude adopte cette approche en appliquant un schéma de charge latérale présélectionné dans la direction X, en prenant en compte les effets P- $\Delta$ . L'objectif principal est de délimiter la courbe de capacité du bâtiment, afin de faciliter la sélection des points de performance optimaux et de caractériser la déplacement inter-étage et les emplacements des rotules plastiques [116].

Allant au-delà de la ASN, l'étude utilise l'Analyse Dynamique Non Linéaire (ADN), une méthode sophistiquée offrant une compréhension détaillée de la réponse dynamique d'une structure sous l'effet des forces sismiques. Contrairement aux méthodes linéaires, la ADN prend en compte les réponses structurelles non linéaires et dépendantes du temps. L'étude adopte une approche exhaustive en utilisant sept enregistrements de mouvements sismiques distincts, chacun avec des caractéristiques uniques, contrairement à l'exigence minimale de trois enregistrements du code de conception sismique. Cela permet une exploration approfondie de la réponse dynamique de la structure dans des conditions sismiques diverses.

De plus, l'étude s'aligne avec le Code Sismique Algérien [115], en caractérisant les réponses sismiques en sélectionnant les réponses maximales et moyennes des sept enregistrements de mouvements du sol. Les mouvements du sol proviennent de la base de données du Pacific Seismic Engineering Research Center (PEER), et leurs caractéristiques, telles que la taille du séisme, la distance à l'épicentre, et les valeurs maximales d'accélération au sol, sont présentées dans le [Tableau 4.1](#). Les spectres de réponse correspondants à ces mouvements et le spectre de réponse sismique (Zone III) selon le Code Sismique Algérien (2003) [115] sont illustrés dans la [Figure 4.1](#). Cette analyse complète vise à fournir des informations précieuses sur le comportement sismique du bâtiment, contribuant à une évaluation holistique de sa résilience sismique.

Tableau 4.1 Enregistrements des mouvements du sol utilisés dans les différents modèles de configuration

RSN	Station	Date	PGA (g)	M <sub>w</sub>	D <sub>ss</sub> (km)
4856	Chuetsu-oki/Kashiwazaki City Center	16/07/2007	0.57	6.80	11.09
1633	Manjil, Iran/Abbar	20/06/1990	0.52	7.37	12.55
368	Coalinga-01/Pleasant Valley P.P. - yard	02/05/1983	0.52	6.36	8.41
1003	Northridge-01/LA - Saturn St	17/01/1994	0.44	6.69	27.01
723	Superstition Hills-02/Parachute Test Site	24/11/1987	0.43	6.54	0.95
319	Westmorland/Westmorland Fire Sta	26/04/1981	0.41	5.90	6.5
776	Loma Prieta/Hollister - South & Pine	18/10/1989	0.28	6.93	27.93

PGA: Accélération maximale, M<sub>w</sub>: Magnitude, D<sub>ss</sub>: Distance entre le site et la source.

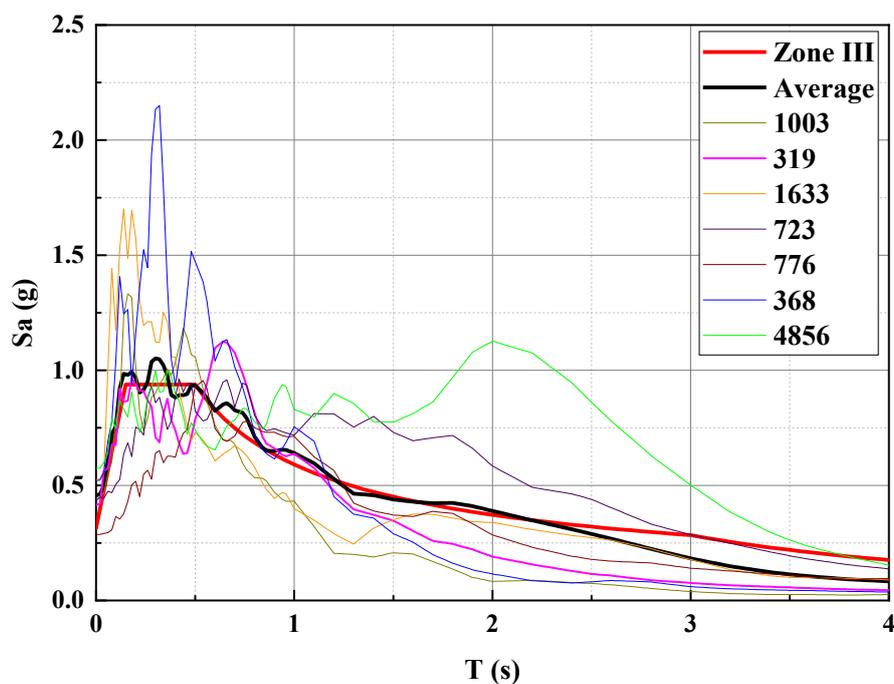


Figure 4.1 Spectres de réponse des séismes sélectionnés

### 4.2.3. Modèles de structures

L'objectif principal de cette étude était d'établir le rapport optimal SVSP (Surface des voiles par rapport à la surface de plancher), tout en identifiant simultanément les emplacements appropriés pour ces voiles. Le calcul de ce rapport a consisté à diviser la surface des murs à chaque étage par la surface de plancher correspondante dans onze modèles de structures comprenant 7 et 14 étages. Trois rapports SVSP ont été considérés : 0,50 % (quatre modèles), 1,00 % (quatre modèles), et 1,50 % (trois modèles), comme illustré dans la [Figure 4.2](#). Les structures en béton armé (BA), avec un espacement régulier de 4 m dans le plan, représentent des bâtiments résidentiels situés dans une zone de forte sismicité (Zone III). Les dimensions détaillées et les informations sur les armatures des poutres, poteaux, et voile sont fournies dans le [Tableau 4.2](#).

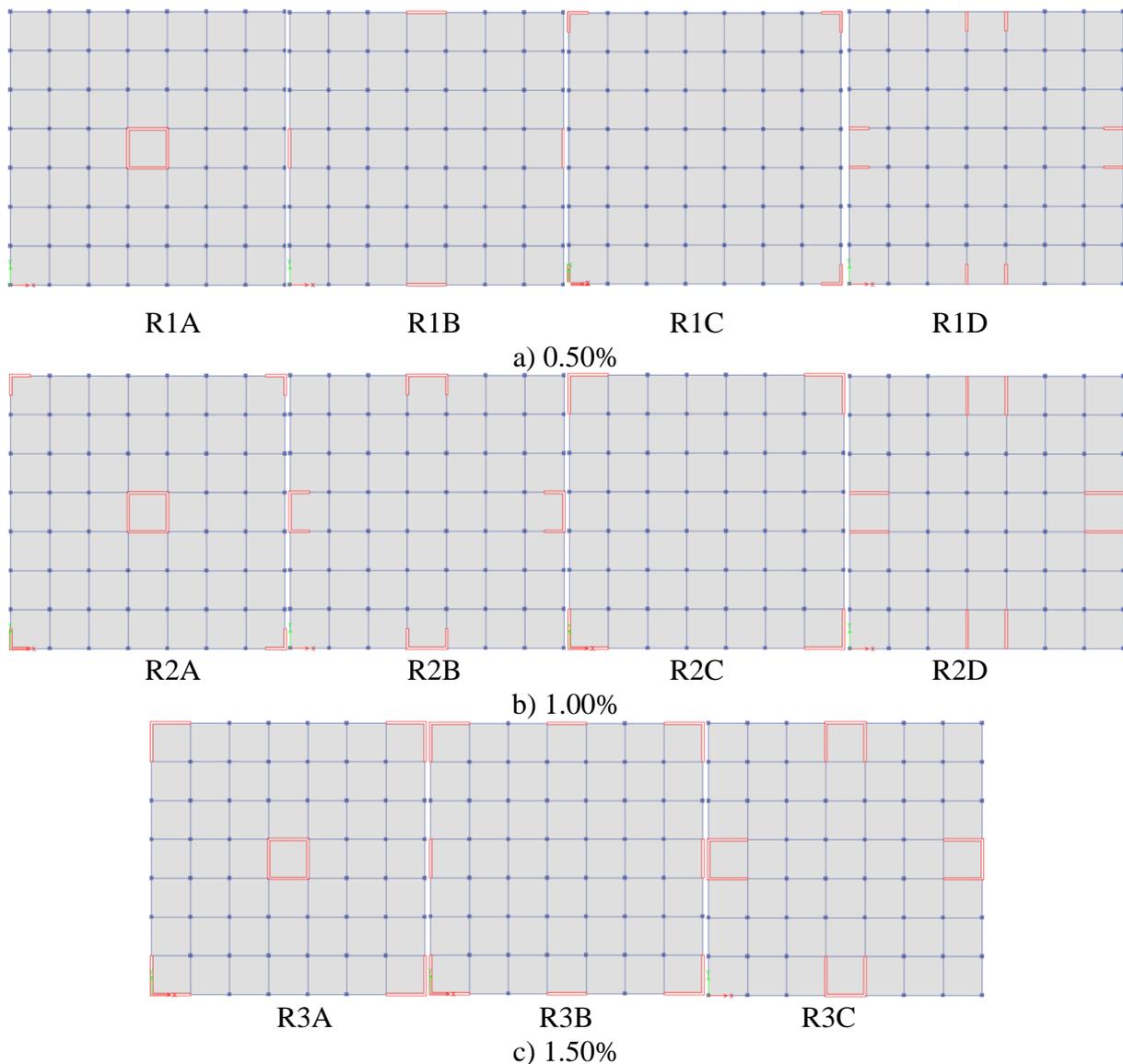


Figure 4.2 Modèles analysés avec différents SVSP

Tableau 4.2. Spécifications et détails des armatures des éléments en BA

Eléments	7-étage			14-étage		
	Dimensions (cm)		Renforcement	Dimensions (cm)		Renforcement
Poteaux	1-4 étages	45x45	4Ø20 + 8Ø16	1-5 étages	50x50	12Ø20
	5-7 étages	40x40	12Ø16	5-10 étages	45x45	4Ø20 + 8Ø16
				11-14 étages	40x40	12Ø16
Poutre	30x40		3Ø16 + 3Ø16	30x40		3Ø16 + 3Ø16
Voile	25		10Ø12 /ml	25		10Ø14 /ml

Tous les modèles supposaient une charge permanente totale de 4 kN/m<sup>2</sup> et une charge d'exploitation de 1,5 kN/m<sup>2</sup> pour les dalles, les planchers et les toits. Les charges sismiques ont été générées conformément au Code Sismique Algérien (2003) [115]. Cette méthodologie complète a permis une exploration approfondie du SVSP et de ses implications sur la performance sismique dans diverses configurations structurelles.

#### 4.2.3.1. Matériaux

Dans l'étude, un béton typique avec une résistance à la compression de 25 MPa et un module d'élasticité de 32 000 MPa a été utilisé. Le modèle de Mander et al. (1988) [117] a été sélectionné pour son approche équilibrée, offrant une combinaison de précision et de simplicité. En ce qui concerne l'acier, les barres d'armature présentent un comportement contrainte-déformation non linéaire, utilisant le modèle paramétrique simple. La limite d'élasticité de l'acier est de 455 MPa, avec un module d'élasticité de 200 000 MPa. La modélisation de l'érouissage de l'acier est réalisée à l'aide d'un modèle d'hystérésis cinématique multilinéaire.

#### 4.2.3.2. Modélisation des éléments en BA

L'approche par fibre modélise les poutres, poteaux et voile, offrant une représentation détaillée. Les modèles d'éléments élastiques et les rotules en fibre (P-M2-M3) capturent la non-linéarité des matériaux. Les voiles utilisent un modèle d'élément coque avec des rotules en fibre (P-M3), tenant compte du comportement bidimensionnel. Il est important de noter que cette approche est devenue courante dans de nombreuses études récentes [118], [119], [120], [121] dans le domaine du génie civil et du génie structurel. L'utilisation des modèles de fibres permet une analyse plus précise du comportement des matériaux sous effets non linéaires, ce qui en fait un choix courant pour comprendre la performance structurelle de systèmes complexes. Ces techniques de modélisation contribuent à améliorer la précision et l'efficacité dans l'estimation de la réponse des structures sous différentes conditions de charge.

### 4.3. Résultats et discussion

L'exploration de l'analyse non linéaire, englobant à la fois les analyses statiques et dynamiques, est au cœur de cette étude. En mettant l'accent sur le placement optimal des voiles, l'étude se penche sur la détermination du rapport SVSP idéal dans la conception des bâtiments et sa corrélation avec la hauteur des bâtiments.

#### 4.3.1. Résultats de la structure à 7 étages

Les résultats obtenus incluent les courbes de capacité et le déplacement inter-étage dérivées de la ASN. De plus, l'étude présente des informations sur l'effort tranchant à la base, le déplacement au sommet, le déplacement inter-étage et les niveaux de performance atteints via la ADN. En outre, les rapports SVSP suivants ont été considérés : 0,50 % (quatre modèles), 1,00 % (quatre modèles).

##### 4.3.1.1. Un rapport des surfaces des voiles de 0,50 %

###### 4.3.1.1.1. La capacité

Dans l'évaluation de la ASN, la [Figure 4.3](#) souligne constamment que le modèle R1A se distingue avec l'effort tranchant à la base le plus élevé, représentant la force latérale totale subie à la base de la structure. Le modèle R1A présente systématiquement des valeurs supérieures par rapport aux autres modèles. Dans un ordre décroissant, les modèles R1B, R1C, et R1D affichent des valeurs de l'effort tranchant à la base respectivement inférieures de 21 %, 22 % et 29 % par rapport au modèle R1A.

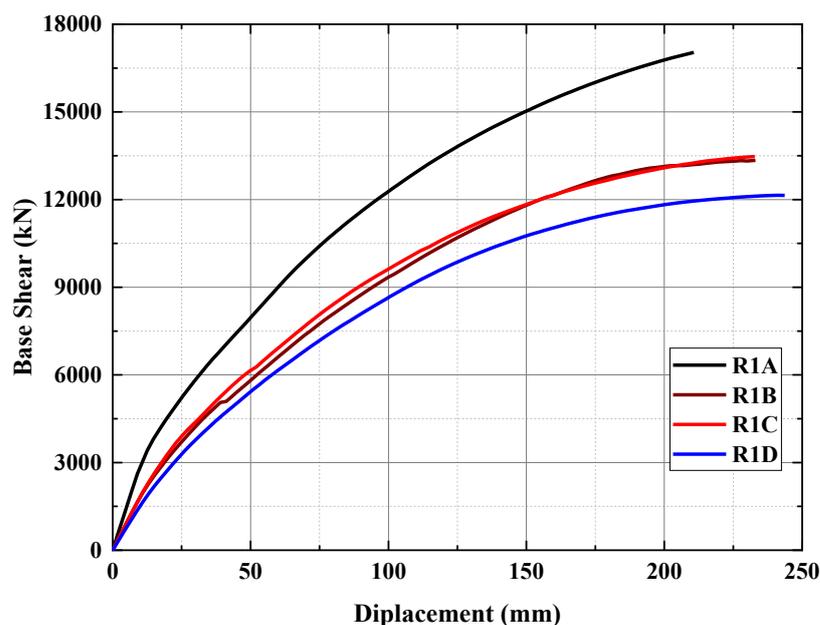


Figure 4.3 La courbe de capacité

De plus, en considérant le déplacement au sommet, qui indique le mouvement latéral lors des événements sismiques, le modèle R1A démontre la plus petite valeur parmi tous les modèles. Dans un ordre croissant, les modèles R1B, R1C, et R1D présentent des valeurs de déplacement au sommet respectivement supérieures de 10 %, 11 % et 16 % par rapport au modèle R1A.

En passant à la ADN dans la Figure 4.4, un schéma similaire se dégage. Le modèle R1A conserve son avance avec l'effort tranchant à la base le plus élevé, surpassant systématiquement les autres modèles. Dans un ordre décroissant, les modèles R1B, R1C, et R1D affichent des valeurs de l'effort tranchant à la base respectivement inférieures de 25 %, 26 % et 32 % par rapport au modèle R1A. En outre, en ce qui concerne le déplacement au sommet lors des événements sismiques, le modèle R1A montre encore une fois la plus petite valeur parmi les modèles. Les modèles R1B, R1C, et R1D, dans un ordre croissant, présentent des valeurs de déplacement au sommet respectivement supérieures de 14 %, 15 % et 25 % par rapport au modèle R1A.

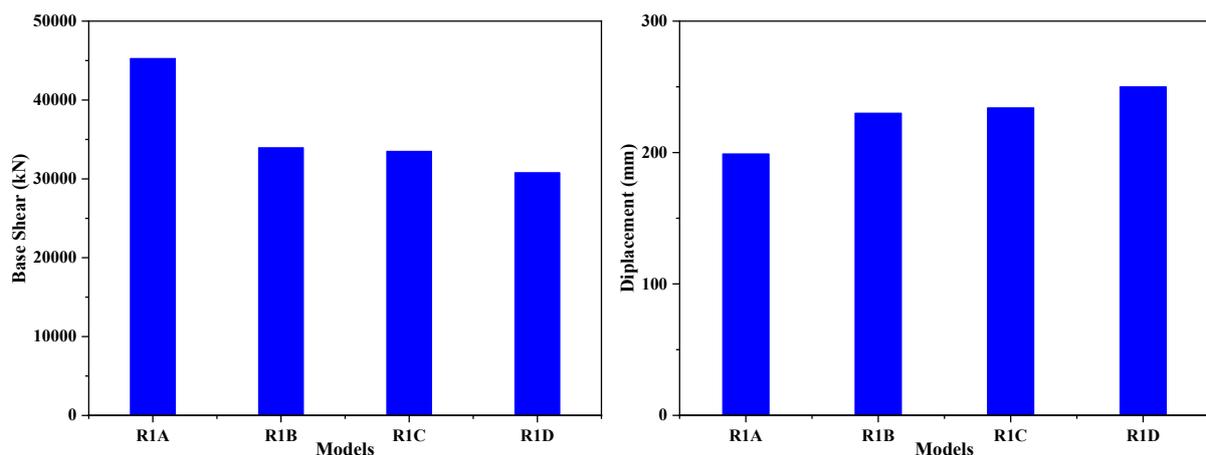


Figure 4.4 L'effort tranchant à la base maximale et le déplacement

Ces résultats mettent en évidence les différences de performance structurelle, soulignant la supériorité du modèle R1A en termes de l'effort tranchant à la base et de déplacement au sommet dans les analyses non linéaires statiques et dynamiques.

#### 4.3.1.1.2. Le déplacement inter-étage (DIE)

Dans l'examen minutieux d'illustré dans la Figure 4.5, le modèle R1A se distingue en affichant la valeur du DIE la plus basse parmi les modèles pris en compte. De plus, les modèles R1B, R1C et R1D présentent des valeurs respectivement supérieures de 13 %, 22 % et 39 % à la performance remarquable du modèle R1A.

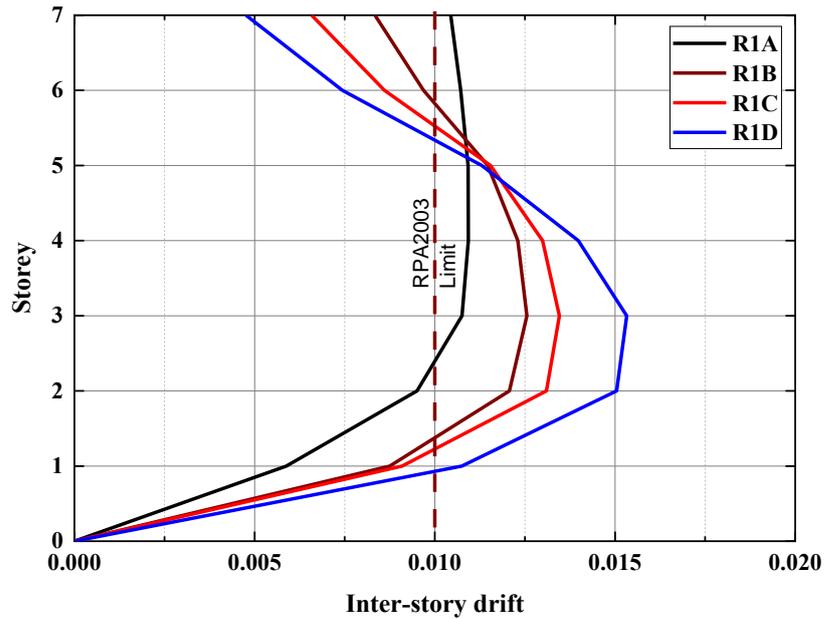


Figure 4.5 Déplacement inter-étage pour la ASN

En passant à la dynamique de la ADN dans la Figure 4.6, le modèle R1A reprend une fois de plus la tête avec la valeur du DIE la plus basse parmi les modèles comparés. Cependant, les modèles R1B, R1C et R1D révèlent des valeurs respectivement supérieures de 17 %, 18 % et 42 % à la performance exceptionnelle démontrée par le modèle R1A. Ces révélations soulignent l'excellence constante du modèle R1A, non seulement dans l'évaluation statique de la ASN mais également dans le scénario dynamique de la ADN, où il maintient sa suprématie en affichant les plus faibles valeurs du DIE comparées aux autres modèles.

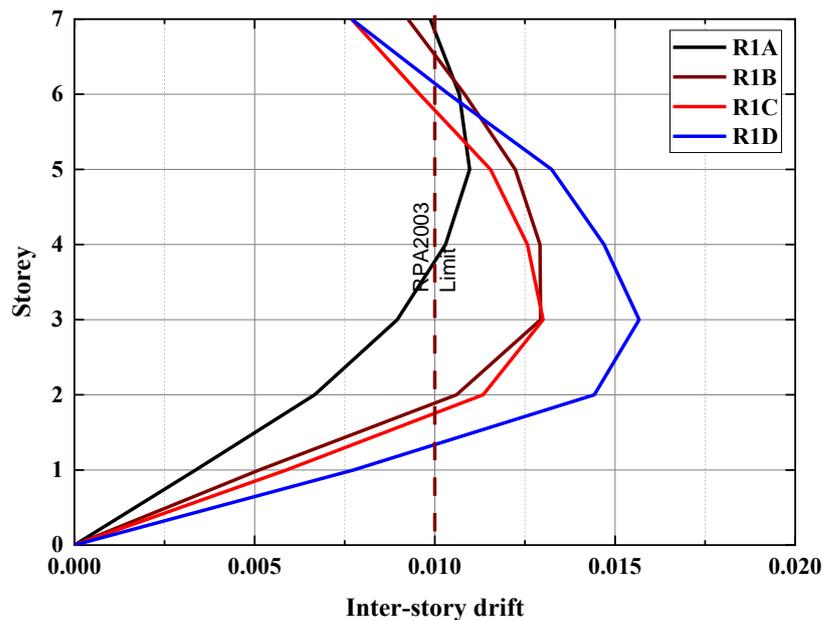
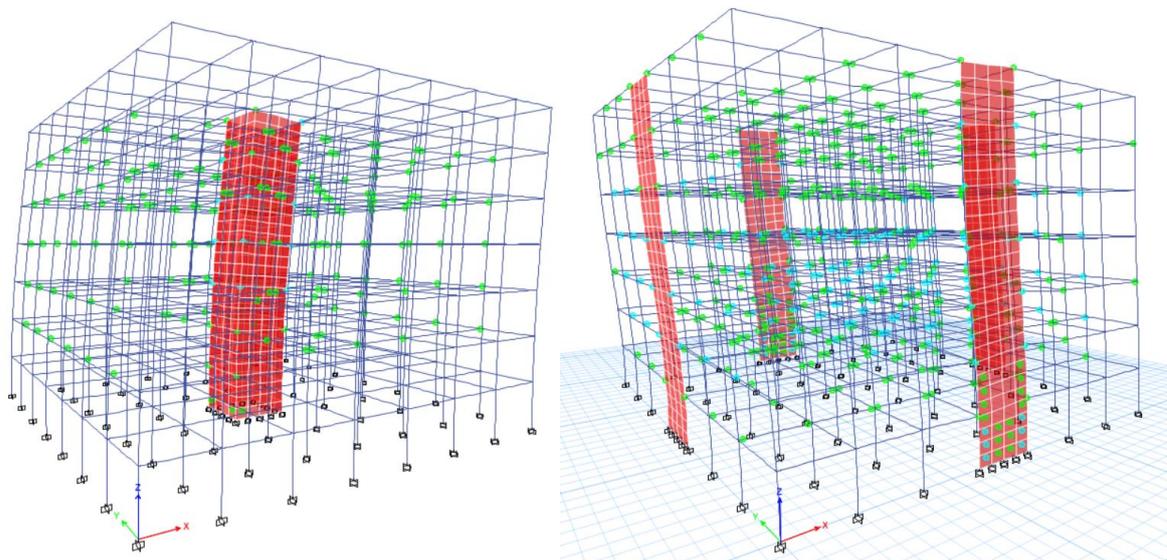


Figure 4.6 Déplacement inter-étage pour la ADN

Malgré la performance louable du modèle R1A et de ses homologues, une mise en garde critique mérite d'être soulignée : tous les modèles dépassent la limite de DIE spécifiée de 1 % établie par le Code Sismique Algérien (2003) [115], avec une limite de déplacement inter-étage fixée à 1,0 %. Cette déviation peut être attribuée à une insuffisance dans la quantité des voiles. Cela nous conduit à une conclusion importante : le SVSP de 0,50 % s'avère insuffisant. Cette observation met en évidence la nécessité de réévaluer la conception structurelle, en soulignant le rôle crucial des voiles dans la réduction du déplacement inter-étage. Reconnaisant l'insuffisance de l'actuel SVSP, une réévaluation est nécessaire pour garantir le respect des codes sismiques et améliorer la performance sismique globale des structures en question.

#### 4.3.1.1.3. Analyse des dommages

Dans l'évaluation de la ADN, comme observé dans la [Figure 4.7](#), l'évaluation des dommages parmi les modèles révèle que les modèles R1A et R1B ont atteint le niveau de performance souhaité en termes de limitation des dommages et de sécurité de la vie. Cependant, l'ampleur des dommages pour le modèle R1B dépasse celle du modèle R1A, avec un enregistrement des plus grands dommages à 172 rotules LS (Sécurité des Personnes) pour le R1B, contre seulement 18 rotules LS pour le R1A. Cette différence significative met en évidence la résilience supérieure du modèle R1A. Néanmoins, les modèles R1C et R1D continuent de présenter des dommages visibles supplémentaires, avec certains éléments en béton armé s'approchant du point de prévention de l'effondrement. Des vulnérabilités similaires persistent, principalement attribuées à la présence de poutres courtes attachées aux voiles dans les modèles R1C et R1D.



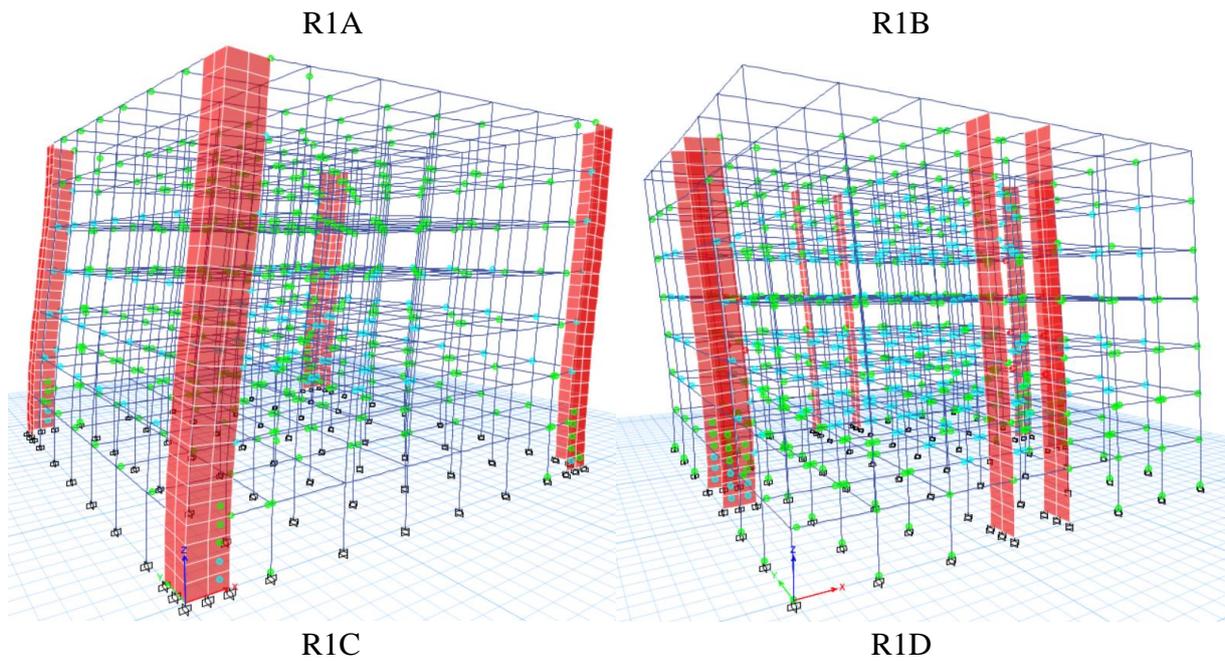


Figure 4.7 Déformation structurelle des modèles de bâtiment induite par la ADN

La conclusion générale renforce la performance supérieure du modèle R1A, mettant en évidence sa résilience accrue dans la ADN. Les vulnérabilités identifiées dans les autres modèles soulignent l'importance cruciale d'aborder les aspects de conception et de construction pour assurer l'intégrité structurelle et atténuer les risques potentiels.

#### 4.3.1.2. Un ratio voile-surface de plancher de 1,00 %

##### 4.3.1.2.1. La capacité

Dans l'évaluation de la ASN, les modèles R2A, R2B et R2C ont montré une résilience similaire contre les forces latérales, avec des valeurs de l'effort tranchant à la base maximales comparables et une stabilité globale (voir Figure 4.8). À l'inverse, le modèle R2D a présenté un effort tranchant à la base maximal réduit, inférieur d'environ 24 % à celui du modèle R2C. Fait intéressant, le modèle R2D a révélé une valeur de déplacement au sommet considérablement élevée, surpassant les autres modèles de 37 %. Ce déplacement latéral accru implique des contraintes potentielles dans la conception pour minimiser efficacement les déplacements.

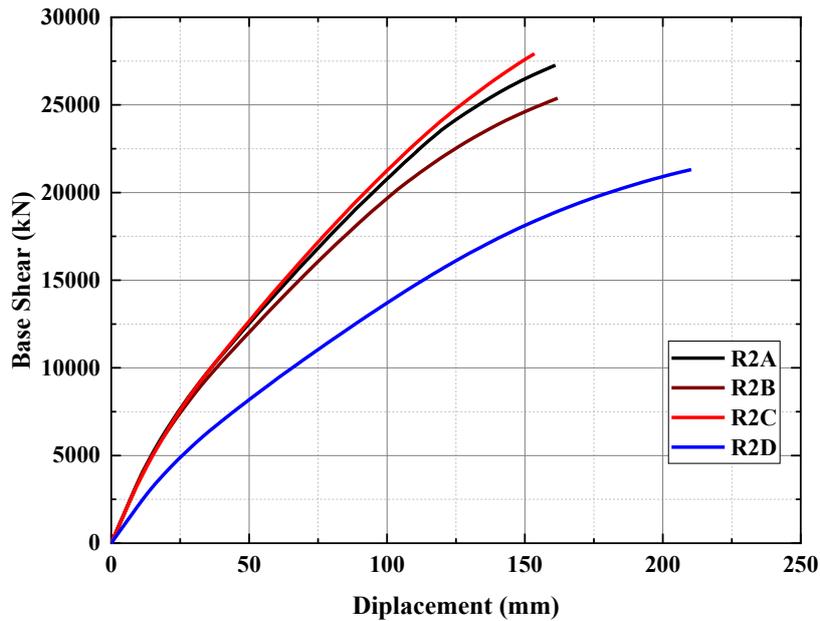


Figure 4.8 La courbe de capacité

D'après la Figure 4.9, en passant à la ADN, les modèles R2A, R2B et R2C ont à nouveau montré une résistance et une stabilité similaires face aux forces latérales, comme en témoignent des valeurs de l'effort tranchant à la base maximales comparables. En revanche, le modèle R2D a affiché un effort tranchant à la base maximal réduit, inférieur d'environ 19 % à celui du modèle R2C. De même, le modèle R2D a présenté une valeur de déplacement au sommet significativement plus élevée, dépassant les autres modèles de 35 %. Ce déplacement latéral accru observé dans le modèle R2D soulève des préoccupations quant aux limitations potentielles de la conception pour atténuer efficacement les déplacements.

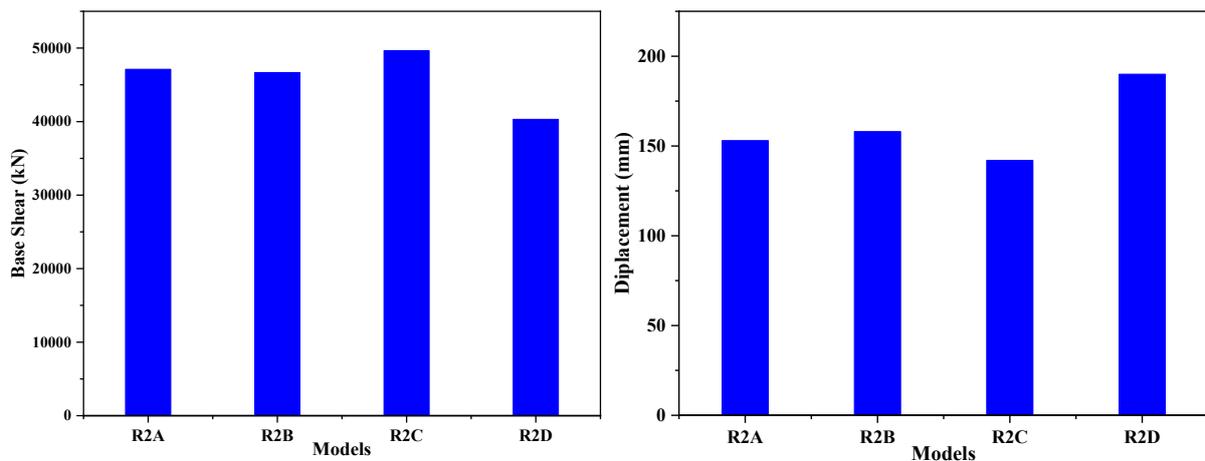


Figure 4.9 L'effort tranchant à la base maximale et le déplacement

#### 4.3.1.2.2. Le déplacement inter-étage (DIE)

Lors d'un examen minutieux de la ASN illustré dans la Figure 4.10, il apparaît clairement que le modèle R2D a présenté une augmentation significative du DIE, atteignant 29,80 %. Cette augmentation notable dépasse la limite acceptable de 1 %, indiquant un degré alarmant de déplacement latéral excessif subi par le R2D. Un tel mouvement latéral prononcé introduit une menace potentielle de dommages structurels, compromettant ainsi la performance et la sécurité globales de la structure.

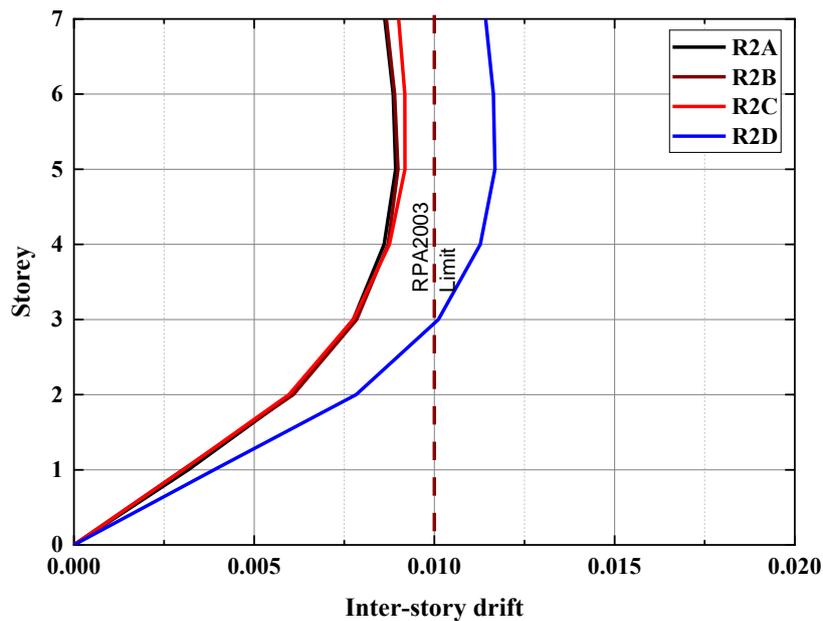


Figure 4.10 Déplacement inter-étage pour la ASN

D'après la Figure 4.11, cette préoccupation est encore renforcée par les résultats de la ADN présentés, où une fois de plus, le modèle R2D démontre une augmentation substantielle du DIE, enregistrant une valeur de 20 %. Cela dépasse la limite permise de 1 %, signalant une continuation du déplacement latéral excessif. La tendance persistante d'un mouvement latéral prononcé dans le R2D soulève un risque potentiel de dommages structurels, posant une menace pour la performance et la sécurité globales de la structure.

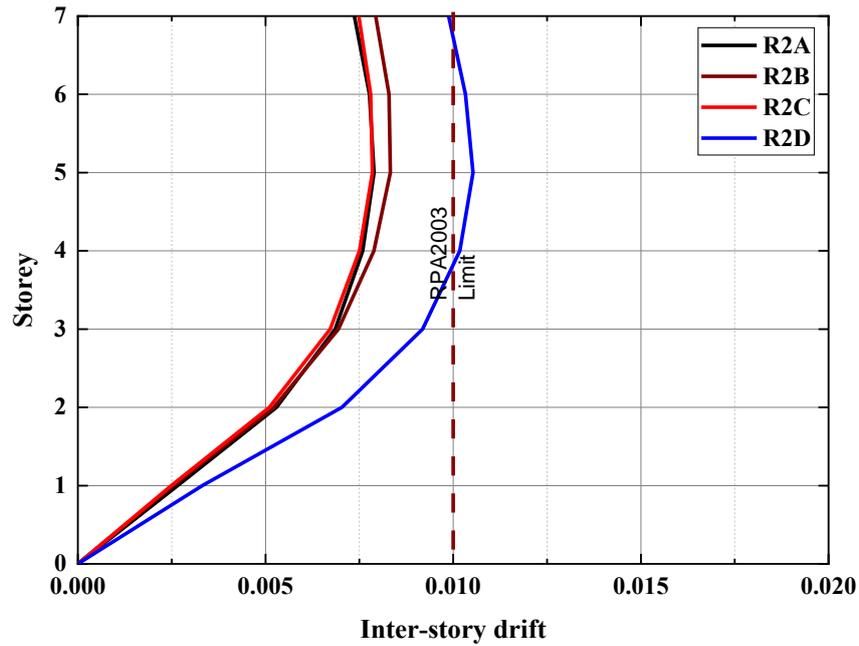


Figure 4.11 Déplacement inter-étage pour la ADN

#### 4.3.1.2.3. Analyse des dommages

Dans l'examen de la ADN, comme le montre la Figure 4.12, tous les modèles ont atteint le niveau de performance requis pour la sécurité des vies. Cependant, le modèle R2C a présenté le plus faible nombre de charnières plastiques parmi les modèles, indiquant des dommages et des déformations réduits dans les éléments structurels. En revanche, la présence de poutres courtes dans les modèles R2A et R2B a entraîné des dommages notables. Par conséquent, le modèle R2C démontre un avantage potentiel pour minimiser les dommages structurels et les coûts de réparation potentiels par rapport aux autres modèles.

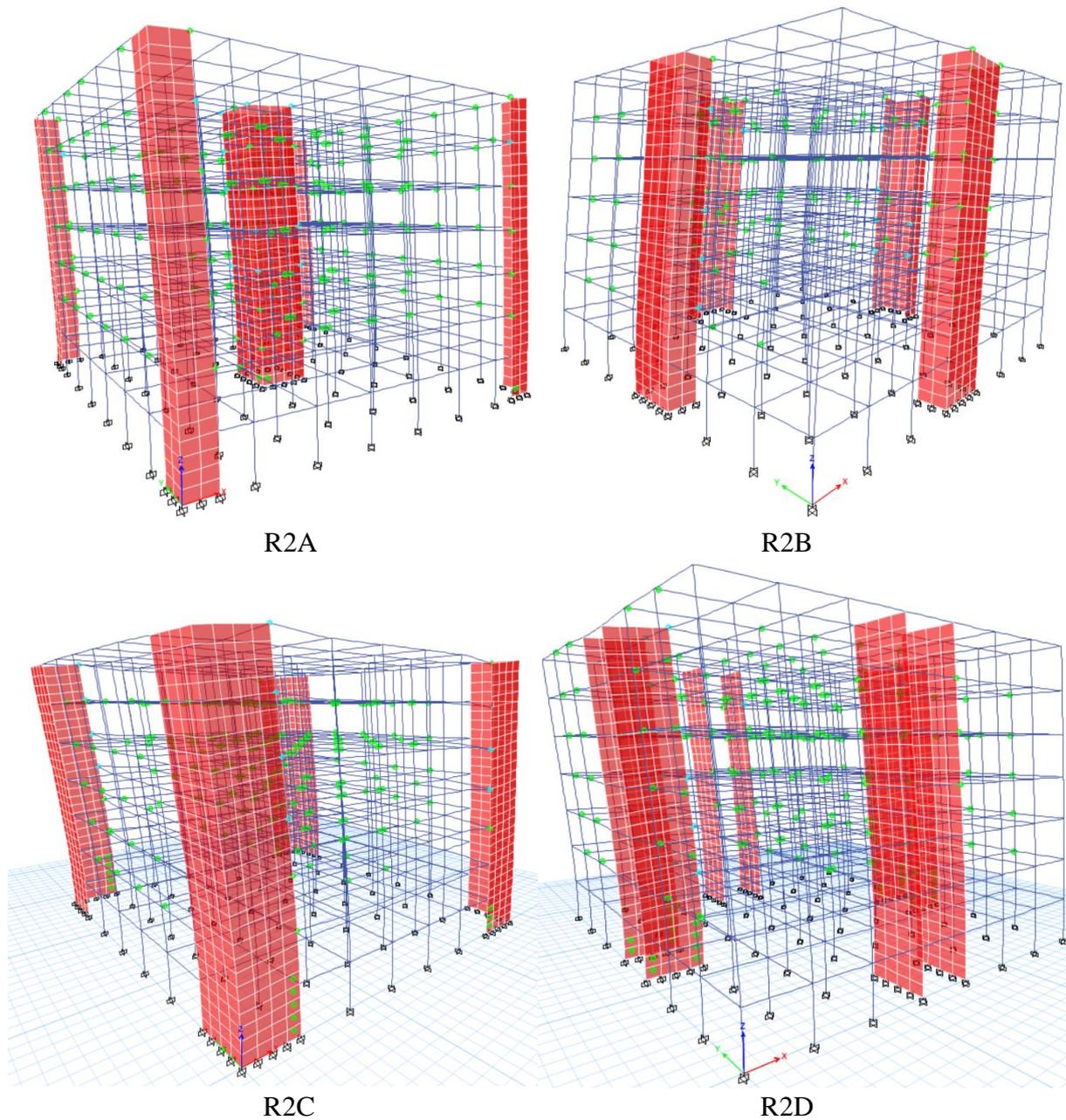


Figure 4.12 Déformation structurelle dans les modèles de bâtiments induite par la ADN

En conclusion, un SVSP de 1,00 % dans la conception de bâtiments (structure de 7 étages) est nécessaire pour valider les conditions de conception cibles en termes du déplacement inter-étage et de dommages structurels. De plus, parmi les différents modèles avec un SVSP de 1,00 %, la distribution des voiles dans le modèle R2C a montré la performance la plus favorable.

#### 4.3.2. Résultats de la structure à 14 étages

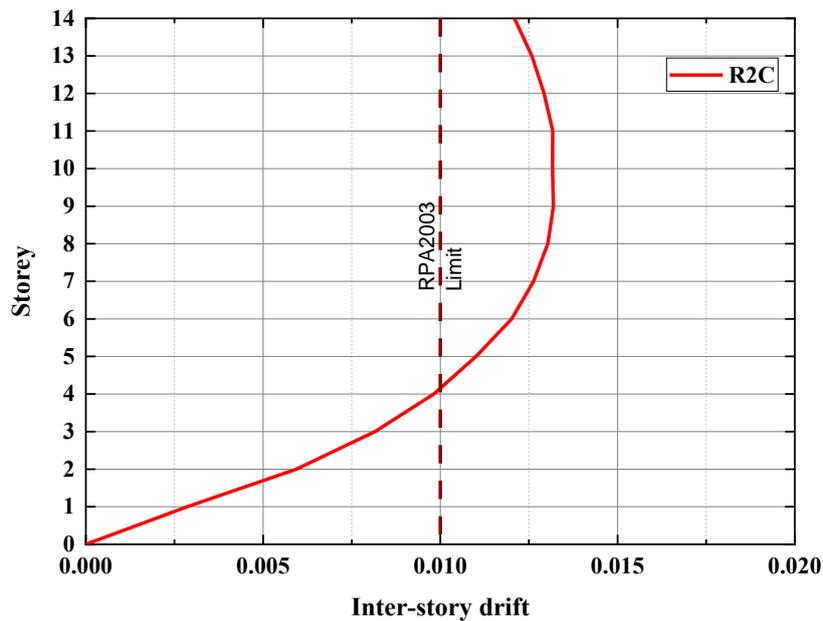
Les résultats obtenus présentent le déplacement inter-étage (DIE) et les niveaux de performance atteints à travers la ADN uniquement, car la ASN ne peut pas être appliquée aux

bâtiments de grande hauteur. En outre, les SVSP considérés étaient : 1,00 % (le meilleur modèle, R2C) et 1,50 % (trois modèles).

#### 4.3.2.1. Un ratio voile-surface de plancher de 1,00 %

##### 4.3.2.1.1. Le déplacement inter-étage (DIE)

La ADN présentée à la [Figure 4.13](#) met en lumière un développement significatif dans le modèle R2C. Le DIE pour ce modèle connaît une augmentation substantielle, atteignant 1,3 %, dépassant la limite acceptable de 1 %. Cela souligne un défi persistant de déplacement latéral excessif, posant une menace potentielle à l'intégrité structurelle et à la sécurité globale du bâtiment.



[Figure 4.13](#) Déplacement inter-étage pour ADN

##### 4.3.2.1.2. Analyse des dommages

À partir de la [Figure 4.14](#), qui illustre la ADN du modèle R2C, des résultats alarmants sont dévoilés, avec des dommages visibles et certains éléments en béton armé proches du seuil de prévention de l'effondrement. Ces observations révèlent des vulnérabilités potentielles dans la conception et la construction de ce modèle.

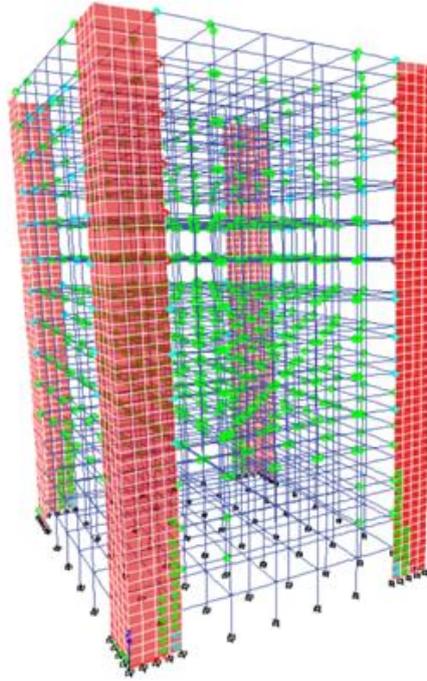


Figure 4.14 Déformation structurelle dans le modèle de bâtiment R2C induite par la ADN

Avec une limite de déplacement établie à 1,0 %, l'écart observé peut être lié à un nombre insuffisant des voiles. Cela met en évidence une conclusion majeure : le SVSP de 1,0 % est inadéquat. Cette observation souligne l'urgence d'une réévaluation de la conception structurelle, en mettant l'accent sur le rôle crucial des voiles pour remédier au déplacement inter-étage. Reconnaissant l'insuffisance du SVSP existant, une réévaluation approfondie s'impose pour garantir la conformité avec les codes sismiques et améliorer la performance sismique globale des structures concernées.

#### 4.3.2.2. Un ratio voile-surface de plancher de 1,50 %

##### 4.3.2.2.1. Le déplacement inter-étage (DIE)

Dans les résultats du DIE issus de la ADN présentée dans la Figure 4.15, les modèles R3A et R3C ont atteint un DIE acceptable qui ne dépasse pas la limite permise de 1 %. Cependant, le modèle R3B présente une augmentation notable du DIE, enregistrant 1,3 %, dépassant la limite acceptable de 1 %. Cela signale un défi persistant de déplacement latéral excessif. La tendance continue au mouvement latéral prononcé dans R3B soulève un risque potentiel de dommages structurels, compromettant la performance et la sécurité globales de la structure.

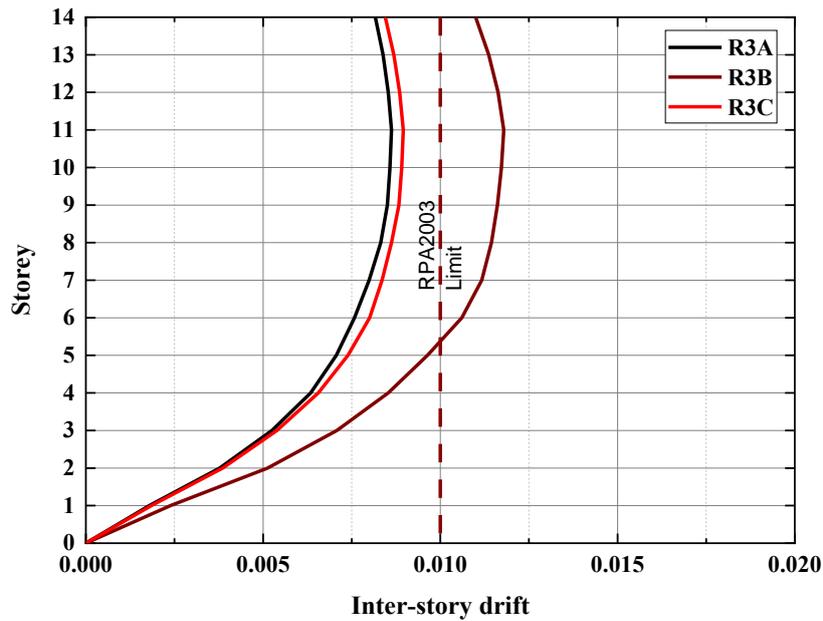


Figure 4.15 Déplacement inter-étage pour ADN

#### 4.3.2.2.2. Analyse des dommages

Comme illustré dans la même Figure 4.16, l'évaluation des dommages à travers les modèles indique que les modèles R3A et R3C ont atteint le niveau de performance souhaité en ce qui concerne la limitation des dommages et la sécurité des vies. Cependant, le modèle R3B continue de manifester des dommages visibles supplémentaires, avec certains éléments en béton armé proches du seuil de prévention de l'effondrement.

La conclusion générale souligne la performance supérieure des modèles R3A et R3C, mettant en avant leur résilience améliorée dans les analyses dynamiques non linéaires. Les vulnérabilités identifiées dans d'autres modèles soulignent l'importance cruciale de prendre en compte les aspects de conception et de construction pour assurer l'intégrité structurelle et atténuer les risques potentiels.

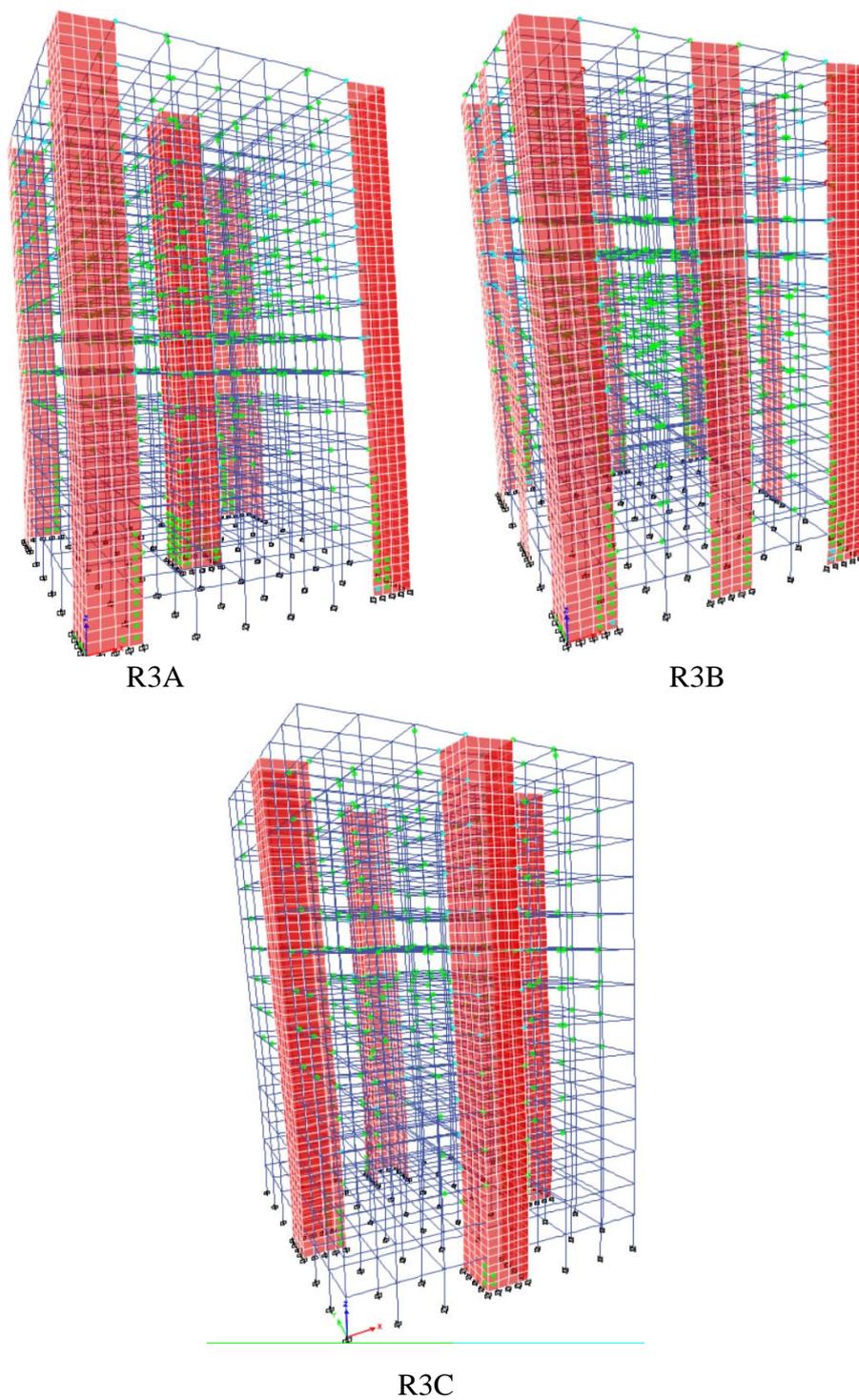


Figure 4.16 Déformation structurelle dans les modèles de bâtiments induite par la ADN

# Conclusion Générale

---

Cette étude a été consacrée à la comparaison de la réponse statique non linéaire des structures avec différentes positions des voiles et des rapports entre les surfaces des voiles et celles des planchers. Elle visait également à identifier la position optimale des voiles ainsi que le rapport idéal dans la conception des bâtiments, en prenant en compte divers paramètres d'ingénierie tels que les courbes de capacité, le déplacement inter-étages et les niveaux de performance. Le déplacement inter-étages et la formation de rotules plastiques ont été utilisés comme critères d'acceptation pour évaluer la performance sismique du bâtiment selon les principes de la conception sismique basée sur la performance (CSBP) pour une investigation complète.

Cette étude approfondit l'optimisation des conceptions de bâtiments en examinant le positionnement optimal des voiles et en déterminant le rapport idéal entre la surface des voiles et celle des planchers (SVSP), tout en analysant leur corrélation avec la hauteur des bâtiments. Les résultats montrent que l'augmentation du rapport de voile dans la conception renforce la rigidité structurelle et améliore la fiabilité en termes de déplacement inter-étages, ce qui est crucial pour atteindre le niveau de performance souhaité. Par exemple, pour une structure de 7 étages, un rapport de 1,00 % est impératif, tandis qu'un rapport de 1,50 % est nécessaire pour une structure de 14 étages afin de répondre efficacement aux critères de conception. Ces résultats soulignent la relation complexe entre les rapports SVSP, le positionnement optimal des voiles et la hauteur des bâtiments, qui impactent de manière significative la performance et l'intégrité structurelles à travers différents modèles de bâtiments. En outre, l'analyse dynamique non linéaire et l'analyse statique non linéaire (Pushover Analyse) ont donné des résultats comparables, confirmant ainsi la fiabilité des deux méthodes. Les résultats importants obtenus sont les suivants :

- ✓ Position optimale des voiles : La concentration des voiles au centre de la structure offre un meilleur niveau de performance que les différentes distributions en périphérie du bâtiment au cours du processus de conception.
- ✓ Formes composées des voiles : La présence de voile qui remplissent complètement le cadre et qui forment des configurations composées (par exemple, en Box, en U ou en L) apporte plus de fiabilité en termes de déplacement inter-étages.

- ✓ Rigidité structurelle : L'absence de voile complets à l'intérieur du cadre entraîne une diminution de la rigidité du cadre partiellement rempli et provoque la détérioration des poutres courtes.
- ✓ Augmentation du rapport des voiles : L'augmentation du rapport des voiles dans la conception du bâtiment entraîne une augmentation de la rigidité structurelle, améliorant ainsi la fiabilité en termes de déplacement inter-étages, ce qui permet d'atteindre les niveaux de performance cibles dans le processus de conception.
- ✓ Rapport optimal des voiles : Un rapport de 1,00 % entre les voiles et la surface de plancher est nécessaire pour valider les conditions de conception en termes de déplacement inter-étages et de dommages structurels. Un rapport de 1,50 % améliore le niveau de performance dans le processus de conception. Cependant, ce rapport n'est pas économiquement viable pour le bâtiment car les éléments structurels fonctionnent principalement dans la zone élastique.

En conclusion, cette étude montre l'importance cruciale de la position et du rapport des voiles dans la conception sismique des bâtiments. Les résultats obtenus démontrent que le positionnement central des murs et un rapport bien dimensionné améliorent non seulement la rigidité et la stabilité structurelle, mais permettent également d'atteindre un niveau de performance optimal tout en restant dans des conditions économiques viables.

## Références

---

- [1] J. Smith, A. Coull, et T. B. Structures, *Analysis & Design*. Wiley and sons, New York, 1991.
- [2] R. Suwal et A. Khawas, « Performance of Reinforced Concrete Shear Wall In Dual Structural System: A Review », *Nepal J. Sci. Technol.*, vol. 21, n° 1, p. 91-100, déc. 2022, doi: 10.3126/njst.v21i1.49918.
- [3] G. Hiremath et M. S. Hussain, « Effect of change in shear wall location with uniform and varying thickness in high rise building », *Int J Sci Res IJSR*, vol. 3, n° 10, 2014.
- [4] M. Aminnia et M. Hosseini, « The effects of placement and cross-section shape of shear walls in multi-story RC buildings with plan irregularity on their seismic behavior by using nonlinear time history analyses », *Int. J. Civ. Environ. Eng.*, vol. 9, n° 10, p. 1327-1334, 2015.
- [5] J. Bhattacharjee, P. Jain, et A. Gaurav, « STUDY THE BEHAVIOUR OF HIGH-RISE BUILDINGS AT DIFFERENT POSITIONS OF SHEAR WALLS SUBJECTED TO SEISMIC LOADING 7 », *Int. Res. J. Sci. Eng. Technol.*, 2017.
- [6] J. Tarigan, J. Manggala, et T. Sitorus, « The effect of shear wall location in resisting earthquake », in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2018, p. 012077.
- [7] P. Yadav et R. Joshi, « Effect of height and position of shear wall on G+ 5 multi-storey building for zone III », *Int. J. Recent Technol. Eng.*, vol. 8, n° 3, p. 5452-5456, 2019.
- [8] A. M. Fares, « The effect of shear wall positions on the seismic response of frame-wall structures », *Int. J. Civ. Environ. Eng.*, vol. 13, n° 3, p. 190-194, 2019.
- [9] A. A. Almayah et R. G. Taresh, « Effect of Shear Wall Location on the Response of Multi Story Buildings Under Seismic Loads », *No January*, 2019.
- [10] V. Shreelakshmi et S. Kavitha, « Evaluation of effective location and thickness of shear wall on performance of multi-storey building subjected to lateral load », in *Journal of Physics: Conference Series*, IOP Publishing, 2020, p. 012212.
- [11] S. Jain et R. Sathbhaiya, « Analysis of Irregular Shaped Tall Structure Considering Shear Wall at different Positions using Analysis Tool Staad. Pro », *Int. J. Sci. Res. Civ. Eng.*, vol. 4, n° 4, p. 44-49, 2020.
- [12] S. A. Ahamad et K. Pratap, « Dynamic analysis of G+ 20 multi storied building by using shear walls in various locations for different seismic zones by using Etabs », *Mater. Today Proc.*, vol. 43, p. 1043-1048, 2021.

- [13] T. Reshma, S. Sankalpasri, H. Tanu, et M. Nirmala, « Multistorey Building Analysis and Its Behavior because of Shear Wall Location Underneath completely different Seismal Zones », in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, IOP Publishing, 2021, p. 012044.
- [14] K. Galal et H. El-Sokkary, « Advancement in modeling of RC shear walls », in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008*.
- [15] G. J. DeSalvo et J. A. Swanson, *ANSYS Engineering Analysis System: User's Manual*. Swanson Analysis Systems, 1979.
- [16] H. Hibbitt, « ABAQUS/EPGEN—A general purpose finite element code with emphasis on nonlinear applications », *Nucl. Eng. Des.*, vol. 77, n° 3, p. 271-297, 1984.
- [17] F. J. Vecchio, « Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete membranes », *ACI Struct. J.*, vol. 86, n° 1, p. 26-35, 1989.
- [18] R. Park, D. C. Kent, et R. A. Sampson, « Reinforced concrete members with cyclic loading », *J. Struct. Div.*, vol. 98, n° 7, p. 1341-1360, 1972.
- [19] K. Emori et W. Schnobrich, « Inelastic behavior of concrete frame-wall structures », *J. Struct. Div.*, vol. 107, n° 1, p. 145-164, 1981.
- [20] G. Monti et E. Spacone, « Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip », *J. Struct. Eng.*, vol. 126, n° 6, p. 654-661, 2000.
- [21] P. Kotronis, F. Ragueneau, et J. Mazars, « A simplified modelling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design », *Eng. Struct.*, vol. 27, n° 8, p. 1197-1208, 2005.
- [22] T. E. Code et others, « Regulations on structures constructed in disaster regions », *Minist. Public Works Settl.*, 2007.
- [23] R. W. Clough, K. Benuska, et E. Wilson, « Inelastic earthquake response of tall buildings », in *Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1965*, p. 79.
- [24] M. F. Giberson, « The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation », PhD Thesis, California Institute of technology, 1967.
- [25] T. Takeda, M. A. Sozen, et N. N. Nielsen, « Reinforced concrete response to simulated earthquakes », *J. Struct. Div.*, vol. 96, n° 12, p. 2557-2573, 1970.
- [26] S. Otani, « Inelastic analysis of R/C frame structures », *J. Struct. Div.*, vol. 100, n° 7, p. 1433-1449, 1974.
- [27] M. Saatcioglu, A. Derecho, et W. Corley, « Coupled walls in earthquake-resistant buildings, modeling techniques and dynamic analysis », *NASA STIRecon Tech. Rep. N*, vol. 81, p. 23329, 1980.

- [28] W. Corley, A. Derecho, et T. Takayanagi, *Analysis of inelastic shear deformation effects in reinforced concrete structural wall systems*. Portland Cement Association, 1979.
- [29] S.-S. Lai, G. T. Will, et S. Otani, « Model for inelastic biaxial bending of concrete members », *J. Struct. Eng.*, vol. 110, n° 11, p. 2563-2584, 1984.
- [30] K.-N. Li et S. Otani, « Multi-spring model for 3-dimensional analysis of RC members », *Struct. Eng. Mech. Int. J.*, vol. 1, n° 1, p. 17-30, 1993.
- [31] R. Oesterle, J. Aristizabal-Ochoa, K. Shiu, et W. Corley, « Web crushing of reinforced concrete structural walls », in *Journal Proceedings*, 1984, p. 231-241.
- [32] T. Kabayesawa, S. Shiohara, S. Otani, et H. Aoyama, « Analysis of the full-scale 7-story rc test structure », *3rd Jt. Tech. Coord. Comm.*, 1982.
- [33] S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn, et Y. J. Park, « Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures », *J. Struct. Eng.*, vol. 116, n° 4, p. 996-1017, 1990.
- [34] A. Vulcano, V. V. Bertero, V. Colotti, et others, « Analytical modeling of RC structural walls », in *Proceedings, 9th world conference on earthquake engineering*, 1988, p. 41-46.
- [35] V. Colotti, « Shear behavior of RC structural walls », *J. Struct. Eng.*, vol. 119, n° 3, p. 728-746, 1993.
- [36] M. Fintel, « Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years », *PCI J.*, vol. 40, n° 3, p. 62-80, 1995.
- [37] O. Soydaş, « Evaluation of shear wall indexes for reinforced concrete buildings », Master's Thesis, Middle East Technical University, 2009.
- [38] A. O. Günel, « Influence of the shear wall area to floor area ratio on the seismic performance of existing reinforced concrete buildings », Master's Thesis, Middle East Technical University, 2013.
- [39] B. Burak et H. G. Comlekoglu, « Effect of Shear Wall Area to Floor Area Ratio on the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings », *J. Struct. Eng.*, vol. 139, n° 11, p. 1928-1937, nov. 2013, doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000785.
- [40] A. U. R. Mohammad et D. Bharathi, « Effect of Shear Wall Area to Floor Area Ratio on the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings », *International Journal & Magazine of Engineering, Technology, Management and Research*, Vol. 3, Issue 10, pp. 1424-1433, 2016.
- [41] T. Sreevalli et N. H. Priya, « Effect of Shear Wall Area on Seismic Bheavior of Multisoried Builiding Tube in Tube Structure », *Int. J. Eng. Trends Technol.*, vol. 44, n° 4, p. 202-210, févr. 2017, doi: 10.14445/22315381/IJETT-V44P240.

- [42] Y. R. Kumar et P. B. Kumar, « Effect of Shear Wall Area to Floor Area Ratio on Seismic Performance of R.C. Structures », *International Journal of Civil Engineering and Technology*, Vol. 9, Issue 4, pp. 844–852, 2018.
- [43] B. R. Ellingwood, « Structural reliability and performance-based engineering », *Proc. Inst. Civ. Eng.-Struct. Build.*, vol. 161, n° 4, p. 199-207, 2008.
- [44] K. Haugbølle, « Performance-based procurement in Denmark », in *Performance-based procurement in Denmark*, 2005, p. 366-367.
- [45] FEMA-445, « Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines », *Prepared for Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA by Applied Technology Council*, 2006.
- [46] NEHRP, « Research Required to Support Full Implementation of Performance: Based Seismic Design: Prepared for The National Institute of Standards and Technology Building and Fire Research Laboratory Gaithersburg », *Maryland 20899-8600 by The Building Seismic Safety Council of The National Institute of Building Sciences Washington, DC 20005. NIST GCR 09-917-2*, 2009.
- [47] N. GCR, « Research Required to Support Full Implementation of Performance-Based Seismic Design », *Wash. DC*, 2009.
- [48] R. O. Hamburger, « The ATC-58 project: development of next-generation performance-based earthquake engineering design criteria for buildings », in *Structures Congress 2006: Structural Engineering and Public Safety*, 2006, p. 1-8.
- [49] FEMA-389, « Primer for Design Professionals: Communicating with Owners and Managers of New Buildings on Earthquake Risk », *Fed. Emerg. Manag. Agency Wash.*, 2004.
- [50] NRC, « Living on an Active Earth: Perspectives on Earthquake Science. National Research Council of the National Academies », , *The National Academies Press. Washington, DC, USA. ISBN 0-309-06562-3 (Book) and ISBN 0309-50631-X*, 2003.
- [51] SEAOC, « A Framework for Performance-Based Design », *Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee. Sacramento, California, USA. Vol. I, II, III*, 1995.
- [52] FEMA-349, « Action Plan for Performance Based Seismic Design », *Prepared for Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA by Earthquake Engineering Research Institute*, 2000.
- [53] FEMA 356, « Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings », *Fed. Emerg. Manag. Agency Wash. DC*, 2000.

- [54] FEMA-273, « NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings », *Prepared for the Building Seismic Safety Council Washington, DC, USA by Applied Technology Council (ATC-33 project), Redwood City, California, with funding by Federal Emergency Management Agency*, 1997.
- [55] ATC-40, « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: Vol. 1 », *Applied Technology Council, Redwood City, California. Report No. SSC 96- 01*, 1996.
- [56] Q. Xue, C.-W. Wu, C.-C. Chen, et K.-C. Chen, « The draft code for performance-based seismic design of buildings in Taiwan », *Eng. Struct.*, vol. 30, n° 6, p. 1535-1547, 2008.
- [57] L. Wei et L. Qing-Ning, « Performance-based seismic design of complicated tall building structures beyond the code specification », *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, vol. 21, n° 8, p. 578-591, 2012.
- [58] Krawinkler, H, « Challenges And Progress in Performance-Based Earthquake Engineering », *International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow-In Honor of Professor Hiroshi Akiya, Tokyo, Japan*, 1999.
- [59] Hamburger, R.O., « Development of Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, P. Fajfar and H. Krawinkler, Editors », *Proceeding of the International Workshop, Bled, Slovenia, 28 June to 1 July 2004. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)*.
- [60] G. G. Deierlein, « Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment », in *Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation, Proceedings of an International Workshop*, 2004, p. 15-26.
- [61] F. Zareian et H. Krawinkler, « Conceptual performance-based seismic design using building-level and story-level decision support system », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 41, n° 11, p. 1439-1453, 2012.
- [62] T. Albanesi, C. Nuti, et I. Vaniz, « State of the art of the nonlinear static methods », 2002.
- [63] A. K. Chopra et R. K. Goel, « Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems », *Rep. No PEER199902*, 1999.
- [64] P. Fajfar, « Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 28, n° 9, p. 979-993, 1999.
- [65] V. Kilar et P. Fajfar, *Simplified nonlinear seismic analysis of asymmetric multistorey R/C building*. 2002.
- [66] P. Fajfar, « A nonlinear analysis method for performance-based seismic design », *Earthq. Spectra*, vol. 16, n° 3, p. 573-592, 2000.

- [67] K. Lee et D. A. Foutch, « Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 653-670, 2002.
- [68] T. Usami, Y. Zheng, et H. Ge, « Seismic design method for thin-walled steel frame structures », *J. Struct. Eng.*, vol. 127, n° 2, p. 137-144, 2001.
- [69] M. J. Kowalsky, « A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 719-747, 2002.
- [70] A. K. Chopra et R. K. Goel, « Modal pushover seismic analysis of SAC buildings excluding gravity loads », in *12th European Conference on Earthquake Engineering*, Citeseer, 2002.
- [71] A. Moghadam et W. Tso, « Pushover analysis for asymmetrical multistorey buildings », in *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, Seattle EERI, Oakland, 1998.
- [72] T. Paulay, « An estimation of displacement limits for ductile systems », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 583-599, 2002.
- [73] A. H. Hadjian, « A general framework for risk-consistent seismic design », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 601-626, 2002.
- [74] M. Nakashima, K. Ogawa, et K. Inoue, « Generic frame model for simulation of earthquake responses of steel moment frames », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 671-692, 2002.
- [75] Y. Zheng, T. Usami, et H. Ge, « Seismic response predictions of multi-span steel bridges through pushover analysis », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 32, n° 8, p. 1259-1274, 2003.
- [76] S. Antoniou, A. Rovithakis, et R. Pinho, « Development and verification of a fully adaptive pushover procedure », in *Proceedings of the twelfth european conference on earthquake engineering*, Citeseer, 2002.
- [77] B. Gupta et S. K. Kunnath, « Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures », *Earthq. Spectra*, vol. 16, n° 2, p. 367-391, 2000.
- [78] F. Daneshjoo et M. Gerami, « Higher mode effects on seismic behavior of MDOF steel moment resisting frames », *J. Seismol. Earthq. Eng.*, vol. 5, n° 3, p. 41-54, 2003.
- [79] T. S. Jan, M. W. Liu, et Y. C. Kao, « An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings », *Eng. Struct.*, vol. 26, n° 1, p. 117-128, 2004.
- [80] G. Monti, S. Santini, G. Via, et others, « Evaluation of seismic assessment pushover procedures-Some case studies », 2002.

- [81] S. Nasir, S. Gupta, et H. Umehara, « Simplified Approach to the Nonlinear Behavior of R/C Members », in *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Paper*, 2000, p. 1-8.
- [82] M. Requena et G. Ayala, « Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames », in *Proceedings of the twelfth world conference on earthquake engineering*, 2000.
- [83] M. Williams et F. Albermani, « Evaluation of displacement-based analysis and design methods for steel frames with passive energy dissipators », *Civ. Eng. Res. Bull.*, n° 24, p. 1-54, 2003.
- [84] D. Vamvatsikos et C. A. Cornell, « Incremental dynamic analysis », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 491-514, 2002.
- [85] H. Krawinkler et G. Seneviratna, « Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation », *Eng. Struct.*, vol. 20, n° 4-6, p. 452-464, 1998.
- [86] H. Nahavandi, « Pushover analysis of retrofitted reinforced concrete buildings », 2015.
- [87] A. K. Chopra, R. K. Goel, et C. Chintanapakdee, « Statistics of SDF-system estimate of roof displacement for pushover analysis of buildings », *Pac. Earthq. Eng. Res. Cent.*, 2001.
- [88] E. Miranda et J. Ruiz-García, « Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 539-560, 2002.
- [89] Y. Chai, P. Fajfar, et K. Romstad, « Formulation of duration-dependent inelastic seismic design spectrum », *J. Struct. Eng.*, vol. 124, n° 8, p. 913-921, 1998.
- [90] E. Miranda, « Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra », *J. Struct. Eng.*, vol. 119, n° 5, p. 1319-1338, 1993.
- [91] M. Rodriguez, J. Restrepo, et A. Carr, « Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, n° 3, p. 693-718, 2002.
- [92] M.-S. SHEU, Y.-H. CHEN, et P.-M. LIU, « Dynamic Push-over Curve for Building Structures under 3-Directional Earthquake Input », in *12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper*, 2000.
- [93] P. Fajfar, « Structural analysis in earthquake engineering-a breakthrough of simplified nonlinear methods », 2002.
- [94] X. Romao, A. Costa, et R. Delgado, « Seismic design-classic and new approaches », *WIT Trans. Built Environ.*, vol. 57, 2001.
- [95] A. A. M. A.-R. Mwafy, « Seismic performance of code designed RC buildings », PhD Thesis, Imperial College London (University of London), 2001.

- [96] M. Saiidi et M. A. Sozen, « Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures », *J. Struct. Div.*, vol. 107, n° 5, p. 937-953, 1981.
- [97] P. Fajfar et M. Fischinger, « N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings », in *Proceedings of the ninth world conference in earthquake engineering*, 1988, p. 111-116.
- [98] K. K. Sasaki, S. A. Freeman, et T. F. Paret, « Multimode pushover procedure (MMP)—A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis », in *Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering, Seattle, Washington*, 1998.
- [99] A. K. Chopra et R. K. Goel, « Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems », *Rep. No PEER199902*, 1999.
- [100] FEMA-274, « NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings », *Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., USA*, 1997.
- [101] A. Habibullah, « ETABS-three dimensional analysis of building systems, users manual », *Comput. Struct. Inc Berkeley Calif.*, 1997.
- [102] A. K. Chopra et R. K. Goel, « Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems », *J. Struct. Eng.*, vol. 126, n° 4, p. 482-490, 2000.
- [103] A. K. Chopra, *Dynamics of structures*. Pearson Education India, 2007.
- [104] P. Léger et S. Dussault, « Seismic-energy dissipation in MDOF structures », *J. Struct. Eng.*, vol. 118, n° 5, p. 1251-1269, 1992.
- [105] M. B. Benmansour, « Modélisation du comportement cyclique alterné du béton armé. Application à divers essais statiques de poteaux », PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1997.
- [106] E. Hognestad, « Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members », *Univ. Ill. Eng. Exp. Stn. Bull. No 399*, 1951.
- [107] J. B. Mander, M. J. Priestley, et R. Park, « Theoretical stress-strain model for confined concrete », *J. Struct. Eng.*, vol. 114, n° 8, p. 1804-1826, 1988.
- [108] F. E. Richart, A. Brandtzæg, et R. L. Brown, « A study of the failure of concrete under combined compressive stresses », *Univ. Ill. Eng. Exp. Stn. Bull. No 185*, 1928.
- [109] S. Popovics, « A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete », *Cem. Concr. Res.*, vol. 3, n° 5, p. 583-599, 1973.
- [110] R. Park et T. Paulay, *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons, 1991.

- [111] J. H. Thomsen IV et J. W. Wallace, « Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification », *J. Struct. Eng.*, vol. 130, n° 4, p. 618-630, 2004.
- [112] A. Ghobarah, « Performance-based design in earthquake engineering: state of development », *Eng. Struct.*, vol. 23, n° 8, p. 878-884, août 2001, doi: 10.1016/S0141-0296(01)00036-0.
- [113] Mohd. Zameeruddin et K. K. Sangle, « Performance-based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame », *J. King Saud Univ. - Eng. Sci.*, vol. 33, n° 3, p. 153-165, mars 2021, doi: 10.1016/j.jksues.2020.04.005.
- [114] R. Engineers, « FEMA 356: prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report No », *FEMA*, 2000.
- [115] R. P. Algériennes, « RPA 99/Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique ». Algérie.
- [116] FEMA 440, « Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures », *FEMA-440 Redw. City*, vol. 7, n° 9, p. 11, 2005.
- [117] J. B. Mander, M. J. Priestley, et R. Park, « Theoretical stress-strain model for confined concrete », *J. Struct. Eng.*, vol. 114, n° 8, p. 1804-1826, 1988.
- [118] S. Guettala, I. Abdesselam, R. Chebili, et S. Guettala, « Assessment of the effects of infill walls' layout in plan and/or elevation on the seismic performance of 3D reinforced concrete structures », *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 25, n° 1, p. 657-673, 2024.
- [119] S. Guettala, A. Khelaifia, R. Chebili, et S. Guettala, « Effect of infill walls on seismic performance of multi-story buildings with shear walls », *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 25, n° 5, p. 3989-3999, 2024.
- [120] I. Abdesselam, S. Guettala, et A. Zine, « Fiber-based modeling for investigating the existence of a soft storey for masonry infilled reinforced concrete structures », *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 25, n° 2, p. 1949-1965, 2024.
- [121] S. Guettala, A. Khelaifia, I. Abdesselam, R. Chebili, et S. Guettala, « Assessment of seismic fragility of 3D reinforced concrete structures with masonry infill walls under different distribution arrangements », *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 25, n° 7, p. 5525-5532, nov. 2024, doi: 10.1007/s42107-024-01126-5.