

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem



# THÈSE

En vue de l'obtention du  
Diplôme de Doctorat en Sciences  
Présentée par : **BENAIED Brahim**

*Soutenue le : 18/02/2025*

**Intitulée :**  
***Analyse fiabiliste du comportement des structures irrégulières en élévation  
par la méthode capacitive.***

Domaine : Sciences et Technologie  
Filière : Génie Civil  
Spécialité : Structures

**Devant le Jury Composé de :**

<b>Mr. SARDOU Miloud</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>	<b>Université Abdelhamid ibn Badis Mostaganem</b>
<b>Mr. BOURDIM Sidi Mohammed</b>	<b>Professeur</b>	<b>Examineur</b>	<b>Centre Universitaire de Maghnia</b>
<b>Mr. TROUZINE Habib</b>	<b>Professeur</b>	<b>Examineur</b>	<b>Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen</b>
<b>Mme. BELBACHIR Nesrine</b>	<b>MCA</b>	<b>Examinatrice</b>	<b>Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem</b>
<b>Mr. HEMSAS Miloud</b>	<b>Professeur</b>	<b>Directeur de Thèse</b>	<b>Université Mustapha Stambouli Mascara</b>
<b>Mr. KADRI Tahar</b>	<b>Professeur</b>	<b>Co-directeur de Thèse</b>	<b>Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem</b>

Année universitaire : 2024-2025

# Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné courage et patience pour mener à bien ce travail, qu'il soit béni et glorifié.

Je voudrais tout d'abord remercier chaleureusement Monsieur HEMSES Miloud, Professeur à l'université de Mascara pour sa guidance experte, sa patience et sa disponibilité tout au long de ces années de recherche. Ses remarques m'ont permis de corriger et de finaliser au mieux ce travail. Je le remercie pour ses conseils scientifiques et techniques qui ont orienté de manière significative mes travaux.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers Monsieur KADRI Taher et Monsieur HENTRI Mohamed pour leur engagement envers l'excellence académique et leur précieuse contribution à mon parcours de recherche. Leurs connaissances approfondies et leur soutien continu ont été d'une importance capitale pour la réalisation de cette thèse.

Je souhaite exprimer ma reconnaissance envers les membres du jury qui ont accepté avec enthousiasme la charge d'évaluer ce manuscrit. Leur engagement et leur expertise ont grandement contribué à l'enrichissement de ce travail.

J'aimerais également remercier vivement tous ceux qui ont su me conseiller ou m'apporter leur support technique lors des différentes étapes de la recherche, notamment à travers la collaboration avec les membres des laboratoires LCTPE de l'Université de Mostaganem et LSTE de l'Université de Mascara.

Une pensée reconnaissante va enfin à ma grande famille en particulier mes chers parents, mes frères et soeurs, mes amis et mon entourage, qui ont su me soutenir et m'encourager durant cette période ainsi qu'à ma femme pour la patience et le soutien dont elle a fait preuve pendant toute la durée de cette thèse.



# Abstract

Irregular multistory buildings constitute a large part of modern urban infrastructure due to architectural aesthetics and functional requirements. In contrast, their behavior during recent major earthquakes indicated that severe structural damage was observed due to non-uniform distributions of mass, stiffness and strength either in plan or in elevation. Notably, abrupt changes in these quantities between adjacent stories are always associated with changes in the structural system along the height of the building. The present study investigates the inelastic response of RC buildings with mass and stiffness irregularities subjected to earthquake action. Thus, the displacement-based adaptive pushover method is used. This latter is motivated by the application of a lateral displacement pattern obtained by combining different mode shapes and updated incrementally at each analysis step. For this purpose, a ten-story regular frame structure is chosen and modified by incorporating vertical irregularities in various forms in order to estimate and quantify essential parameters' responses.

The results obtained are discussed under the following headings: base shear forces, roof displacement, inter-story drift and story-shear distribution. With respect to the vertical mass and stiffness irregularities, it was noticed that the seismic response is more significantly influenced by stiffness irregularities compared to mass irregularities, which were found to have a slight impact on the seismic behavior of the building. It is also established that the simple procedure allows the evaluation of design forces and displacements in a more rational manner, in accordance with the current state of knowledge and modern trends in building codes. The results conclude, however, that the irregular structure cannot meet the seismic design requirements and must be constructed to minimize seismic effects.

---

**Keywords:** Seismic, adaptive pushover analysis, irregular structure, mass irregularity, stiffness irregularity.

# Résumé

Les bâtiments irréguliers à plusieurs étages constituent une grande partie de l'infrastructure urbaine moderne en raison des considérations esthétiques et des exigences fonctionnelles en architecture. Cependant, leur comportement lors de récents tremblements de terre majeurs a révélé des dommages structurels graves dus à des distributions non uniformes de masse, de rigidité et de résistance, que ce soit en plan ou en élévation. Notamment, des changements brusques de ces quantités entre les étages adjacents sont toujours associés à des modifications du système structurel le long de la hauteur du bâtiment. Cette thèse concerne donc l'analyse de la réponse inélastique des bâtiments en béton armé présentant des irrégularités de masse et de rigidité soumis à une action sismique. Ainsi, la méthode adaptative push over basée sur les déplacements est utilisée. Cette dernière est motivée par l'application d'un schéma de déplacement latéral obtenu en combinant différentes formes de modes et mis à jour de manière incrémentielle à chaque étape d'analyse. À cette fin, une structure de cadre régulière de dix étages est choisie et modifiée en incorporant des irrégularités verticales sous différentes formes afin d'estimer et de quantifier les réponses des paramètres essentiels. Les résultats obtenus sont ainsi discutés: les forces de cisaillement à la base, les déplacements du toit, les déplacements inter-étages et distribution des forces entre les étages. En ce qui concerne les irrégularités de masse et de rigidité verticales, il a été remarqué que la réponse sismique est plus fortement influencée par les irrégularités de rigidité par rapport aux irrégularités de masse, qui à leur tour ont été jugées avoir un impact léger sur le comportement sismique du bâtiment. Il est également conclu que la procédure simple proposée permet l'évaluation des forces de conception et des déplacements de manière plus rationnelle, conformément à l'état actuel des connaissances et aux tendances modernes des codes du bâtiment. Les résultats concluent cependant que la structure irrégulière ne peut pas répondre aux exigences de conception sismique et doit être redimensionner pour minimiser les effets sismiques.

---

**Mots clés :** Sismique, analyse push over adaptative, structure irrégulière, irrégularité de masse, irrégularité de rigidité.

## ملخص

تشكل البنايات غير المنتظمة والمتعددة الطوابق جزءًا كبيرًا من البنية التحتية الحضرية الحديثة نظرًا للاعتبارات الجمالية والمتطلبات الوظيفية في الهندسة المعمارية. ومع ذلك، فقد كشف سلوكها خلال الزلازل العنيفة الأخيرة عن أضرار هيكلية جسيمة نتيجة التوزيع غير المنتظم للكتلة، الصلابة والمقاومة، سواء على مستوى القاعدة أو الارتفاع. ومن الجدير بالذكر أن التغييرات المفاجئة في هذه الكميات بين الطوابق المتجاورة ترتبط دائمًا بالتغييرات في النظام الهيكلي على طول ارتفاع المبنى. تتناول هذه الأطروحة إذن تحليل الاستجابة غير المرنة للمباني الخرسانية المسلحة غير المنتظمة من حيث الكتلة والصلابة عند تعرضها للتأثيرات الزلزالية. لذلك، يتم استخدام طريقة الدفع التكيفي التزايدى للمبنى القائم على الإزاحات. ويتم تحفيز الأخير من خلال تطبيق نمط الإزاحة الجانبية الذي يتم الحصول عليه من خلال الجمع بين أشكال الأنماط المختلفة وتحديثه بشكل تدريجي في كل خطوة من خطوات التحليل. لهذا الغرض، تم اختيار هيكل مبنى منتظم مكون من عشرة طوابق وتعديله من خلال دمج بعض التغييرات العمودية في أشكال مختلفة من أجل تقدير وتقييم استجابات الخصائص الأساسية. تم مناقشة النتائج التي تم الحصول عليها على النحو التالي: قوى القص عند القاعدة، إزاحة السقف، الإزاحة بين الطوابق، وتوزيع القوى بين الطوابق. فيما يتعلق بعدم الانتظام العمودي في الكتلة والصلابة، فقد لوحظ أن الاستجابة الزلزالية تتأثر بشكل أقوى بعدم انتظام الصلابة مقارنة بعدم انتظام الكتلة، والتي وجد دورها أن لها تأثيرًا طفيفًا على السلوك الزلزالي للمبنى. خلصت الدراسة أيضًا إلى أن الإجراء البسيط المقترح يسمح بتقييم القوى والإزاحات التصميمية بطريقة أكثر عقلانية، بما يتوافق مع التقدم الحالي للعلوم والدراسات والتوجيهات الحديثة في قوانين البناء. وخلصت النتائج أيضا إلى أن الهيكل غير المنتظم لا يستطيع تلبية متطلبات التصميم الزلزالي ويجب تغيير طرق تصميمه لتقليل التأثيرات الزلزالية.

---

الكلمات المفتاحية: الزلازل، تحليل زلزالي تزايدى تكيفي، هيكل غير منتظم، عدم انتظام الكتلة، عدم انتظام الصلابة



# Table des matières

## REMERCIEMENT

## RESUME

## ABSTRACT

## INTRODUCTION

## REVUE DE LA LITTERATURE

<b>CHAPITRE 1</b>	<b>GÉNÉRALITÉS SUR LE SÉISME ET COMPORTEMENT DES STRUCTURES IRRÉGULIÈRES.</b>	<b>20</b>
1.1	Introduction .....	21
1.2	Le séisme.....	21
1.2.1	Définition.....	21
1.2.2	Représentation temporelle du mouvement sismique .....	22
1.3	Comportement des structures lors un séisme .....	23
1.3.1	Les modes de déformation.....	23
1.3.2	La conservation de l'énergie .....	23
1.3.3	Comportement non ductile .....	24
1.3.4	Comportement ductile .....	24
1.4	Configurations structurelles .....	25
1.4.1	Irrégularité verticale .....	26
1.4.2	Irrégularité en plan.....	30
1.5	Comportement de l'étage souple.....	34
1.5.1	Aperçu des dispositions réglementaires.....	35
1.5.2	Analyse du comportement du segment flexible (étage souple) .....	36
1.5.3	Implication architecturales.....	37
1.6	Catégorisation des structures présentant une configuration à étages souples.....	38
1.7	Comportement des bâtiments sous torsion .....	41
1.7.1	Effets de la torsion.....	41
1.7.2	Types de torsion .....	42
1.7.3	Excentricité accidentelle.....	43

1.8	CONCLUSION .....	45
<b>CHAPITRE 2</b>	<b>MODÉLISATION SIMPLIFIÉE DES STRUCTURES AVEC POUTRES MULTIFIBRES</b>	<b>47</b>
2.1	Introduction .....	49
2.2	Choix d'un niveau de modélisation et d'une échelle de discrétisation .....	49
2.2.1	Niveau de modélisation .....	49
2.2.2	Echelle de discrétisation .....	51
2.3	Élément poutre multifibres .....	52
2.3.1	Éléments de la théorie des poutres .....	53
2.4	Modélisation numérique et comportement mécanique du béton et de l'acier .....	67
2.4.1	Sélection du modèle de comportement pour le béton et l'acier .....	67
2.4.2	Modèles de comportement adoptés .....	78
2.5	Conclusions .....	80
<b>CHAPITRE 3</b>	<b>APPROCHES D'ANALYSE SISMIQUE BASÉES SUR LES PERFORMANCES</b>	<b>82</b>
3.1	Introduction .....	84
3.2	Irrégularités verticales dans les codes de conception actuels .....	84
3.3	Procédure pour estimer les sollicitations sismiques des structures irrégulières .....	85
3.4	Recherches antérieures sur les irrégularités verticales .....	86
3.5	Approche pour étudier les irrégularités verticales .....	87
3.6	Principes et objectifs de la conception parasismique .....	87
3.7	Facteur de comportement .....	88
3.8	Méthodes d'analyse parasismiques .....	92
3.8.1	Méthode statique linéaire .....	93
3.8.2	Méthode statique non linéaire .....	93
3.8.3	Méthode dynamique linéaire .....	94
3.8.4	Méthode dynamique non linéaire .....	94
3.9	Analyse Pushover .....	95
3.10	Système à un seul degré de liberté équivalent .....	97
3.10.1	Déplacement maximal .....	102
3.10.2	Choix de la forme du chargement latéral .....	102
3.11	Procédures d'analyse dynamique .....	104
3.11.1	Analyse Modale temporelle (systèmes élastiques) .....	104
3.11.2	Analyse Modale spectrale .....	108
3.11.3	Analyse Temporelle Non-linéaire (MDTN) .....	109
3.11.4	Analyse Modale Temporelle Découplée (AMTD) .....	111
3.12	Méthode N2 .....	116
3.12.1	Principe de la méthode : .....	116
3.12.2	Description de la méthode : La procédure de la méthode se décompose en six étapes : .....	116
3.13	Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40 .....	122
3.13.1	Principe de la Méthode .....	122

3.13.2	Hypothèses Fondamentales .....	123
3.13.3	Étapes de la Méthode.....	123
3.14	Conclusion.....	125
<b>CHAPITRE 4</b>	<b>COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES À IRRÉGULARITÉ VERTICALE</b>	<b>127</b>
4.1	Introduction .....	129
4.2	Procédures adaptatives et des méthodes avancées .....	130
4.2.1	Procédures pushover adaptatives basée sur le déplacement .....	130
4.2.2	Procédures pushover adaptatives basée sur la force .....	133
4.3	Les irrégularités structurelles dans les bâtiments .....	134
4.3.1	Types d'irrégularités verticales .....	135
4.4	Modélisation des bâtiments de référence .....	137
4.4.1	Descriptions des structures .....	137
4.4.2	Propriétés des matériaux béton-acier.....	139
4.4.3	Caractérisation de l'excitation sismique en contexte dynamique .....	143
4.4.4	Analyse des effets des irrégularités de masse et de rigidité .....	143
4.5	Processus et étapes de l'analyse proposée .....	144
4.6	Analyse et résultats des applications numériques.....	147
4.6.1	Analyse des effets des irrégularités verticales .....	147
4.7	Conclusions .....	168

# Liste des Figures

Figure 1.1: Accélérogramme - séisme d'Ancona (Italie) 1972.....	22
Figure 1.2 : Les modes de déformation pour différents éléments.....	23
Figure 1.3 : L'équilibre des énergies.....	24
Figure 1.4 : Comportement ductile et Comportement non ductile de structure.....	25
Figure 1.5 : Différents types d'irrégularité en élévation.....	27
Figure 1.6 : principe de régularité en élévation.....	27
Figure 1.7 : Critère d'irrégularité de rigidité d'après NBCC2015.....	28
Figure 1.8 : Irrégularité de poids d'après NBCC2015.....	29
Figure 1.9 : Critère de discontinuité de capacité – étage Faible.....	29
Figure 1.10 : Irrégularité géométrique verticale.....	30
Figure 1.11 : Irrégularité géométrique en plan.....	31
Figure 1.12 : Différents types d'irrégularité en plan.....	32
Figure 1.13 : Irrégularité géométrique de torsion.....	33
Figure 1.14 : Niveaux avec retraits.....	33
Figure 1.15 : Dommages dus à la présence de niveaux en retrait.....	34
Figure 1.16 : Mécanisme de ruine d'un bâtiment à étage souple.....	35
Figure 1.17 : Mécanisme de l'étage souple.....	37
Figure 1.18 : Villa Savoye, parmi les premières constructions à étage souple au 20eme siècle.....	38
Figure 1.19 : Niveau 1 souple.....	39
Figure 1.20 : changement de la rigidité des niveaux supérieurs.....	39
Figure 1.21 : murs discontinus : (a) cas de voiles, (b) cas des murs de remplissage.....	40
Figure 1.22 : Disruption dans le Cheminement de Chargement.....	40
Figure 1.23 : Systèmes à un étage : (a) Plan asymétrique unidirectionnel, (b) Plan asymétrique dans les deux sens.....	41
Figure 1.24 : Position en plan des centres de masse et de rigidité.....	43
Figure 2.1 : Différentes échelles de discrétisation.....	50
Figure 2.2 : Description d'une modélisation avec des poutres multifibres.....	52
Figure 2.3 : Poutre 3D à deux nœuds.....	53
Figure 2.4 : Diagramme $\sigma$ - $\epsilon$ pour le béton comprimé.....	69
Figure 2.5 : Courbe enveloppe de compression et de traction.....	71
Figure 2.6 : Représentation normalisée de la courbe enveloppe de compression et de traction.....	74
Figure 2.7 : Comportement de l'acier en traction simple.....	75
Figure 2.8 : Modèle elasto-plastique simplifié.....	75
Figure 2.9 : Comportement monotone de l'acier.....	77
Figure 2.10 : Comportement cyclique de l'acier.....	78
Figure 2.11 : Relation contrainte-déformation hystérésis typique du modèle de béton.....	79
Figure 2.12 : Comportement monotone de l'acier "Steel02".....	79
Figure 3.1 : Comportement des structures.....	88
Figure 3.2 : Courbe force-déplacement.....	89

Figure 3.3 :Différentes propositions du facteur $R\mu$ .....	92
Figure 3.4 :Signification physique de la courbe Pushover .....	96
Figure 3.5 :Schéma conceptuel pour la transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à un système d'un seul degré de liberté (SDOF) .....	98
Figure 3.6 :Courbe pushover .....	99
Figure 3.7 : (a) Courbe de capacité pour la structure à plusieurs degrés de liberté, (b) idéalisation bilinéaire pour le système à un seul degré de liberté équivalent .....	100
Figure 3.8 :Système d'un degré de liberté élastoplastique .....	101
Figure 3.9 : Concept de l'analyse modale temporelle des systèmes élastiques à plusieurs degrés de liberté [32] .....	107
Figure 3.10 : Construction de l'enveloppe du modèle non linéaire à un degré de liberté à partir d'une courbe de pushover ..	114
Figure 3.11 :Différentes étapes du développement de la méthode N2 .....	118
Figure 3.12 : Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T < Tc$ .....	121
Figure 3.13 : Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T \geq Tc$ .....	121
Figure 4.1 : Vue en plan et en élévation du modèle de bâtiment de référence à dix étage.....	138
Figure 4.2 : Discrétisation en fibres de la section transversale typique du béton armé .....	140
Figure 4.3 : Relation contrainte-déformation hystérésis typique du modèle de béton .....	142
Figure 4.4 : Courbe enveloppe monotone du modèle Steel01 .....	142
Figure 4.5 : Accélération du sol de la composante N-S du séisme d'El-Centro.....	143
Figure 4.6 : Algorithme de la méthode pushover adaptative DAP .....	146
Figure 4.7 : Cas avec distribution irrégulière de la masse par rapport à la distribution de masse d'origine du cas de référence. ....	148
Figure 4.8 : Courbes de capacité adaptative pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au Modèle (a) .....	150
Figure 4.9 : Ratio de déformation inter-étages pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au Modèle (a) .....	152
Figure 4.10 : Forces de cisaillement d'étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au modèle (a) .....	154
Figure 4.11 : Forces de cisaillement d'étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au modèle (b) .....	155
Figure 4.12 : Forces de cisaillement d'étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au modèle (c) .....	156
Figure 4.13 : Variation des demandes de cisaillement à la base normalisées en fonction de la localisation et de l'irrégularité de masse étendue .....	157
Figure 4.14 : Cas avec une distribution de rigidité irrégulière par rapport à la distribution de rigidité du cas de référence ...	158
Figure 4.15 (a): Courbes de capacité adaptative pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité de rigidité sur le modèle MK (1-10).....	160
Figure 4.16 (a) : Ratio de déplacement inter-étages pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité de rigidité sur le modèle MK (1-10) .....	163
Figure 4.17 : Effort tranchant par étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité de rigidité .....	166
Figure 4.18 : Variation du cisaillement de base normalisé avec l'extension et l'emplacement de l'irrégularité de rigidité .....	167

# Liste des Tableaux

Tableau 4-1 : Définition de l'irrégularité .....	136
Tableau 4-2 : Dimensions géométriques de la section du béton (cadre régulier de référence) .....	139
Tableau 4-3 : Caractéristiques du modèle de matériau béton .....	140
Tableau 4-4 : Caractéristiques du modèle de matériau acier .....	141



# Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface terrestre, les tremblements de terre sont probablement ceux qui ont le plus grand impact sur les structures dans les zones urbaines denses. Face à ce risque imprévisible, renforcer la résistance des structures à ces phénomènes naturels est une solution essentielle pour la prévention et la construction parasismique.

Les récents séismes ont conduit les scientifiques à approfondir leur compréhension des phénomènes sismiques afin de minimiser leurs effets destructeurs. Pour cela, ils ont développé des méthodes de conception avancées et élaboré des codes sismiques rigoureux pour évaluer les structures de manière plus précise. Les normes de construction visent avant tout à protéger les vies humaines, à réduire les dommages matériels et à garantir le bon fonctionnement des infrastructures essentielles. L'expérience montre que l'amélioration des normes a un impact significatif sur le comportement des structures lors des séismes. Les normes parasismiques actuelles permettent de concevoir des bâtiments capables de résister à des séismes majeurs. Cependant, leur existence ne suffit pas à elle seule ; leur application rigoureuse est tout aussi essentielle.

Dans le génie sismique classique, les considérations relatives à la forme des constructions se concentrent principalement sur les dimensions, la symétrie et la régularité. Ces paramètres de configuration de base, notamment les dimensions de la construction, influencent directement le comportement sismique des structures et sont les premières considérations intégrées dans les normes de conception. Un objectif fondamental de la conception sismique est d'éviter une distribution irrégulière des forces induites. Ainsi, la répartition des masses, des résistances, de la rigidité et des excentricités joue un rôle déterminant dans la réponse sismique et impose des contraintes importantes sur la configuration structurelle. Toute irrégularité, qu'elle soit verticale ou horizontale, peut considérablement perturber le transfert des forces sismiques au sein du système structural, entraînant des effets défavorables.

Les effets des irrégularités verticales dans les distributions de masses et de rigidités sont d'abord considérés séparément. Cela est réalisé en effectuant des analyses paramétriques dans lesquelles les irrégularités dans l'une seulement de ces quantités sont prises en compte. De plus, les effets de d'irrégularités dans deux de ces quantités sont investigués. La réponse sismique des structures irrégulières est évaluée au moyen d'analyses dynamiques élastiques et inélastiques. Les effets des irrégularités verticales sont évalués en examinant les demandes de déformation du toit et la distribution des demandes entre étages.

Les normes parasismiques en vigueur, telles que la FEMA-273 (1997) et l'Eurocode 8 (2003), préconisent l'utilisation de méthodes statiques non-linéaires (ou méthodes pushover) en complément des approches linéaires comme l'analyse modale spectrale ou la méthode des forces latérales. Ces méthodes non-linéaires, comparables aux approches dynamiques temporelles mais sans les complexités du calcul itératif, sont faciles à appliquer et bien comprises par les ingénieurs. Elles sont donc appelées à être de plus en plus utilisées par les bureaux d'études, car elles répondent efficacement aux besoins de la profession dans de nombreuses situations.

Parmi les différentes méthodes basées sur la performance, la méthode de poussée progressive adaptative (DAP), développée par Antoniou et Pinho en 2004, se distingue par sa simplicité et son efficacité. Elle présente deux avantages principaux : elle est un outil pratique qui intègre l'effet des modes supérieurs et elle dépasse les limitations des méthodes de poussée progressive traditionnelles. Ces dernières partent du principe que la réponse est principalement gouvernée par le premier mode de vibration et que la forme de ce mode demeure invariable pendant toute la durée de l'excitation sismique.

Pour aborder un problème dynamique, l'efficacité des calculs non-linéaires en poussée progressive adaptative repose sur deux éléments fondamentaux : une compréhension approfondie du comportement des matériaux, tels que le béton et l'acier, et une approche de modélisation précise, capable de capturer fidèlement le comportement de la structure ainsi que les conditions aux limites. La complexité inhérente aux phénomènes considérés rend les prévisions difficiles, indépendamment de la sophistication du modèle employé. Cependant, ces difficultés peuvent être en partie atténuées par les résultats des essais expérimentaux, qui permettent d'affiner la connaissance des caractéristiques non-linéaires des matériaux, des conditions aux limites et du type de chargement appliqué.

## **Objectifs et portée de la thèse :**

Cette recherche vise principalement à analyser la réponse sismique des structures verticalement irrégulières en utilisant la méthode avancée d'analyse pushover adaptative basée sur les déplacements (DBAP). Elle propose une stratégie de modélisation simplifiée fondée sur l'emploi d'éléments finis multifibres, permettant de décrire efficacement le comportement parasismique de ces structures. Pour ce faire, une structure de cadre régulière de dix étages est choisie, puis modifiée en introduisant des irrégularités verticales en termes de masse et de rigidité, sous diverses configurations. Cette approche permettra d'évaluer des caractéristiques de réponse telles que la courbe de capacité adaptative, le déplacement entre les étages, ainsi que la répartition des forces entre les étages pour ces structures soumises à une excitation sismique.

## **Les objectifs principaux de cette recherche sont les suivants :**

- Développer une modélisation simplifiée mais précise pour simuler la réponse des structures irrégulières en béton armé, en utilisant une stratégie de résolution numérique appropriée.
- Appliquer le modèle avec les lois de comportement des matériaux spécifiées dans cette étude pour l'analyse dynamique parasismique des structures irrégulières en béton armé, en utilisant une approche de capacité adaptative basée sur les méthodes en déplacement (pushover).
- Évaluer les demandes globales et la répartition des demandes par étage le long de la hauteur des bâtiments en béton armé irréguliers, y compris le cisaillement à la base, le déplacement du toit, les déplacements inter-étages et la distribution des efforts tranchants par étage, à travers une analyse de poussée adaptative.

Ces objectifs définissent le cadre de notre recherche, qui cherche à développer une méthode de modélisation simplifiée pour mieux comprendre les mécanismes de fonctionnement des structures soumises à des charges sismiques. L'ambition est également d'améliorer les codes et règlements de construction parasismique, notamment le Règlement Parasismique Algérien RPA99 (RPA99, 2003), afin de mieux répondre aux exigences contemporaines des constructions dans les régions sismiques actives. Pour atteindre ces objectifs, nous adoptons une approche semi-locale qui guidera l'ensemble des études réalisées dans cette thèse.

## **Pour atteindre ces objectifs, cette thèse comporte quatre chapitres :**

- Ce premier chapitre souligne l'importance déterminante de l'évaluation sismique des bâtiments présentant des irrégularités, en expliquant pourquoi les concepteurs choisissent souvent ces structures malgré leur vulnérabilité accrue lors des tremblements de terre. Une revue bibliographique concise est également incluse pour contextualiser le comportement de ces structures sous sollicitations sismiques.
- Le deuxième chapitre explore les différentes approches de modélisation à diverses échelles de discrétisation. Il commence par mettre en avant l'intérêt des méthodes simplifiées et présente ensuite les récentes avancées dans les lois de comportement des matériaux. Ce chapitre détaille également une méthode de résolution numérique pour réaliser des analyses non linéaires, en s'appuyant sur une modélisation simplifiée par éléments finis utilisant le concept des poutres multifibres.
- Le troisième chapitre traite des principes généraux de la conception parasismique et introduit diverses méthodes d'analyse. En particulier, il explore le calcul statique non linéaire en poussée progressive (pushover) comme alternative intéressante à l'analyse dynamique, en évitant les complexités des calculs temporels pas à pas. Après une analyse théorique approfondie des méthodes simplifiées basées sur les concepts de capacité et de demande, ce chapitre présente de nouvelles approches pour l'évaluation parasismique des structures avec des irrégularités verticales. Les déplacements maximaux au point de performance et les boucles d'hystérésis associées au comportement cyclique du système équivalent à un seul degré de liberté sont utilisés pour quantifier les dommages potentiels des structures lors de séismes.
- Le quatrième chapitre introduit le principe de la procédure adaptative et décrit les étapes à suivre. Il présente également les modèles de structures ainsi que les propriétés des matériaux, acier et béton. La phase suivante consiste à analyser et reproduire le comportement global de la structure grâce à l'analyse pushover adaptative basée sur les déplacements (Displacement Adaptive Pushover), qui met à jour les formes modales à chaque étape afin de refléter les changements dynamiques instantanés. L'objectif est ensuite de quantifier l'impact des irrégularités sur des paramètres clés, tels que les forces de cisaillement et les déplacements inter-étages, pour mieux comprendre le comportement des structures irrégulières sous charge sismique.

En conclusion, ce travail résume ses contributions principales :

une analyse approfondie et détaillée des effets des irrégularités structurelles sur la réponse sismique, l'application originale de la méthode pushover adaptative basée sur les déplacements pour évaluer ces impacts, et une compréhension approfondie des mécanismes de déformation des structures irrégulières sous contraintes sismiques. Ces avancées ouvrent des perspectives solides pour améliorer la conception parasismique, renforçant ainsi la capacité des bâtiments à résister aux séismes.

# Chapitre 1

## Généralités sur le séisme et comportement des structures irrégulières.

### Sommaire

---

1.1	Introduction .....	21
1.2	Le séisme.....	21
1.2.1	Définition.....	21
1.2.2	Représentation temporelle du mouvement sismique .....	22
1.3	Comportement des structures lors un séisme .....	23
1.3.1	Les modes de déformation.....	23
1.3.2	La conservation de l'énergie .....	23
1.3.3	Comportement non ductile .....	24
1.3.4	Comportement ductile .....	24
1.4	Configurations structurelles .....	25
1.4.1	Irrégularité verticale .....	26
1.4.2	Irrégularité en plan.....	30
1.5	Comportement de l'étage souple.....	34
1.5.1	Aperçu des dispositions réglementaires.....	35
1.5.2	Analyse du comportement du segment flexible (étage souple) .....	36
1.5.3	Implication architecturales.....	37
1.6	Catégorisation des structures présentant une configuration à étages souples .....	38
1.7	Comportement des bâtiments sous torsion .....	41
1.7.1	Effets de la torsion.....	41
1.7.2	Types de torsion .....	42
1.7.3	Excentricité accidentelle.....	43
1.8	CONCLUSION .....	45

---

## **1.1 Introduction**

L'objectif principal de ce chapitre est de fournir une vision approfondie des connaissances actuelles sur les structures irrégulières en génie civil. Pour ce faire, nous débutons par une révision des diverses configurations de ces structures, tout en examinant les études préalables portant sur leur comportement. Ce processus englobe une exploration des concepts clés liés à leurs éléments de résistance, aux matériaux employés, ainsi qu'aux différentes approches de modélisation.

En poursuivant, nous plongeons dans une description détaillée du modèle de structures spécifiquement adopté dans le cadre de cette étude. Cette analyse inclut également une mise en lumière des paramètres d'irrégularité définis, offrant ainsi une base solide pour la compréhension approfondie des sujets abordés dans cette recherche. Par cette approche détaillée, nous visons à établir une fondation robuste pour les discussions ultérieures sur les structures irrégulières en génie civil et à contribuer de manière significative à l'avancement des connaissances dans ce domaine spécifique.

## **1.2 Le séisme**

### **1.2.1 Définition**

Un séisme se manifeste comme une succession de secousses, parfois violentes, qui induisent des déformations à la surface du sol. Ce phénomène est déclenché par une libération instantanée d'énergie élastique qui s'était accumulée graduellement dans la croûte terrestre. Après la fin du tremblement de terre, un processus de réaccumulation d'énergie démarre en vue d'une nouvelle libération brutale à l'avenir. La distribution des séismes n'est pas uniforme à l'échelle mondiale. Ces événements sont particulièrement fréquents dans des zones géographiques spécifiques, telles que les chaînes de montagnes, les régions proches des fosses océaniques et le long des dorsales océaniques. Les séismes trouvent souvent leur origine dans les mouvements tectoniques résultant de l'interaction entre les plaques lithosphériques. Cela se produit généralement aux frontières des plaques, où les contraintes accumulées sont libérées sous la forme de secousses sismiques.

### 1.2.2 Représentation temporelle du mouvement sismique

Le sismographe, un instrument dédié à la détection des mouvements sismiques, traduit ces derniers en une représentation analogique, mettant en avant des paramètres tels que le déplacement, la vitesse ou l'accélération. Les enregistrements spécifiques illustrant l'accélération par rapport au temps sont connus sous le nom d'accélérogrammes.

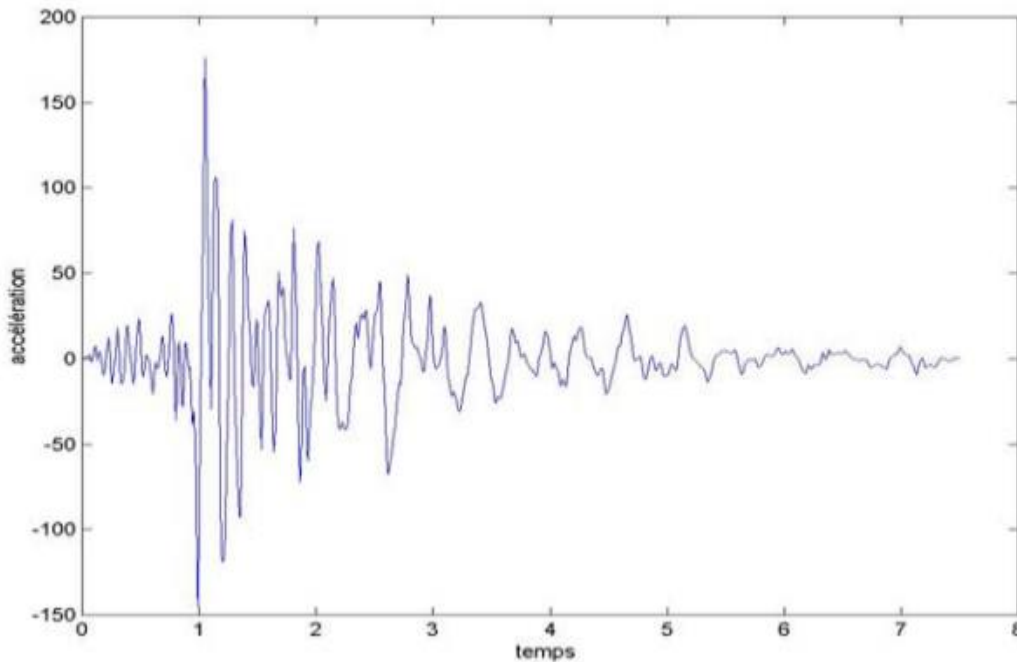


Figure 1.1: Accélérogramme - séisme d'Ancona (Italie) 1972

Un accélérogramme, noté  $a(t)$ , représente une fonction caractérisée par des variations rapides et irrégulières autour de zéro, avec une durée totale  $T$  pouvant s'étendre de quelques secondes à quelques dizaines de secondes. Typiquement, cette fonction peut être décomposée en une phase initiale marquée par des accélérations faibles, suivie d'une phase intense, puis d'une phase modérée, et enfin d'une phase progressive conduisant au retour à une accélération finale nulle. La durée globale d'un séisme dépend largement du seuil de déclenchement des appareils de mesure, ce qui restreint sa représentation physique. Les phases à faibles accélérations, de durée variable, sont généralement considérées comme peu pertinentes pour l'analyse des structures, tandis que la durée de la phase intense revêt une importance significative dans la conduite de l'analyse sismique d'une structure [1].

### 1.3 Comportement des structures lors un séisme

#### 1.3.1 Les modes de déformation

Les propriétés de chaque élément de la structure, ainsi que celles de l'ensemble formé par ces éléments et leurs modes de liaison respectifs, vont déterminer les modes de déformation en fonction des caractéristiques vibratoires du sol d'implantation.

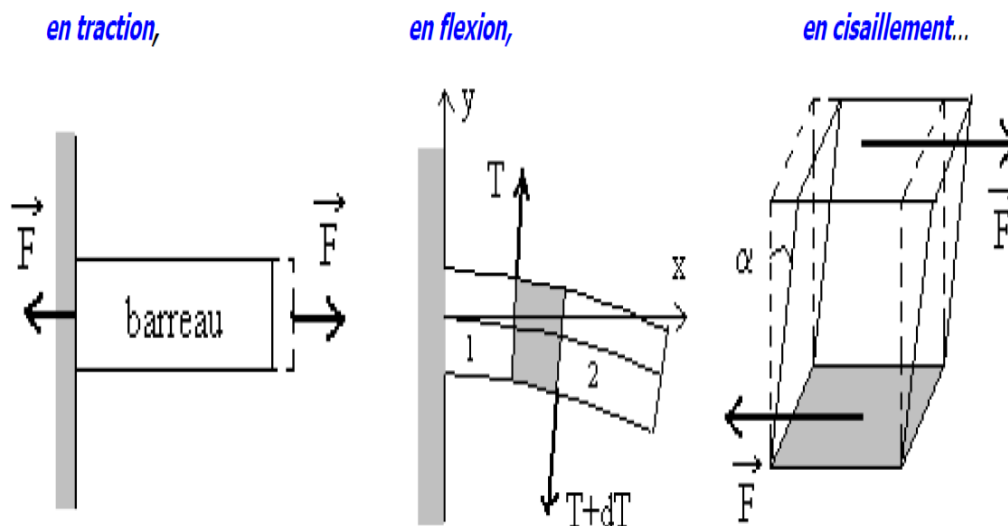


Figure 1.2 : Les modes de déformation pour différents éléments

Il est possible d'anticiper le mode de déformation de chaque élément de la structure en cas de séisme et de déterminer les zones nécessitant un renforcement pour prévenir une rupture fragile. De plus, il est essentiel de planifier les modalités de déformation globale de l'ensemble de la construction.

#### 1.3.2 La conservation de l'énergie

Les caractéristiques structurelles, telles que la rigidité, la flexibilité et la ductilité de la construction, influent sur l'équilibre énergétique résultant de l'activité sismique présente à tout moment dans la structure. Lorsque cet équilibre énergétique est atteint, le bâtiment est considéré comme capable de résister efficacement aux secousses sismiques (voir Figure 1.3), absorbant ainsi intégralement l'énergie sismique. Les choix architecturaux et constructifs jouent un rôle déterminant dans la définition des paramètres de cet équilibre, en cherchant à concilier la résistance des matériaux, la déformabilité temporaire et les dommages permanents.

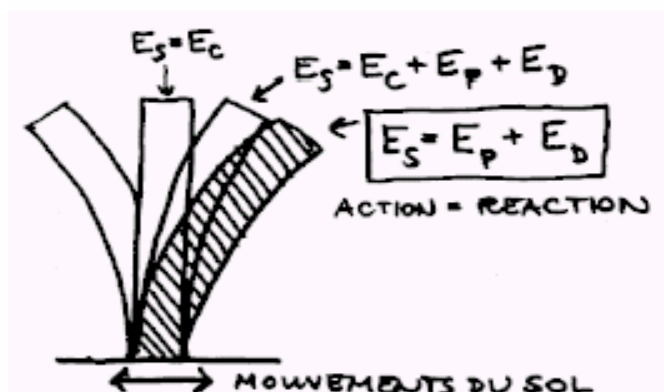


Figure 1.3 : L'équilibre des énergies

Cette figure met en évidence le concept selon lequel, afin d'éviter toute forme de "destruction", la structure doit absorber ou compenser l'énergie générée par le séisme. Cela s'accomplit en subissant des déformations et en transformant le mouvement en chaleur, un mécanisme similaire à celui des plaquettes de frein d'un véhicule, qui contribue à ralentir le mouvement.

### 1.3.3 Comportement non ductile

L'ingénieur peut concevoir les dimensions d'une structure en supposant un comportement non ductile en cas de séisme. Dans de telles circonstances, le dimensionnement pour la situation sismique spécifiée est réalisé de manière conventionnelle, en appliquant les dispositions constructives standard conformes aux normes en vigueur.

### 1.3.4 Comportement ductile

En option, l'ingénieur peut concevoir les dimensions d'une structure en supposant un comportement ductile en cas de séisme. Dans cette situation, le dimensionnement doit être réalisé conformément aux principes établis pour le dimensionnement en capacité [2].

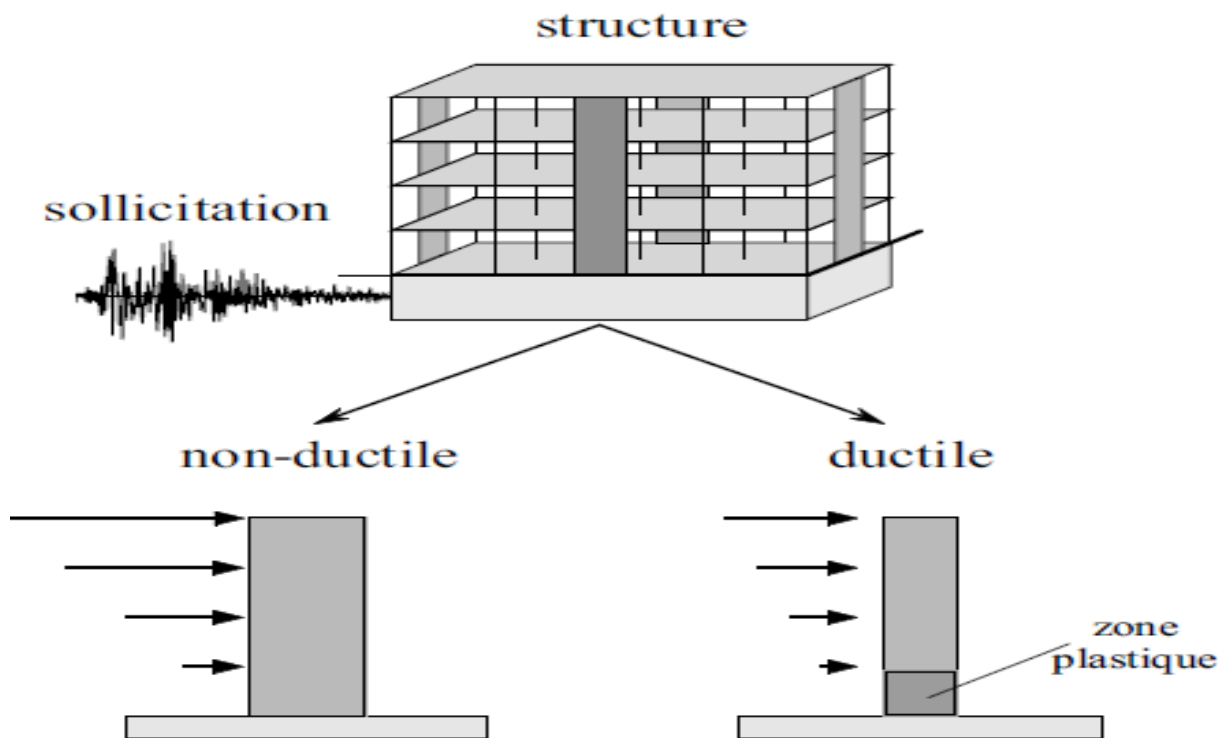


Figure 1.4 : Comportement ductile et Comportement non ductile de structure

#### 1.4 Configurations structurelles

Comme évoqué précédemment, la configuration d'une structure peut avoir un impact significatif sur sa performance lors d'un séisme intense. En général, la configuration d'une structure peut être considérée selon deux aspects : une configuration en plan et une configuration verticale. Les réglementations actuelles se concentrent principalement sur les structures de configurations régulières. Les séismes passés ont régulièrement démontré que les constructions de formes irrégulières subissent davantage de dommages que celles de formes régulières, même lorsque bien conçues et réalisées avec une meilleure qualité [4].

Plusieurs raisons expliquent le comportement médiocre des structures irrégulières. Dans une structure régulière, les demandes inélastiques générées par un séisme intense ont tendance à se répartir de manière uniforme dans toute la structure, favorisant la dispersion de l'énergie de dissipation et des dommages. Cependant, dans une structure irrégulière, le comportement inélastique peut se concentrer dans la zone d'irrégularité, entraînant une défaillance rapide des éléments structuraux situés dans ces zones. De plus, les méthodes d'analyse élastique couramment utilisées pour calculer les structures ne peuvent souvent pas prédire avec précision

la distribution des demandes lors d'un séisme dans une structure irrégulière, conduisant à des conceptions inappropriées dans les zones d'irrégularité [4].

#### 1.4.1 Irrégularité verticale

La configuration appelée "irrégulière en élévation" a des répercussions sur les réponses structurelles à différents niveaux, générant des charges dont la distribution diffère de manière significative de celle déduite par la méthode statique équivalente. Pour être qualifié d'irrégulier en élévation, un bâtiment, dont la structure est constituée de portiques à moments résistants, doit avoir un étage plus élevé que les étages adjacents, sans que les dimensions compensent la diminution normale de rigidité. La Figure 1.5 illustre des exemples d'irrégularités verticales possibles [4].

Un bâtiment est considéré comme irrégulier si le rapport masse/rigidité entre des étages adjacents diffère significativement. Cette disparité survient lorsque des éléments massifs, comme une piscine ou un parking, sont situés dans un étage. Une dissymétrie géométrique par rapport à l'axe vertical du bâtiment peut également créer une irrégularité verticale. De même, un bâtiment avec une symétrie géométrique peut être qualifié d'irrégulier en raison de retraits horizontaux significatifs, dans un ou plusieurs étages, de ses éléments verticaux de résistance aux charges latérales.

Les irrégularités liées aux étages faibles se manifestent lorsque la résistance d'un étage par rapport à la demande de résistance latérale est nettement inférieure à celle de l'étage supérieur. Les bâtiments avec cette configuration ont tendance à manifester un comportement inélastique significatif dans l'étage faible, entraînant un changement marqué dans la réponse structurelle.

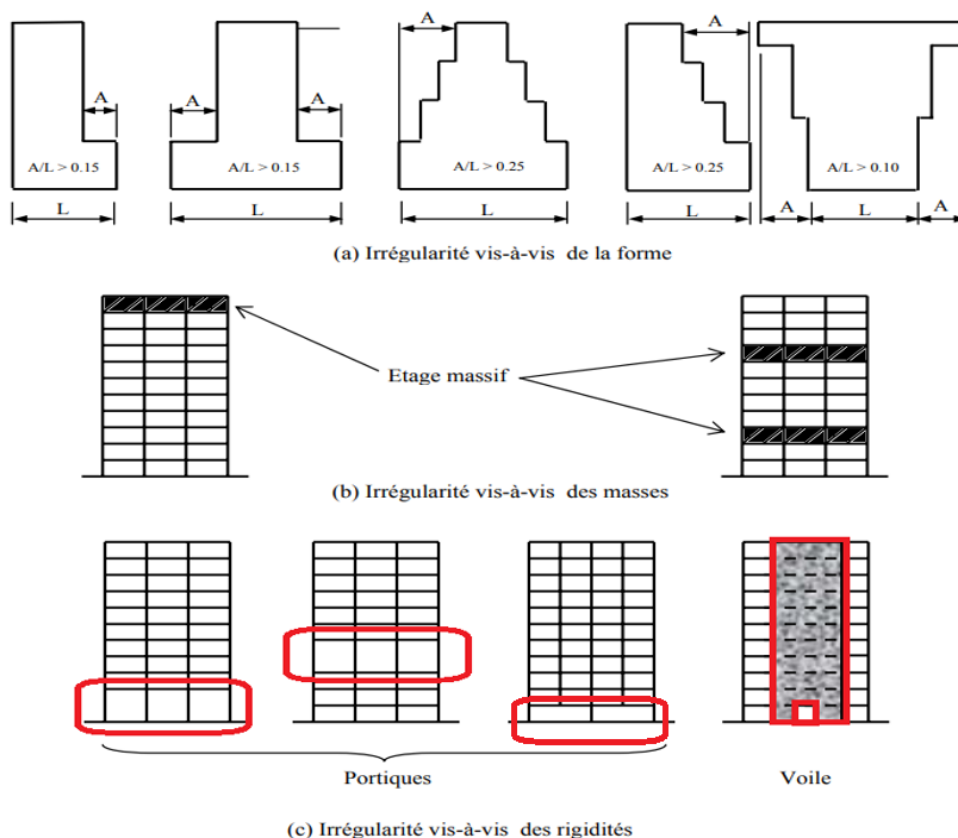


Figure 1.5 : Différents types d'irrégularité en élévation

Durant la phase de déformation suscitée par un séisme, le bâtiment présente des déplacements excessifs au sein de son étage faible. Cette situation peut conduire à des dommages significatifs, potentiellement provoquer l'instabilité et même entraîner la ruine totale du bâtiment.

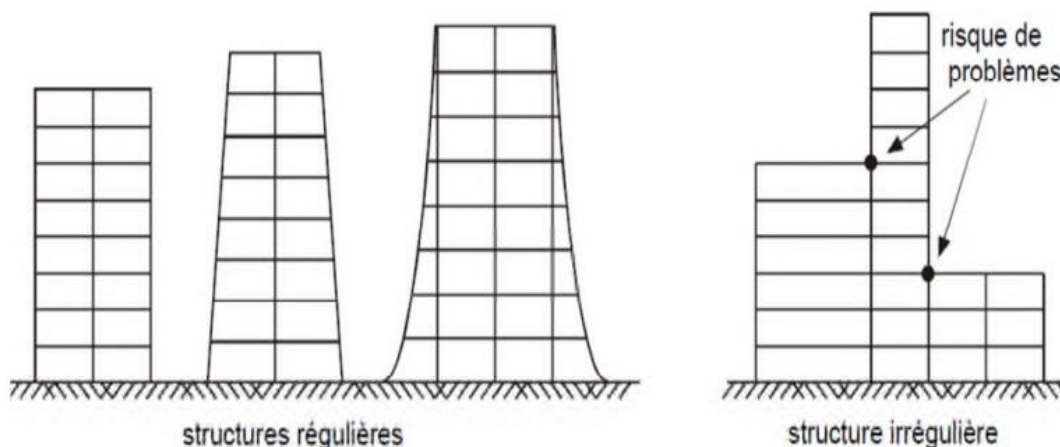


Figure 1.6 : principe de régularité en élévation

Conformément aux codes parasismiques, les irrégularités structurelles verticales pouvant compromettre la résistance sismique d'un édifice sont classifiées en cinq catégories distinctes :

**1- L'irrégularité de la rigidité (observée au niveau d'un étage flexible ou souple) :**

Se produit lorsqu'un ou plusieurs étages présentent des déformations importantes, les rendant significativement plus souples que les étages immédiatement supérieurs. On considère qu'un étage est souple lorsqu'il présente une rigidité latérale inférieure à 70% de celle de l'étage juste au-dessus ou à moins de 80% de la rigidité moyenne des trois étages supérieurs [5].

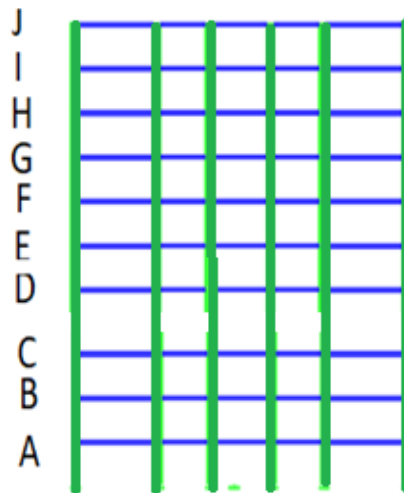


Figure 1.7 : Critère d'irrégularité de rigidité d'après NBCC2015

$$K_c < 0.70. K_D \quad \text{Ou} \quad K_c < 0.80. \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3} \quad (1.1)$$

**2- Irrégularité du poids (masse) :**

L'irrégularité liée au poids se produit lorsque la masse effective d'un étage, calculée en divisant son poids par l'accélération de la pesanteur, dépasse substantiellement (au-delà de 150%) celle de l'étage voisin. Il convient de noter avec précision que cette considération exclut le dernier étage (le toit), qui, étant moins chargé que l'étage immédiatement sous lui, ne nécessite pas d'être pris en compte dans cette évaluation.

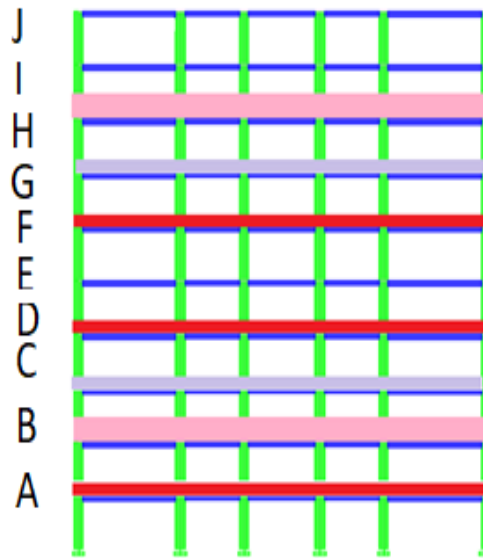
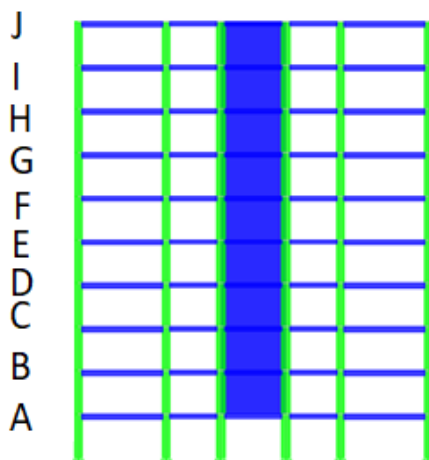


Figure 1.8 : Irrégularité de poids d'après NBCC2015

$$W_D > 1.50. W_E \quad \text{Ou} \quad W_D > 1.50. W_C \quad (1.2)$$

**3- Discontinuité de la capacité en direction verticale (étage faible) :**

La discontinuité verticale de la capacité, désignée sous le terme d'étage faible, se constate lorsqu'un étage présente une résistance sensiblement inférieure (moins de 80%) à celle de l'étage immédiatement supérieur. Plus précisément, la résistance d'un étage est déterminée comme la somme totale des capacités de tous les éléments contribuant à l'effort tranchant spécifique à cet étage dans la direction considérée, en réponse aux sollicitations sismiques [5].



**La résistance de l'étage B**  
 <  
**0.70 La résistance de l'étage C**

Figure 1.9 : Critère de discontinuité de capacité – étage Faible

#### 4- Irrégularité verticale de la géométrie :

L'irrégularité liée à la discontinuité en plan des éléments verticaux de résistance aux charges latérales se manifeste lorsque les éléments structurels conçus pour résister aux forces latérales, tels que les portiques résistants aux moments, les murs de cisaillement ou les portiques à palées, ne présentent pas une continuité de forme d'un étage à un autre. Cette discontinuité peut également se produire lorsque le décalage en plan des éléments résistants aux charges latérales est supérieur à leur propre longueur [5].

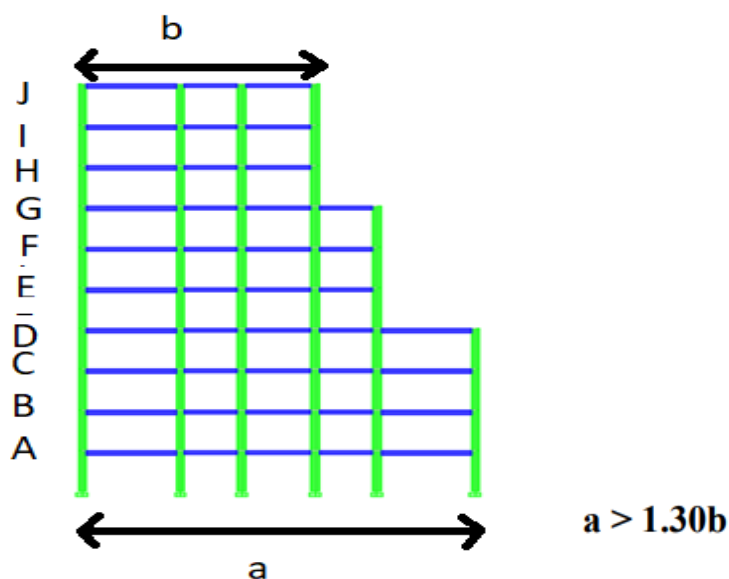


Figure 1.10 : Irrégularité géométrique verticale

Cette situation se produit lorsque la dimension horizontale du système de résistance aux charges latérales à un étage donné dépasse de plus de 130% celle de l'étage adjacent. En outre, les disparités en termes de formes, de contreventement et de distribution de masses entraînent des torsions supplémentaires ainsi que des majorations des efforts sismiques, influencées par le coefficient de comportement et la prise en compte de la combinaison des efforts dans deux directions perpendiculaires.

#### 1.4.2 Irrégularité en plan

Une construction présentant une symétrie géométrique sans parties en retrait peut néanmoins être catégorisée comme irrégulière en plan en raison de la répartition de ses masses ou de ses éléments de résistance verticale aux actions sismiques. Les effets de torsion causés par ces actions peuvent survenir même lorsque les centres de masses et de résistances coïncident. Par exemple, les ondes sismiques agissant de manière indirecte par rapport aux axes

principaux de la construction peuvent induire des torsions. Les fissurations et la plasticité dans une configuration non symétrique peuvent également entraîner des torsions, amplifiant ainsi les effets dus à l'excentricité entre les centres statiques.

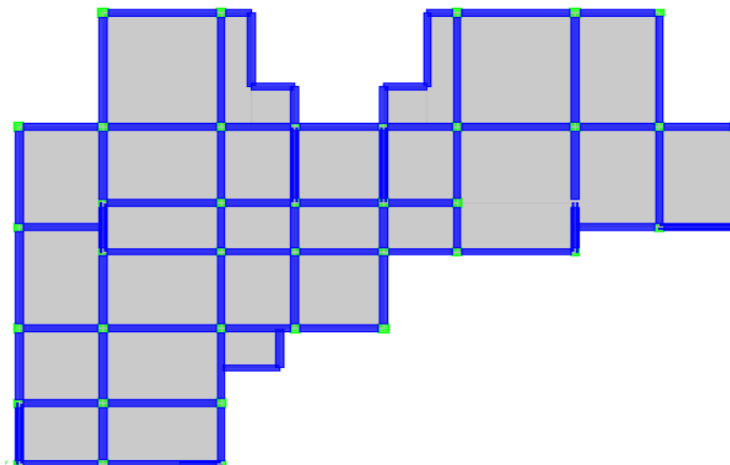


Figure 1.11 : Irrégularité géométrique en plan

Par conséquent, les bâtiments présentant une excentricité entre le centre de masse et le centre statique de résistance dépassant de 10% la dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction de la force sismique doit être classés comme irréguliers. Pour qu'un bâtiment soit considéré comme régulier, sa forme en plan doit être carrée, rectangulaire ou circulaire. Un bâtiment de forme carrée ou rectangulaire avec des coins rentrants moins prononcés peut être considéré comme régulier, mais une augmentation excessive de leur taille, donnant à la forme du bâtiment l'apparence d'une croix, le rend irrégulier. La réponse des ailes de ce type de bâtiment diffère généralement de celle du bâtiment entier, engendrant d'importantes forces locales [4].

D'autres configurations en plan, telles que la forme en "H" avec une symétrie géométrique, doivent également être classées comme irrégulières en raison de la réponse des ailes. Les différences significatives de rigidité au sein d'un diaphragme d'un étage sont également considérées comme irrégulières, car elles peuvent altérer la distribution des forces sismiques par rapport aux éléments résistants verticaux, générant des forces de torsion absentes dans une distribution normale pour des bâtiments réguliers.

Lorsque des discontinuités sont présentes dans la répartition des forces latérales de résistance, la structure peut être jugée non régulière. En génie parasismique, bien que les

configurations irrégulières présentent un risque de catastrophe en cas de séisme, elles ne sont pas incompatibles avec la construction parasismique. Cependant, elles doivent être prises en compte dès la conception, avec une réflexion approfondie menée de manière collaborative par les architectes et les ingénieurs.

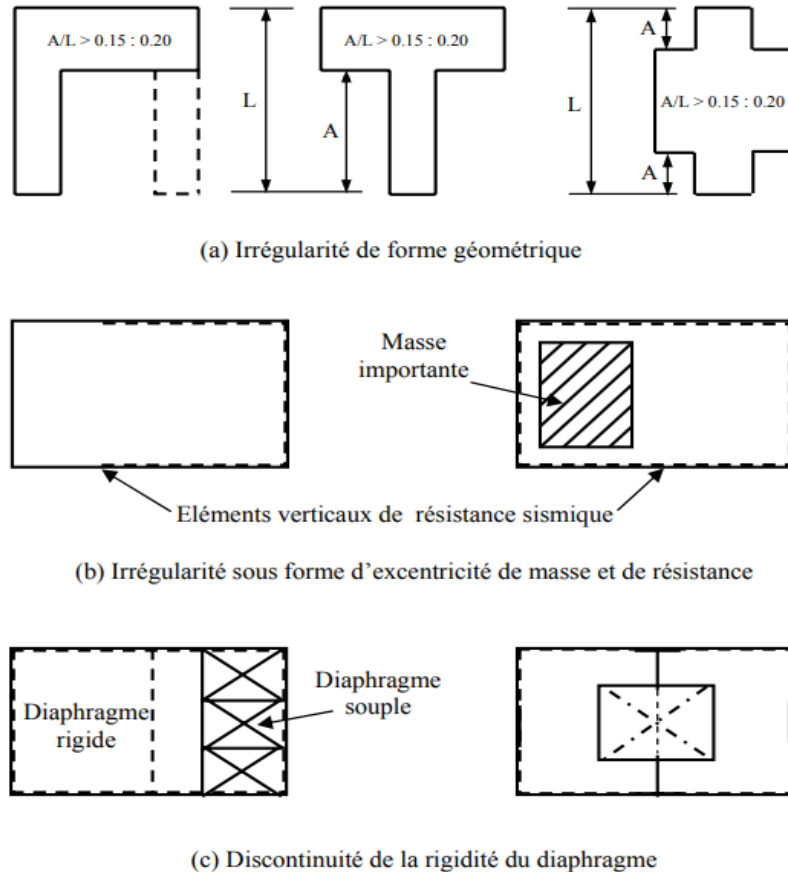


Figure 1.12 : Différents types d'irrégularité en plan

Les normes parasismiques catégorisent les irrégularités structurales du plan en cinq types distincts :

### 1. Analyse de l'irrégularité de torsion en cas d'inflexibilité des diaphragmes

L'irrégularité de torsion se constate lorsque le déplacement inter-étage maximal (drift), calculé en intégrant la torsion accidentelle, excède de plus de 1,2 fois la moyenne des drifts constatés aux deux extrémités de la structure.

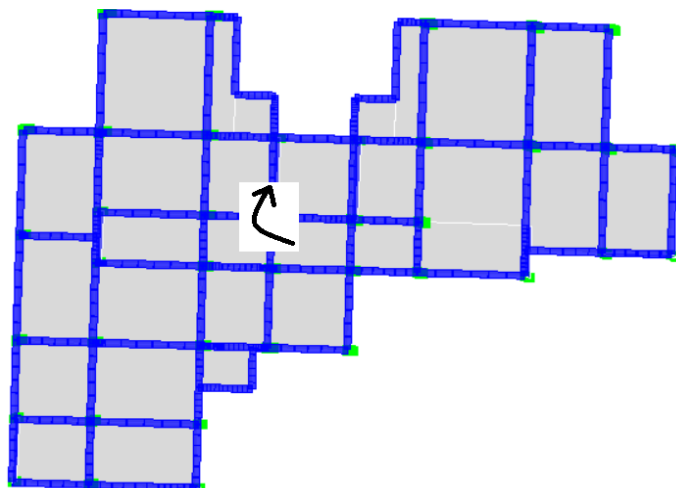
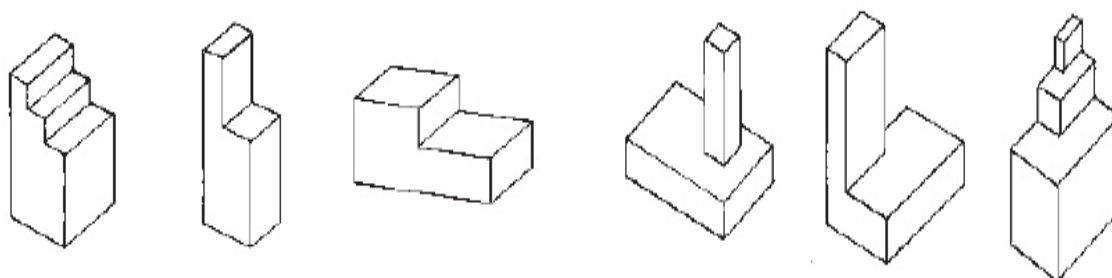


Figure 1.13 : Irrégularité géométrique de torsion

2. **Coins ou angles rentrants** : Les dispositions en plan d'une structure, ainsi que son système de résistance aux charges latérales, font apparaître des coins rentrants lorsque les deux projections de la structure à travers un angle rentrant dépassent de plus de 15% la dimension en plan de la structure dans la direction spécifiée.
3. **Incohérence du diaphragme** : Les diaphragmes présentant des interruptions brusques ou des variations de rigidité, y compris ceux avec des découpes ou des zones ouvertes dépassant 50% de la surface totale du diaphragme, ou un changement de plus de 50% dans la rigidité effective d'un étage à un autre.
4. **Retrait hors-plan** : Déviation de la trajectoire d'une force latérale, exemplifiée par des retraits hors plan spécifiques des éléments verticaux.



(a) Retraits sur une façade

(b) Retraits sur plusieurs façades

Figure 1.14 : Niveaux avec retraits

Lors de séismes violents, des dommages localisés dans les angles rentrants en pied des retraits sont souvent constatés, comme illustré dans la Figure 1.14.b. L'ampleur de ces dommages augmente proportionnellement à celle du retrait. En effet, les niveaux en retrait ne subissent pas les mêmes oscillations en fréquence que les niveaux standard. À certains moments, ces niveaux peuvent connaître des déplacements opposés, engendrant ainsi des concentrations de contraintes sévères à leur base, comme représenté dans la Figure 1.14.a. Cette problématique est exacerbée si les poteaux des étages en retrait reposent sur les poutres des niveaux inférieurs. Pour minimiser les inconvénients associés aux retraits, il est préconisé d'assurer une descente directe des charges sans transfert horizontal.

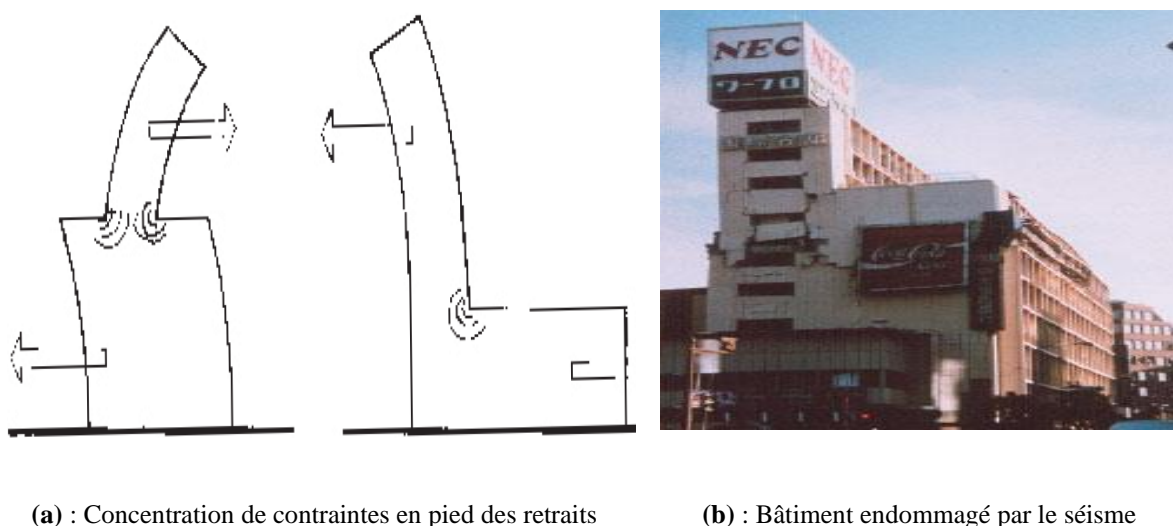


Figure 1.15 : Dommages dus à la présence de niveaux en retrait

5. **Systèmes non parallèles** : Les éléments verticaux opposant une résistance aux charges latérales ne sont ni parallèles ni symétriques par rapport aux axes principaux du système de contreventement.

### 1.5 Comportement de l'étage souple

L'étage souple se caractérise par une rigidité relativement faible en comparaison avec celui situé au-dessus. Cette particularité peut se manifester à différents niveaux, mais elle devient particulièrement préoccupante lorsqu'elle se produit au niveau 1, en raison de l'ampleur accrue des forces à cet emplacement. Si tous les étages présentent une résistance et une rigidité équivalentes, les déplacements provoqués par une force sismique sont uniformément répartis à chaque niveau de la structure. Cependant, lorsque le niveau 1 affiche une résistance réduite et

une plus grande souplesse, une part significative du déplacement global de la construction se concentre à ce niveau [6],[7].

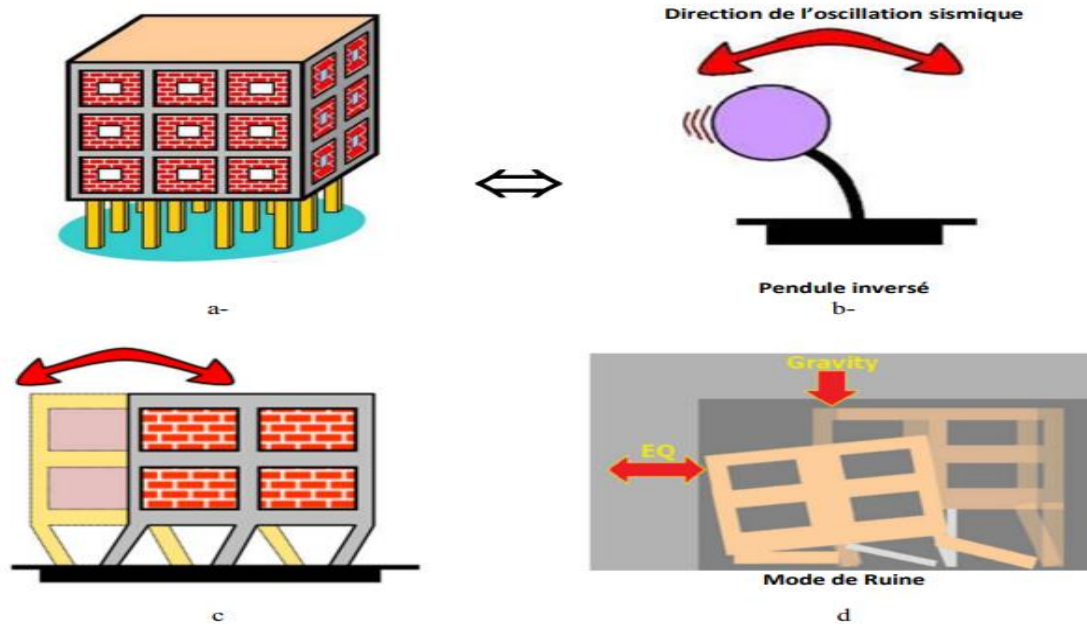


Figure 1.16 : Mécanisme de ruine d'un bâtiment à étage souple

### 1.5.1 Aperçu des dispositions réglementaires.

Les normes actuelles, conçues efficacement pour les structures régulières, présentent une applicabilité réduite dans le cas des structures irrégulières. D'un côté, elles prennent en considération les irrégularités sans imposer des sanctions importantes aux bâtiments irréguliers, sauf en ce qui concerne les efforts de torsion engendrés par les dissymétries de géométrie et de masse. D'un autre côté, sur le plan de l'analyse, ces normes ne traitent pas explicitement cette irrégularité dans les formules de calcul sismique ; elles préconisent simplement l'utilisation de la méthode dynamique directe lorsque la structure à analyser présente des irrégularités.

De manière générale, les codes parasismiques, en particulier le code RPA 99 [8], établissent une distinction fondamentale entre les bâtiments réguliers et irréguliers. Les structures régulières se définissent par une répartition uniforme des masses, des rigidités, des résistances d'étages, et une géométrie cohérente en hauteur. Autrement dit, ces bâtiments présentent une uniformité dans la disposition de leurs éléments structurels, favorisant une distribution équilibrée des forces.

Par ailleurs, les structures irrégulières se caractérisent par une réduction abrupte des dimensions en plan des niveaux de leurs étages. Cela signifie que ces bâtiments affichent des variations significatives dans leur agencement, pouvant entraîner des concentrations de forces non uniformes.

La réglementation parasismique repose sur trois paramètres essentiels pour assurer une conception robuste et une stabilité accrue des structures. Tout d'abord, la "forme" fait référence à la configuration géométrique globale du bâtiment, influençant la manière dont les forces sismiques sont réparties. Ensuite, la "symétrie" joue un rôle essentiel, visant à maintenir une distribution équilibrée des masses et des résistances de part et d'autre d'un plan central. Enfin, l'"hyperstaticité" se réfère à la capacité de la structure à absorber et à redistribuer les forces sismiques de manière efficace.

Ainsi, la combinaison de ces trois paramètres permet de guider une conception sismique optimale, prenant en compte les spécificités des structures régulières et irrégulières pour assurer une meilleure résistance aux séismes.

### **1.5.2 Analyse du comportement du segment flexible (étage souple)**

Dans le domaine de la construction parasismique, un "étage souple" est défini comme un niveau d'un bâtiment qui présente une moindre rigidité latérale par rapport aux étages adjacents.

L'étage flexible est le résultat de l'utilisation du niveau 1 comme parking, espace d'accueil ou à des fins commerciales, nécessitant une élévation du rez-de-chaussée ou la construction de murs discontinus vers le bas. En raison de cette configuration irrégulière, la résistance et la rigidité du niveau 1 sont inférieures à celles des étages supérieurs. Lors d'un séisme, le niveau 1 est soumis à d'importantes forces tranchantes, générant des déplacements significatifs concentrés à ce niveau. Cela conduit à la formation de rotules aux extrémités des poteaux (voir Figure 1.16). Ces rotules subissent d'importantes rotations plastiques, dissipant ainsi une quantité notable d'énergie. Cette séquence provoque la détérioration de la résistance du poteau, le rendant incapable de supporter les charges gravitaires. L'effet  $P-\Delta$  amplifie l'instabilité, entraînant éventuellement l'effondrement total du bâtiment [9].

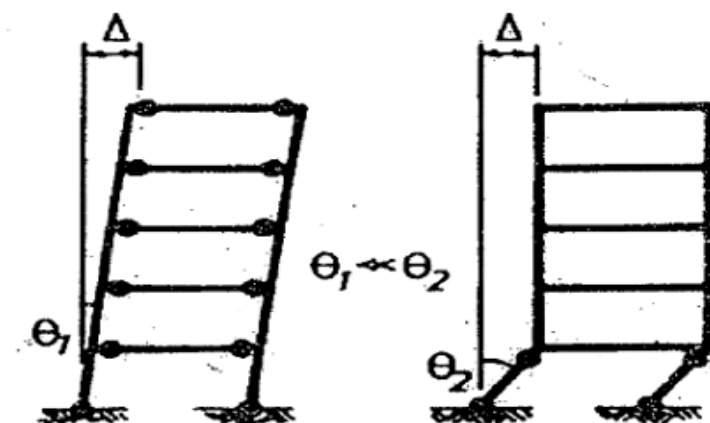


Figure 1.17 : Mécanisme de l'étage souple

### 1.5.3 Implication architecturales

La justification fréquente de l'intégration d'un étage souple repose sur la nécessité de créer des espaces expansifs, tels que des salles de réunion ou des centres bancaires. De manière similaire, l'adoption d'un niveau ouvert est souvent dictée par les principes de la planification moderne, favorisant une accessibilité accrue à une place ou à une rue spécifique [9]. Ces choix architecturaux offrent à l'architecte des avantages esthétiques substantiels, contribuant de manière significative à l'attrait visuel global du bâtiment.

Cependant, il est impératif de noter que les bénéfices architecturaux dérivés de l'utilisation d'étages ouverts ou à grande hauteur peuvent être soumis à des contraintes sismiques. En cas de détection d'une flexibilité structurelle, il incombe à l'ingénieur de concevoir des solutions précises afin de résoudre ce problème tout en préservant rigoureusement l'intégrité architecturale de l'immeuble. La responsabilité de l'ingénieur réside dans la mise en œuvre de mesures efficaces pour éviter tout risque de défaillance du mécanisme structurel, sans compromettre les aspects esthétiques et fonctionnels essentiels du bâtiment.

Un autre exemple emblématique de constructions à étages souples se trouve dans le style de construction BAUHAUS. Ces structures à étages ouverts présentent une façade caractérisée par une irrégularité tant horizontale que verticale, résultant d'une disposition non conventionnelle des fenêtres. Cette particularité architecturale est conçue pour favoriser la luminosité et la fluidité des espaces intérieurs.

L'influence de ces constructions à étages souples, notamment à travers des exemples tels que la villa Savoye et les bâtiments de style BAUHAUS, a transcendé les frontières

géographiques pour laisser une empreinte significative sur les tendances artistiques et architecturales en Europe et en Amérique au cours du 20e siècle [10].



Figure 1.18 : Villa Savoye, parmi les premières constructions à étage souple au 20eme siècle

Dans les années 50 et 60, de nombreuses constructions à étages flexibles étaient courantes. Cependant, les séismes mondiaux ont progressivement révélé les risques de cette conception, accentués par les dégâts constatés dans les structures en béton armé lors du séisme de Caracas en 1976. Cet événement a mis en évidence les dangers inhérents à ce type de construction, malgré ses avantages sur le plan architectural [11].

### 1.6 Catégorisation des structures présentant une configuration à étages souples

L'élément clé de l'étage souple se manifeste par une discontinuité marquée de la résistance et de la rigidité au point de jonction avec le pilier du deuxième niveau. Cette discontinuité résulte d'une résistance moindre ou d'une flexibilité accrue au rez-de-chaussée, entraînant ainsi des déplacements significatifs à cet étage et une concentration des forces au niveau de la liaison du premier étage.

1. La structure présente une hauteur plus importante pour son premier niveau par rapport aux étages supérieurs, entraînant une moindre rigidité et des déplacements plus importants à ce niveau par rapport aux autres niveaux. Ce risque s'intensifie avec l'augmentation de la hauteur du premier niveau, l'ajout de niveaux supplémentaires, et l'augmentation de la rigidité des étages supérieurs, comme le montre la Figure 1.19.

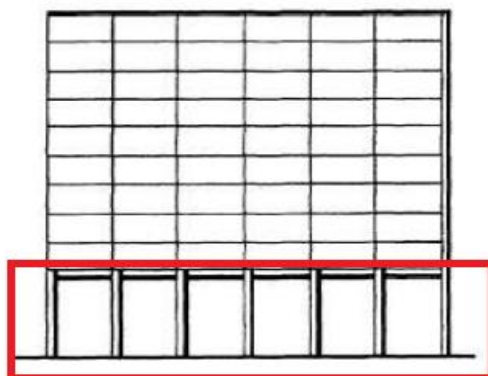


Figure 1.19 : Niveau 1 souple

2. La variation soudaine de la rigidité au deuxième niveau, bien que la hauteur des niveaux demeure approximativement constante, résulte principalement du choix des matériaux de construction. Par exemple, l'utilisation de béton lourd préfabriqué ou d'éléments structurels au-dessus d'une structure à portique ouvert est souvent à l'origine de ce changement. Ce phénomène se présente fréquemment lors de la rénovation de bâtiments commerciaux plus anciens, particulièrement lors de l'installation de vitrines ou de la création de halls d'hôtel, comme illustré dans la Figure 1.20.

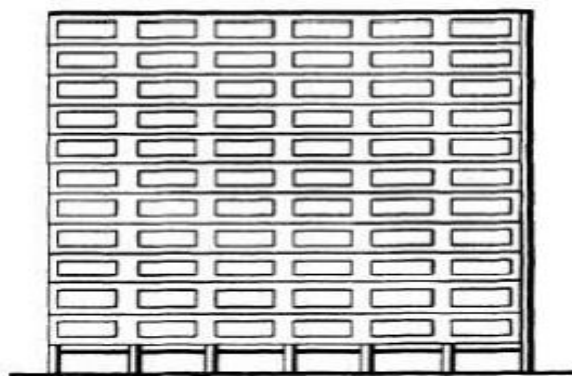


Figure 1.20 : changement de la rigidité des niveaux supérieurs

3. Les voiles, conçus pour résister à l'effort tranchant, ne s'étendent pas jusqu'aux fondations, mais s'arrêtent au deuxième niveau (voir Figure 1.21.a). Cette discontinuité se retrouve également dans les murs de remplissage, qui peuvent également présenter des interruptions. Ce type de murs discontinus est plus fréquent dans les constructions à étages souples, en particulier dans les résidences. Un exemple courant est la présence de murs discontinus au

niveau des parkings, comme illustré dans la Figure 1.21.b, qui représente un portique structurel typique avec des murs de remplissage discontinus au niveau 1.

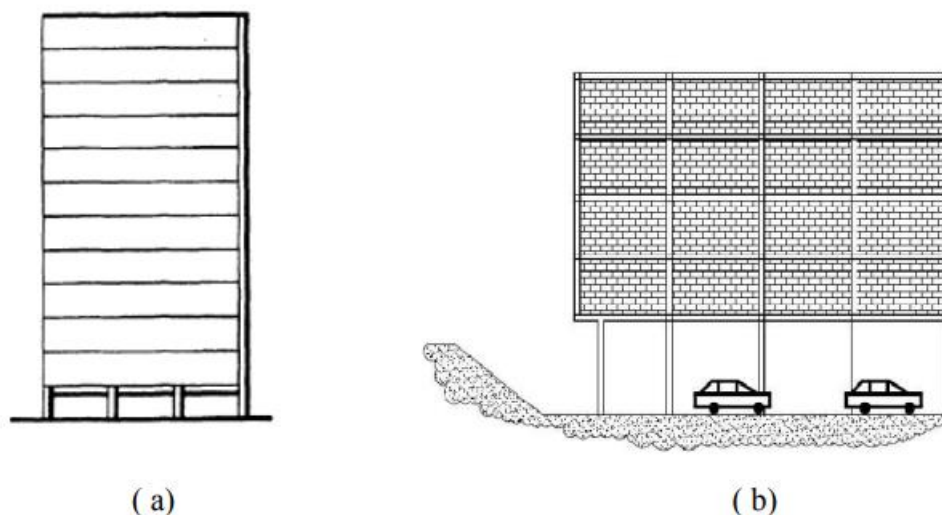


Figure 1.21 : murs discontinus : (a) cas de voiles, (b) cas des murs de remplissage

4. La rupture du chemin de charge résulte d'une adaptation structurelle à la fois verticale et horizontale au niveau 2, visant à préserver une ouverture accrue au niveau 1. Cette modification est souvent motivée par des considérations programmatiques, cherchant à réduire le nombre de poteaux. L'objectif principal est d'optimiser l'efficacité de l'espace, comme le montre la Figure 1.22.

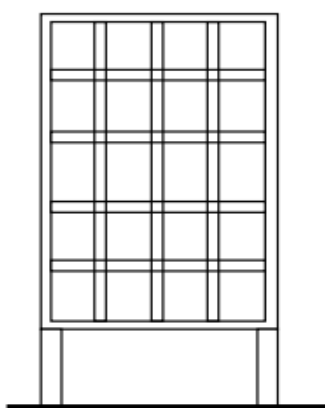


Figure 1.22 : Disruption dans le Cheminement de Chargement

## 1.7 Comportement des bâtiments sous torsion

### 1.7.1 Effets de la torsion

Il est essentiel d'intégrer les effets de la torsion dans les calculs sismiques, car ils peuvent entraîner des conséquences graves, notamment des dommages aux structures de génie civil. Cette nécessité découle de l'asymétrie générée par un couple de torsion agissant à chaque étage du bâtiment, ainsi que de la diversité des dispositions constructives préconisées par différents codes réglementaires. Le problème peut être divisé en deux catégories distinctes : la torsion naturelle (ou structurale) et la torsion accidentelle, qui contribuent toutes deux à la combinaison des forces horizontales et verticales de l'action sismique. Dans une construction à plusieurs étages, la torsion structurale (naturelle) à un étage particulier résulte du décalage entre le centre de masse (C.M) et le centre de rigidité (C.R) de cet étage (voir Figure 1.23) [12].

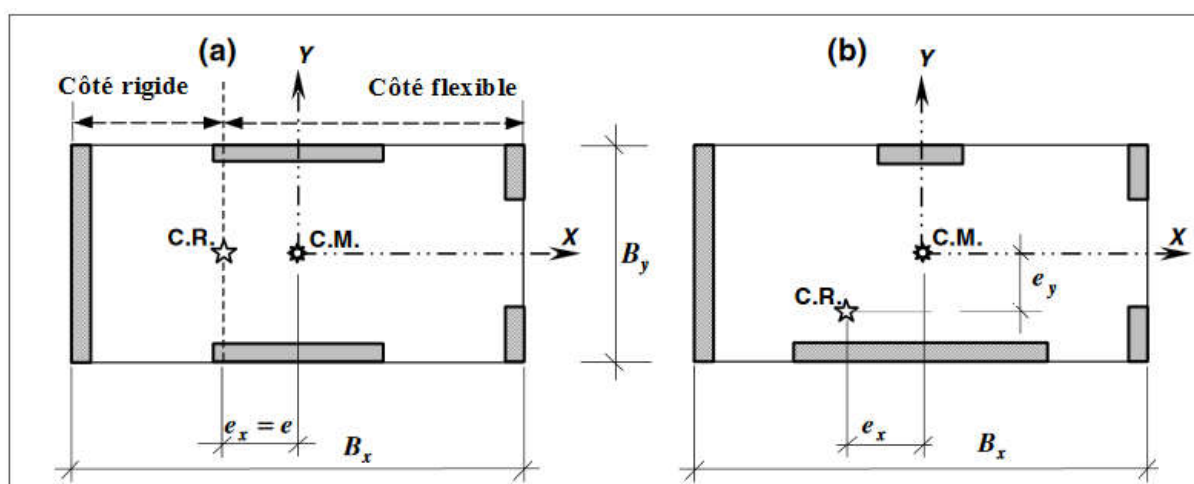


Figure 1.23 : Systèmes à un étage : (a) Plan asymétrique unidirectionnel, (b) Plan asymétrique dans les deux sens

Dans une approche simplifiée d'analyse sismique reposant sur des modèles 2D, où les analyses le long des axes X et Y sont menées de manière distincte, la prise en compte de l'excentricité structurale implique une répartition manuelle des effets de torsion sur la structure. Généralement, un facteur de sécurité supplémentaire est appliqué à l'excentricité structurale pour rectifier les imprécisions potentielles liées à l'utilisation d'une méthode simplifiée. En revanche, lorsque la modélisation de la structure est réalisée en 3D, l'excentricité structurale est automatiquement intégrée dans la modélisation par éléments finis. Cela découle de l'interconnexion des axes X et Y, avec l'application simultanée des actions sismiques associées, permettant ainsi une introduction directe des effets de torsion dans l'analyse.

### 1.7.2 Types de torsion

Les recherches consacrées aux impacts des séismes et les analyses des modes de défaillance des structures de bâtiments lors de séismes intenses antérieurs ont conclu que les constructions les plus vulnérables sont celles présentant une asymétrie. Les édifices avec une configuration asymétrique, caractérisés par des distributions non uniformes de masse et de résistance en plan, se caractérisent par une réaction sismique combinée, englobant à la fois la torsion et la translation. L'asymétrie dans les constructions modernes découle souvent de divers impératifs fonctionnels et architecturaux. La torsion durant un séisme peut découler de divers facteurs, la distribution asymétrique de masse et de rigidité étant la cause principale. Les normes actuelles abordent cette problématique en imposant des restrictions sur la conception des bâtiments avec des configurations irrégulières, tout en introduisant une excentricité accidentelle à prendre en compte dans la conception. Le couplage torsion-latéral, résultant de l'excentricité entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR) dans les structures asymétriques, induit des vibrations de torsion même lors d'une secousse purement translationnelle du sol (voir Figure 1.24). Lors des secousses sismiques, la force d'inertie agit à travers le centre de masse, tandis que la force résistive agit à travers le centre de rigidité, comme illustré dans la Figure 1.24. Ces excentricités se manifestent ainsi de deux manières distinctes :

#### a- Torsion naturelle

La torsion naturelle se définit comme la réponse torsionnelle résultante due à l'interaction entre les mouvements latéraux et de torsion d'un bâtiment présentant une asymétrie structurelle en plan. Les forces dynamiques agissant sur une structure pendant un tremblement de terre sont déterminées par l'inertie massique et sont réputées agir à travers le centre de masse (CM) à chaque niveau du plancher. En cas de non-coïncidence entre le centre de masse et le centre de rigidité (CR) de chaque plancher, cela engendre un mouvement de torsion lorsque la structure est exposée à une secousse sismique.

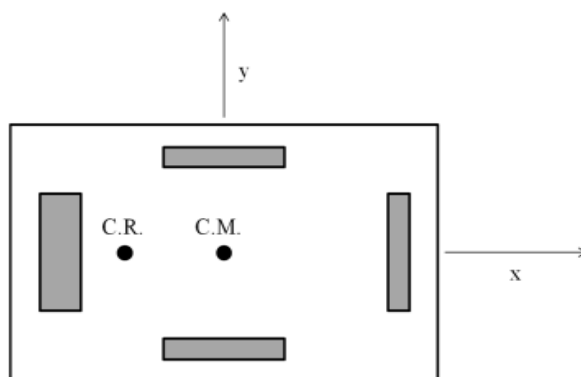


Figure 1.24 : Position en plan des centres de masse et de rigidité

### b- Torsion Accidentelle :

La torsion accidentelle est intégrée dans l'analyse des bâtiments pour compenser d'éventuelles erreurs dans l'évaluation de la répartition de la masse, de la rigidité des étages, et de la composante rotationnelle des mouvements sismiques du sol [13]. En règle générale, cette irrégularité est prise en considération lors du processus d'analyse et de conception sous la forme d'une excentricité supplémentaire par rapport à l'excentricité structurelle. Les réglementations habituelles couvrent généralement deux sources d'effets de torsion : l'excentricité accidentelle, due à l'incertitude liée à l'excitation et à la réponse, ainsi que le couplage des modes de torsion et de translation lorsque les périodes naturelles sont proches.

## 1.7.3 Excentricité accidentelle

### a. Variations accidentelles du centre de rigidité

La localisation calculée du centre de rigidité peut présenter des écarts par rapport à la réalité en raison de divers facteurs tels que les hypothèses de modélisation, les limitations des calculs de rigidité, les influences des éléments structurels secondaires, ainsi que les variations dans les dimensions et les propriétés des matériaux.

Les impacts résultant des fondations et, en cas de séismes sévères, la défaillance asymétrique des éléments résistant à la torsion, doivent être pris en considération. Cependant, il est probable que parmi ces influences, la défaillance asymétrique soit l'aspect le plus prédominant [15].

**b. Variations accidentelles du centre de masse**

Cet impact pourrait être de faible ampleur, étant donné que le centre de masse peut être localisé de manière plus fiable que le centre de rigidité. Cependant, cette observation pourrait ne pas s'appliquer de la même manière pour les entrepôts, les structures de stockage et d'autres édifices présentant une charge permanente significative et variable [14].

**c. Torsion due au mouvement du sol**

L'évaluation de l'impact de la torsion induite par le mouvement du sol. L'influence du spectre de torsion du mouvement du sol est estimée à partir d'un spectre de translation, basé de manière approximative sur le mouvement El Centro N-S de 1940, en prenant en compte diverses hypothèses relatives à l'amortissement. La composante rotationnelle est dérivée de la variation longitudinale de l'onde de cisaillement transversale. Par la suite, une excentricité équivalente est calculée pour divers types de bâtiments à un étage [15].

## **1.8 CONCLUSION**

En conclusion, ce chapitre a exploré en détail les caractéristiques et le comportement des structures irrégulières soumises aux séismes. Les irrégularités géométriques, de rigidité ou de masse génèrent des effets dynamiques complexes, tels que la torsion ou des concentrations de forces, qui augmentent considérablement la vulnérabilité sismique. Ces configurations, bien que parfois nécessaires pour des raisons architecturales ou fonctionnelles, exigent une attention particulière lors de la conception. Le respect des réglementations parasismiques, associé à des analyses dynamiques spécifiques, est essentiel pour garantir la stabilité et la performance des bâtiments face aux événements sismiques.



# Chapitre 2

## Modélisation simplifiée des structures avec poutres multifibres

### Sommaire

2.1	Introduction .....	49
2.2	Choix d'un niveau de modélisation et d'une échelle de discrétisation .....	49
2.2.1	Niveau de modélisation .....	49
2.2.2	Echelle de discrétisation .....	51
2.3	Élément poutre multifibres .....	52
2.3.1	Éléments de la théorie des poutres .....	53
2.3.1.1	Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur .....	55
2.3.1.1.1	Fonctions d'interpolation .....	56
2.3.1.1.2	Matrices de rigidités .....	57
2.3.1.1.3	Matrices de masse .....	59
2.3.1.1.4	Efforts internes et efforts résultants .....	60
2.3.1.2	Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1 .....	61
2.3.1.2.1	Fonctions d'interpolation .....	61
2.3.1.2.2	Matrices de rigidité .....	62
2.3.1.2.3	Matrices de masse .....	63
2.3.1.2.4	Efforts internes et efforts résultants .....	63
2.3.1.3	Élément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli .....	64
2.3.1.3.1	Fonctions d'interpolation .....	64
2.3.1.3.2	Matrices de rigidité .....	65
2.3.1.3.3	Matrices de masse .....	66
2.3.1.3.4	Efforts internes et efforts résultants .....	66
2.4	Modélisation numérique et comportement mécanique du béton et de l'acier .....	67
2.4.1	Sélection du modèle de comportement pour le béton et l'acier .....	67
2.4.1.1	Comportement mécanique du béton .....	68
2.4.1.2	Modèles du béton .....	68
2.4.1.2.1	Modèle constitutif de Kent et Park (1971) .....	69
2.4.1.2.2	Modèle de Chang et Mander (1994) .....	71

2.4.1.3	Modèles de l'acier .....	74
2.4.1.3.1	Modèle élasto-plastique simplifier.....	75
2.4.1.3.2	Loi uni axiale monotone .....	76
2.4.1.3.3	Loi uni axiale cyclique de l'acier.....	77
2.4.2	Modèles de comportement adoptés.....	78
2.5	Conclusions .....	80

---

## 2.1 Introduction

Pour prédire de manière numérique la réponse inélastique complète des structures en béton armé soumises à des actions sismiques, le modèle utilisé doit être capable de représenter correctement les différentes non-linéarités présentes. Pour modéliser de manière efficace le comportement des éléments en béton armé jusqu'à la rupture et évaluer leur capacité de charge, il est essentiel de comprendre les caractéristiques distinctes des deux matériaux constitutifs, à savoir le béton et l'acier, ainsi que de maîtriser les lois de comportement qui leur sont associées.

L'acier est généralement considéré comme un matériau homogène avec des propriétés matérielles bien définies, tandis que le béton, constitué de ciment, de mortier et d'agrégats, est un matériau hétérogène dont les propriétés mécaniques présentent une dispersion plus étendue et sont moins facilement définissables.

## 2.2 Choix d'un niveau de modélisation et d'une échelle de discrétisation

Avant de commencer un calcul linéaire ou non linéaire il faut procéder à un choix de niveau de modélisation et d'échelle de discrétisation.

### 2.2.1 Niveau de modélisation

Généralement, quatre niveaux de modélisation peuvent être identifiés [16]:

- Le niveau "géologique" qui vise à traiter une structure dans un environnement naturel par référence à des données géologiques. La géométrie de l'ouvrage peut être simplifiée mais ses principales caractéristiques sont prises en compte. La modélisation a pour but de déterminer les déformations du massif de sol et celles de l'ouvrage. Il s'agit en général de la simulation du comportement des ouvrages de géotechnique comme les barrages en terre, les fondations des ponts, les ouvrages de soutènement etc.
- Le niveau global de modélisation vise à aborder une structure dans sa totalité. C'est souvent le cas lors de l'analyse d'un bâtiment, où des réseaux de poutres ou des éléments finis coques sont employés pour la discrétisation. Ces modèles, généralement de grande taille, ne sont pas toujours suffisamment détaillés pour représenter avec précision chaque composant du bâtiment. Leur objectif principal est de fournir des indications sur la répartition des charges globales dans les principaux éléments structuraux.

- Le niveau semi-local de modélisation concerne l'analyse d'un élément spécifique de la structure. Par exemple, dans le cas d'un bâtiment, cela peut concerner les planchers soumis à des charges localisées ou les murs lorsqu'on cherche à étudier des modes de comportement locaux.
- Le niveau local de modélisation se réfère à l'analyse détaillée d'une partie spécifique de la structure. Dans le cas d'un bâtiment, cela concerne les éléments de petite taille comparés à un plancher ou un mur, tels que les plaques d'ancrage, par exemple. Nous pouvons de plus distinguer trois échelles de discrétisation par éléments finis de structures. Une échelle globale, une locale et une semi-locale (Figure 2.1). Ce sont les résultats escomptés qui fixent le choix de ces échelles [17].

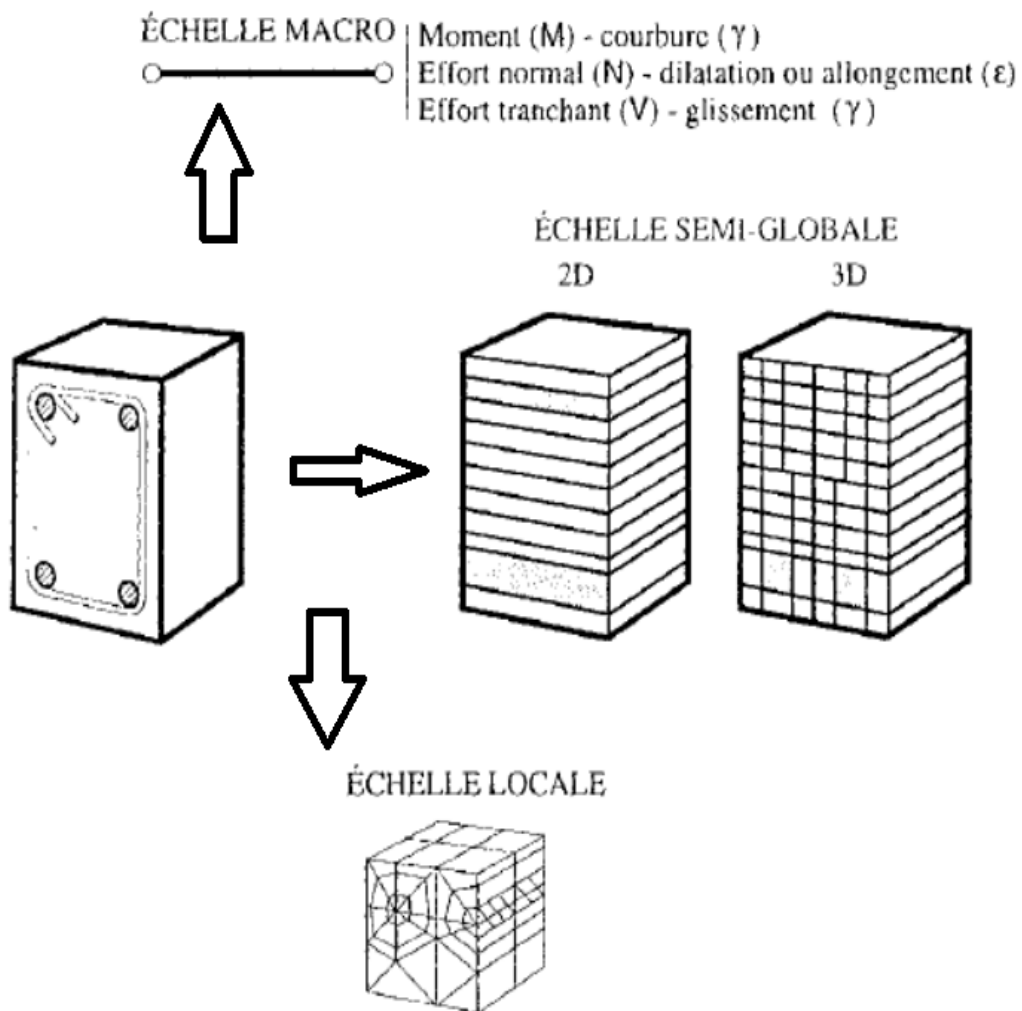


Figure 2.1 : Différentes échelles de discrétisation

### 2.2.2 Echelle de discrétisation

Trois échelles de discrétisation des structures par éléments finis peuvent dans ce cadre être définies [18]:

- Dans une approche globale, le comportement inélastique de la section courante est caractérisé en prenant en considération l'ensemble des matériaux qui la composent. Ces caractéristiques sont directement définies en fonction des contraintes généralisées résultant des efforts agissant sur la section, tels que l'effort normal et le moment fléchissant. Plusieurs types de lois sont utilisés pour modéliser la flexion, le cisaillement, et la traction-compression, ce qui conduit à des relations telles que moment-courbure, effort normal-allongement, et moment de torsion-rotation [18], [19]. Les interactions entre ces différents efforts peuvent également être prises en compte en délimitant des surfaces limites dans l'espace des contraintes généralisées, en appliquant la théorie de la plasticité. Cette approche permet une réduction des temps de calcul, bien qu'elle ne fournisse pas d'informations détaillées sur les comportements locaux, comme les fissurations. De plus, elle est généralement limitée aux structures de type poutre, la généralisation aux plaques et aux coques étant complexe. Le concept de macro-élément est également utilisé dans cette échelle de discrétisation, où le comportement non linéaire global est exprimé en termes de variables globales dérivées d'analyses locales [20].
- À une échelle locale, la modélisation implique la discrétisation à l'aide d'éléments de milieu continu, qu'ils soient bidimensionnels (2D) ou tridimensionnels (3D). La relation entre contrainte et déformation définit la loi de comportement du matériau. Cette approche de modélisation précise permet d'obtenir des informations détaillées sur l'état local de fissuration, d'endommagement et de plastification du matériau, car elle prend en compte l'état du matériau à chaque point d'intégration de l'élément fini. Cependant, cette analyse est complexe et demande des ressources de stockage ainsi que des temps de calcul significatifs [21].
- À une échelle semi-locale, on trouve un compromis entre les deux approches précédentes. Le champ de déplacement est défini par les déplacements et les rotations d'éléments tels que des poutres, des plaques ou des coques, en utilisant les hypothèses cinématiques classiques. Le comportement des matériaux est analysé au niveau local. Habituellement, l'intégration du modèle rhéologique se fait par une intégration numérique le long de la hauteur (dans le cas de modèles (2D)), ou dans les deux directions (pour les modèles 3D).

La simulation du comportement des structures sous l'impact des charges sismiques pose généralement des défis d'échelle considérables. Bien que l'approche locale permette d'aborder des problèmes complexes comme le cisaillement non linéaire et la réponse jusqu'à la ruine d'une structure, sa mise en œuvre est délicate et exige une expertise considérable de la part de l'utilisateur. Pour cette raison, les travaux exposés dans ce mémoire de thèse adoptent une approche plus globale avec une discrétisation semi-globale. Plus précisément, nous utilisons des éléments finis poutres multifibres, dont plusieurs formulations sont détaillées par la suite.

### 2.3 Élément poutre multifibres

Une poutre multifibre constitue un élément fini basé sur la théorie des poutres, où chaque section est subdivisée en fibres. Chaque fibre est associée à une loi de comportement locale en contraintes-déformations, permettant ainsi l'utilisation de différents matériaux (voir Figure 2.2). Ce type de représentation présente les avantages des hypothèses simplificatrices associées à une cinématique de type poutre Euler-Bernoulli [22], [23], tout en offrant une solution robuste et rapide pour l'analyse non linéaire de structures composites, telles que celles en béton armé.

Après avoir donné quelques éléments de la théorie des poutres, nous présentons dans la suite de ce chapitre plusieurs formulations d'éléments finis poutre multifibre de cinématique Euler - Bernoulli et Timochenko existantes dans la littérature.

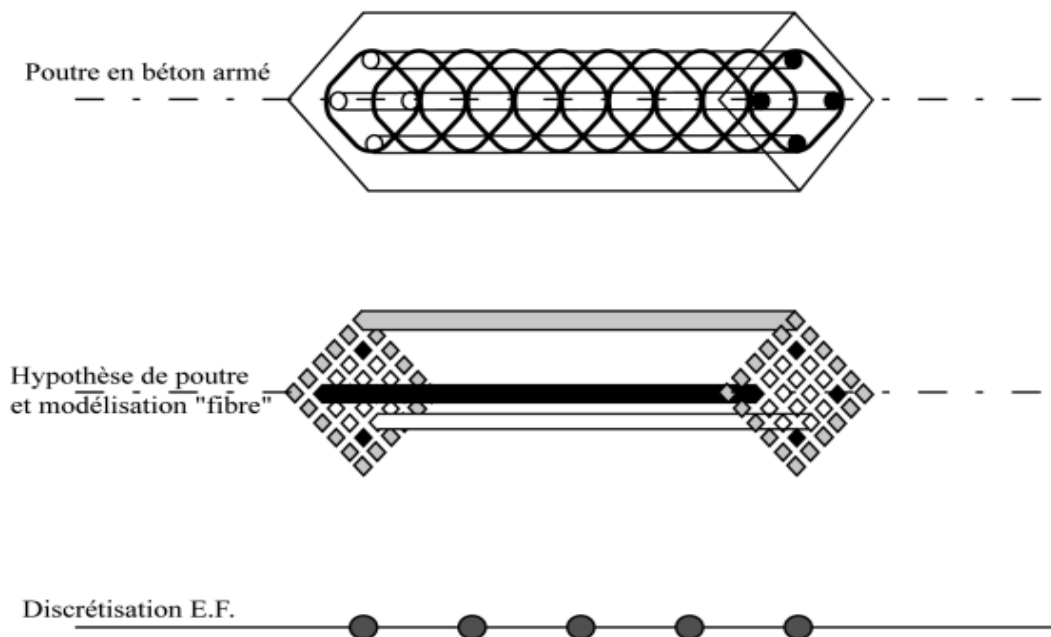


Figure 2.2 : Description d'une modélisation avec des poutres multifibres [23]

### 2.3.1 Éléments de la théorie des poutres

Soit une poutre droite 3D de longueur  $L$  orientée selon la direction  $x$  et soumise à des efforts distribués  $q_y$  et  $q_z$ , (Figure 2.3).

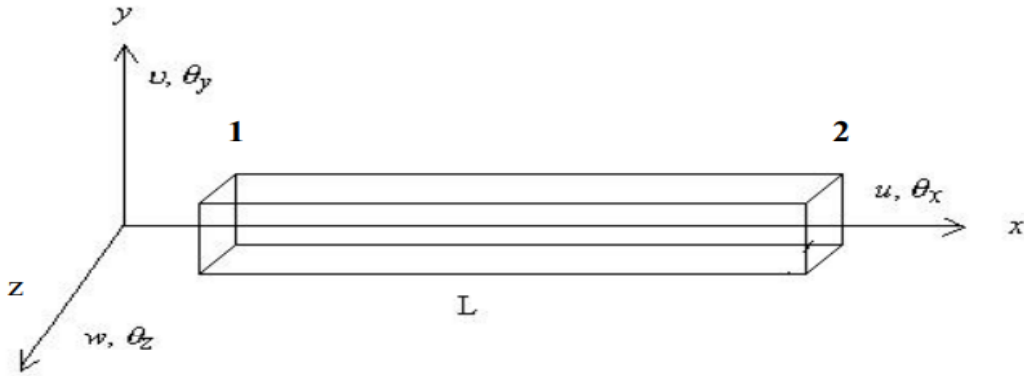


Figure 2.3 : Poutre 3D à deux nœuds

L'hypothèse des sections planes (théorie Timoshenko) permet d'exprimer les déplacements  $u(x, y, z), v(x, y, z), w(x, y, z)$  d'un point quelconque de la poutre en fonction des déplacements  $u_s, v_s, w_s$  d'un point situé sur l'axe de référence  $x$  et des déplacements dus aux rotations  $\theta_{sx}, \theta_{sy}, \theta_{sz}$  de la section  $S$  :

$$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x) \quad (2.1)$$

$$v(x, y, z) = v_s(x) - z\theta_{sx}(x) \quad (2.2)$$

$$w(x, y, z) = w_s(x) + y\theta_{sx}(x) \quad (2.3)$$

Le champ des déformations prend alors la forme suivante :

$$\varepsilon_{xx} = u'_s(x) - y\theta'_{sz}(x) + z\theta'_{sy}(x) \quad (2.4)$$

$$2\varepsilon_{xy} = v'_s(x) - \theta_{sz}(x) - z\theta'_{sx}(x) \quad (2.5)$$

$$2\varepsilon_{xz} = w'_s(x) + \theta_{sy}(x) + y\theta'_{sx}(x) \quad (2.6)$$

En introduisant les équations (2.1) à (2.6) dans le principe des travaux virtuels, nous obtenons :

$$\begin{aligned}
 \int_{V_0} (\delta\varepsilon_{xx}\sigma_{xx} + 2\delta\varepsilon_{xy}\sigma_{xy} + 2\delta\varepsilon_{xz}\sigma_{xz})dV_0 &= \int_0^L (\delta v_s(x)q_y + \delta w_s(x)q_z)dx \\
 \Leftrightarrow \int_0^L (N\delta u'_s(x) + T_y\delta\beta_{sy}(x) + T_z\delta\beta_{sz}(x) + M_x\delta\theta'_{sx}(x) + M_y\delta\theta'_{sy}(x) + M_z\delta\theta'_{sz}(x))dx & \\
 = \int_0^L (\delta v_s(x)q_y + \delta w_s(x)q_z)dx &
 \end{aligned} \tag{2.7}$$

Avec :

L'effort normal :

$$N = \int_S \sigma_{xx}dS \tag{2.8}$$

Les efforts tranchants :

$$T_y = \int_S \sigma_{xy} dS \quad \text{et} \quad T_z = \int_S \sigma_{xz} dS \tag{2.9}$$

Les moments de flexion :

$$M_y = \int_S z \sigma_{xx} dS \quad \text{et} \quad M_z = - \int_S y \sigma_{xx} dS \tag{2.10}$$

Le moment de torsion :

$$M_x = \int_S (-z\sigma_{xy} + y\sigma_{xz}) dS \tag{2.11}$$

$$\beta_{sy}(x) = v'_s(x) - \theta_{sz}(x) ; \beta_{sz}(x) = w'_s(x) + \theta_{sy}(x) \tag{2.12}$$

La théorie des poutres et les équations d'élasticité donnent :

$$\sigma_{xx} = E\varepsilon_{xx} ; \sigma_{xy} = 2G\varepsilon_{xy} ; \sigma_{xz} = 2G\varepsilon_{xz} ; \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = 0 \tag{2.13}$$

avec  $E$  le module de Young de la section et  $G$  le module de cisaillement Dans le cadre de la théorie d'Euler - Bernoulli (les sections planes restent planes et perpendiculaires à l'axe neutre), les équations précédentes prennent la forme suivante :

$$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x) \quad (2.14)$$

$$v(x, y, z) = v_s(x) \quad (2.15)$$

$$w(x, y, z) = w_s(x) \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_{xx} = u'_s(x) - y\theta'_{sz}(x) + z\theta'_{sy}(x) \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{xy} = \varepsilon_{xz} = 0 \quad (2.18)$$

Contrairement à la poutre Timochenko, la poutre Euler - Bernoulli néglige les déformations dues au cisaillement équation (2.18). En appliquant le principe de travaux virtuels, nous obtenons finalement :

$$\int_0^L (N\delta u'_s(x) + M_y\delta\theta'_{sy}(x) + M_z\delta\theta'_{sz}(x))dx = \int_0^L (\delta v_s(x)q_y + \delta w_s(x)q_z)dx \quad (2.19)$$

Avec :

$$N = \int_S \sigma_{xx} dS \quad (2.20)$$

$$M_y = \int_S z\sigma_{xx}dS; M_z = - \int_S y\sigma_{xx}dS \quad (2.21)$$

Le moment de torsion  $M_x$  et les efforts tranchants  $T_y$  et  $T_z$  ne peuvent pas être calculés par intégration des contraintes de cisaillement puisque ces dernières sont négligées. Dans la suite nous présentons en détail plusieurs éléments finis poutre multifibre existants dans la littérature basée sur la théorie de Timoshenko ou d'Euler - Bernoulli.

### 2.3.1.1 Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur

Prenons une poutre Timoshenko 3D à 2 nœuds, de longueur L, soumise à des efforts distribués  $y$  q et  $z$  q (Figure 2.3). S est la section de la poutre discrétisée en fibres de coordonnées  $y, z$ . Nous présentons ici une généralisation où l'axe de référence choisi pour la poutre est indépendant de toute considération géométrique, inertielle ou mécanique. Chaque nœud a six degrés de liberté, trois translations et trois rotations, stockés dans un vecteur de déplacement de dimension 12 structuré de la manière suivante :

$$\{U\}^T = \{u_1 \quad v_1 \quad w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad \theta_{z1} \quad u_2 \quad v_2 \quad w_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad \theta_{z2}\} \quad (2.22)$$

### 2.3.1.1.1 Fonctions d'interpolation

Nous considérons le champ de déplacements continus en tout point de la ligne moyenne  $x$  en fonction du champ de déplacements discrétisés :

$$\{U_s\} = [N][U] \quad (2.23)$$

$$\text{avec} \quad \{U_s\}^T = \{u_s(x)v_s(x)w_s(x)\theta_{sx}(x)\theta_{sy}(x)\theta_{sz}(x)\} \quad (2.24)$$

La sélection des fonctions d'interpolation  $[N]$  est déterminante pour la performance numérique de l'élément. Tous les éléments finis de poutre Timoshenko rencontrent un problème de blocage par cisaillement, où une rigidité 'parasite' apparaît lorsque l'élément est élancé. Ce problème, où les déplacements transversaux et les rotations sont interpolés de manière indépendante, est bien documenté dans la littérature, avec de nombreux remèdes proposés [24].

Pour contourner ce problème, la formulation que nous présentons adopte une approche d'interpolation polynomiale de degré supérieur pour les déplacements transversaux (par exemple, cubique) et pour les rotations (par exemple, quadratique), où ces deux paramètres ne sont plus interpolés indépendamment. Cette méthode résulte en des éléments finis comportant plus de deux nœuds (deux aux extrémités plus des nœuds internes) [25], ou en des éléments à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation qui dépendent des propriétés des matériaux. Dans cette formulation avancée, les fonctions d'interpolation sont structurées comme suit :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3^* & 0 & -N_4^* & 0 & 0 & 0 & N_5^* & 0 & -N_6^* & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_7^* & 0 & N_8^* & 0 & 0 & 0 & -N_9^* & 0 & N_{10}^* & 0 \\ 0 & N_7 & 0 & 0 & 0 & N_8 & 0 & N_9 & 0 & 0 & 0 & N_{10} \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} \quad (2.26)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} \quad (2.27)$$

$$iN_3 = \frac{1}{1 + \phi} \left\{ 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \phi\left(\frac{x}{L}\right) + 1 + \phi \right\} \quad (2.28)$$

$$NV_4 = \frac{L}{1 + \phi} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - \left(2 + \frac{\phi}{2}\right)\left(\frac{x}{L}\right)^2 + \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.29)$$

$$N_5 = -\frac{1}{1+\phi} \left\{ 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \phi\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.30)$$

$$1V_6 = \frac{L}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^3 - \left(1 - \frac{\phi}{2}\right)\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \frac{\phi}{2}\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.31)$$

$$N_7 = \frac{6}{(1+\phi)L} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^2 - \left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.32)$$

$$N_8 = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - (4+\phi)\left(\frac{x}{L}\right) + (1+\phi) \right\} \quad (2.33)$$

$$N_9 = -\frac{6}{(1+\phi)L} \left\{ \left(\frac{x}{L}\right)^2 - \left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.34)$$

$$N_{10} = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - (2-\phi)\left(\frac{x}{L}\right) \right\} \quad (2.35)$$

$$N_i^* = N_i(\phi^*) \quad (2.36)$$

Les rapports entre la rigidité de flexion et la rigidité de cisaillement dans les axes y et z deviennent :

$$\phi = \frac{12}{L^2} \left( \frac{\int_S Ey^2 dS}{\int_S GdS} \right) \quad (2.37)$$

$$\phi^* = \frac{12}{L^2} \left( \frac{\int_S Ez^2 dS}{\int_S GdS} \right) \quad (2.38)$$

### 2.3.1.1.2 Matrices de rigidités

La relation entre les forces et les déformations « généralisées » dans la section prend la forme suivante:

$$\{F\} = [K_s]\{D\} \quad (2.39)$$

$$\{F\}^T = \{N \quad T_y \quad T_z \quad M_x \quad M_y \quad M_z\} \quad (2.40)$$

$$\{D\}^T = \{u'_s(x) \quad v'_s(x) - \theta_{sz}(x) \quad w'_s(x) + \theta_{sy}(x) \quad \theta'_{sx}(x) \quad \theta'_{sy}(x) \quad \theta'_{sz}(x)\} \quad (2.41)$$

La matrice de rigidité de la section devient finalement :

$$[K_s] = \begin{bmatrix} K_{s11} & 0 & 0 & 0 & K_{s15} & K_{s16} \\ & K_{s22} & 0 & K_{s24} & 0 & 0 \\ & & K_{s33} & K_{s34} & 0 & 0 \\ & & & K_{s44} & 0 & 0 \\ & & & & K_{s55} & K_{s56} \\ \text{sym} & & & & & K_{s66} \end{bmatrix} \quad (2.42)$$

$$K_{s11} = \int_S E dS; K_{s15} = \int_S E z dS; K_{s16} = - \int_S E y dS; K_{s22} = k_y \int_S G dS \quad (2.43)$$

$$K_{s24} = -k_y \int_S G z dS; K_{s33} = k_z \int_S G dS; K_{s34} = k_z \int_S G y dS \quad (2.44)$$

$$K_{s44} = \int_S G (k_z y^2 + k_y z^2) dS; K_{s55} = \int_S E z^2 dS \quad (2.45)$$

$$K_{s56} = - \int_S E y z dS; K_{s66} = \int_S E y^2 dS \quad (2.46)$$

Les variables  $k_y$  et  $k_z$  sont les coefficients de correction de cisaillement de la section définies dans [26]. L'introduction des équations (2.39) à (2.46) dans le principe des travaux virtuels conduit à :

$$\int_0^L \delta\{D\}^T [K_s] \{D\} dx = \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \quad (2.47)$$

La déformation généralisée est calculée par

$$\{D\} = [B] \{U\} \quad (2.48)$$

Avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_3 - N_7 & 0 & 0 & 0 & N'_4 - N_8 & 0 & N'_5 - N_9 & 0 & 0 & 0 & N'_6 - N_{90} \\ 0 & 0 & N_3^* - N'_7 & 0 & -N_4^* + N_8^* & 0 & 0 & 0 & N'_5 - N_9^* & 0 & -N_6^* + N_{10} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_7^{**} & 0 & N_8^{**} & 0 & 0 & 0 & -N_9^{**} & 0 & N_{10}^{**} & 0 \\ 0 & N'_7 & 0 & 0 & 0 & N'_8 & 0 & N'_9 & 0 & 0 & 0 & N'_{10} \end{bmatrix} \quad (2.49)$$

La matrice de rigidité d'élément est finalement donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (2.50)$$

**Remarque :** Lorsque le comportement du matériau est non linéaire, il est nécessaire d'avoir au moins deux points d'intégration de Gauss le long de la poutre afin d'intégrer correctement les contraintes. La matrice de rigidité est calculée avec l'équation suivante :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx = j \sum_{i=1}^2 w_i [B(x_i)]^T [K_s] [B(x_i)] \quad (2.51)$$

$X_i$  est la position du point de Gauss  $i$  dans un élément de référence de longueur 1,  $w_i$  est le poids du point de Gauss et  $j$  est le jacobien. Cette formule est utilisée également avec les autres types de poutre multifibre que nous présentons dans la suite.

### 2.3.1.1.3 Matrices de masse

Le travail virtuel des efforts d'inertie et la matrice de masse de la section prennent la forme suivante:

$$W_{inertie} = \int_0^L \int_S \rho \left( \delta u(x, y, z) \frac{d^2 u(x, y, z)}{dt^2} + \delta v(x, y, z) \frac{d^2 v(x, y, z)}{dt^2} + \delta w(x, y, z) \frac{d^2 w(x, y, z)}{dt^2} \right) dS dx \quad (2.52)$$

$$[M_s] = \begin{bmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & 0 & M_{s15} & M_{s16} \\ & M_{s22} & 0 & M_{s24} & 0 & 0 \\ & & M_{s33} & M_{s34} & 0 & 0 \\ & & & M_{s44} & 0 & 0 \\ & & & & M_{s55} & M_{s56} \\ & & & & & M_{s66} \end{bmatrix} \quad (2.53)$$

$$M_{s11} = \int_S \rho ds; \quad M_{s15} = \int_S \rho z ds; \quad M_{s16} = - \int_S \rho z ds \quad (2.54)$$

$$M_{s22} = k_y \int_S \rho ds; \quad M_{s24} = -k_y \int_S \rho z ds; \quad M_{s33} = k_z \int_S \rho ds \quad (2.55)$$

$$M_{s34} = k_z \int_S \rho y ds; \quad M_{s44} = \int_S \rho (k_z y^2 + k_y z^2) ds; \quad M_{s55} = \int_S \rho z^2 ds \quad (2.56)$$

$$M_{s56} = - \int_S \rho y z ds; \quad M_{s66} = \int_S \rho y^2 ds \quad (2.57)$$

Avec  $\rho$  la masse volumique qui peut varier en fonction de  $y$  et  $z$ . La matrice de masse de l'élément est finalement donnée par :

$$[M_{elem}] = \int_0^L [N]^T [M_s] [N] dx \quad (2.58)$$

**Remarque :**

Cette expression de la matrice de masse est rarement présentée dans la littérature. Dans la plupart des codes éléments finis elle est remplacée par la matrice de masse de type Euler - Bernoulli (ainsi les termes de correction de cisaillement intervient uniquement dans la matrice de raideur). Pour le cas d'une poutre courte avec  $L/r \approx 12$ , ( $r = \sqrt{I/S}$  le rayon de giration de la section,  $I$  le moment d'inertie), de section circulaire pleine  $S$ , l'utilisation de la matrice de masse de type Euler - Bernoulli conduit à une erreur relative de l'ordre de 30% dès le quatrième mode, alors que l'erreur est quasi nulle pour la matrice de masse de l'équation (2.57).

**2.3.1.1.4 Efforts internes et efforts résultants**

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante :

$$\{F_{int}\} = \int_0^L [B]^T \{F\} dx \quad (2.59)$$

Avec  $\{F\}$  le vecteur des forces de la section issue de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations (2.8)-(2.11)-(2.40)) et  $[B]$  qui est donné par l'équation (2.49).

Les efforts résultants sont donnés par :

$$\{F_{res}\} = \int_0^L [N]^T \{Q\} dx \quad (2.60)$$

Avec  $[N]$  qui est donné par les équations

(2.25) et (2.38).

Le vecteur  $Q$  dépend du chargement extérieur :

$$\{Q\}^T = (0 \quad q_y \quad q_z \quad 0 \quad 0 \quad 0) \quad (2.61)$$

Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces nodales suivant :

$$\{F_{res}\}^T = \left( 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \right) \quad (2.62)$$

**Remarques :**

- Pour les sections homogènes ayant un comportement linéaire, lorsque l'axe de référence coïncide avec l'axe neutre de la poutre, la matrice de rigidité calculée pour un élément fini est identique à la matrice de rigidité exacte d'un élément de type Timoshenko[27]. Ainsi, un seul élément fini suffit pour déterminer avec précision les déplacements d'une poutre sous charges statiques. En revanche, pour les sections hétérogènes, la fiabilité des résultats obtenus dépend fortement de l'exactitude des calculs des propriétés élastiques de la section.
- L'élément est exempt de verrouillage. Lorsque l'élançement devient grand  $\varphi \rightarrow 0$  et  $\varphi^* \rightarrow 0$  et donc la matrice de rigidité tend vers celle d'un élément Bernoulli.

**2.3.1.2 Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1**

**2.3.1.2.1 Fonctions d'interpolation**

La matrice des fonctions d'interpolation [N] est de la forme :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \quad (2.63)$$

En utilisant les fonctions d'interpolation suivantes, ainsi que leurs dérivées nécessaires:

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} \quad (2.64)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} \quad (2.65)$$

### 2.3.1.2.2 Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section  $[K_s]$  est donnée par les équations (2.42) à (2.46).

La déformation généralisée est calculée comme avant par  $\{D\} = [B]\{U\}$  avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} \\ 0 & 0 & N'_1 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 \end{bmatrix} \quad (2.66)$$

La matrice de rigidité d'élément est finalement donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (2.67)$$

#### Remarque :

Le terme  $v'_s(x) - \theta_{sz}(x)$  de la déformation généralisée s'écrit normalement sous la forme :

$$\begin{aligned} v'_s(x) - \theta_{sz}(x) &= -\frac{1}{L}v_1 - \frac{L-x}{L}\theta_{z1} + \frac{1}{L}v_2 - \frac{x}{L}\theta_{z2} \\ &= -\frac{1}{L}v_1 - \frac{1}{2}\theta_{z1} + \frac{1}{L}v_2 - \frac{1}{2}\theta_{z2} + \frac{1}{2}(\theta_{z1} - \theta_{z2})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L} \end{aligned} \quad (2.68)$$

$$\begin{aligned} w'_s(x) + \theta_{sy}(x) &= -\frac{1}{L}w_1 + \frac{L-x}{L}\theta_{y1} + \frac{1}{L}w_2 + \frac{x}{L}\theta_{y2} \\ &= -\frac{1}{L}w_1 + \frac{1}{2}\theta_{y1} + \frac{1}{L}w_2 + \frac{1}{2}\theta_{y2} + \frac{1}{2}(\theta_{y2} - \theta_{y1})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L} \end{aligned} \quad (2.69)$$

La matrice  $[B]$  devait être alors :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & -\frac{L-x}{L} & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{x}{L} \\ 0 & 0 & N'_1 & 0 & \frac{L-x}{L} & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 \end{bmatrix} \quad (2.70)$$

$$N'_1 = -\frac{1}{L} \quad (2.71)$$

$$N'_2 = \frac{1}{L} \quad (2.72)$$

Pour affranchir le problème de blocage par cisaillement, les déformations généralisées de cisaillement ( $v'_s(x) - \theta_{sz}(x)$  et  $w'_s(x) + \theta_{sy}(x)$ ) ont été simplifiées en éliminant les termes linéaires  $\frac{1}{2}(\theta_{z1} - \theta_{z2})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L}$  et  $\frac{1}{2}(\theta_{y2} - \theta_{y1})\left(x - \frac{L}{2}\right)\frac{2}{L}$

### 2.3.1.2.3 Matrices de masse

La matrice de masse de la section et la matrice de masse de l'élément sont données par les équations (2.53) et (2.58).

### 2.3.1.2.4 Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante :

$$\{F_{\text{int}}\} = \int_0^L [B]^T \{F\} dx \quad (2.73)$$

Avec  $\{F\}$  le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres et  $[B]$  qui est donné par l'équation (2.70).

Les efforts résultants sont donnés par :  $\{F_{\text{int}}\} = \int_0^L [B]^T \{F\} dx$

Avec  $[N]$  qui est donné par les équations (2.63) et (2.65).

Le vecteur Q dépend du chargement extérieur :  $\{Q\}^T = (0 \ q_y \ q_z \ 0 \ 0 \ 0)$  Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces nodales suivant :  $\{F_{res}\}^T = \left(0 \ \frac{Lq_y}{2} \ \frac{Lq_z}{2} \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \frac{Lq_y}{2} \ \frac{Lq_z}{2} \ 0 \ 0 \ 0\right)$

### 2.3.1.3 Élément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli

L'élément décrit ci-dessous est correctement implémenté sur la plateforme OpenSees et sera utilisé dans les modélisations des divers portiques examinés dans ce travail.

#### 2.3.1.3.1 Fonctions d'interpolation

La matrice des fonctions d'interpolation [N] est de la forme :

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3 & 0 & -N_4 & 0 & 0 & 0 & N_5 & 0 & -N_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N'_3 & 0 & N'_4 & 0 & 0 & 0 & -N'_5 & 0 & N'_6 & 0 \\ 0 & N'_3 & 0 & 0 & 0 & N'_4 & 0 & -N'_5 & 0 & 0 & 0 & N'_6 \end{bmatrix} \quad (2.74)$$

Avec les fonctions d'interpolation suivantes :

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L}; N'_1 = -\frac{1}{L} \quad (2.75)$$

$$N_2 = \frac{x}{L}; N'_2 = \frac{1}{L} \quad (2.76)$$

$$N_3 = 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3}; N'_3 = -\frac{6x}{L^2} + 6\frac{x^2}{L^3} \quad (2.77)$$

$$N_4 = x - 2\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}; N'_4 = 1 - \frac{4x}{L} + \frac{3x^2}{L^2} \quad (2.78)$$

$$N_5 = 3\frac{x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3}; N'_5 = \frac{6x}{L^2} - 6\frac{x^2}{L^3} \quad (2.79)$$

$$N_6 = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}; N'_6 = -\frac{x}{L} + 3\frac{x^2}{L^2} \quad (2.80)$$

### 2.3.1.3.2 Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section devient :

$$\{F\} = [K_s]\{D\} \quad (2.81)$$

$$\{F\}^T = \{N \quad M_y \quad M_z \quad M_x\} \quad (2.82)$$

$$\{D\}^T = \{u'_s(x) \quad \theta'_{sy}(x) \quad \theta'_{sz}(x) \quad \theta'_{sx}(x)\} \quad (2.83)$$

$$K_s = \begin{bmatrix} K_{s11} & K_{s12} & K_{s13} & 0 \\ & K_{s22} & K_{s23} & 0 \\ & & K_{s33} & 0 \\ \text{Sym} & & & K_{s44} \end{bmatrix} \quad (2.84)$$

Avec :

$$K_{s11} = \int_S E ds; K_{s12} = \int_S Ez ds; K_{s13} = \int_S Ey ds; K_{s22} = \int_S Ez^2 ds \quad (2.85)$$

$$K_{s23} = \int_S Eyz ds; K_{s33} = \int_S Ey^2 ds; K_{s44} = GJ_x \quad (2.86)$$

#### Remarque :

$J_x$  représente la constante de torsion, fournie par l'utilisateur. Le terme  $K_{s44}$  pourrait également être déterminé à l'aide de l'équation (2.45), qui concerne le cisaillement transversal. Cependant, pour des considérations de précision et d'efficacité du temps de calcul, c'est l'équation (2.86) qui est utilisée dans le cadre du logiciel OpenSees.

La déformation généralisée est cette - fois calculée par :

$$\{D\} = [B]\{U\} \quad (2.87)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N''_3 & 0 & N''_4 & 0 & 0 & 0 & -N''_5 & 0 & N''_6 & 0 \\ 0 & N''_3 & 0 & 0 & 0 & N''_4 & 0 & N''_5 & 0 & 0 & 0 & N''_6 \\ 0 & 0 & 0 & N''_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N''_2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.88)$$

$$N''_3 = -\frac{6}{L^2} + 12\frac{x}{L^3}; N''_4 = -\frac{4}{L} + 6\frac{x}{L^2} \quad (2.89)$$

$$N_5'' = \frac{6}{L^2} - 12 \frac{x}{L^3}; N_6'' = -\frac{2}{L} + 6 \frac{x}{L^2} \quad (2.90)$$

La matrice de rigidité de l'élément est finalement donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (2.91)$$

### 2.3.1.3.3 Matrices de masse

Les matrices de masse de la section et de l'élément prennent les formes suivantes :

$$[M_s] = \begin{bmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & M_{s12} & M_{s13} & 0 \\ & M_{s11} & 0 & 0 & 0 & -M_{s12} \\ & & M_{s11} & 0 & 0 & -M_{s13} \\ & & & M_{s22} & M_{s23} & 0 \\ & & & & M_{s33} & 0 \\ & & & & & M_{s22} + M_{s33} \end{bmatrix} \quad (2.92)$$

$$M_{s11} = \int_S \rho ds; M_{s12} = \int_S \rho z ds; M_{s13} = \int_S \rho y ds \quad (2.93)$$

$$M_{s22} = \int_S \rho z^2 ds; M_{s23} = \int_S \rho y z ds; M_{s33} = \int_S \rho y^2 ds \quad (2.94)$$

$\rho$  peut varier en fonction de  $y$  et  $z$ .

$$[M_{elem}] = \int_0^L [N]^T [M_s] [N] dx \quad (2.95)$$

### 2.3.1.3.4 Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante :

Avec  $\{F\}$  le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations(2.75) - (2.80)) et  $[B]$  qui est donné par l'équation (2.88).

Les efforts résultants sont donnés par :

$$\{F_{res}\} = \int_0^L [N]^T \{Q\} dx \quad (2.96)$$

Avec [N] qui est donné par les équations (2.75) - (2.80)

Le vecteur Q dépend du chargement extérieur :  $\{Q\}^T = (0 \ q_y \ q_z \ 0 \ 0 \ 0)$  Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces nodales suivant :

$$\{F_{res}\}^T = \left( 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad -\frac{L^2q_z}{12} \quad \frac{L^2q_y}{12} \quad 0 \quad \frac{Lq_y}{2} \quad \frac{Lq_z}{2} \quad 0 \quad \frac{L^2q_z}{12} \quad -\frac{L^2q_y}{12} \right) \quad (2.97)$$

## 2.4 Modélisation numérique et comportement mécanique du béton et de l'acier

Après avoir examiné en profondeur la modélisation de la structure et son comportement mécanique, il est à présent essentiel de sélectionner les modèles constitutifs les plus appropriés pour nos applications, en particulier pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures en béton armé. Cette partie détaillera ces choix de manière approfondie.

### 2.4.1 Sélection du modèle de comportement pour le béton et l'acier

En raison de sa grande hétérogénéité, le béton présente des zones de moindre résistance à la traction, où la fissuration se produit. Ce processus de rupture commence par l'apparition de microfissures réparties aléatoirement sur une zone plus ou moins étendue. Au début du régime adoucissant, ces microfissures fusionnent pour former la rupture finale à travers des surfaces de dislocation ou des fissures distinctes. Ce phénomène de concentration des déformations dans un volume dépend de l'état de contrainte, de la taille des granulats et de la configuration de la structure. Dans le comportement d'un béton sous compression, jusqu'à environ 30 % de sa charge ultime, le matériau reste élastique sans fissuration. Au-delà de ce seuil, des fissures apparaissent dans la pâte. À un niveau de contrainte d'environ 75 %, ces fissures s'allongent et se propagent, accompagnées de la plastification et/ou de l'écrasement du béton. Si la charge est augmentée ou maintenue au-delà de cette limite critique, la rupture se produira. Cette réponse non linéaire est principalement attribuable à deux phénomènes : la fissuration du béton en traction et la plastification des aciers, ainsi que l'écrasement du béton en compression.

### 2.4.1.1 Comportement mécanique du béton

Le comportement complexe du béton, dû à sa composition hétérogène, exige l'élaboration de modèles constitutifs adaptés. Malgré de nombreuses contributions importantes récentes offrant divers niveaux de complexité et d'applicabilité, les modèles actuels ne capturent pas toujours intégralement les caractéristiques observées du matériau. Il est donc essentiel de poursuivre le développement des modèles constitutifs pour le béton afin d'intégrer pleinement les caractéristiques importantes observées lors d'expérimentations dans la modélisation macroscopique constitutive.

Le béton est un matériau composite. Il est constitué d'un mélange d'agrégats, de ciment, de sable et d'eau. Son comportement physique est complexe. Il est influencé par sa composition ; à savoir : le rapport eau/ciment, rapport ciment /agrégat, la forme et la dimension des agrégats et le type de ciment. C'est un matériau fragile. Son comportement contraintes déformations est affecté par le développement de microfissures dans son corps avant et après application de charges extérieures. Initialement les fissures sont causées par la ségrégation, le retrait, ou l'expansion thermique dans la pâte de ciment. La progression de ces fissures après application des charges contribue au comportement non linéaire du béton.

### 2.4.1.2 Modèles du béton

Le comportement complexe et non linéaire du béton est généralement décrit à l'aide de modèles basés sur la mécanique de l'endommagement, la plasticité ou la mécanique de la rupture. Cette complexité découle de la forte hétérogénéité du béton, composé de divers éléments tels que des granulats de tailles différentes, une matrice cimentaire et des cavités, ainsi que de microfissures présentes même avant toute sollicitation externe [28]. Sous l'influence de différentes contraintes, le béton subit des déformations complexes résultant de plusieurs mécanismes élémentaires tels que l'élasticité, l'endommagement, le glissement, le frottement et la fissuration. Depuis le début du XXe siècle, des recherches ont été menées pour mieux comprendre ces mécanismes de dégradation. Elles ont donné lieu à plusieurs théories et modèles, notamment l'approche locale de fissuration, la mécanique de la rupture, la théorie de la plasticité, la théorie de l'endommagement et l'approche par homogénéisation. Ces avancées ont conduit au développement de modèles spécifiques au béton, tels que les modèles d'endommagement isotrope de Mazars [29], la Borderie [30], ainsi que le modèle de Bazant [31]. Ces modèles sont actuellement intégrés dans les codes de calcul, permettant ainsi de

modéliser efficacement le comportement complexe du béton par la méthode des éléments finis. Malgré ces avancées, la modélisation du comportement mécanique du béton reste un défi, étant donné la diversité des modèles proposés et la nécessité de trouver un équilibre entre fiabilité et simplicité pour les applications dans le domaine de l'ingénierie des structures en béton.

Il existe une variété de modèles numériques dans la littérature pour représenter le comportement du béton. Ci-dessous, nous exposons une sélection restreinte de ces propositions [32].

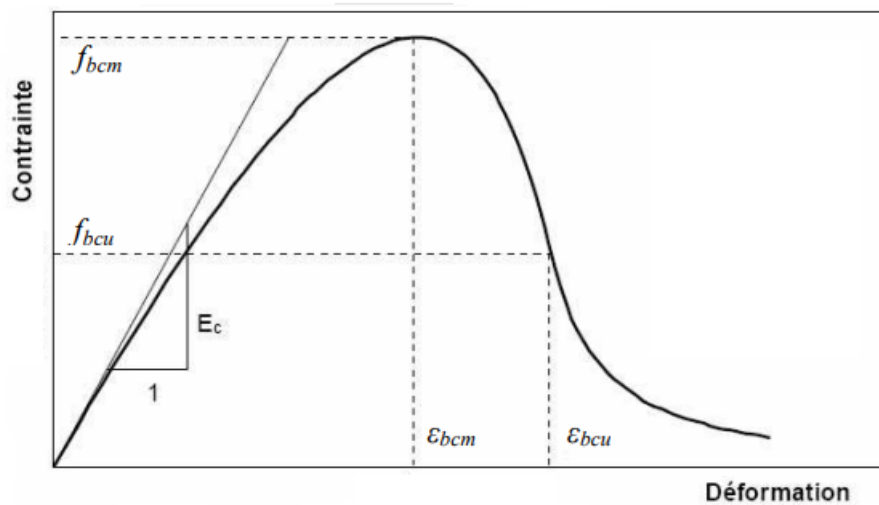


Figure 2.4 : Diagramme  $\sigma$ - $\epsilon$  pour le béton comprimé [32]

#### 2.4.1.2.1 Modèle constitutif de Kent et Park (1971)

De nombreuses recherches ont été menées pour comprendre les lois de comportement du béton sous chargements monotone et cyclique. Parmi elles, les travaux de Sinha [33] se sont concentrés sur le comportement du béton sous compressions répétées. Il a été observé que la courbe contrainte-déformation pour le chargement cyclique est similaire à celle du chargement monotone. Le modèle uni-axial de Yassin [34], qui s'appuie sur les données expérimentales de Sinha [33],[37], intègre les mécanismes de dégradation du béton et la perte de raideur résultant de la fissuration. Ce modèle suit la courbe contrainte-déformation développée initialement par Kent et Park [35] et ensuite affinée par Scott, Park, et Priestley [36]. Bien que d'autres modèles plus détaillés et robustes aient été proposés depuis, le modèle modifié de Kent reste prisé pour sa simplicité et sa précision, et est largement utilisé dans le domaine.

Le modèle modifié de Kent et Park décrit la relation contrainte-déformation du béton en compression à travers trois phases distinctes. En adoptant la convention où la compression est considérée positive, ces trois phases de la courbe sont présentées de la manière suivante :

$$\text{Branche OA:} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad \sigma_c = K f_c' \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.98)$$

$$\text{Branche AB:} \quad \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = K f_c' [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (2.99)$$

$$\text{Branche BC:} \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = 0.2 K f_c' \quad (2.100)$$

Le module tangent  $E_t$  est défini par les expressions suivantes :

$$\varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad E_t = \left[ \left( \frac{2K f_c'}{\varepsilon_0} \right) \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) \right] \quad (2.101)$$

$$\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad E_t = -Z K f_c' \quad (2.102)$$

$$\varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad (2.103)$$

Où :

$$\varepsilon_0 = 0.002K \quad (2.104)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_c'} \quad (2.105)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f_c'}{145 f_c' - 1000} + 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s_h}} - 0.002K} \quad (2.106)$$

Les équations de (2.98) à (2.106) utilisent plusieurs paramètres définis comme suit :  $\varepsilon_0$  représente la déformation sous la contrainte de compression maximale,  $\varepsilon_0$  est la déformation correspondant à 20% de cette contrainte maximale,  $K$  est un coefficient prenant en compte l'augmentation de résistance due au confinement,  $Z$  indique la pente dans la phase d'adoucissement de la déformation (« strain softening slope »),  $f_c'$  est la résistance à la compression du béton non confiné (exprimée en MPa),  $f_{yh}$  est la résistance à la limite élastique des armatures transversales,  $\rho_s$  est le pourcentage d'armatures transversales par rapport au volume du noyau de béton (calculé hors étriers ou attaches),  $h'$  désigne la largeur de ce noyau de béton hors étriers ou attaches, et  $s_h$  est l'espacement entre les étriers. En raison de son efficacité numérique, ce modèle est fréquemment utilisé par de nombreux chercheurs, comme

indiqué dans les travaux de [37],[38], et intégré dans divers logiciels de calcul de structures en génie civil, OpenSees [39].

### 2.4.1.2.2 Modèle de Chang et Mander (1994)

Le comportement du béton en compression se caractérise par une relation contrainte-déformation non linéaire, reflétant une pseudo-ductilité due à la microfissuration du matériau. La Figure 2.5 illustre cette relation ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) pour le béton en compression.

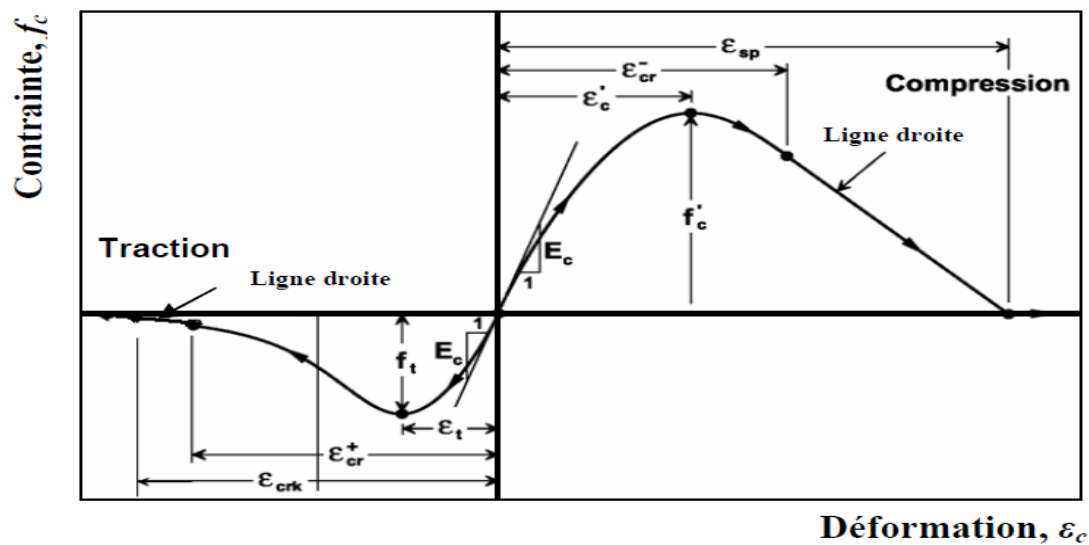


Figure 2.5 : Courbe enveloppe de compression et de traction [40]

#### a. Comportement en compression

La courbe enveloppe de compression Figure (2.5) est caractérisée par le module tangent initial  $E_c$ , les coordonnées au pic ( $\varepsilon'_c, f'_c$ ), la déformation critique de compression  $\varepsilon'_{cr}$ , ainsi que la déformation due à l'éclatement du béton (spalling strain)  $\varepsilon_{cp}$ . Tous ces paramètres peuvent être ajustés en se basant sur des résultats expérimentaux spécifiques, permettant ainsi un calibrage plus précis de l'enveloppe de compression du béton. Cependant, Chang et Mander [40] ont proposé des relations empiriques pour les paramètres  $E_c$ ,  $\varepsilon'_c$ , et  $r$ , en s'appuyant sur une analyse approfondie des recherches antérieures. Les paramètres relatifs à l'enveloppe de compression du béton non confiné peuvent être déterminés à partir de la contrainte de résistance du béton confiné  $f'_c$  (en MPa) selon les relations suivantes :

$$E_c = 8200(f'_c)^{\frac{3}{8}} \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (2.107)$$

$$\varepsilon'_c = \frac{(f'_c)^{\frac{1}{4}}}{800} \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (2.108)$$

$$r = \frac{f'_c}{5.2} - 1.9 \quad (f'_c \text{ en MPa}) \quad (2.109)$$

Où :

$f'_c$  : est la résistance du béton confiné (en MPa).

$E_c$  : est le module tangent initial.

$\varepsilon_c$  : est la déformation au pic.

$r$  : est le paramètre de Tsai qui définit la forme enveloppe de compression.

### b. Comportement en traction

Pour la courbe contrainte-déformation du béton en traction, on identifie deux phases principales : au début, le comportement est presque élastique linéaire, avec une légère perte de rigidité avant d'atteindre le pic. Ensuite, une seconde phase (phase adoucissante) se distingue par une chute presque brutale de la contrainte après le pic. Il est bien connu que le béton est nettement moins résistant en traction qu'en compression. Le modèle suivant représente le comportement du béton en traction.

La courbe enveloppe de traction dans le modèle de Chang et Mander présente une forme similaire à celle de la courbe enveloppe de compression Figure (2.6). Les paramètres sans dimension pour la courbe enveloppe de traction sont déterminés par :

$$x^+ = \left| \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} \right| \quad (2.110)$$

$$n^+ = \left| \frac{E_c \varepsilon_t}{f_t} \right| \quad (2.111)$$

La déformation de fissuration adimensionnelle est donnée par :

$$x_{crk} = x_{cr}^+ - \frac{y(x_{cr}^+)}{n^+ z(x_{cr}^+)} \quad (2.112)$$

La déformation du béton,  $\mathcal{E}_c$ , correspond à la déformation due à la contrainte de compression, tandis que  $\mathcal{E}_t$  désigne la déformation résultant de la contrainte de traction maximale. La résistance à la traction est représentée par  $f_t$ , et  $E_c$  est le module d'Young initial du béton. La variable  $x^+$  se réfère à la déformation adimensionnelle sur la courbe enveloppe de traction, tandis que  $x_{cr}^+$  indique la contrainte critique sur cette même courbe, utilisée pour définir une ligne tangente jusqu'à la déformation de fissuration  $\mathcal{E}_{crk}$ . Enfin,  $x_{crk}$  correspond à la déformation de fissuration adimensionnelle comme illustré à la Figure 2.6.

La contrainte  $f_c$  ainsi que le module  $E_t$  pour une déformation donnée sur la courbe enveloppe de traction sont déterminés par :

$$f_c = f_c^+(x^+) \quad (2.113)$$

$$E_t = E_t^+(x^+) \quad (2.114)$$

Où  $f_c^+(x^+)$  et  $E_t^+(x^+)$  sont définies par :

Si  $x^+ < x_{cr}^+$ :

$$f_c^+ = f_t^- y(x^+) \quad (\text{Equation de Tsai}) \quad (2.115)$$

$$E_t^+ = E_c z(x^+) \quad (2.116)$$

$$f_c^+ = f_t [y(x_{cr}^+) + n^+ z(x_{cr}^+) (x^+ - x_{cr}^+)] \quad (\text{Ligne droite}) \quad (2.117)$$

$$E_t^+ = E_c z(x_{cr}^+) \quad (2.118)$$

Si  $x^+ \geq x_{crk}$

$$f_c^+ = E_t^+ = 0 \quad (\text{Eclatement}) \quad (2.119)$$

Les paramètres associés à la courbe enveloppe de traction incluent la résistance à la traction  $f_t$  du béton, la déformation due à la contrainte maximale  $\epsilon_{bt}$ , et le paramètre  $r$  qui détermine la forme de la courbe enveloppe. La déformation critique sur la courbe enveloppe de traction,  $x_+$ , où la courbe enveloppe commence à se comporter de manière linéaire, peut être contrôlée et calibrée à partir de résultats expérimentaux ou de relations empiriques [41], [42].

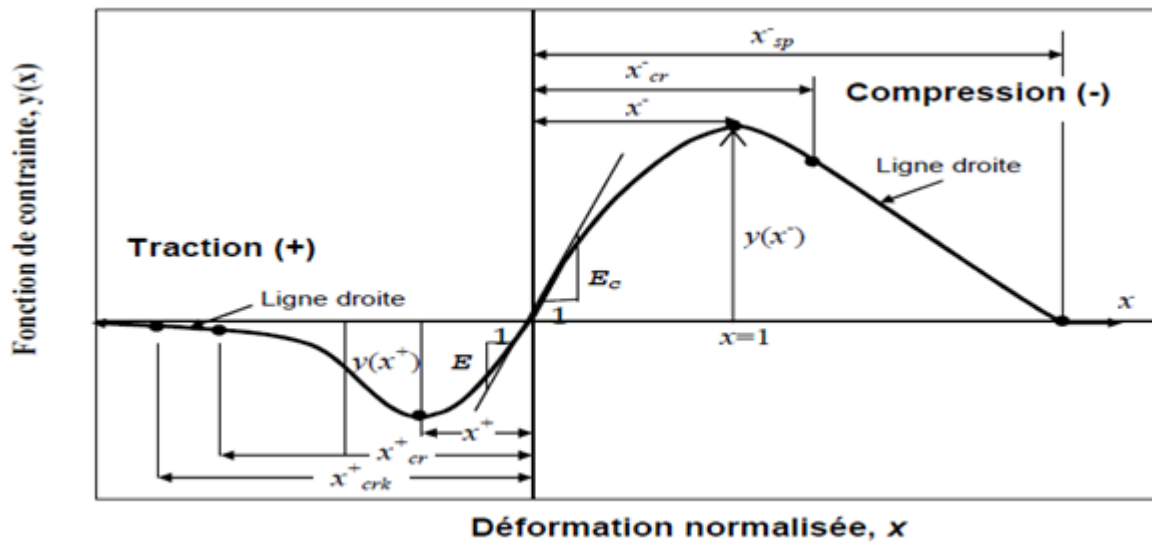


Figure 2.6 : Représentation normalisée de la courbe enveloppe de compression et de traction

### 2.4.1.3 Modèles de l'acier

Après avoir présenté quelques modèles de comportement du béton, nous passons aux modèles de l'acier. Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la Figure 2.7 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements, un comportement élastique, lorsqu'on se situe au-dessous du point de la limite élastique, c'est-à-dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge (quand le chargement redevient nul, l'éprouvette retrouve sa forme initiale). Lorsque le point de la limite élastique est dépassé même si le chargement est supprimé, des déformations permanentes apparaissent. Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même que le module d'élasticité initial [43].

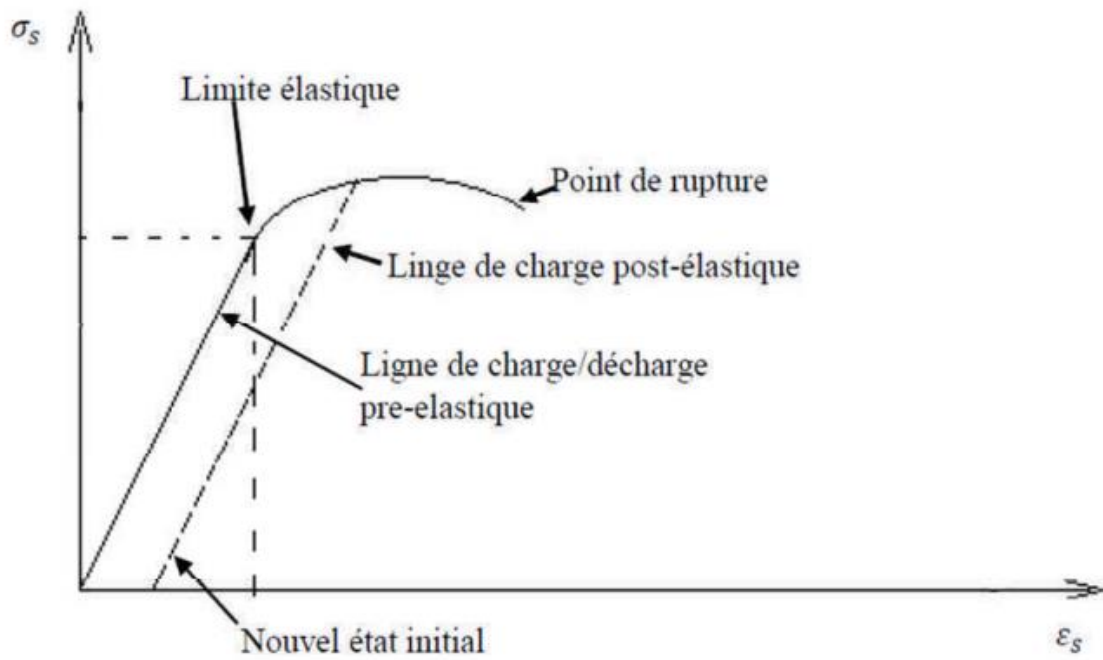


Figure 2.7 : Comportement de l'acier en traction simple

#### 2.4.1.3.1 Modèle élasto-plastique simplifier

Un premier modèle simple qui peut être utilisé pour la simulation du comportement de l'acier est le modèle uni axial elasto-plastique avec écrouissage cinématique linéaire.

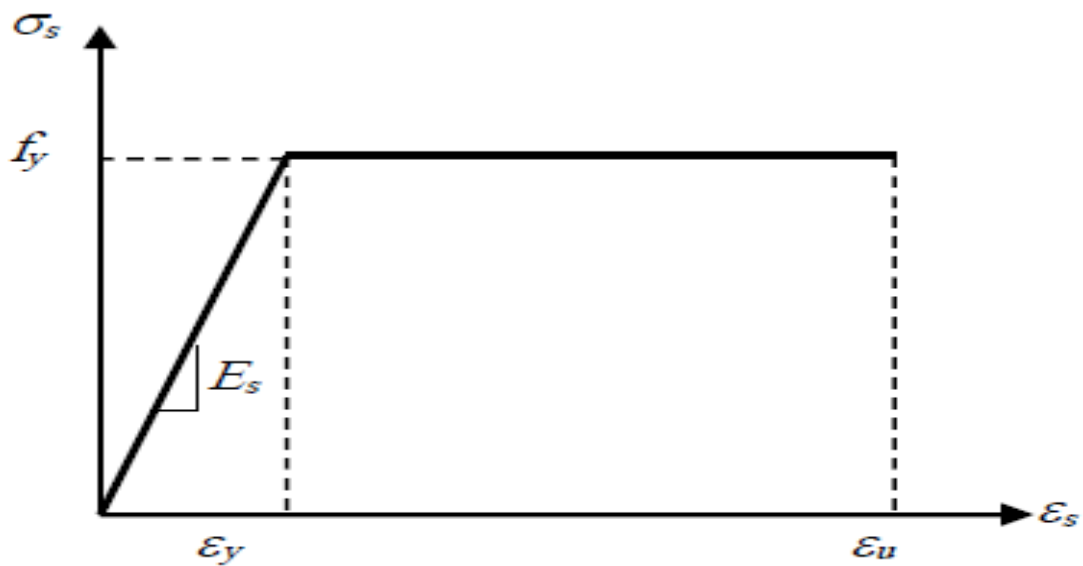


Figure 2.8 : Modèle elasto-plastique simplifié [44]

$f_y$  : Limite d'écoulement (MPa) ;

$E_s$  : Module d'Young (MPa) ;

$\epsilon_y$  : Déformation élastique ;

$\epsilon_u$  : Déformation ultime.

#### 2.4.1.3.2 Loi uni axiale monotone

Le modèle de Menegotto et Pinto [45] est utilisé pour décrire le comportement de l'acier dans cette étude. Ce modèle a été amélioré dans les travaux ultérieurs de Filippou et Elmsorsi [46], [47] et permet de modéliser le comportement uniaxial des armatures de béton armé sous chargements monotones. Il inclut également la non-linéarité en prenant en compte les effets de l'écroutissage cinématique linéaire des barres. La courbe de chargement en traction monotone est segmentée en trois phases distinctes : l'élasticité linéaire, une phase de transition, et l'écroutissage (Figure 2.9). La limite élastique de l'acier est spécifiée par  $f_{sty}$ , et le module tangent initial est noté  $E_{0s}$ . La courbe de la Figure 2.9 illustre ces comportements. La relation contrainte-déformation est représentée par deux asymptotes, ayant une pente initiale  $E_{0s}$  (module d'élasticité initial) et  $E_h = \alpha E_{0s}$  ( $\alpha$  étant le paramètre d'écroutissage isotrope). La courbure de la phase de transition entre ces deux asymptotes est contrôlée par le paramètre  $R$ , une constante dimensionnelle qui reflète les propriétés mécaniques de l'acier et dont la valeur est déterminée expérimentalement  $R=20$ , selon Filippou et Elmsorsi [46], [47].

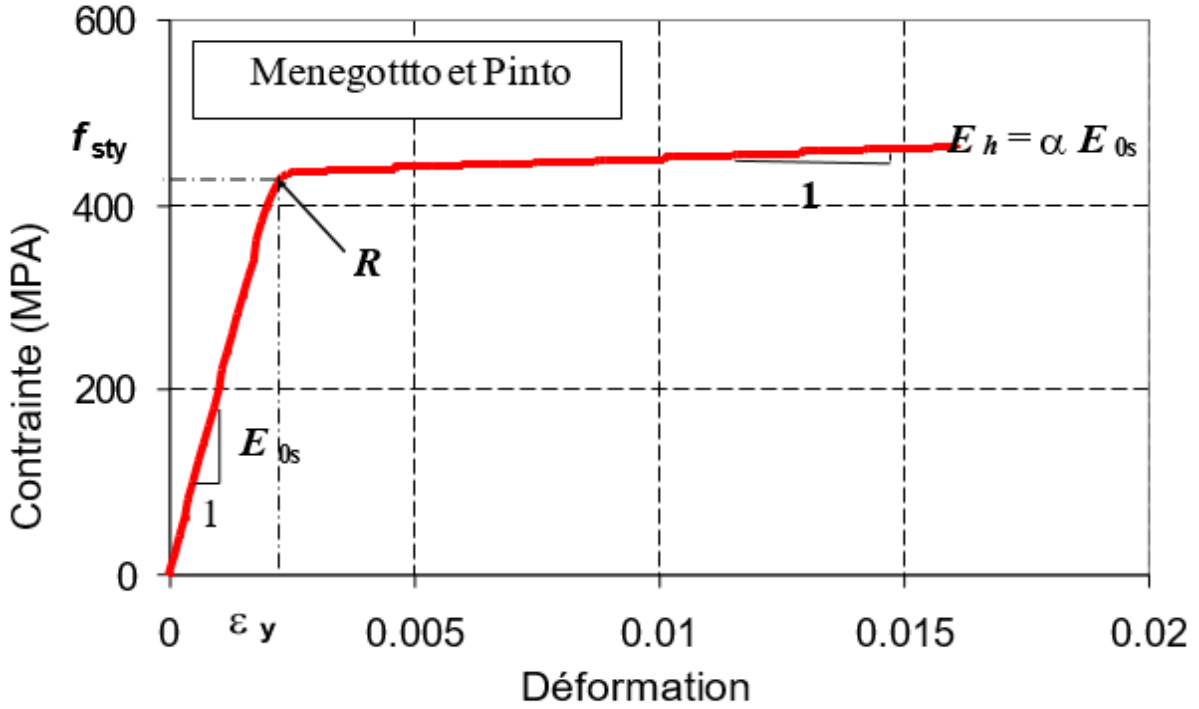


Figure 2.9 : Comportement monotone de l'acier [45]

#### 2.4.1.3.3 Loi uni axiale cyclique de l'acier

Le modèle de Menegotto et Pinto est généralement utilisé pour simuler le comportement des barres d'acier sous chargement cyclique [45]. La courbe de traction cyclique de l'acier est typiquement décrite par une équation unique en termes de relation contraintes-déformations comme suit :

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}} \quad (2.120)$$

$$\varepsilon^* = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_r)}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_r)} \quad (2.121)$$

$$\sigma^* = \frac{(\sigma - \sigma_r)}{(\sigma_0 - \sigma_r)} \quad (2.122)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (2.123)$$

Le point  $(\varepsilon_f, \sigma_f)$  correspond aux coordonnées du dernier point où l'on a changé le sens de chargement. Le facteur  $b$  est défini comme le rapport  $E_h/E_0$  et  $R$  est un paramètre définissant la forme de transition de la branche de transition de la courbe (Figure 2.10). Ce paramètre permet

une bonne représentation de l'effet « Bauschinger » et dépend de l'histoire des déformations. Les paramètres  $a_1$ ,  $a_2$  et  $R_0$  sont des paramètres qui doivent être obtenus expérimentalement.

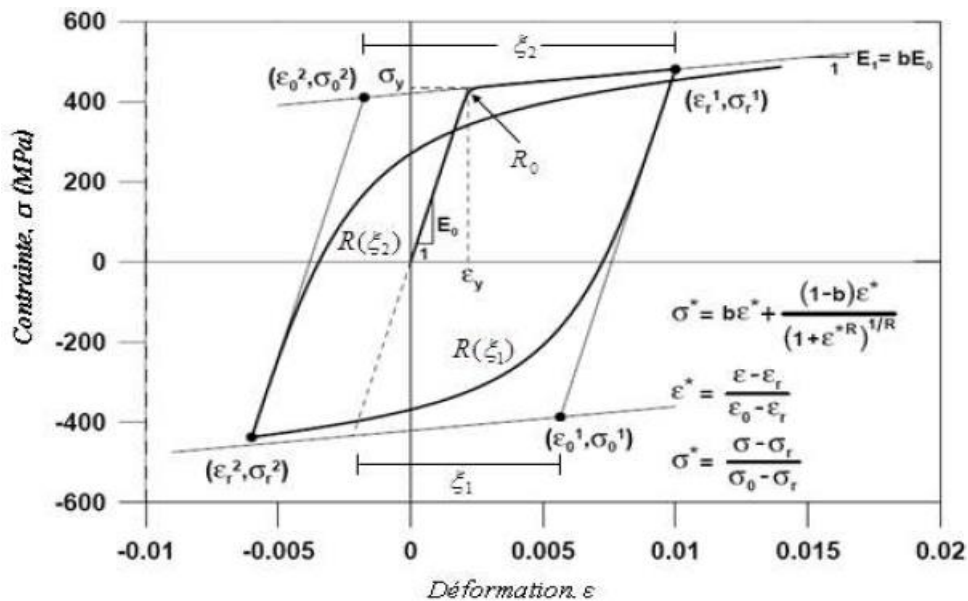
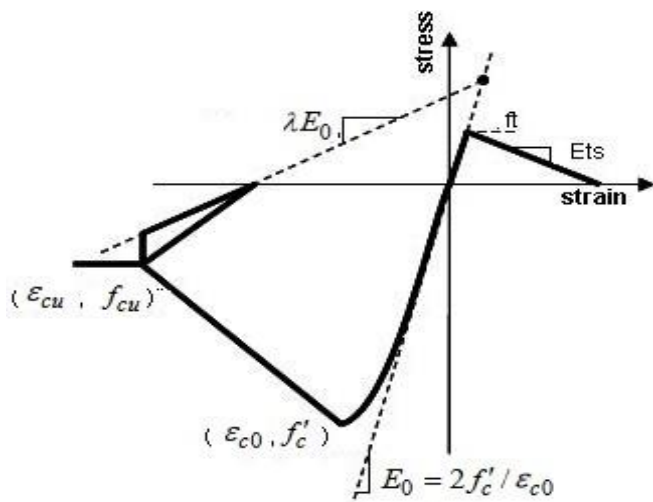


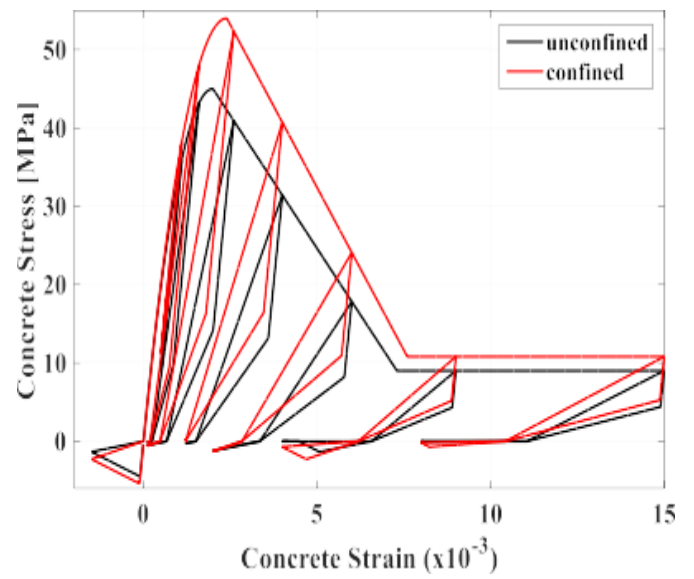
Figure 2.10 : Comportement cyclique de l'acier [45]

## 2.4.2 Modèles de comportement adoptés

Il convient de noter que les modèles de Kent et Park modifié et de Yassin pour le béton, ainsi que le modèle de Menegotto et Pinto modifié par Filippou pour l'acier, sont intégrés dans le logiciel de modélisation OpenSees. Ils sont accessibles directement via les commandes Concrete01, Concrete02 et Steel02, respectivement. Ces modèles, qui ont prouvé leur efficacité, sont utilisés dans ce mémoire. Par ailleurs, des outils de post-traitement spécifiques sont employés pour évaluer la performance locale des structures modélisées avec des éléments poutre multifibres lors de séismes [48].



(a) Modèle général de contrainte-déformation



(b) Propriétés calculées pour Concrete02

Figure 2.11 : Relation contrainte-déformation hystérésis typique du modèle de béton [48]

L'efficacité des modèles de matériaux et des techniques de modélisation est évaluée pour représenter le comportement non linéaire de bâtiments asymétriques soumis à des actions sismiques.

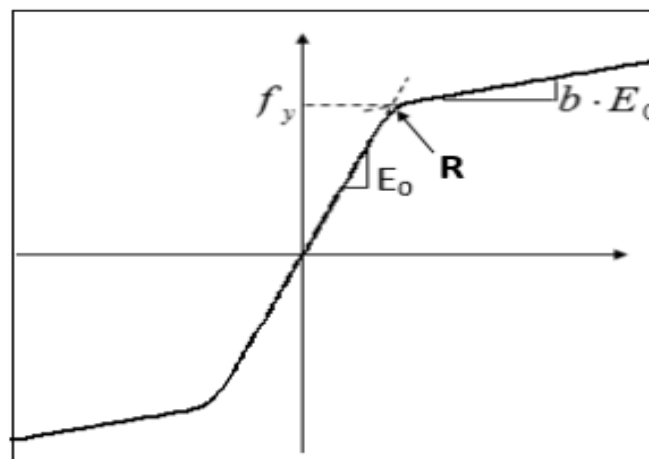


Figure 2.12 : Comportement monotone de l'acier "Steel02" [48]

## 2.5 Conclusions

Dans ce chapitre, divers modèles ont été exposés concernant le comportement du béton et des aciers. Pour la suite de cette étude, nous opterons pour l'utilisation du modèle de Kent-Scott-Park pour le béton, ainsi que d'un modèle basé sur la théorie de plasticité pour l'acier, soit le modèle élasto-plastique simplifié ou le modèle Mazzoni. Ces choix seront appliqués dans la simulation numérique des structures en béton armé soumises à différents types de chargements statiques, cycliques et sismiques.



# Chapitre 3

## Approches d'analyse sismique basées sur les performances

### Sommaire

3.1	Introduction .....	84
3.2	Irrégularités verticales dans les codes de conception actuels .....	84
3.3	Procédure pour estimer les sollicitations sismiques des structures irrégulières .....	85
3.4	Recherches antérieures sur les irrégularités verticales .....	86
3.5	Approche pour étudier les irrégularités verticales .....	87
3.6	Principes et objectifs de la conception parasismique .....	87
3.7	Facteur de comportement .....	88
3.8	Méthodes d'analyse parasismiques .....	92
3.8.1	Méthode statique linéaire.....	93
3.8.2	Méthode statique non linéaire.....	93
3.8.3	Méthode dynamique linéaire .....	94
3.8.4	Méthode dynamique non linéaire .....	94
3.9	Analyse Pushover .....	95
3.10	Système à un seul degré de liberté équivalent .....	97
3.10.1	Déplacement maximal .....	102
3.10.2	Choix de la forme du chargement latéral .....	102
3.11	Procédures d'analyse dynamique .....	104
3.11.1	Analyse Modale temporelle (systèmes élastiques) .....	104
3.11.2	Analyse Modale spectrale.....	108
3.11.3	Analyse Temporelle Non-linéaire (MDTN) .....	109
3.11.4	Analyse Modale Temporelle Découplée (AMTD) .....	111
3.11.4.1	Limites de la méthode AMTD.....	113
3.11.4.2	Limites de la méthode AMTD.....	115
3.12	Méthode N2.....	116
3.12.1	Principe de la méthode : .....	116
3.12.2	Description de la méthode : La procédure de la méthode se décompose en six étapes : ....	116

3.13	Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40 .....	122
3.13.1	Principe de la Méthode .....	122
3.13.2	Hypothèses Fondamentales .....	123
3.13.3	Étapes de la Méthode.....	123
3.14	Conclusion.....	125

---

### 3.1 Introduction

L'objectif fondamental de la conception sismique est d'assurer que les structures des bâtiments disposent d'une résistance et d'une capacité de déformation suffisantes pour résister aux sollicitations sismiques générées par les mouvements du sol. Il est également crucial de maintenir une marge de sécurité adéquate pour éviter les effondrements catastrophiques. Pendant de nombreuses décennies, les procédures de conception sismique ont été principalement axées sur la résistance élastique des structures, sans prendre en compte de manière explicite les sollicitations sismiques et les capacités de déformation inélastique. Cette approche ne tient pas compte des effets dynamiques et inélastiques auxquels les structures peuvent être soumises lors d'un séisme.

Cette recherche se concentre spécifiquement sur les structures irrégulières. Dans ce cadre, il est nécessaire de présenter brièvement les critères utilisés dans les codes de conception actuels pour caractériser les structures présentant des irrégularités verticales. Un état des connaissances sur les effets de ces irrégularités sera également présenté. Ensuite, l'approche adoptée dans cette thèse pour analyser les effets des irrégularités verticales sera détaillée, accompagnée d'un résumé des problématiques abordées dans les chapitres suivants. Enfin, une description approfondie des modèles structuraux et des différents types d'irrégularités étudiés sera fournie.

### 3.2 Irrégularités verticales dans les codes de conception actuels

Les codes de conception actuels, tels que l'Uniform Building Code (UBC) [52], répertorient plusieurs types d'irrégularités verticales. Ces codes définissent les irrégularités en termes de rigidité, de masse, de géométrie et de capacité de résistance. Les principales catégories incluent :

- **Sous-étage mou (irrégularité de rigidité)** : Un étage présentant une rigidité insuffisante par rapport aux étages adjacents.
- **Irrégularité de poids (masse)** : Des variations significatives dans la masse entre les étages.
- **Irrégularité géométrique verticale (retrait)** : Des changements brusques dans la géométrie verticale, tels que des retraits dans les structures.
- **Discontinuité de capacité (étage faible)** : Un étage dont la résistance structurelle est nettement inférieure à celle de l'étage supérieur.

- **Discontinuité en plan dans le système de résistance aux forces latérales** : Un changement abrupt dans la distribution des éléments porteurs ou des systèmes de résistance.

L'Eurocode [49] propose des classifications d'irrégularités similaires, et une structure est considérée comme "irrégulière" lorsque le rapport entre certaines quantités entre les étages adjacents dépasse des valeurs minimales prescrites. Par exemple, le UBC [50] stipulent qu'une structure avec un étage "faible" doit avoir une résistance inférieure à 80 % de celle de l'étage supérieur, et est interdite si elle est inférieure à 65 %.

Les directives actuelles imposent l'utilisation d'une analyse dynamique (par exemple, une analyse spectrale élastique) pour déterminer la distribution latérale des forces de conception lorsqu'une structure présente une irrégularité de rigidité, de masse ou une irrégularité géométrique verticale. Cependant, ces directives ne fournissent pas de procédure explicite pour estimer les demandes sismiques pour ces types de structures. La procédure proposée dans cette recherche vise à combler cette lacune et à guider les concepteurs dans l'évaluation des conséquences des irrégularités sur la réponse structurelle.

### 3.3 Procédure pour estimer les sollicitations sismiques des structures irrégulières

La méthodologie de conception sismique proposée par Krawinkler [51] est une approche transparente visant à garantir que les capacités des structures dépassent les sollicitations sismiques avec une marge de sécurité adéquate. Cette approche repose sur un système de conception à deux niveaux :

- **Phase de conception conceptuelle** : Les demandes sismiques sont estimées et la conception préliminaire de la structure est élaborée.
- **Phase d'évaluation et de modification de la conception** : La résistance, la rigidité et les détails des éléments sont ajustés pour répondre aux exigences de performance.

Rahnama et Krawinkler [52] ont détaillé cette méthodologie. Les travaux préliminaires ont été réalisés par Osteraas [53] Krawinkler [51], tandis que Nassar [51] ont fourni une évaluation des demandes sismiques pour des systèmes à un seul degré de liberté (SDDL) et des systèmes à plusieurs degrés de liberté (PDDL). Rahnama et Krawinkler [52] ont examiné les effets des sols mous et des différents modèles d'hystérésis sur les demandes sismiques, et Seneviratna [54]

ont exploré les effets inélastiques des systèmes MDOF pour les structures régulières. Plus récemment, Gupta [55] a vérifié la conception en utilisant des structures à ossature métallique.

Cette recherche se concentre sur les effets des irrégularités verticales en examinant les demandes de déformation sismique pour ces types de structures. Les résultats visent à améliorer la compréhension du comportement de ces structures et à fournir des informations pour affiner la méthodologie de conception proposée.

### **3.4 Recherches antérieures sur les irrégularités verticales**

Les effets des irrégularités verticales sur le comportement sismique des structures ont été largement étudiés, mais la majorité des recherches se sont concentrées sur les irrégularités en plan, telles que les discontinuités dans les distributions de masses, de rigidités ou de résistances. Les études sur les irrégularités verticales sont relativement moins nombreuses, bien que ces irrégularités jouent un rôle crucial dans le comportement sismique global des structures.

Les irrégularités verticales se manifestent par des discontinuités dans les distributions de masse, de rigidité et de résistance. Bien que ces aspects soient reconnus comme pertinents, la majorité des études se concentrent sur des aspects spécifiques tels que les structures en retrait et les structures avec un premier étage mou.

Les structures en retrait, présentant un changement abrupt dans la distribution verticale de masse, rigidité ou résistance, ont été étudiées par Wong et Tso [56]. Ils ont observé que les poids modaux des modes supérieurs sont significatifs et peuvent influencer la distribution des charges sismiques. Humar [57] ont noté que les déformations inter-étages dans les structures en retrait dépendent du niveau de l'étage considéré.

Les structures à premier étage mou ont subi des dommages importants lors du séisme de Mexico en 1985, ce qui a conduit à plusieurs études. Ces recherches ont révélé des demandes élevées en ductilité pour ces structures et ont souligné l'importance de la période dominante de l'excitation. ont confirmé que la réduction de la résistance du premier étage augmente les demandes de ductilité.

En conclusion, bien que de nombreuses études aient été réalisées sur les irrégularités verticales, beaucoup se concentrent principalement sur le comportement élastique et les effets des discontinuités spécifiques. Peu d'études offrent une évaluation complète des effets des irrégularités verticales sur les demandes sismiques élastiques et inélastiques. Cette recherche vise à combler cette lacune en fournissant une évaluation détaillée.

### **3.5 Approche pour étudier les irrégularités verticales**

Cette recherche a pour objectif de fournir une évaluation complète des effets des irrégularités verticales sur la réponse sismique des structures de bâtiments. Elle utilise des structures génériques spécifiques et se concentre sur les structures à longue période, dont la réponse est dominée par la plage de vitesse constante d'un spectre de sol ferme typique.

Les irrégularités verticales peuvent découler de variations dans la masse ou la rigidité des étages. Cette étude examine séparément. Les demandes de déplacement du toit et la répartition des demandes d'étages sont évaluées à partir d'analyses dynamiques élastiques et inélastiques réalisées à l'aide du programme OpenSees.

### **3.6 Principes et objectifs de la conception parasismique**

La conception parasismique des structures en génie civil repose sur deux principes fondamentaux : la ductilité et le dimensionnement en capacité. Pour optimiser le dimensionnement des structures, il est essentiel d'intégrer les exigences de résistance, de rigidité et de ductilité tout en tenant compte des objectifs d'utilisation et des contraintes architecturales.

Les normes de calcul parasismique s'appuient sur une solide expérience en matière de conception, de construction, et d'analyse du comportement des structures lors de séismes. L'objectif principal est de concevoir des structures capables de supporter les déformations sismiques sans s'effondrer. Cet objectif est atteint en employant diverses approches de conception et en dotant les structures de capacités de dissipation d'énergie par des déformations plastiques, comme illustré en Figure 3.1. Parmi ces approches, on distingue :

- a. Des structures où les déformations restent principalement élastiques, garantissant ainsi une résistance et une rigidité accrues.
- b. Des structures qui développent une unique zone plastique significative, généralement

située à la base, caractérisées par un comportement global non dissipatif pouvant conduire à un effondrement localisé à un seul étage.

- c. Des structures dans lesquelles plusieurs zones dissipatives sont formées, permettant une absorption efficace de l'énergie sismique et une réduction du risque d'effondrement.

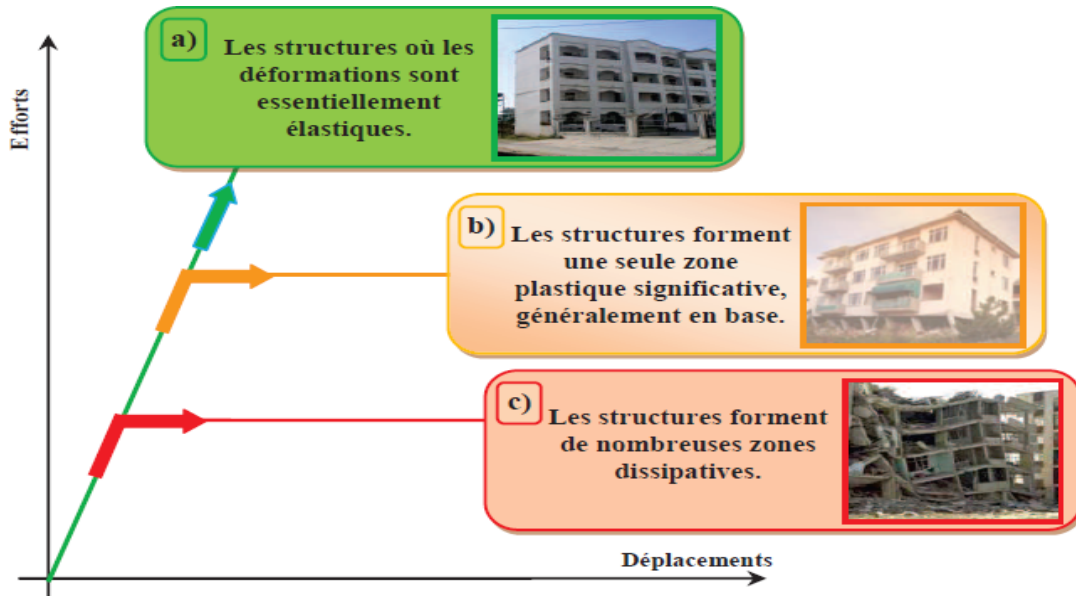


Figure 3.1 : Comportement des structures [58]

Bien que la sécurité des personnes dans les zones à risque sismique élevé soit la priorité des codes contemporains tels que l'Eurocode 8 [59], les considérations économiques permettent aux structures de se comporter de manière inélastique et de subir des dommages jusqu'à un certain degré, à condition que la sécurité des occupants soit maintenue.

Étant donné que les niveaux d'endommagement que doit tolérer une structure ne peuvent être prédits par des méthodes d'analyse linéaire, un facteur de comportement est utilisé pour modéliser la réponse non linéaire des structures. Ce facteur permet de définir des systèmes linéaires équivalents, que ce soit en termes de déplacement ou en termes d'énergie.

### 3.7 Facteur de comportement

Le facteur de comportement, noté  $q$  et  $R$  dans les codes de conception européens et américains, joue un rôle clé dans les stratégies de dimensionnement économique des structures. Il permet de réduire les forces obtenues par une analyse linéaire pour prendre en compte la réponse non linéaire d'une structure lors d'un séisme. Ce facteur est déterminé en fonction du matériau, du système structural de contreventement, et des méthodes de dimensionnement

utilisées. Pour les structures métalliques, il peut être relativement élevé comparé à d'autres types de structures, à condition que la ductilité nécessaire puisse être pleinement mobilisée lors de la réponse au séisme. Ainsi, le facteur de comportement  $R$  tient compte simultanément de la demande de ductilité due à l'action sismique et des capacités dissipatives d'énergie disponibles dans la structure.

La détermination de ce facteur peut se faire en considérant un système équivalent à un seul degré de liberté, où la relation non linéaire entre la force et le déplacement est représentée par une courbe bilinéaire idéalisée (Figure 3.2) :

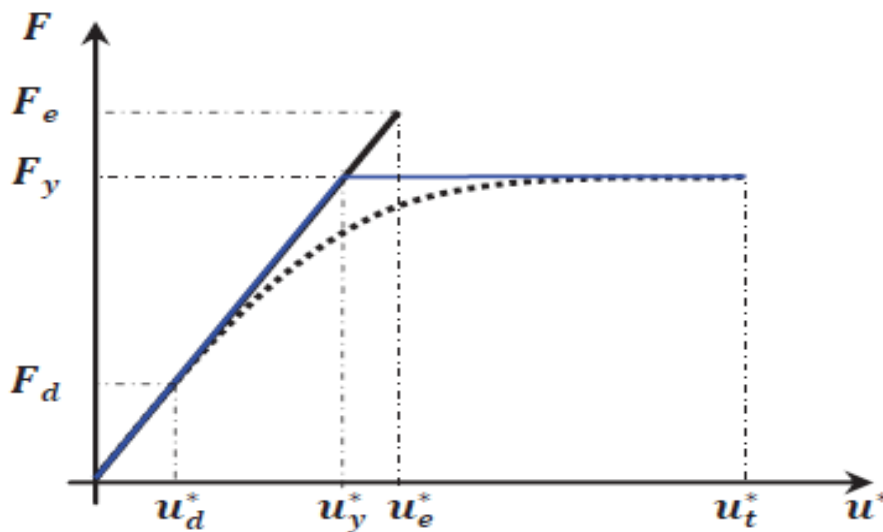


Figure 3.2 : Courbe force-déplacement [58]

Avec :

$F_d$ : Force de calcul.

$u_d^*$ : Déplacement correspondant à la force de calcul.

$u_y^*$ : Déplacement à la limite élastique.

$F_e$ : Force élastique.

$F_y$ : Force à la limite élastique.

$u_e^*$ : Déplacement élastique

$u_t^*$ : Déplacement maximal

Sachant que :

$$F_y = K^* u_y^* = M^* \omega^2 u_y^* \quad (3.1)$$

et

$$\mu = \frac{u_t^*}{u_y^*} \quad (3.2)$$

où:

$F_y$ : force correspondant à la limite élastique

$M^*$ :Masse équivalente du système.

$\omega$ : Pulsation

$\mu$ : Facteur de ductilité

Ces expressions montrent que la ductilité et la force à la limite élastique sont reliées.

Si l'on suppose que le système dispose d'une certaine capacité de déformation dans le domaine non linéaire, alors la force  $F_y$  doit être au moins égale à la force appliquée (force sismique). Cette approche peut être formulée comme suit :

$$F_y = \frac{M^* S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.3)$$

Avec :

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y} = \frac{M^* S_{ae}}{F_y} \quad (3.4)$$

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y} = \frac{M^* S_{ae}}{F_y} \quad (3.5)$$

$S_{ae}$ : accélération élastique.

$R_\mu$ : Facteur de réduction de la force, qui dépend de la ductilité et de la période de la structure

Une expression similaire est souvent présente dans les codes parasismiques, avec la différence que la force  $F_y$  dans l'équation (3.1) correspond à la force calculée, inférieure à la force réelle  $F_y$ . Cette différence est principalement due au mécanisme de sur-résistance.

En tenant compte de cette propriété on peut déterminer le rapport entre la force réelle et celle de calcul, noté  $R_s$  (facteur de force ou de sur-résistance) comme suit :

$$R_s = \frac{F_y}{F_d} \quad (3.6)$$

Avec :

$$R = \frac{F_e}{F_d} = \frac{F_e}{F_y} \frac{F_y}{F_d} = R_\mu R_s \quad (3.7)$$

En conclusion, le facteur de comportement global  $R$ , défini comme le rapport entre la force élastique et la force de calcul, peut être exprimé comme le produit du facteur  $R_\mu$  (lié à la ductilité) et du facteur  $R_s$  (lié à la sur-résistance).

Dans les réglementations américaines, le facteur de comportement est désigné par  $R_\mu$ , avec des valeurs comprises entre 1 et 8. Au cours des années 1980, un programme de recherche expérimentale mené par l'université de Berkeley a conduit à la définition du facteur de comportement  $R_\mu$  comme le produit de trois composantes prenant en compte respectivement la ductilité, la sur-résistance, et l'amortissement visqueux (voir expression (3.8)) :

$$R = R_\mu R_s R_\zeta \quad (3.8)$$

$R_\mu$ : Facteur qui dépend de l' amortissement.

Sans données complémentaires précises, les valeurs des facteurs  $R_s$  et  $R_\zeta$  sont prises égales à l'unité ( $R = R_\mu$ ). Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer les facteurs de réduction  $R_\mu$  en se basant sur deux paramètres structurels à savoir : la sur-résistance et la ductilité [60].

La Figure 3.3 illustre la variété des propositions du facteur  $R_\mu$  selon Newmark; Krawinkler ; Hidalgo; Miranda; Vidic et Borzi [60], [51], [61], [62], [63], [64].

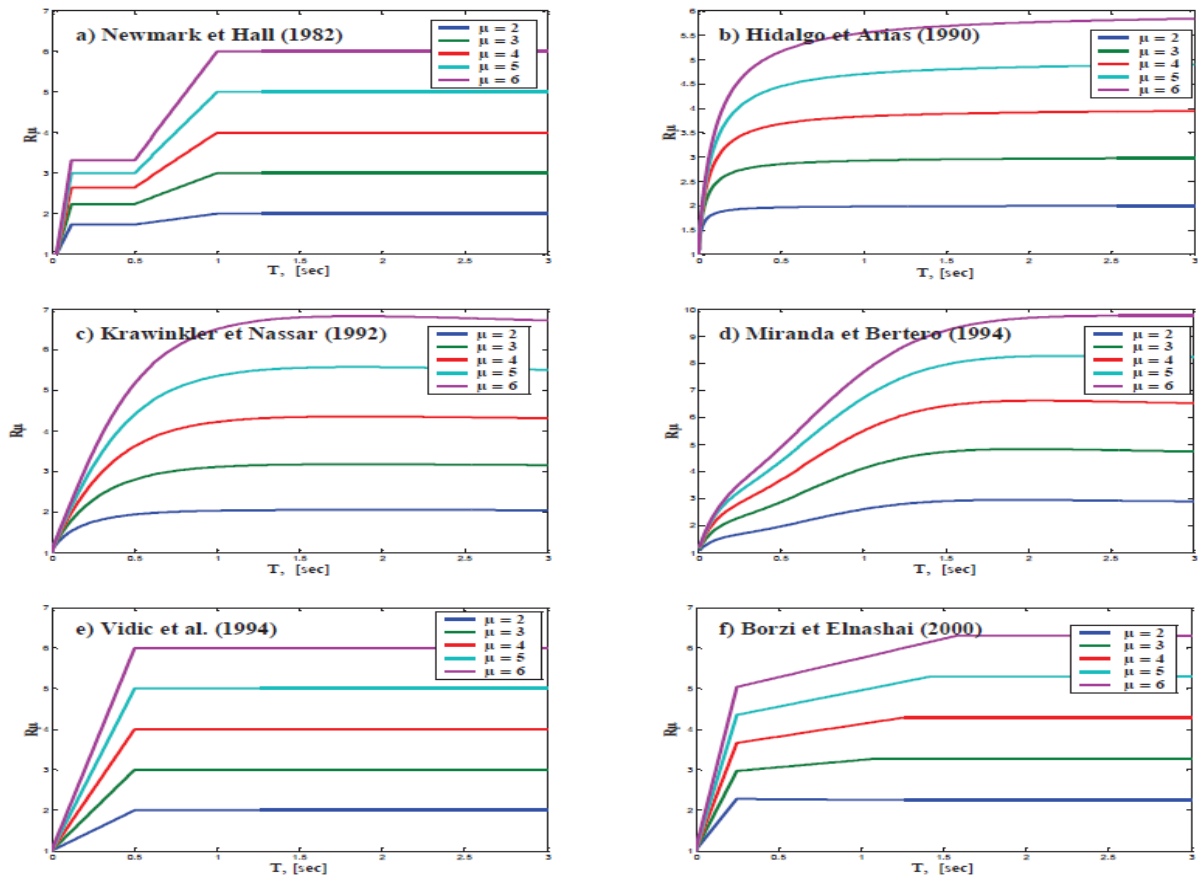


Figure 3.3 : Différentes propositions du facteur  $R_\mu$

### 3.8 Méthodes d'analyse parasismiques

Les codes parasismiques ont pour objectif principal d'assurer de manière fiable un niveau satisfaisant de sûreté et de fonctionnement face aux risques naturels. Pour cela, ils proposent diverses procédures de calcul. Les structures doivent être capables de résister de manière mesurable aux séismes et atteindre des niveaux de performance cible, correspondant à des niveaux de dommages économiquement et socialement acceptables. Pour évaluer la performance structurelle, les codes recommandent l'utilisation de différentes méthodes d'analyse : statique linéaire équivalente (MSLE), statique non linéaire (MSNL), dynamique linéaire (MDL) et dynamique non linéaire (MDTN).

La méthode statique non linéaire (MSNL) est couramment utilisée pour évaluer les performances structurelles, mais elle a des limites. Elle ne peut pas représenter avec précision les changements de réponse dynamique dus à la dégradation de la rigidité de la structure et ne prend pas en compte les effets des modes supérieurs de vibration dans les systèmes à plusieurs

degrés de liberté (MDOF). Si une structure a une réponse significative dans un mode supérieur, la méthode dynamique linéaire (MDL) doit également être utilisée pour valider la conception. Dans ce cas, des critères moins stricts peuvent être appliqués à la MDL, en raison des informations apportées par la méthode MSNL.

La méthode dynamique non linéaire (MDTN) est admissible pour toutes les structures. Lorsqu'elle est utilisée, l'autorité compétente doit confier son examen et son approbation à un ingénieur tiers indépendant possédant une expertise approfondie dans les procédures non linéaires. À l'instar de la méthode statique non linéaire (MSNL), les résultats de la MDTN peuvent être directement comparés aux données des tests sur le comportement de composants structuraux représentatifs pour évaluer la performance de la structure sous des sollicitations sismiques. La MDTN offre une précision potentiellement supérieure à celle de la MSNL en évitant certaines approximations.

### **3.8.1 Méthode statique linéaire**

La méthode d'analyse statique linéaire est la plus ancienne, la plus simple et la plus fréquemment utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle repose sur l'hypothèse que le comportement structurel est principalement déterminé par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges appliquées statiquement correspond approximativement au premier mode, ce qui représente une simplification importante. Cette méthode est limitée aux bâtiments réguliers de faible et moyenne hauteur. Pour tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement est obtenu en ajustant le spectre élastique avec le facteur de comportement.

### **3.8.2 Méthode statique non linéaire**

L'analyse statique non linéaire, connue également sous le nom d'analyse Pushover, consiste à appliquer un chargement incrémental distribué suivant la hauteur de la structure. Les résultats de cette méthode se présentent sous la forme d'une courbe inélastique, illustrant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Bien que relativement simple, cette méthode fournit des informations précieuses sur la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire. Elle permet ainsi d'identifier les modes de ruine et les zones de formation des rotules plastiques. Malgré certaines limitations, comme la négligence des variations des allures de chargement et l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la

capacité de déformation globale, particulièrement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour les structures de faible hauteur et les périodes courtes [65].

Récemment, l'analyse modale Pushover a été développée, représentant une amélioration notable de l'analyse statique Pushover couramment utilisée. Cette méthode prend en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse ainsi que la distribution des forces d'inertie due à la dégradation de la rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par l'analyse modale Pushover est généralement similaire aux résultats "exacts" obtenus via l'analyse temporelle inélastique [66], surtout lorsqu'on compare les valeurs médianes ou moyennes des déplacements d'étage (demandes).

### **3.8.3 Méthode dynamique linéaire**

La méthode d'analyse dynamique linéaire implique l'intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un de ses principaux avantages est de préserver les réponses avec leurs signes respectifs. Cette approche permet de calculer les réponses en force et en déplacement à l'aide d'une analyse modale ou temporelle. Généralement, l'analyse du spectre de réponse est privilégiée par rapport à l'analyse modale, car elle évite la nécessité d'effectuer une analyse temporelle pour chaque mode de vibration individuel. Au lieu de cela, les demandes sont directement calculées en utilisant l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse sismique ou du spectre de réponse du mouvement du sol complet.

### **3.8.4 Méthode dynamique non linéaire**

La méthode d'analyse dynamique non linéaire repose sur l'intégration directe des équations de mouvement, utilisant des enregistrements réels ou simulés, ou des algorithmes incluant les déformations élastoplastiques de la structure. Bien que cette méthode soit potentiellement apte à représenter fidèlement le comportement réel lors d'un séisme, le principal défi réside dans le choix approprié d'un enregistrement (accélérogramme), en raison de la grande variabilité due à la nature du sol et à la distance par rapport à la source. Par conséquent, il est crucial d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou de créer un accélérogramme artificiel qui reproduit les principales caractéristiques des séismes potentiels.

### 3.9 Analyse Pushover

Le terme « analyse pushover » ou poussée progressive désigne une méthode moderne issue de l'analyse classique de l'effondrement basée sur l'analyse plastique des structures. Cependant, contrairement à l'analyse plastique, qui se concentre sur la résistance ultime face aux charges verticales, l'analyse pushover se distingue par son objectif de caractériser la résistance latérale ainsi que les déformations locales au sein de la structure. Freeman [67] fut le premier à introduire l'analyse pushover dans le cadre de la méthode du spectre de capacité (« Capacity Spectrum Method », CSM), méthode qui a été ensuite développée. Plus tard, Sasaki et ses collaborateurs [68] ont reconduit cette approche pour intégrer les effets des modes de vibration les plus élevés. Pour ce faire, des modèles de charges latérales, basés sur l'analyse modale, ont été employés afin de générer une série de courbes pushover [32].

L'analyse « pushover » est une méthode statique non linéaire dans laquelle des charges horizontales sont appliquées progressivement à une structure selon un schéma prédéfini, généralement basé sur le mode fondamental de vibration. Cette procédure se poursuit jusqu'à ce que la structure atteigne un état d'endommagement plastique, considéré comme la limite de sécurité acceptable. Le terme « pushover » fait référence à la capacité de cette méthode à établir une courbe effort-déplacement unique, permettant de caractériser le comportement global de la structure. L'intensité de la charge est progressivement augmentée jusqu'à ce que la structure atteigne son déplacement maximal [69].

La Figure 3.4 illustre graphiquement cette procédure. La courbe montre la charge latérale (effort tranchant à la base) en fonction du déplacement (généralement au sommet de la structure). Cette courbe indique comment la structure réagit à diverses sollicitations horizontales, quelles que soient leur intensité. À mesure que la force augmente, le déplacement de la structure augmente jusqu'à ce qu'elle perde toute capacité de résistance. La Figure 3.4 présente la procédure de calcul de cette analyse sous forme graphique, illustrant la relation entre la charge latérale (effort tranchant à la base) et le déplacement (généralement au sommet). Cette courbe révèle le comportement de la structure sous des sollicitations horizontales variées. En augmentant la force appliquée, le déplacement de la structure augmente jusqu'à ce que sa capacité de résistance soit entièrement épuisée.

Quatre niveaux d'endommagement peuvent être identifiés sur cette courbe :

- **Niveau I** : Comportement élastique de la structure, correspondant à l'état de conception habituel avec des dommages superficiels ou inexistant.
- **Niveau II** : Endommagement contrôlé, où la stabilité de la structure est maintenue malgré la présence de dommages mineurs.
- **Niveau III** : Endommagement avancé, caractérisé par une sécurité réduite et une stabilité compromise.
- **Niveau IV** : Ruine potentielle de la structure, fortement dégradée et proche de l'effondrement.

Cette représentation graphique permet ainsi de visualiser la progression des dommages et de comprendre la capacité de résistance de la structure à différentes intensités de sollicitation.

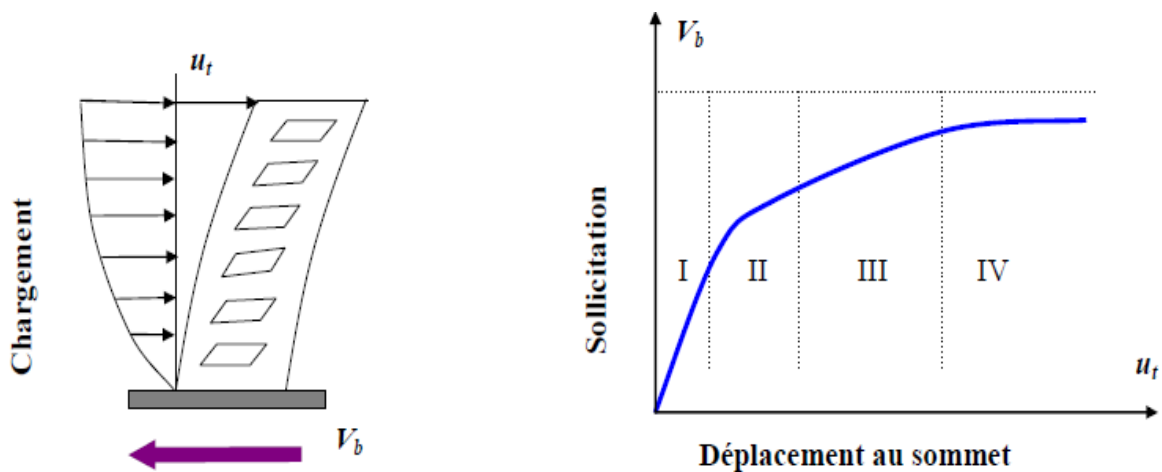


Figure 3.4 :Signification physique de la courbe Pushover [32]

Les codes de calcul précédents, tels que RPA99 et PS92, valorisaient les structures dissipatives en permettant de réduire l'action de calcul par un facteur de comportement lors du dimensionnement avec une analyse élastique. Cependant, cette approche est inadaptée pour la réévaluation des structures existantes et la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée. Par conséquent, l'analyse linéaire devient insuffisante, voire non économique. Dans ce cas, il est préférable de recourir à des simulations complètes par la méthode des éléments finis, en utilisant des algorithmes d'intégration temporelle [32].

Le calcul statique non-linéaire en poussée progressive (ou pushover) est une méthode intéressante. Réalisée de manière itérative, elle utilise les mêmes lois de comportement des matériaux et des sections que l'analyse dynamique élasto-plastique, tout en évitant les complexités du calcul temporel étape par étape. Cette méthode permet d'évaluer les mécanismes potentiels d'effondrement et la distribution des dommages dans une structure. Le lien avec le problème dynamique est maintenu grâce à la définition d'un déplacement "cible", qui représente le déplacement maximum que la structure peut atteindre [70]. Cette approche du point de performance est applicable aussi bien pour la conception de nouvelles constructions avec un certain niveau de protection parasismique que pour l'évaluation des bâtiments existants, comme indiqué dans [71], afin de les requalifier ou de les mettre en conformité sismique [72].

Les procédures statiques non linéaires (MSNL) de type pushover sont couramment employées dans les codes de conception sismique actuels, tels que l'Eurocode 08 [59], et potentiellement, dans le règlement parasismique algérien RPA99 [8]. Bien que l'analyse non-linéaire temporelle offre une estimation plus précise des exigences sismiques, les méthodes MSNL, en dépit de leur simplicité, fournissent des informations cruciales sur la réponse inélastique des structures et permettent d'évaluer les mécanismes plastiques prévus. Elles sont souvent privilégiées dans les applications d'ingénierie courante pour éviter la complexité des méthodes temporelles.

### 3.10 Système à un seul degré de liberté équivalent

D'après plusieurs recherches, notamment celles de Saiidi, Fajfar et Lawson[73], [74] et [75], il n'existe pas de méthode unique pour définir un système à un seul degré de liberté. Cependant, toutes ces approches reposent sur une hypothèse de base commune : la déformation d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximée par celle d'un système à un seul degré de liberté si la réponse dominante est représentée par un vecteur  $\{f\}$  qui reste constant pendant le mouvement.

En adoptant cette approche et en définissant le vecteur de déplacement relatif  $u$  tel que  $u = \{\Phi\}u_t$  ( $u_t$ : déplacement au sommet de la structure), l'équation différentielle du mouvement du système peut être exprimée comme suit :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{u}_t + [C]\{\Phi\}\dot{u}_t + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (3.9)$$

où :  $[M]$  : matrice de masse.

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

$[C]$  : matrice d' amortissement.

$\ddot{u}_g$  : accélération du sol.

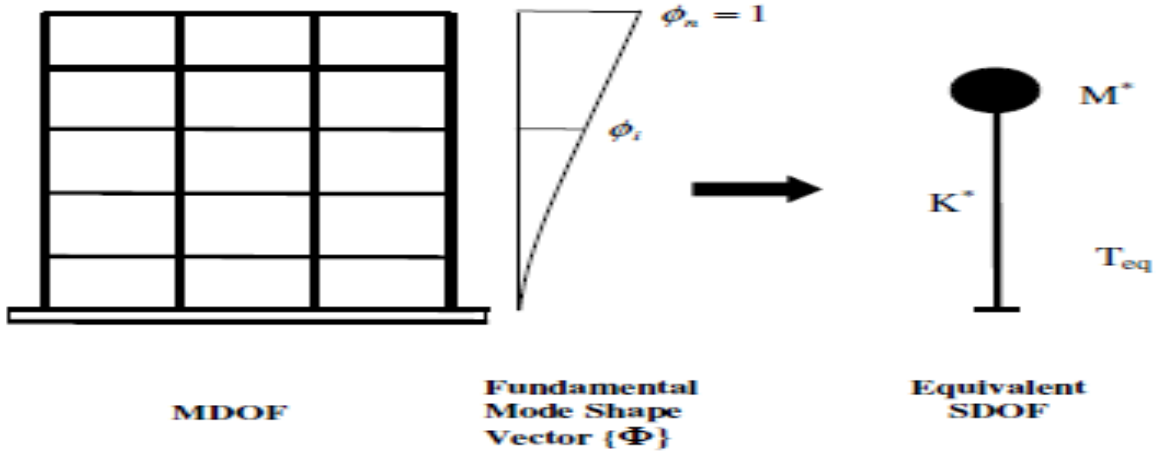


Figure 3.5 :Schéma conceptuel pour la transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à un système d'un seul degré de liberté (SDOF)

Si le déplacement de référence  $u^*$  du système à un seul DDL est défini comme :

$$u^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} u_t \quad (3.10)$$

En pré-multipliant l' équation (3.9) par  $\{\Phi\}^T$  et en substituant  $u_t$  en utilisant l'équation (3.10), l'équation différentielle suivante décrit la réponse du système à un seul DDL:

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (3.11)$$

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

Où :

$$M^* = \{\Phi\}^T [M] \{1\} \quad (3.12)$$

$$C^* = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad (3.13)$$

$$F^* = |\{\Phi\}^T \{F\}| \quad (3.14)$$

Plusieurs méthodes localisent le nœud de calcul du déplacement au sommet du bâtiment, où le vecteur  $\{\Phi\}$  est normalisé pour avoir une amplitude de 1 à cet emplacement (Inel et al., 2001). Bien que l'utilisation de ce vecteur soit recommandée sans fondement théorique strict, des simplifications dans sa forme peuvent être acceptables. La majorité des auteurs recommandent l'utilisation d'une forme simple, telle que celle du premier mode élastique, qui s'est avérée efficace pour estimer les déplacements maximaux. En effet, lors des calculs de structures, l'adoption d'une forme rectiligne a montré des résultats satisfaisants par rapport à l'utilisation d'une forme courbée.

La relation force-déplacement ( $F^* - u^*$ ) du système équivalent peut être déterminée à partir d'une analyse statique non-linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté qui peut être représentée par une courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet de la structure (Figure 3.6)

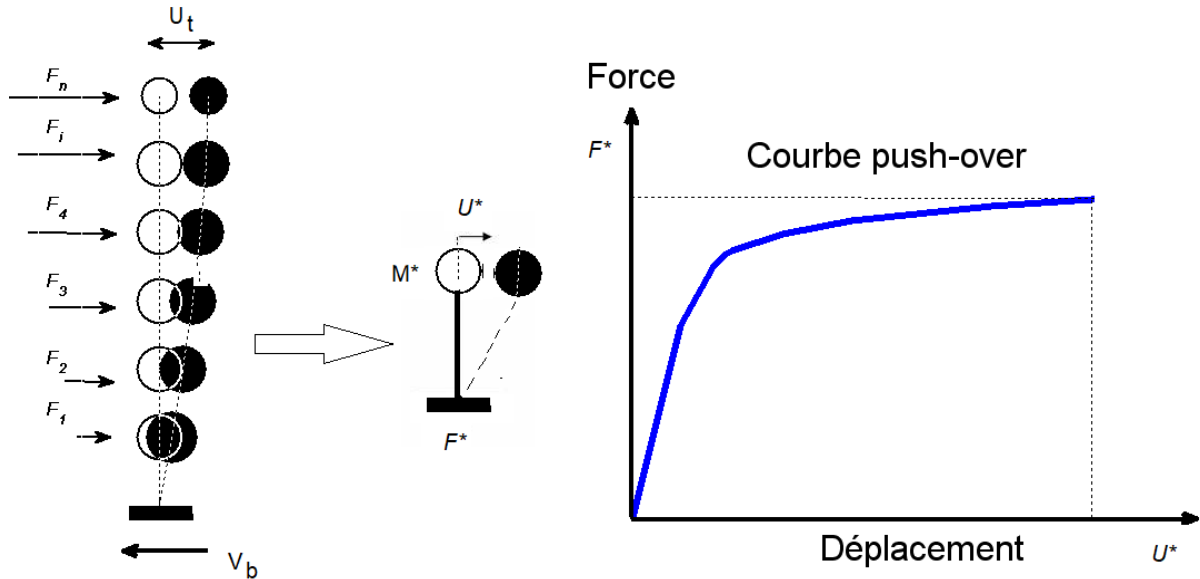


Figure 3.6 : Courbe pushover

Pour plus de simplicité, la courbe est idéalisée comme bilinéaire à partir de laquelle on peut définir trois paramètres un effort à la limite d'élasticité  $V_y$ , une raideur élastique effective  $K_e = V_y/u_y$  et une rigidité post élastique de la structure  $K_s = \alpha K_e$ . La courbe idéalisée peut

alors être utilisée conjointement avec les équations (3.10) et (3.14) pour définir les propriétés du système équivalent.

Ainsi, la période initiale  $T_{eq}$  du système équivalent à un seul DDL sera :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (3.15)$$

Où  $K^*$  définit la rigidité élastique du système équivalent à un seul DDL et est donné par :

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad (3.16)$$

Le rapport de raidissement  $\alpha$ , de la relation effort tranchant à la base-déplacement au sommet du système à un seul degré de liberté équivalent est pris comme celui de la structure à plusieurs degrés de liberté [71].

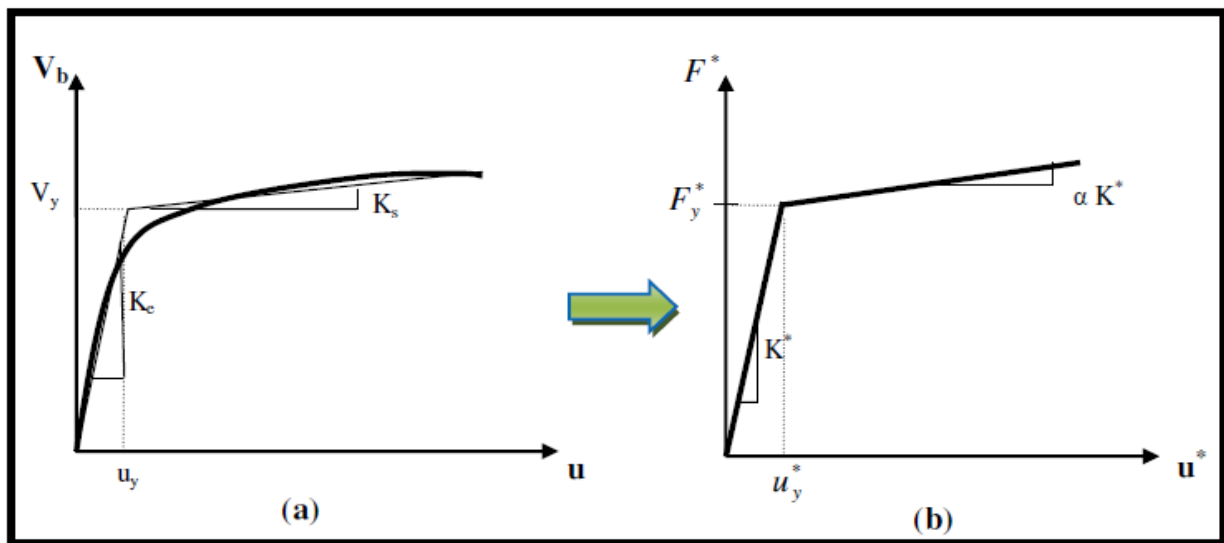


Figure 3.7 : (a) Courbe de capacité pour la structure à plusieurs degrés de liberté, (b) idéalisation bilinéaire pour le système à un seul degré de liberté équivalent [71].

Le déplacement maximal du système à un seul degré de liberté soumis à un mouvement de sol donné peut être trouvé à partir de spectres élastiques ou inélastiques ou d'une analyse temporelle. Ensuite, le déplacement correspondant du système à plusieurs degrés de liberté peut être estimé en réarrangeant l'équation (3.17) comme suit :

$$u_t = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} u^* \quad (3.17)$$

Le déplacement cible  $u_t$  dépend du choix de la forme du vecteur mode  $\{\Phi\}$ .

Pour un système inélastique, le déplacement doit être obtenu à partir d'un spectre inélastique. La détermination de ce spectre exige la connaissance du rapport entre la force élastique et la force inélastique d'un système à un seul degré de liberté. Figure 3.8:

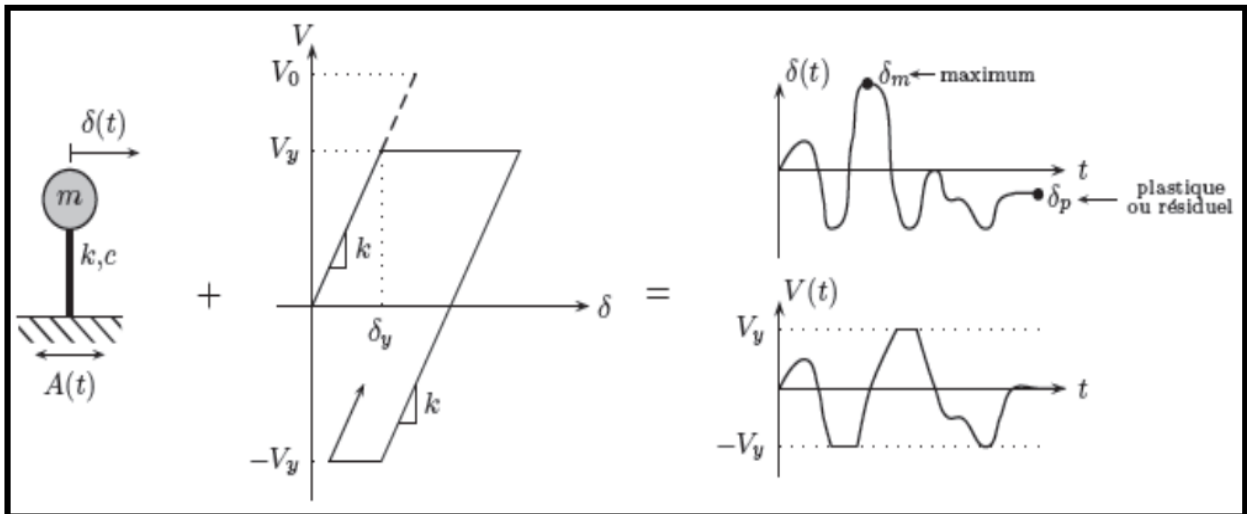


Figure 3.8 :Système d'un degré de liberté élastoplastique

Le spectre inélastique est obtenu en divisant l'équation (3.11) par  $M^*$  ce qui donne l'équation différentielle suivante :

$$\ddot{u}^* + \frac{C^*}{M^*} \dot{u}^* + \frac{F^*}{M^*} = -\ddot{u}_g \quad (3.18)$$

Cette équation décrit la réponse d'un système à un seul degré de liberté avec une période  $T_{eq}$  et une force à la limite élastique telle que :

$$S_{ay} = \frac{F^*}{M^*} \quad (3.19)$$

Si le spectre élastique est connu, la force élastique du système équivalent peut être calculée comme suit :

$$S_{ae} = S_{ae}(T_{eq}) \quad (3.20)$$

Où :  $S_{ae}(T_{eq})$  est l'ordonnée spectrale du spectre d'accélération correspondant à la période  $T_{eq}$  donnée par l'équation (3.15).

Plusieurs facteurs influencent la précision de l'analyse Pushover, notamment le déplacement maximal et le choix de la forme du chargement latéral, qui est censé déformer la structure de manière similaire à un chargement sismique (des détails supplémentaires sont fournis dans les deux paragraphes suivants).

### 3.10.1 Déplacement maximal

La relation entre l'analyse Pushover, une méthode statique, et le comportement réel d'une structure soumise à une action sismique dynamique repose sur la définition d'un déplacement maximal cible pour la structure. Ce déplacement permet de comparer les résultats de l'analyse Pushover, qui évalue la capacité de déformation, aux exigences de déformation correspondant au déplacement cible. Dans cette approche, le déplacement maximal de la structure est déterminé à partir d'un système équivalent à un seul degré de liberté (DDL) en utilisant l'équation (3.17). Ce déplacement est influencé par un seul mode de vibration, sans tenir compte des effets des modes supérieurs, ce qui peut affecter la précision de l'analyse Pushover.

Le déplacement inélastique du système équivalent est calculé en transformant la courbe d'effort tranchant à la base en une courbe force-déplacement du système équivalent au sommet de la structure, tout en estimant la valeur du facteur de réduction  $R\mu$ . Une fois ce facteur connu, le déplacement du système à un seul DDL peut être déterminé soit directement à partir d'une analyse temporelle, soit indirectement à partir d'un spectre de réponse élastique [52].

### 3.10.2 Choix de la forme du chargement latéral

Pour mener à bien une analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté (DDL), il est essentiel de choisir une forme adaptée de forces latérales à appliquer sur les masses du système. Ce chargement doit être augmenté progressivement jusqu'à atteindre la phase inélastique. Au cours de cette phase, le système subit une diminution de sa rigidité, ce qui entraîne un allongement de la période de vibration, comme en témoigne la relation entre la force et la déformation du système.

Le choix de la configuration du chargement latéral pour aborder un phénomène dynamique à travers une analyse statique non linéaire influe de manière significative sur la réponse structurelle. Les études de Lawson et Naeim, ainsi que Inel. [76],[77], le démontrent. L'application d'un seul type de chargement, qu'il soit triangulaire, uniforme ou modal, ne permet pas de capturer l'intégralité de la réponse du système. C'est pourquoi la FEMA 356 et l'Eurocode 8 préconisent l'utilisation d'au moins deux configurations de charge pour établir une courbe "enveloppe" des réponses structurelles.

Dans le cadre de l'analyse Pushover, nous avons identifié les types de chargement suivants :

### 1- Distribution de la forme du chargement fondée sur le mode fondamental

$$F_i = W_i \phi_{ij} \quad (3.21)$$

$W_i$  : est le poids de l'étage « i »

$\phi_{ij}$  : est le ième élément de vecteur modal correspondant à l'étage « i » pour le mode j.

### 2- Distribution triangulaire inverse

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_b \quad (3.22)$$

Où  $h_i$  est la hauteur de l'étage « i », n est le nombre total des étages, et  $V_b$  est l'effort tranchant à la base donné par l'équation suivante:

$$V_b = S_a(T_n)W \quad (3.23)$$

### 3- La répartition de la charge selon FEMA

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_b \quad (3.24)$$

Où k est un coefficient qui peut être supposé être dépendant de la période fondamentale de la structure  $T_n$ . Il peut être égal à 1,0 pour les structures qui ont une courte période de vibration de 0,5 secondes et égal à 2,0 pour  $T > 2,5$  secondes. Une variation linéaire entre 1 et 2 peut être utilisée pour obtenir une transition simple entre les deux valeurs extrêmes.

#### 4- Une répartition uniforme de la charge

$$F_i = W_i \quad (3.25)$$

#### 5- Une répartition de charge selon Kunnath (Kunnath, 2004)

$$F_i = \sum_{j=1}^n a_{mr} \Gamma_j M_i \varphi_{ij} S_a(\xi_j, T_j) \quad (3.26)$$

Où  $a_{mr}$  est un facteur de modification qui permet de contrôler les effets relatifs de chaque mode inclus et qui peut prendre des valeurs positives ou négatives,  $\Gamma_j$  est le facteur de participation pour le mode j,  $M_i$  est la masse du ième étage,  $\varphi_{ij}$  est la forme de mode du ième étage pour le mode j,  $S_a(\xi_j, T_j)$  est l'accélération spectrale pour un chargement sismique donné correspondant à la période T et le facteur d'amortissement  $\xi$  pour le mode j.

### 3.11 Procédures d'analyse dynamique

L'équation différentielle régissant la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (multi-étages) soumise à une excitation sismique,  $\ddot{u}_g(t)$  est donnée par :

#### 3.11.1 Analyse Modale temporelle (systèmes élastiques)

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.27)$$

Dans cette expression, u représente le vecteur des déplacements latéraux des planchers par rapport au sol, m, c et k désignent respectivement la masse, la constante d'amortissement et la rigidité latérale du système, et i est le vecteur d'influence. Ce dernier joue un rôle de vecteur de couplage dynamique entre la direction du mouvement à la base et la direction de chaque degré de liberté. Lorsque la structure se déplace comme un corps rigide, il est égal à l'unité.

Le membre de droite de l'équation (3.27) peut être interprété comme le vecteur de forces effectives :

$$P_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.28)$$

La distribution spatiale de ces " forces " sur la hauteur de la structure est définie par le vecteur  $s = m_i$  et leur variation dans le temps par  $\ddot{u}_g(t)$ . Cette distribution de forces peut être exprimée par la somme des forces d'inertie modale  $s_n$  de Chopra [78], comme suit :

$$mt = \sum_{n=1}^N s_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \quad (3.29)$$

où  $\phi_n$  est le  $n^{\text{ième}}$  "mode" de vibration de la structure, et

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, L_n = \phi_n^T mt, M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad (3.30)$$

Les forces effectives imposées par l'action sismique peuvent être alors exprimées par :

$$P_{eff}(t) = \sum_{n=1}^N P_{eff,n}(t) = \sum_{n=1}^N -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (3.31)$$

La contribution du  $n^{\text{ième}}$  "mode" à  $s$  et à  $P_{eff}(t)$  est :

$$s_n = \Gamma_n m \phi_n P_{eff,n}(t) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (3.32)$$

Ainsi, la réponse du système à plusieurs degrés de liberté à  $P_{eff,n}(t)$  est entièrement liée au  $n^{\text{ième}}$  mode, sans tenir compte de la contribution des autres modes.

L'équation régissant la réponse du système est donnée par :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (3.33)$$

Par suite du principe d'orthogonalité des modes, on peut démontrer qu'aucun mode autre que le  $n^{\text{ième}}$  "mode" ne contribue à la réponse. Alors les déplacements s'expriment par :

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (3.34)$$

Où  $q_n(t)$ , coordonnée modale généralisée, est solution de l'équation :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2q_n = -\Gamma_n\ddot{u}_g(t) \quad (3.35)$$

Où  $\omega_n$  est la fréquence naturelle et  $\zeta_n$  est le coefficient d'amortissement du n<sup>ième</sup> "mode".

La solution  $q_n(t)$  peut être directement obtenue par analogie, en comparant l'équation (3.34) à l'équation de mouvement du système élastique à un seul degré de liberté ayant les propriétés de vibration (la fréquence naturelle de vibration  $\omega_n$  et la constante d'amortissement  $\zeta_n$ ) du n<sup>ième</sup> "mode" du système à plusieurs degrés de liberté, soumis à  $\ddot{u}_g(t)$  :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{D}_n + \omega_n^2D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.36)$$

En comparant les deux équations (3.35) et (3.36), on trouve :

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (3.37)$$

Où  $D_n(t)$  est la réponse du nième "mode" en termes de déplacements du système équivalent à un seul degré de liberté.

En substituant l'équation (3.34) dans l'équation (3.37), on trouve les déplacements :

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (3.38)$$

Chaque élément de réponse  $r(t)$ , (par exemple les déplacements inter-étages, les forces internes...), peut être obtenu par :

$$r_n(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (3.39)$$

Où  $r_n^{st}$  est la réponse statique modale, la valeur statique de  $r$  due à la force externe  $s_n$ .

La pseudo-accélération du nième "mode" du système équivalent à un seul degré de liberté est donnée par Chopra [79] :

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (3.40)$$

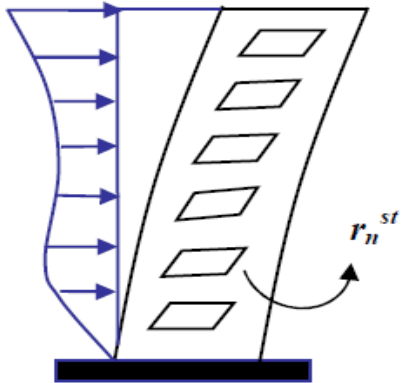
Les deux analyses conduisant à  $r_n^{st}$  et à  $A_n(t)$  sont illustrées à la Figure 3.9

Les équations (3.38) et (3.39) représentent la réponse du système à plusieurs degrés de liberté, soumis à  $P_{eff,n}(t)$ . Par conséquent, la réponse du système à l'excitation totale  $P_{eff,n}(t)$  est donnée par :

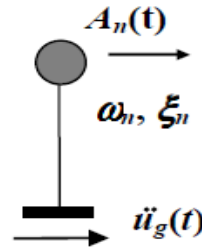
$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (3.41)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (3.42)$$

**Forces  $S_n$**



(a) Analyse statique



(b) Analyse dynamique du système équivalent

Figure 3.9 : Concept de l'analyse modale temporelle des systèmes élastiques à plusieurs degrés de liberté [32]

C'est la procédure classique de la méthode d'analyse modale temporelle non-linéaire où l'équation (3.35) est l'équation générale régissant  $q_n(t)$ , les équations (3.38) et (3.39) définissent la contribution du  $n^{\text{ième}}$  " mode ", et les équations (3.41) et (3.42) combinent la contribution de tous les modes à la réponse.

### 3.11.2 Analyse Modale spectrale

La valeur maximale  $r_0$  de la réponse totale  $r(t)$  peut être obtenue directement à partir de la réponse spectrale, sans nécessiter une analyse temporelle basée sur les équations (3.35) à (3.42). Dans cette approche, équivalente à la méthode du spectre de réponse standard (RSA), la valeur maximale  $r_{no}$  du  $n^{\text{ième}}$  mode "  $r_n(t)$  est déterminée par :

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (3.43)$$

Où  $A_n$  représente l'amplitude  $A_n(T_n, \zeta_n)$  du spectre de pseudo-accélération pour le  $n^{\text{ième}}$  mode du système à un seul degré de liberté, avec  $T_n$  étant la période naturelle de vibration du  $n^{\text{ième}}$  mode du système à plusieurs degrés de liberté.

Les réponses modales maximales sont combinées en utilisant la règle SRSS (Square-Root-of-Sum-of-Squares) ou la méthode de la combinaison quadratique complète (CQC). La règle SRSS, particulièrement adaptée aux structures dont les fréquences naturelles sont bien distinctes, comme les bâtiments multi-étages avec un plan de symétrie, permet d'évaluer la valeur maximale de la réponse totale de la manière suivante :

$$r_o \approx \left( \sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.44)$$

#### Remarque:

Pour développer une procédure d'analyse pushover équivalente à la méthode RSA, il a été démontré par Chopra [79], que l'analyse statique d'une structure soumise aux forces latérales définies par :

$$f_{no} = \Gamma_n m \phi_n A_n \quad (3.45)$$

Fournit la même valeur de la réponse maximale  $r_{no}$  du  $n^{\text{ième}}$  mode " que l'équation (3.43). Cette valeur de la réponse peut être obtenue différemment par l'analyse statique de la structure soumise à une distribution de forces latérales selon l'équation :

$$s_n^* = m\phi_n \quad (3.46)$$

et la structure est " poussée " jusqu'à ce qu'elle atteigne un déplacement cible du sommet  $u_{rno}$ , du au nième mode, calculé à partir de l'équation (1.1) comme suit :

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (3.47)$$

où  $D_n = A_n / \omega_n^2$  ( $D_n$  et  $A_n$  sont déterminés directement à partir du spectre de réponse).

Les réponses modales maximales  $r_{no}$ , déterminées chacune par une analyse pushover, peuvent être combinées selon l'équation (3.44) pour obtenir une estimation de la valeur maximale  $r_o$  de la réponse totale. Cette procédure dénommée (« Analyse Modale Pushover », AMP) sera présentée par la suite pour l'analyse dynamique des structures à voiles porteurs.

### 3.11.3 Analyse Temporelle Non-linéaire (MDTN)

Dans le cadre des structures non linéaires (inélastiques), la courbe de chargement initiale adopte typiquement un comportement bilinéaire, tandis que les courbes de déchargement et de rechargement s'écartent de cette ligne initiale. Par conséquent, les relations entre les forces latérales  $f_s$  et les déplacements latéraux  $u$  à chaque niveau sont étroitement liées à l'historique des déplacements.

$$f_s = f_s(u, \text{sign}\dot{u}) \quad (3.48)$$

La réponse exacte d'une analyse non linéaire dynamique pour une structure soumise à un séisme est obtenue en résolvant directement une équation différentielle adaptée, discrétisée dans l'espace et intégrée dans le temps:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -m \cdot i \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (3.49)$$

Dans cette formulation,  $m$  représente la matrice de masse,  $c$  la matrice d'amortissement visqueux,  $f_s$  la force latérale,  $u$  le déplacement latéral,  $i$  est le vecteur définissant la direction de l'excitation sismique, et  $\ddot{u}_g(t)$  est le séisme appliqué. Les schémas temporels de discrétisation permettent d'obtenir les réponses en termes de déplacements, vitesses et accélérations à chaque pas de temps, en utilisant les valeurs initiales et l'équation de mouvement

discretisée précédente. Le schéma d'accélération moyenne est largement préféré pour les structures sous chargements sismiques en raison de sa stabilité inconditionnelle, qui permet d'utiliser des pas de temps plus grands que les schémas explicites conditionnellement stables.

La méthode d'analyse dynamique non linéaire est considérée comme la plus stable et rigoureuse. Cependant, les temps de calcul peuvent devenir importants pour une structure complexe modélisée par la méthode des éléments finis sous l'action sismique, car cela implique d'intégrer l'équation de mouvement à chaque pas de temps pendant la sollicitation.

L'approche habituelle consiste à résoudre directement ces équations couplées, ce qui conduit à une analyse temporelle non linéaire complète (ATNL). Bien que l'analyse modale classique ne soit pas adaptée aux systèmes inélastiques, elle est utilisée pour transformer l'équation (3.49) en coordonnées modales correspondant au système linéaire équivalent. Chaque élément structural de ce système élastique est conçu pour avoir la même rigidité initiale que celui du système inélastique. Les deux systèmes ont la même masse et le même amortissement. Ainsi, les périodes propres de vibration et les modes du système linéaire équivalent sont identiques à ceux du système inélastique subissant de petites perturbations (domaine élastique linéaire).

En exprimant les déplacements du système inélastique en termes de coordonnées modales généralisées  $q_n(t)$  du système linéaire équivalent, on obtient :

$$u(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (3.50)$$

En substituant l'équation (3.50) dans l'équation (3.49), en pré-multipliant par  $\phi_n^T$  et en utilisant les propriétés d'orthogonalité des modes, on trouve :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (3.51)$$

Où  $\omega_n$  est la fréquence naturelle et  $\zeta_n$  est le coefficient d'amortissement du  $n^{\text{ième}}$  "mode".

La force de résistance dépend ainsi de toutes les coordonnées modales  $q_n(t)$ , ce qui entraîne leur couplage en raison de la plastification de la structure.

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(u_n, \text{sign}\dot{u}_n) \quad (3.52)$$

Jusqu'à présent, aucune hypothèse de découplage des réponses modales n'a été adoptée. Le système reste clairement couplé : la réponse du mode  $n$  ne peut pas être traitée indépendamment, comme c'est le cas pour un système linéaire. L'intégration temporelle de l'équation précédente (3.51) exprimée dans une base modale ne présente pas d'avantage significatif par rapport à l'équation différentielle classique dans la base physique, car les équations (3.51) doivent être résolues simultanément en raison des couplages. La méthode proposée par Chopra [79], exposée par la suite, suppose un découplage de ces équations selon des hypothèses qui seront vérifiées par la suite.

#### 3.11.4 Analyse Modale Temporelle Découplée (AMTD)

Plusieurs méthodes simplifiées basées sur une analyse statique sous chargement croissant sont proposées dans la littérature. Parmi les diverses méthodes montrées précédemment, les étapes de la méthode proposée par Chopra [79] sont détaillées dans la suite.

La distribution spatiale  $s$  des forces effectives peut s'exprimer en termes de contributions modales  $s_n$  selon l'équation (3.28), où les  $\phi_n$  représentent cette fois-ci les modes propres du système linéaire correspondant.

Les équations régissant la réponse du système inélastique à  $P_{eff,n}(t)$ , donnée par l'équation (3.27) sont :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (3.53)$$

La résolution de l'équation (3.53), pour les systèmes inélastiques ne sera plus déterminée par l'équation (3.34) vu que les modes autres que le  $n^{\text{ième}}$  "mode" contribueront aussi à la réponse du système. En revanche, étant donné que pour les systèmes linéaires,  $q_n(t) = 0$  pour tous les modes autre que le  $n^{\text{ième}}$  "mode" ; donc, il est raisonnable de considérer que le  $n^{\text{ième}}$  "mode" devrait être dominant, même pour les systèmes inélastiques.

En substituant l'équation (3.34) dans l'équation (3.53), et pré-multipliant par  $\phi_n^T$ , ce qui donne l'équation (3.51), et en admettant que  $F_{sn}$  dépend seulement d'une coordonnée modale  $q_n$ , on a :

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) = \phi_n^T \cdot f_s(u_n, \text{sign}\dot{u}_n) \quad (3.54)$$

La réponse de la structure est donc approchée et la résolution de l'équation (3.51) peut être obtenue par l'équation (3.37) où  $D_n(t)$  est donnée par :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.55)$$

Et

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) = \phi_n^T f_s(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) \quad (3.56)$$

L'équation (3.55) peut être interprétée comme l'équation régissant le système inélastique à un seul degré de liberté liée au nième "mode" ; et dans ce cas, chaque mode est considéré comme un système à un seul degré de liberté ayant les caractéristiques suivantes :

$\omega_n$  : Pulsation propre

$\zeta_n$  : Amortissement propre du nième "mode" correspondant au système linéaire à plusieurs degrés de liberté

$F_{sn}/L_n - D_n$  : relation entre la force de résistance  $F_{sn}/L_n$  et les coordonnées modales  $D_n$  définies par l'équation (3.56).

La résolution de l'équation non-linéaire (3.56) formulée de cette manière fournit  $D_n(t)$  qui substituée dans l'équation (3.38) donne les déplacements de la structure liée au n<sup>ième</sup> "mode" du système inélastique à un seul degré de liberté. La réponse en termes de déplacements de planchers (déplacements inter-étages), ou n'importe quelle réponse  $r_n(t)$  est donnée par les équations (3.39) et (3.40), où  $A_n(t)$  est la pseudo-accélération du n<sup>ième</sup> "mode" du système inélastique (à un seul degré de liberté). Les deux analyses menant à  $r_n(t)$  et  $A_n(t)$  pour le système inélastique sont illustrées à la Figure 3.9.

Les équations (3.39) et (3.40) représentent la réponse du système inélastique à plusieurs degrés de liberté, sous l'action de  $P_{\text{eff},n}(t)$  du nième "mode". Par conséquent, la réponse du système à l'excitation totale  $P_{\text{eff}}(t)$  est donnée par l'équation (3.41) et (3.42). Cette démarche correspond à la procédure de la méthode (AMTD).

### 3.11.4.1 Limites de la méthode AMTD

Les hypothèses et les approximations relatives à cette procédure peuvent se résumer ainsi :

- Le couplage par les coordonnées modales  $q_n(t)$  dû à la plastification du système (équations (3.51) et (3.52)) est négligé ;
- La superposition des réponses pour  $P_{\text{eff},n}(t)$ , ( $n= 1, 2, \dots, N$ ) selon l'équation (3.42) est strictement valide seulement pour les systèmes élastiques linéaires ;
- La relation  $F_{sn}/L_n-D_n$  est idéalisée par une courbe bilinéaire pour faciliter la résolution de l'équation (3.55) en AMTD.

Déterminer la relation entre les forces latérales  $f_s$  et  $D_n$  dans l'équation (3.36) est complexe et requiert une analyse statique non linéaire de type force-contrôlée pour la structure, soumise aux déplacements ( $u = D_n \phi_n$ ), avec une distribution constante des forces latérales. Toutefois, pour un système inélastique, une distribution constante des forces ne permet pas de produire des déplacements proportionnels à  $\phi_n$  à chaque niveau de déplacement ou de force. Dans la partie linéaire élastique de la structure, la seule distribution de forces qui engendre des déplacements proportionnels à  $\phi_n$  est celle décrite par l'équation (3.54). Par conséquent, cette distribution semble être un choix pertinent, même pour les systèmes inélastiques, afin de déterminer  $F_{s,n}$  dans l'équation (3.56).

En effet, si  $F_{s,n}$  représente la force de rappel de la structure en réponse à un déplacement  $q_n$ , ces deux grandeurs physiques peuvent refléter le comportement global de la structure. Il est donc essentiel de déterminer d'abord la courbe reliant la réaction à la base du nième mode,  $V_{bn}$ , au déplacement au sommet de la structure  $u_m$ , connue sous le nom de courbe Pushover. Cette courbe est différente de la courbe  $F_{s,n}/L_n-D_n$ . Une idéalisation bilinéaire de la courbe Pushover pour le nième mode est illustrée dans la Figure (4.3a). À la limite élastique, l'effort tranchant à la base est  $V_{b,n,y}$  et le déplacement au sommet est  $u_{m,y}$ . La Figure 3.10 montre comment convertir la courbe Pushover  $V_{b,n}-u_m$  en la relation  $F_{s,n}/L_n-D_n$  en utilisant les relations suivantes :

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n}, D_n = \frac{u_m}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (3.57)$$

Où les valeurs limites de  $F_{sn}/L_n$  et  $D_n$  sont :

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}, \quad D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (3.58)$$

Dans laquelle  $M_n^* = L_n \Gamma_n$ , est la masse modale effective (Chopra, 2001). Les deux grandeurs sont reliées par :

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \omega_n^2 D_{ny} \quad (3.59)$$

Tel que la pente initiale de la courbe dans la Figure 3.10 est  $\omega_n^2$ . Connaissant  $F_{sn}/L_n$  et  $D_n$  de l'équation (3.58), la pulsation propre élastique du n<sup>ième</sup> " mode " est calculée par :

$$\omega_n^2 = \frac{F_{sny}}{L_n \cdot D_{ny}} \quad (3.60)$$

La période élastique  $T_n$  du nième " mode " est calculée par :

$$T_n = 2\pi \left( \frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.61)$$

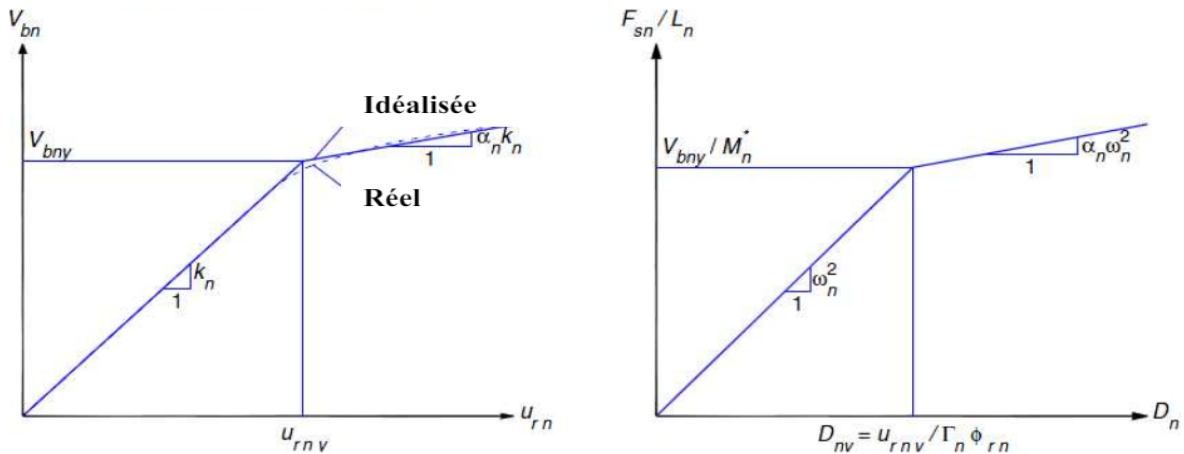


Figure 3.10 : Construction de l'enveloppe du modèle non linéaire à un degré de liberté à partir d'une courbe de pushover

### 3.11.4.2 Limites de la méthode AMTD

La réponse inélastique d'une structure à N étages, ayant un plan de symétrie autour de deux axes orthogonaux et soumise à une excitation sismique dans une direction, peut être évaluée par la méthode temporelle basée sur la procédure AMTD décrite précédemment, en suivant les étapes suivantes :

- **ETAPE 1** : Effectuer une analyse modale en calculant les fréquences propres,  $\omega_n$  et les modes propres,  $w_n$  du système élastique linéaire.
- **ETAPE 2** : Pour le  $n^{\text{ième}}$  "mode" de vibration, établir la courbe pushover ( $V_{bn} - u_m$ ) pour la distribution de force  $s_n^*$ , donnée par l'équation (3.46) et incrémentée jusqu'à ce que la structure atteigne un déplacement cible du sommet prédéterminé pour le mode considéré. Ce déplacement cible est inconnu au début de la procédure, et des itérations s'avèrent être nécessaires. Cette étape est facilement effectuée en utilisant un logiciel par éléments finis.
- **ETAPE 3** : Idéaliser la courbe pushover en courbe bilinéaire en s'appuyant sur un critère d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale  $D_m$ , l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bilinéaire (énergie de déformation) (Figure 3.10).
- **ETAPE 4** : Convertir la courbe pushover idéalisée en relation  $F_{sn}/L_n - D_n$ , en utilisant les équations (3.58) et (3.59).
- **ETAPE 5** : Calculer le déplacement  $D_n(t)$  et la pseudo-accélération,  $A_n(t)$  du  $n^{\text{ième}}$  "mode" du système inélastique à 1SDDL, de masse unitaire et de relation de force-déplacement.
- **ETAPE 6** : Calculer les différentes réponses en utilisant les équations (3.38)(3.39).
- **ETAPE 7** : Répéter les étapes 2 à 6 pour autant de modes jusqu'à obtention d'une précision suffisante. En général les deux ou trois premiers modes suffisent.
- **ETAPE 8** : Combiner les réponses "modales" en utilisant les équations (3.41) et (3.42) pour déterminer la réponse totale.
- **ETAPE 9** : Calculer la valeur maximale  $r_o$ , de la réponse totale obtenue à l'étape 8.

### 3.12 Méthode N2

La méthode N2 a été développée par Fajfar [80] comme une alternative à la méthode du spectre de capacité ATC [81] et fait partie de l'Eurocode 8 [59]. Le concept fondamental de la méthode N2 (où "N" désigne le comportement non linéaire et "2" indique deux modèles mathématiques) trouve son origine dans la méthode Q-modèle développée par Saiidi [73], qui repose elle-même sur les travaux de Gulkan [82].

L'objectif principal de la méthode N2 est de déterminer divers paramètres, en termes de déplacement et de force, issus du comportement non linéaire d'une structure soumise à une sollicitation sismique.

#### 3.12.1 Principe de la méthode :

Le principe fondamental de cette méthode repose sur la combinaison de deux modèles mathématiques distincts :

- 1- Une analyse Pushover appliquée à un système à plusieurs degrés de liberté (DDL), soumis à une distribution de forces latérales déterminée par la forme de déplacement choisie.
- 2- Une analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul DDL.

Cette méthode est formulée dans un format accélérations-déplacements, permettant de visualiser la procédure et les relations entre les paramètres essentiels qui influencent la réponse sismique. L'hypothèse de base postule que la structure oscille principalement selon son premier mode, en ne considérant que les déplacements de translation, sans tenir compte des rotations, sous l'hypothèse que les planchers sont infiniment rigides.

#### 3.12.2 Description de la méthode : La procédure de la méthode se décompose en six étapes :

##### 1- Introduction des données

On commence par considérer un modèle plan d'une structure à plusieurs degrés de liberté. L'action sismique est représentée par un spectre élastique de pseudo-accélération  $S_{ae}$ , en fonction des périodes naturelles de la structure  $T_n$  et du coefficient d'amortissement visqueux.

## 2- Analyse statique non linéaire Pushover du modèle à plusieurs degrés de liberté(DDL)

Le choix d'une distribution adéquate des forces latérales est crucial pour l'analyse Pushover. Dans le cadre de la méthode N2, une distribution triangulaire est adoptée. Le vecteur des forces latérales est alors déterminé par l'expression suivante :

$$F = [M]\{\phi\} \quad (3.62)$$

Où

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

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

## 3- Modélisation en système à un seul degré de liberté et courbe de capacité

Pour exploiter le spectre de réponse, il est nécessaire de modéliser la structure comme un système à un seul degré de liberté. Plusieurs méthodes ont été développées pour déterminer les caractéristiques d'un tel système, qui soit équivalent à un système à plusieurs degrés de liberté. La courbe Pushover obtenue pour un système à plusieurs degrés de liberté est ainsi convertie en une courbe de capacité. Cette conversion repose sur deux changements de variables : l'effort tranchant à la base,  $V$ , de la structure dans le premier mode est transformé en une accélération spectrale du modèle équivalent ( $S_a$ ), et le déplacement réel au niveau du toit,  $u_n$  (correspondant au déplacement du niveau  $N$  pour une structure de  $N$  niveaux), est transformé en un déplacement spectral du modèle équivalent ( $S_d$ ), selon les relations suivantes :

$$S_a = \frac{V}{M_1^*} \quad S_d = \frac{u_n}{\Gamma_1 \phi_{N,1}} \quad (3.63)$$

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad \Gamma = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad (3.64)$$

$V$  représente l'effort tranchant à la base de la structure,  $M_1^*$  désigne la masse modale effective liée au premier mode de vibration, et dépend des masses  $m_j$  des différents niveaux ainsi que de l'amplitude modale de déplacement  $\phi_{j,1}$  au niveau  $j$  pour ce même mode. Le facteur de participation modale  $\Gamma$ , basé sur la normalisation de la forme modale à l'unité au sommet, joue un rôle clé dans la transformation des quantités entre un système à plusieurs degrés de

liberté (MDOF) et un système à un seul degré de liberté (SDOF). La constante  $\Gamma$ , déterminée par l'équation (3.64)(3.54), est utilisée pour convertir les déplacements et les forces entre ces deux systèmes, garantissant que la relation force-déplacement du système MDOF diagramme  $V-U_t$  s'applique également au système SDOF (diagramme  $F^*-u^*$ ).

Les courbes  $V-U_t$  et  $F^*-U^*$  sont idéalement représentées par des courbes bi-linéaires pour définir les points de force et de déplacement à la limite élastique ( $V_y - u_y$  et  $F_y^* - u_y^*$ ). Ces valeurs sont ensuite utilisées pour calculer la période élastique du système équivalent, conformément à l'équation (3.15).

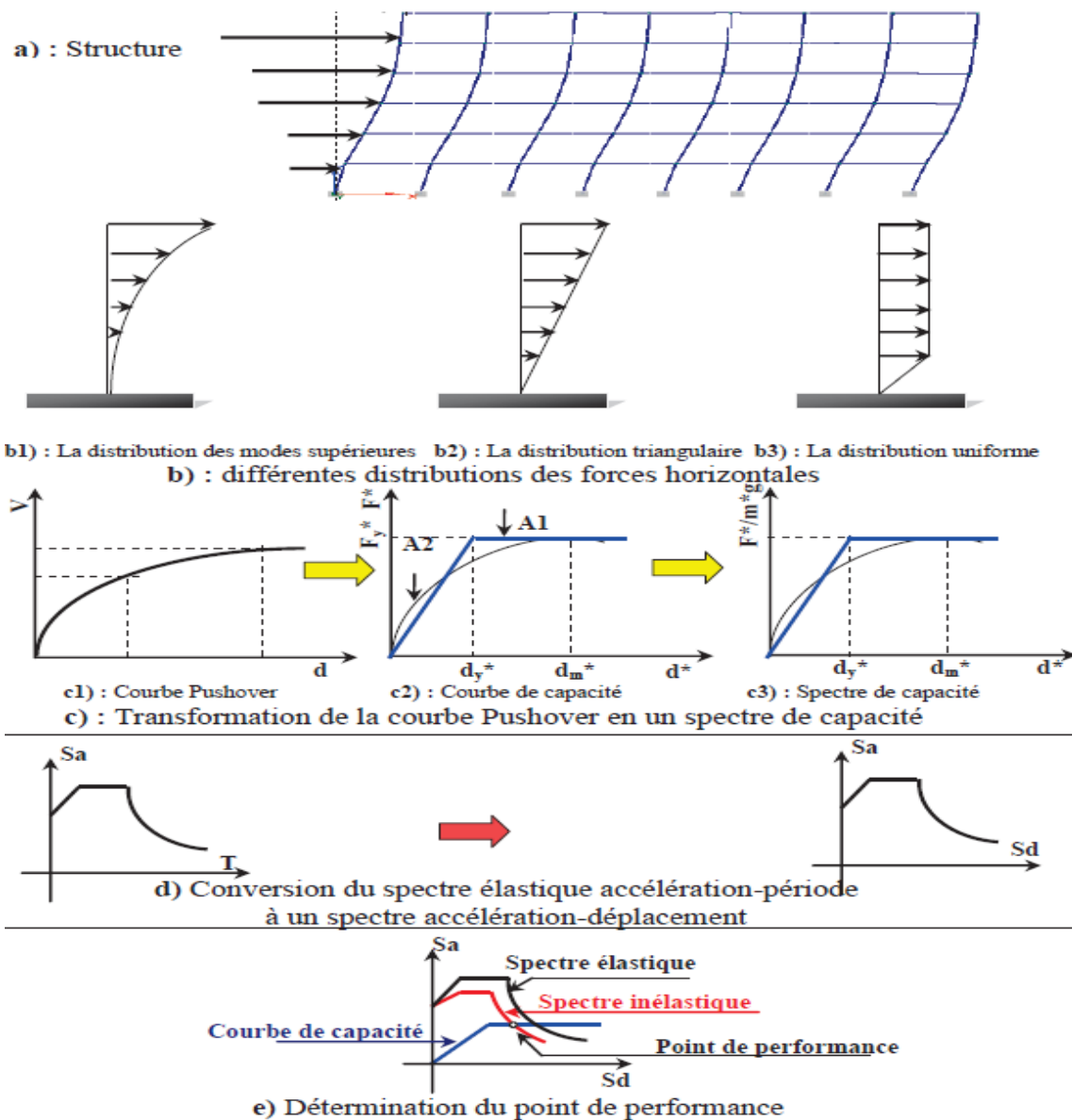


Figure 3.11 : Différentes étapes du développement de la méthode N2 [58]

#### 4- Spectre élastique et spectre inélastique

##### - Conversion du spectre élastique accélération-période en un spectre élastique accélération-déplacement

Cette étape vise à introduire la demande sismique via un spectre de réponse élastique. Celui-ci peut être un spectre réglementaire, tel que défini dans l'Eurocode 8 [59] ou le RPA [8], ou un spectre issu d'un séisme particulier. Contrairement au format traditionnel accélérations-périodes Figure 3.11, le spectre de réponse est ici exprimé dans un format accélérations-déplacements, obtenu par la relation (3.65).

$$S_{de}(T, \xi) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) \quad (3.65)$$

Où  $S_{de}(T, \xi)$  et  $S_{ae}(T, \xi)$  représentent respectivement les valeurs d'accélération et de déplacement dans le spectre élastique, correspondant à une période  $T$  et un amortissement visqueux  $\xi$  fixé à 5%.

##### - Détermination du spectre inélastique

Le spectre inélastique pour un système à un seul degré de liberté est obtenu en dérivant le spectre élastique selon les expressions suivantes :

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (3.66)$$

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T, \xi) \quad (3.67)$$

Où :

$S_a(T, \xi)$  : : accélération inélastique.

$S_d(T, \xi)$  : déplacement inélastique.

$R_\mu$  : facteur de réduction.

$\mu$  : facteur de ductilité.

Plusieurs propositions ont été faites pour déterminer le facteur de réduction  $R_\mu$ , et un exemple de la relation bilinéaire  $R_\mu - \mu - T$  est présenté dans l'étude de Vidic et al. (1994)."

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (3.68)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_c \quad (3.69)$$

Où  $T_c$  représente la période caractéristique du sol. C'est la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (correspondant aux courtes périodes) se transforme en segment des vitesses constantes (relatif aux moyennes périodes).

En substituant l'équation (3.67) dans l'équation (3.69), il en ressort que, dans la gamme des périodes moyennes et longues, les déplacements sont équivalents. Autrement dit, le déplacement du système inélastique est identique à celui du système élastique ayant la même période.

### 5- Détermination du déplacement du système équivalent

Pour déterminer le déplacement du système équivalent, il est nécessaire de définir sa période élastique et de la comparer à la période caractéristique du sol  $T_c$ . Deux scénarios sont à distinguer [80]:

Dans le cas des périodes moyennes et longues ( $T_{eq} \geq T_c$ ), qui correspondent à la partie du spectre où la vitesse reste constante, le principe de l'équivalence des déplacements maximaux est appliqué. Ainsi, on obtient :

$$S_d = S_{de} \quad (3.70)$$

$$\mu = R_\mu \quad (3.71)$$

Dans le cas des périodes courtes ( $T_{eq} < T_c$ ), correspondant à la partie du spectre où l'accélération demeure constante, le principe de l'équivalence en énergie est appliqué. Le déplacement élastique est inférieur au déplacement inélastique, ce dernier étant déterminé par les relations (3.72) et (3.73), tandis que le facteur  $R_\mu$  est calculé à partir de l'expression (3.68).

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} + 1 \quad (3.72)$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} + 1 \quad (3.73)$$

Les équations (3.67) et (3.69) suggèrent que, pour les structures à courte période de vibration ou celles dont la période fondamentale est inférieure à la période caractéristique  $T_c$  du mouvement du sol, l'estimation du déplacement dépasse systématiquement le déplacement initial élastique. Cette situation est illustrée par les Figure 3.12 et Figure 3.13.

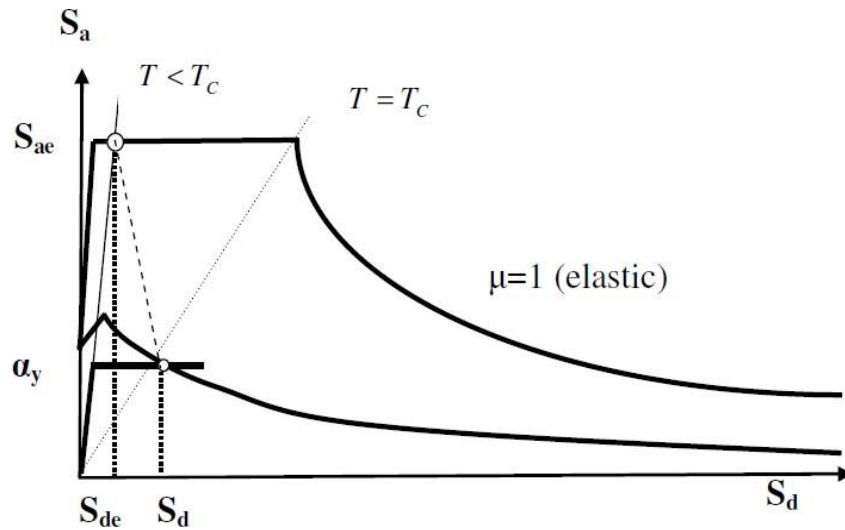


Figure 3.12 : Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque  $T < T_c$ .

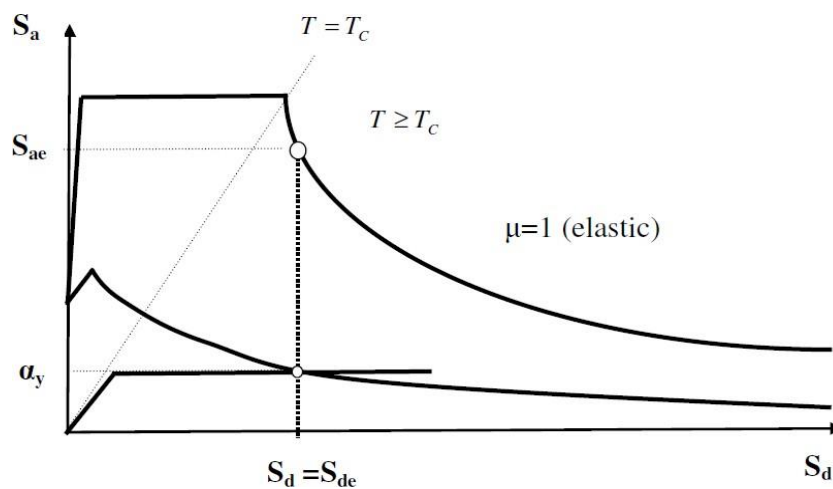


Figure 3.13 : Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque  $T \geq T_c$ .

## 6- Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté

Le déplacement  $u_t^*$  du système équivalent à un seul degré de liberté peut être converti en déplacement au sommet  $U_t$  du modèle à plusieurs degrés de liberté en appliquant l'équation suivante :  $u_t = \Gamma_j u_t^*$

### 3.13 Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40

La méthode du spectre de capacité constitue une approche pionnière dans l'évaluation de la performance sismique des structures. Initialement développée par Freeman [67], cette méthode a révolutionné l'ingénierie sismique en offrant une solution pour estimer la réponse non linéaire des structures sous des charges sismiques. Au fil des décennies, la méthode a évolué et s'est affinée grâce à des travaux supplémentaires, pour être finalement intégrée dans le document technique ATC-40 (Applied Technology Council), publié en 1996. Cet ouvrage de référence détaille les trois procédures (A, B, et C) qui forment la base de cette méthode. Ces procédures sont conçues pour évaluer la capacité d'une structure à résister aux déformations imposées par un séisme, en tenant compte des effets non linéaires inhérents aux matériaux de construction.

#### 3.13.1 Principe de la Méthode

Le concept fondamental de la méthode du spectre de capacité repose sur l'idée que la réponse inélastique d'une structure peut être modélisée comme une série de résolutions successives d'une structure linéaire. Dans ce cadre, l'amortissement du système est ajusté de manière itérative pour représenter la dissipation d'énergie due à l'endommagement progressif de la structure sous l'effet des forces sismiques. L'approche diffère de l'analyse dynamique classique en ce qu'elle remplace le spectre élastique par des spectres inélastiques à ductilité constante, permettant ainsi une estimation plus réaliste des déplacements et des efforts internes sous conditions sismiques sévères.

L'essence de la méthode consiste à comparer la capacité de la structure à se déformer sous l'action d'un séisme avec les exigences de déformation imposées par ce dernier. Cette capacité est déterminée par une analyse statique non linéaire, souvent appelée analyse Pushover, qui simule le comportement de la structure sous un champ d'efforts représentant les forces d'inertie générées par le mouvement du sol.

### 3.13.2 Hypothèses Fondamentales

L'application de la méthode du spectre de capacité repose sur plusieurs hypothèses et approximations qui simplifient l'analyse tout en conservant une précision acceptable pour la conception sismique :

- 3- La méthode suppose que la distribution des forces latérales dans l'analyse Pushover est dominée par le premier mode de vibration de la structure, ce qui est généralement le cas pour les structures régulières ou modérément irrégulières.
- 4- La déformation inélastique d'un système à un seul degré de liberté est déterminée à travers une succession de systèmes linéaires équivalents, grâce à une procédure itérative, évitant ainsi la nécessité d'une analyse dynamique du système inélastique.

### 3.13.3 Étapes de la Méthode

L'analyse statique non linéaire basée sur la méthode du spectre de capacité se déroule en plusieurs étapes clés :

#### 1- Établissement de la Courbe Pushover

La première étape consiste à réaliser une analyse Pushover pour établir la relation entre l'effort tranchant à la base ( $V$ ) et le déplacement au sommet de la structure ( $u_t$ ). Cette courbe Pushover représente la réponse non linéaire de la structure sous l'effet d'une charge croissante.

#### 2- Transformation en Modèle SDOF

La courbe Pushover obtenue pour un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est ensuite transformée en une courbe équivalente pour un système à un seul degré de liberté (SDOF). Cette transformation est effectuée en divisant l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modal ( $\Gamma$ ), tel que défini par les équations modales.

#### 3- Détermination de la Courbe de Capacité

La courbe de capacité, qui décrit la relation entre l'accélération et le déplacement d'un oscillateur simple, est déterminée en divisant l'effort par la masse effective ( $M_{\text{eff}}$ ) du système. Cette courbe représente la capacité de la structure à résister aux déformations imposées par le séisme.

#### **4- Conversion du Spectre Élastique en Spectre de Déplacement**

Pour permettre une comparaison directe avec la courbe de capacité, le spectre élastique est converti du format traditionnel accélérations-périodes en un format accélérations-déplacements. Ce spectre, appelé courbe de demande, exprime les exigences de déplacement imposées par le séisme.

#### **5- Intersection des Courbes de Capacité et de Demande**

La dernière étape consiste à représenter la courbe de capacité et la courbe de demande sismique sur un même graphique. Le point d'intersection de ces deux courbes, appelé point de performance, indique si la structure est capable de satisfaire aux exigences de déformation sans subir de dommages significatifs.

### 3.14 Conclusion

Ce chapitre a examiné les diverses approches d'analyse sismique axées sur les performances, lesquelles représentent une avancée significative par rapport aux méthodes traditionnelles. Ces approches se concentrent sur l'évaluation des réponses structurelles selon des critères de performance établis, au lieu de se limiter au respect strict des codes de conception. Plus particulièrement, nous avons abordé les méthodes non linéaires statiques et dynamiques, qui offrent une compréhension plus approfondie du comportement des structures sous l'effet des sollicitations sismiques.

En définitive, les approches d'analyse basées sur les performances offrent un cadre avancé et robuste pour la conception sismique, tout en soulignant la nécessité d'une maîtrise approfondie des concepts non linéaires et des critères de performance pour assurer la sécurité et la résilience des ouvrages face aux séismes.



# Chapitre 4

## Comportement sismique des structures à irrégularité verticale

### Sommaire

---

4.1	Introduction .....	129
4.2	Procédures adaptatives et des méthodes avancées .....	130
4.2.1	Procédures pushover adaptatives basée sur le déplacement .....	130
4.2.1.1	Principes fondamentaux des méthodes basées sur le déplacement .....	130
4.2.2	Procédures pushover adaptatives basée sur la force .....	133
4.2.2.1	Principes fondamentaux des méthodes basées sur la force .....	133
4.3	Les irrégularités structurelles dans les bâtiments .....	134
4.3.1	Types d'irrégularités verticales .....	135
4.3.1.1	Effet des irrégularités de masse .....	135
4.3.1.2	Effet des irrégularités de rigidité .....	136
4.4	Modélisation des bâtiments de référence .....	137
4.4.1	Descriptions des structures .....	137
4.4.2	Propriétés des matériaux béton-acier .....	139
4.4.3	Caractérisation de l'excitation sismique en contexte dynamique .....	143
4.4.4	Analyse des effets des irrégularités de masse et de rigidité .....	143
4.5	Processus et étapes de l'analyse proposée .....	144
4.6	Analyse et résultats des applications numériques .....	147
4.6.1	Analyse des effets des irrégularités verticales .....	147
4.6.1.1	Effets des irrégularités de masse .....	147
4.6.1.1.1	Développement des courbes de capacité adaptative .....	149

4.6.1.1.2	Influence des modifications de masse sur la réponse sismique des structures .....	149
4.6.1.1.3	Influence des irrégularités massiques sur les déformations inter-étages .....	151
4.6.1.1.4	Répartition des efforts tranchants par étage en fonction des irrégularités massiques.....	153
4.6.1.1.5	Impact ou l'influence des irrégularités de masse sur les déformations et efforts tranchants..	155
4.6.1.1.5.1	Effets des irrégularités dans la partie inférieure de la structure .....	155
4.6.1.1.5.2	Effets des irrégularités dans la partie supérieure de la structure .....	156
4.6.1.1.6	Effets de l'importance de l'irrégularité de masse sur le cisaillement à la base .....	156
4.6.1.2	Effets des irrégularités de rigidité .....	158
4.6.1.2.1	Méthodologie de Modification des Rigidités .....	159
4.6.1.2.2	Influenc des modifications de rigidité sur la réponse sismique des structures .....	159
4.6.1.2.3	Influence de la localisation des irrégularités de rigidité.....	161
4.6.1.2.4	Influence des facteurs de modification de rigidité sur les déplacements inter-étages .....	162
4.6.1.2.5	Effets des variations de rigidité sur la distribution des efforts tranchants .....	164
4.6.1.2.6	Influence des modifications de rigidité sur l'effort tranchant normalisé à la base.....	166
4.6.1.2.6.1	Effet des étages rigides .....	166
4.6.1.2.6.2	Effet des Étages Souples .....	166
4.7	Conclusions .....	168

---

## 4.1 Introduction

Les tremblements de terre majeurs du passé ont mis en évidence des défauts significatifs dans la conception des bâtiments, provoquant des effondrements graves et soudains. Il est désormais reconnu que les bâtiments à forme régulière présentent généralement une meilleure résistance dans les zones à forte activité sismique. En revanche, les bâtiments présentant des irrégularités verticales, qu'elles se manifestent en élévation ou en plan, ont souvent subi des dommages considérables. Parmi ces irrégularités, on trouve la distribution non uniforme de la masse, de la rigidité et de la résistance, qui peuvent se présenter isolément ou en combinaison le long de la hauteur de la structure. Ces irrégularités verticales ont un impact diversifié sur la réponse sismique des structures, un sujet largement traité dans la littérature scientifique.

Bien que les méthodes d'analyse spectrale analytique et modale soient couramment utilisées pour les bâtiments irréguliers à plusieurs étages, il a été démontré que les approches statiques linéaires sont insuffisantes pour prédire avec précision la concentration des dommages dans les éléments structurels situés à proximité des niveaux d'irrégularité. Bien que l'analyse non linéaire des séries temporelles soit reconnue comme la méthode la plus fiable pour estimer cette capacité, elle est souvent trop complexe et coûteuse pour une application pratique courante. En conséquence, l'analyse pushover statique non linéaire (NSP) est préférée pour une analyse inélastique plus pratique. Cette méthode combine le traitement explicite des déformations plastiques avec la simplicité des schémas de chargement statique. Toutefois, les NSP reposent sur l'hypothèse que la réponse d'une structure est principalement influencée par le mode fondamental, ce qui est inapproprié pour les structures de grande hauteur irrégulières en raison de l'influence significative des modes de vibration supérieurs. Par conséquent, des efforts de recherche considérables ont été investis dans le développement de méthodes améliorées pour l'analyse statique non linéaire (pushover). Parmi ces méthodes, la méthode d'analyse modale pushover (MPA) intègre les effets des modes supérieurs, tandis que la méthode basée sur N2, enrichie par des facteurs de correction conformément à l'Eurocode 8 [59], représente une avancée notable. De plus, l'analyse dynamique incrémentielle (IDA) est une méthode paramétrique récente qui évalue la performance structurelle sous des charges sismiques en soumettant un modèle à divers enregistrements de mouvements de terrain, chacun étant mis à l'échelle à différents niveaux d'intensité pour générer des courbes de paramètres de réponse en fonction de l'intensité.

Ce chapitre introduit une approche avancée pour intégrer les irrégularités structurelles dans l'analyse sismique. En élargissant l'approche MPA (Multimodal Pushover Analysis) de Chopra et Goel, cette méthode combine l'analyse multimodale avec l'analyse modale spectrale pour évaluer les contributions modales, fournissant ainsi des résultats plus précis que ceux obtenus par l'analyse dynamique non linéaire, particulièrement pour les structures de grande hauteur. Nous examinerons également la méthode de poussée progressive adaptative (DAP) développée par Antoniou [83]. À notre connaissance, aucune recherche n'a simultanément abordé les irrégularités structurelles tout en appliquant un formalisme basé sur la performance, soulignant ainsi l'innovation et la pertinence de notre approche dans le domaine du génie civil.

## **4.2 Procédures adaptatives et des méthodes avancées**

Avant d'examiner le principe de la procédure adaptative et le modèle de chargement adaptatif employé pour obtenir la courbe pushover modale, il est essentiel de préciser ce que signifie le terme « adaptatif ». Un modèle de chargement adaptatif intègre les effets des dommages et la dégradation progressive de la rigidité au cours de chaque étape de l'analyse statique non linéaire, contrairement aux modèles de chargement non adaptatifs qui supposent une répartition uniforme des efforts. Plusieurs modèles récents de chargement adaptatif ont été proposés dans les travaux de recherche. Al Colajanni [84] ont développé deux modèles simplifiés de chargement adaptatif en intégrant différentes distributions de charges spécifiées dans FEMA [85]. Pour que les résultats de ces modèles soient comparables à ceux obtenus par la méthode rigoureuse d'analyse dynamique non linéaire, il est nécessaire d'envelopper les résultats de ces modèles de chargement.

### **4.2.1 Procédures pushover adaptatives basée sur le déplacement**

La méthode adaptative basée sur les déplacements « displacement-based » a été appliquée à divers types de structures, y compris celles conçues avant et après l'application des codes sismiques. Antoniou [86] ont démontré que cette approche permet de prédire avec une grande précision les réponses structurelles locales et globales.

#### **4.2.1.1 Principes fondamentaux des méthodes basées sur le déplacement**

Contrairement aux méthodes pushover traditionnelles qui appliquent des forces latérales fixes, les approches basées sur le déplacement ajustent la distribution des charges en fonction des déplacements observés de la structure au fur et à mesure de l'analyse. Ce processus permet

de capturer plus fidèlement la réponse non linéaire des éléments structurels. Les étapes de la procédure « Displacement-based » sont décrites comme suit. En premier lieu, l'amplitude du vecteur de chargement est déterminée par :

Colajanni [87] ont introduit deux modèles de chargement adaptatifs simplifiés, en combinant des distributions de charges décrites dans le rapport FEMA [85]. Pour garantir des résultats satisfaisants par rapport à ceux obtenus par des méthodes rigoureuses d'analyse dynamique non linéaire, il est nécessaire de procéder à une enveloppe des résultats issus de ces modèles de chargement. Les deux modèles partagent une distribution uniforme des forces dans le domaine élastique, comme précisé par :

$$F_i = \alpha_1 \cdot (V_i - V_{i+1}) \quad 0 \leq \alpha_1 \leq \alpha_y \quad (4.1)$$

Où  $V_i$  est le cisaillement à l'étage  $i$ ,  $\alpha_1$  est le facteur de chargement qui varie entre 0 et la valeur maximale lors de plastification  $\alpha_y$ . Les deux modèles sont synthétisées ci-dessous :

- Le premier modèle de chargement combine une distribution des efforts fondée sur la méthode de combinaison modale (SRSS) avec une distribution uniforme. Cette combinaison est décrite par l'expression suivante :

$$F_i = \alpha_y \cdot (V_i - V_{i+1}) + \alpha_2 \cdot W_i \quad i = 1, 2, \dots, n - 1 \quad (4.2)$$

Où  $W_i$  est le poids de l'étage  $i$  considéré,  $\alpha_y$  est le facteur de chargement lors de plastification et  $\alpha_2$  est le nouveau facteur de chargement.

- Le deuxième modèle de chargement se compose d'une distribution SRSS combinée à une distribution parabolique qui dépend de la hauteur de l'étage.

$$F_i = \alpha_y \cdot (V_i - V_{i+1}) + \alpha_2 \cdot W_i \cdot z_i^2 \quad i = 1, 2, \dots, n - 1 \quad (4.3)$$

Où  $z_i$  est la hauteur de l'étage  $i$  au-dessus du niveau de la fondation.

Les auteurs ont développé un algorithme pour implémenter cette procédure, des programmes des éléments finis spécifiquement conçu pour l'analyse des structures de portiques sous chargement sismique. L'algorithme se compose de quatre étapes principales : la définition du vecteur de chargement nominal et de la matrice de masse, le calcul du facteur de chargement,

le calcul du vecteur normalisé, et enfin la définition du vecteur de chargement. Au cours de l'analyse statique non linéaire, les trois dernières étapes sont mises à jour à chaque pas de temps pour assurer la précision de la simulation. Les étapes sont exposées ci-après :

- Premièrement, le vecteur de chargement nominal  $U_0$  est considéré comme une distribution uniforme le long de la hauteur de la structure. Les masses concentrées ou réparties des éléments structurels peuvent être prises en compte pour définir la matrice de masse  $m$ .
- Deuxièmement, le facteur de chargement  $\lambda$  varie de 0 à 1 et augmente automatiquement au cours de l'analyse, jusqu'à atteindre une valeur cible de déplacement ou jusqu'à ce que la convergence soit perdue (perte de convergence). À chaque pas de temps, l'amplitude du vecteur de chargement est déterminée par :

$$U = \lambda \cdot U_0 \quad (4.4)$$

- Troisièmement, le vecteur normalisé  $D$  utilisé par la suite pour déterminer la forme du vecteur de chargement à chaque pas de temps, est calculé au début du pas de temps suivant.

Les valeurs de déplacements des étages  $D_i$  utilisés afin de définir le vecteur normalisé  $D_i$ , sont obtenus directement de l'analyse modale à l'instant  $t$  par :

$$D_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n D_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \phi_{ij})^2} \quad \text{puis} \quad D_i = \frac{D_i}{\max D_i} \quad (4.5)$$

Où  $\Gamma_j$  est le facteur de participation de mode  $j$ ,  $\phi_{ij}$  la déformée modale de mode  $j$  à l'étage  $i$  et  $n$  est le nombre des modes.

Il convient de noter que la déformée modale est actualisée à chaque pas de temps, ce qui permet d'adapter la forme du chargement appliqué en tenant compte des dégradations que subit la structure au fur et à mesure du chargement. Enfin, le vecteur de chargement au temps  $t$  est calculé en combinant le vecteur de chargement à l'instant précédent  $t-1$  avec un vecteur incrémental défini par :

$$U_t = U_{t-1} + \Delta U_t = U_{t-1} + \Delta \lambda_t D_t U_0 \quad (4.6)$$

Où  $U_{t-1}$  représente le vecteur de chargement à l'instant précédent  $t-1$ ,  $\Delta \lambda_t$  l'incrément du vecteur de chargement,  $D_t$  est le vecteur normalisé à l'instant  $t$ , dont les composantes sont les valeurs de déplacements  $D_i$  mentionnées dans l'équation (4.5), et  $U_0$  est le vecteur de chargement nominal.

#### 4.2.2 Procédures pushover adaptatives basée sur la force

Antoniou [88] ont également mis au point une procédure adaptative à force imposée, appelée « Force-based », où le modèle de chargement est recalculé à chaque étape de l'analyse quasi-statique. Cette méthode repose sur un algorithme similaire à celui utilisé pour la procédure « Displacement-based ». Les approches adaptatives pushover basées sur la force marquent une avancée substantielle dans le domaine de l'analyse sismique non linéaire, en offrant une précision nettement supérieure aux méthodes pushover traditionnelles. Ces approches permettent une modélisation plus fine du comportement dynamique des structures sous charges sismiques, en intégrant les variations progressives de rigidité et de résistance des éléments structurels au fil de leur déformation.

##### 4.2.2.1 Principes fondamentaux des méthodes basées sur la force

Contrairement aux méthodes pushover statiques, où la distribution des forces sismiques est prédéterminée et fixe, les méthodes adaptatives basées sur la force ajustent dynamiquement la distribution des charges en fonction des changements structuraux au cours de l'analyse. Cette approche permet une représentation plus réaliste du comportement des structures sous l'effet des charges sismiques. Les différentes étapes de la procédure à force imposée sont décrites ci-après. Dans un premier temps, l'amplitude du vecteur de chargement est définie par l'expression suivante :

$$P = \lambda \cdot P_0 \quad (4.7)$$

Où  $\lambda$  est le facteur de chargement, variant entre 0 et 1, tandis que  $P_0$  est le vecteur de chargement nominal, qui demeure uniforme sur toute la hauteur de la structure au cours de l'analyse quasi-statique. À chaque instant  $t$ , la mise à jour modale permet de déterminer les valeurs des forces aux étages  $F_i$  est déterminée par:

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \phi_{ij} m_i S_{a,j})^2} \quad \text{puis} \quad \bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (4.8)$$

Où  $\Gamma_j$  est le facteur de participation de mode  $j$ ,  $\phi_{ij}$  est la déformée modale de mode  $j$  à l'étage  $i$ ,  $m_i$  est la masse de l'étage  $i$ ,  $S_{a,j}$  est l'ordonnée de spectre d'accélération correspondant à la période du mode  $j$ ,  $F_i$  est le vecteur normalisé et  $n$  est le nombre des modes. Enfin, le vecteur de chargement à l'instant  $t$  est obtenu par :

$$P_t = P_{t-1} + \Delta P_t = P_{t-1} + \Delta \lambda_t \bar{F}_t P_0 \quad (4.9)$$

Où  $P_{t-1}$  est le vecteur de chargement à l'instant précédent  $t - 1$ ,  $\Delta \lambda_t$  est l'incrément de vecteur de chargement,  $\bar{F}_t$  est le vecteur normalisé à l'instant  $t$  et  $P_0$  est le vecteur de chargement nominal.

La méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) est utilisée pour combiner les déplacements modaux voir Éq (4.5) ou les forces modales à chaque étage Éq

(4.8), dans le cas où les modes de vibration sont indépendants. Toutefois, lorsque les modes de vibration sont couplés, la méthode de combinaison quadratique complète (CQC) doit être employée.

### 4.3 Les irrégularités structurelles dans les bâtiments

En réalité, de nombreux bâtiments existants ont été initialement conçus avec des irrégularités pour répondre à différentes exigences fonctionnelles ou commerciales. Par exemple, les sous-sols à usage commercial sont créés en éliminant les colonnes centrales, et les dimensions des poutres et des colonnes sont réduites dans les étages supérieurs pour un usage fonctionnel. Récemment, des études expérimentales et numériques ont démontré que les structures verticalement irrégulières sont dangereuses et présentent des risques dans les zones sismiques. Par conséquent, autant que possible, les irrégularités dans un bâtiment doivent être évitées en raison de leur comportement sismique défavorable, comme stipulé dans presque tous les codes, tels que le code sismique algérien [8].

Il est important de noter que lorsqu'une structure de bâtiment est soumise à des charges latérales, les dommages se manifestent fréquemment au niveau des zones structurelles faibles

présentes dans les systèmes du bâtiment. De nombreux facteurs sont à l'origine de cette faiblesse structurelle (ou irrégularité structurelle), qui affecte sérieusement les performances des bâtiments en cas de séisme. Divers types d'irrégularités apparaissent dans les bâtiments en fonction de leur emplacement et de leur envergure en revanche, elles peuvent être grossièrement classées en deux groupes de base : les irrégularités en plan et en élévation .

Les irrégularités en élévation, qui présentent des discontinuités physiques significatives dans une direction verticale, comprennent divers types d'irrégularités structurelles, fréquemment rencontrées séparément ou en plusieurs combinaisons sur la hauteur du bâtiment. Il s'agit de l'irrégularité de masse, de l'irrégularité de rigidité, de l'irrégularité de résistance, de l'irrégularité géométrique verticale et de la discontinuité de capacité. La classification détaillée de l'irrégularité structurelle et des limites du code algérien (RPA) est présentée dans le Tableau 1.

#### **4.3.1 Types d'irrégularités verticales**

Les irrégularités verticales peuvent prendre diverses formes, notamment des irrégularités de masse, de rigidité, de résistance ou des irrégularités géométriques. Dans cette étude, l'accent est mis sur les irrégularités de masse et de rigidité, deux paramètres essentiels qui influencent directement la réponse dynamique des structures sous sollicitation sismique. Selon le code parasismique algérien (RPA 99), ces irrégularités sont définies selon des critères précis. Par exemple, une irrégularité de rigidité est caractérisée lorsque la rigidité latérale d'un étage est inférieure à 70 % de celle de l'étage adjacent, ou inférieure à 80 % de la moyenne des trois étages situés au-dessus ou en dessous.

##### **4.3.1.1 Effet des irrégularités de masse**

Les irrégularités de masse apparaissent lorsque la répartition de la masse le long de la hauteur d'un bâtiment n'est pas homogène. Cela peut résulter de l'ajout d'étages techniques plus lourds ou de la suppression de cloisons porteuses. Ces variations dans la distribution de la masse modifient considérablement le comportement dynamique de la structure, engendrant souvent des déplacements inter-étages plus prononcés. Dans cette étude, plusieurs scénarios de modification de masse sont explorés afin d'évaluer leur impact sur les réponses sismiques, notamment en termes de déplacements et de forces de cisaillement.

### 4.3.1.2 Effet des irrégularités de rigidité

Les irrégularités de rigidité surviennent lorsqu’une variation brusque de la rigidité latérale se produit entre deux étages. Par exemple, un étage présentant des colonnes plus fines ou l’absence de murs porteurs peut se comporter de manière significativement plus souple que les autres, constituant ainsi une faiblesse structurelle lors d’un séisme. Ces irrégularités favorisent la concentration des déformations à l’endroit concerné, augmentant le risque de défaillance structurelle. L’apparition de mécanismes d’étage mou, où un étage se déforme de manière disproportionnée, est une conséquence fréquente de ces irrégularités.

Tableau 4-1 : Définition de l’irrégularité

Type	Définition de l’irrégularité
1	<b>Irrégularité de raideur verticale</b> : Existe lorsque la raideur latérale du SFRS dans un étage est inférieure à 70 % de la raideur de tout étage adjacent, ou inférieure à 80 % de la raideur moyenne des trois étages au-dessus ou en dessous.
2	<b>Irrégularité de poids (masse)</b> : Existe lorsque le poids, $W_i$ , de tout étage est supérieur à 150 % du poids d’un étage adjacent.
3	<b>Irrégularité géométrique verticale</b> : Existe lorsque la dimension horizontale du SFRS dans un étage est supérieure à 130 % de celle d’un étage adjacent.
4	<b>Discontinuité dans le plan</b> : Décalage dans le plan d’un élément vertical de résistance aux charges latérales du SFRS ou réduction de la raideur latérale de l’élément de résistance dans l’étage en dessous.
5	<b>Décalages hors-plan</b> : Discontinuités dans un chemin de force latérale, telles que des décalages hors-plan des éléments verticaux du SFRS.
	<b>Discontinuité de capacité - étage faible</b> : Un étage est considéré faible lorsque sa résistance au cisaillement est inférieure à celle de l’étage au-dessus. La résistance au cisaillement de l’étage est la résistance totale de tous les éléments

<b>6</b>	de résistance sismique du SFRS partageant le cisaillement de l'étage pour la direction considérée.
<b>7</b>	<b>Sensibilité torsionnelle :</b> À considérer lorsque les diaphragmes ne sont pas flexibles.
<b>8</b>	<b>Systèmes non orthogonaux :</b> Existe lorsque le SFRS n'est pas orienté selon un ensemble d'axes orthogonaux.

## **4.4 Modélisation des bâtiments de référence**

### **4.4.1 Descriptions des structures**

Cette thèse de recherche se concentre sur l'étude du comportement structural d'un système en béton armé, conçu pour supporter toutes les forces induites par les charges verticales et horizontales. Conformément à la réglementation RPA99, les murs de remplissage de cloison dans cette catégorie sont considérés comme des éléments non-structuraux et ne doivent pas entraver les déformations de la structure. Cela implique l'utilisation de murs de séparation désolidarisés ou légers, ou de murs de séparation avec des liaisons ne limitant pas les déplacements de la structure.

Pour évaluer l'effet des irrégularités verticales sélectionnées sur les réponses sismiques des structures de bâtiments en utilisant la méthode DBAP, un système ordinaire (régulier) en béton armé à moment résistant a été pris comme structure de référence, sans considérer l'effet des panneaux de remplissage en maçonnerie sur la réponse. La structure assure la fonction portante, tandis que le mur de remplissage n'est pas considéré comme un élément structural, mais sert uniquement à séparer l'espace intérieur de l'extérieur, en remplissant les caissons des éléments porteurs extérieurs.

Le bâtiment étudié est situé en zone sismique II a (sismicité modérée) avec des conditions de sol souples attribuées à la classe de site "1" selon la réglementation sismique algérienne [8]. Ce bâtiment représente le cas d'une structure de dix étages à trois travées, avec des hauteurs d'étage uniformes de 3,06 m et des travées de 5 m. La Figure 4.1 présente la configuration de la structure du bâtiment. Les charges permanentes et d'exploitation appliquées étaient respectivement de 600 et 150 kg/m<sup>2</sup>. La masse sismique à chaque niveau d'étage est calculée

comme étant la charge permanente totale plus une fraction appropriée de la charge d'exploitation.

Ce travail se concentre sur une sollicitation sismique unidirectionnelle dans la direction X, sans inclure d'amplification des effets de torsion. Les structures considérées sont régulières en plan et en élévation, ce qui rend les effets de torsion négligeables dans ce contexte. L'analyse de l'entrée sismique bidirectionnelle n'est pas abordée dans le cadre de cette recherche.

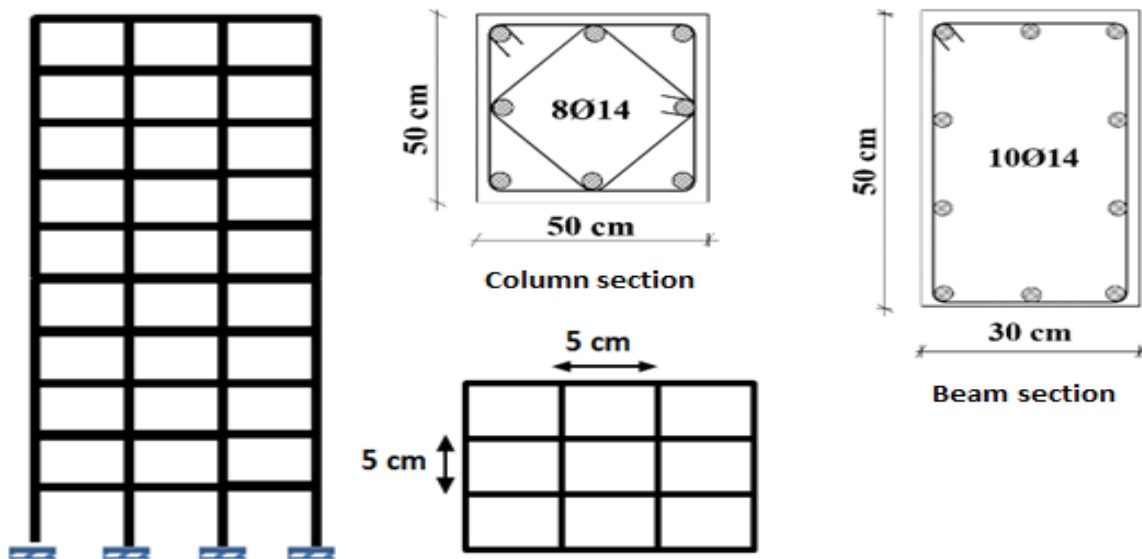


Figure 4.1 : Vue en plan et en élévation du modèle de bâtiment de référence à dix étage.

Cette étude se concentre sur des bâtiments réguliers présentant une rigidité horizontale constante sur l'ensemble de leur hauteur. Le modèle de bâtiment adopté à un plan rectangulaire et une distribution symétrique des systèmes de résistance. Figure 4.1 illustre le modèle de bâtiment à dix étages isolé à la base. Ce modèle repose sur l'hypothèse que les étages sont parfaitement rigides et incompressibles, ce qui permet de transférer uniformément les déplacements des étages à toutes les colonnes. Le bâtiment en béton armé est modélisé à l'aide du logiciel OpenSees [89]. Les spécifications des sections des poutres et des colonnes sont fournies dans le Tableau 4-2. En outre, la base de la structure (les colonnes) est supposée fixée, comme le montre la Figure 4.1, et la réponse de la structure dans la direction **X** est analysée. La période fondamentale du modèle de référence est de  $T1^* = 1,32$  s, représentant environ 80 % de la masse totale. Ce modèle est essentiellement dominé par le premier mode, tout en restant sensible aux modes supérieurs. Il servira de structure de référence pour la comparaison de tous les systèmes irréguliers [90].

Tableau 4-2 : Dimensions géométriques de la section du béton (cadre régulier de référence)

<b>Éléments</b>	<b>Dimensions</b>	<b>Armature</b>
<b>Poutres</b>	30 x 50 cm <sup>2</sup>	10 barres $\Phi$ 14
<b>Colonnes</b>	50 x 50 cm <sup>2</sup>	08 barres $\Phi$ 14

#### **4.4.2 Propriétés des matériaux béton-acier**

Les modèles tridimensionnels des bâtiments examinés ont été élaborés à l'aide du logiciel OpenSees, une plateforme orientée objet intégrée à Matlab, qui utilise la modélisation par éléments multifibres (Figure 4.2). Ces éléments finis sont adaptés pour une gamme étendue d'applications en génie civil, permettant des simulations détaillées des comportements non linéaires, tant statiques que dynamiques, pour des structures telles que des poutres ou des murs à sections hétérogènes (par exemple, en béton armé). Ils permettent de modéliser efficacement les sollicitations de flexion, de cisaillement ou de torsion, en intégrant les non-linéarités géométriques et matérielles, ainsi que les effets P- $\Delta$  [55], [91].

Dans OpenSees, diverses propriétés et lois des matériaux ont été mises en œuvre pour permettre une simulation précise des éléments structuraux.

- Pour cette analyse, le modèle modifié de Kent-Scott-Park [35], [36] a été utilisé pour simuler la relation contrainte-déformation monotone du béton confiné et non confiné en compression, sous le nom de Concrete02, disponible dans OpenSees [48]. Ce modèle présente une courbe parabolique jusqu'à la contrainte maximale du béton, suivie d'une branche de ramollissement linéaire après le pic. Il intègre également un renforcement linéaire en traction.

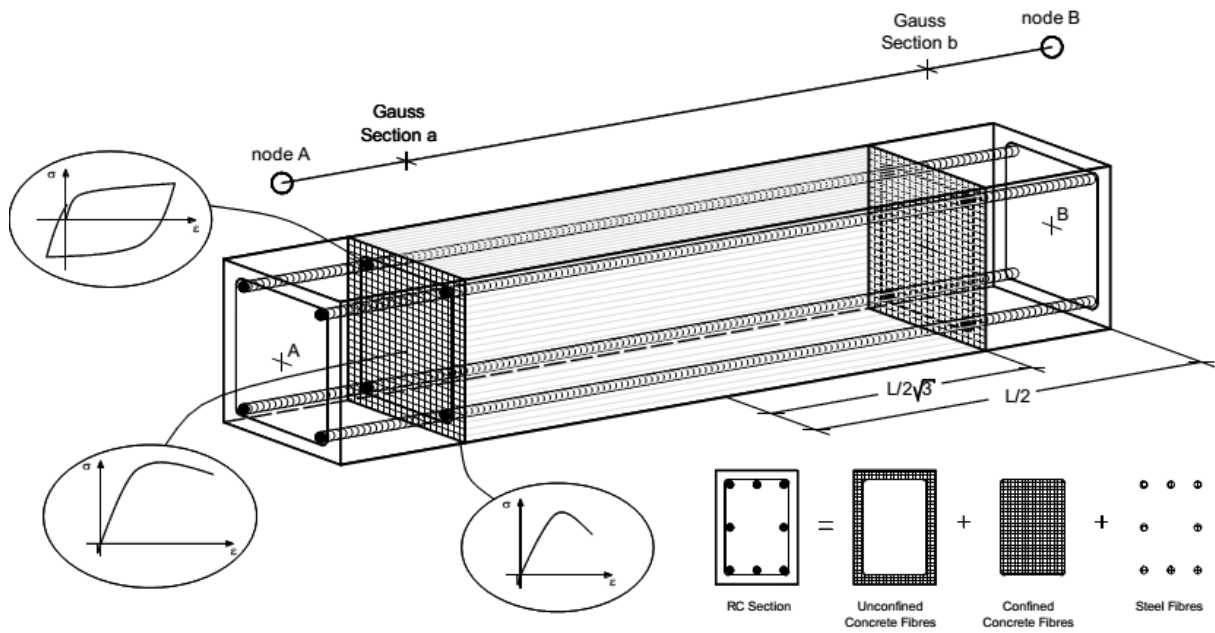


Figure 4.2 : Discretisation en fibres de la section transversale typique du béton armé [88]

Les propriétés du modèle de béton sont spécifiées dans le Tableau 4-3, où  $f'_c$  est la résistance à la compression du béton après 28 jours,  $f'_{cu}$  et  $f_t$  représentent respectivement la résistance à l'écrasement et la résistance à la traction du béton. Les déformations  $\epsilon_{c0}$  et  $\epsilon_{cu}$  correspondent respectivement à la résistance à la compression  $f'_c$  et à la résistance à l'écrasement  $f'_{cu}$ .  $E_{c0}$  indique le module d'élasticité initial du béton, tandis que  $E_{ts}$  est le module d'élasticité du béton après fissuration pour la branche de ramollissement en traction.

Tableau 4-3 : Caractéristiques du modèle de matériau béton

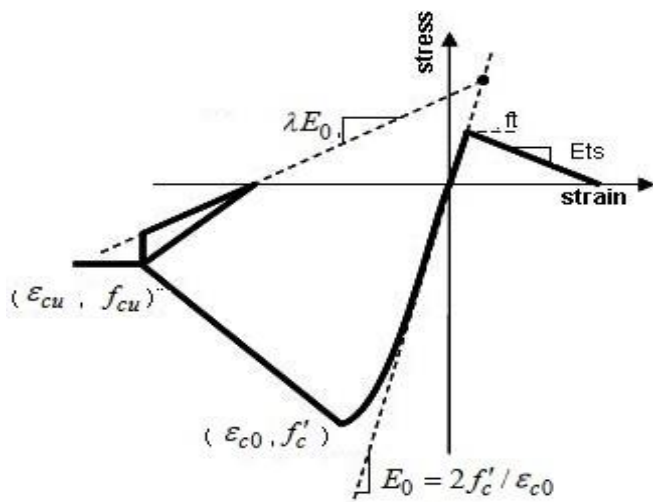
Paramètres du matériau	Béton confiné	Béton non confiné
Résistance à la compression du béton à 28 jours, $f'_c$ [MPa]	45	54
Déformation du béton à la résistance maximale, $\epsilon_{c0}$	0,0024	0,0020
Résistance à l'écrasement du béton, $f'_{cu}$ [MPa]	10,8	9
Déformation du béton à la résistance à l'écrasement, $\epsilon_{cu}$	0,0073	0,0076
Rapport entre la pente de déchargement à $\epsilon_{cu}$ et la pente initiale, $\lambda$	0,2	0,2
Résistance en traction, $f_t$ [MPa]	5,4	4,5
Module de ramollissement en traction, $E_{ts}$ [MPa]	2250	2250

- Les barres d'armature en acier dans les sections de béton armé sont modélisées à l'aide d'un modèle bilinéaire à durcissement cinématique, défini par le matériau Steel02 dans OpenSees [48]. Le Tableau 4-4 résume les caractéristiques des propriétés calculées du modèle de matériau (Steel02), où  $f_y$  représente la limite d'élasticité,  $E_s$  est la rigidité élastique initiale,  $b$  est le coefficient de durcissement par déformation,  $R_0$  est une constante comprise entre 10 et 20, et  $C_{R1}$  et  $C_{R2}$  sont des coefficients.

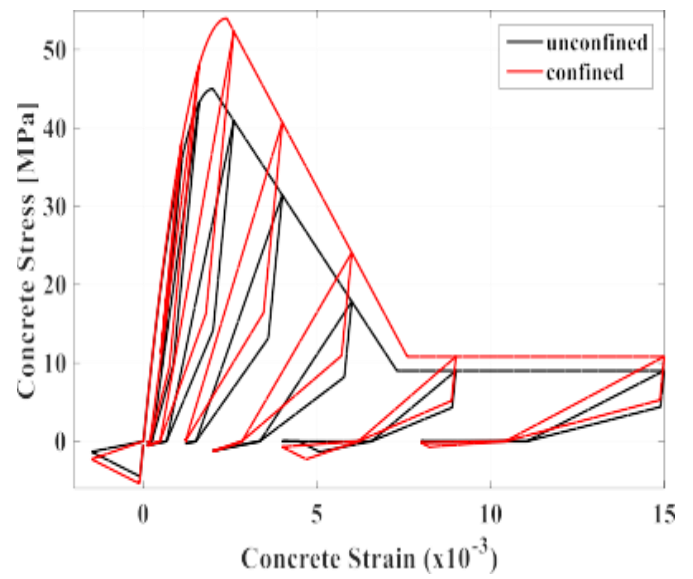
Tableau 4-4 : Caractéristiques du modèle de matériau acier

<b>Paramètre</b>	<b>Steel02</b>
Résistance à la traction, $f_y$ (MPa)	400
Rigidité initiale, $E_s$ (MPa)	210 000
Ratio de durcissement par déformation, $b$	0,02
Constante, $R_0$	20
Coefficient, $C_{R1}$	0,925
Coefficient, $C_{R2}$	0,15

Les Figure 4.3 et Figure 4.4 présentent la relation contrainte-déformation des matériaux en béton et en acier utilisés dans cette étude. Un algorithme adaptatif de contrôle de déplacement a été développé dans OpenSees, utilisant le code  $T_{cl}$ , afin de réaliser des analyses non linéaires plus précises. Cet algorithme ajuste les paramètres en fonction des variations des propriétés des matériaux au cours de l'analyse. Tous les détails sur les paramètres du modèle, les équations employées et leur implémentation sont fournis dans la documentation du package OpenSees [92].



(a) Modèle général de contrainte-déformation



(b) Propriétés calculées pour Concrete02

Figure 4.3 : Relation contrainte-déformation hystérétique typique du modèle de béton [48]

Les paramètres de matériau utilisés pour le modèle des armatures d'acier, comprenant la limite d'élasticité ( $F_y$ ), le module tangent initiale ( $E_0$ ) et le rapport d'érouissage ( $b$ ), sont fournis dans le Tableau 4-4.

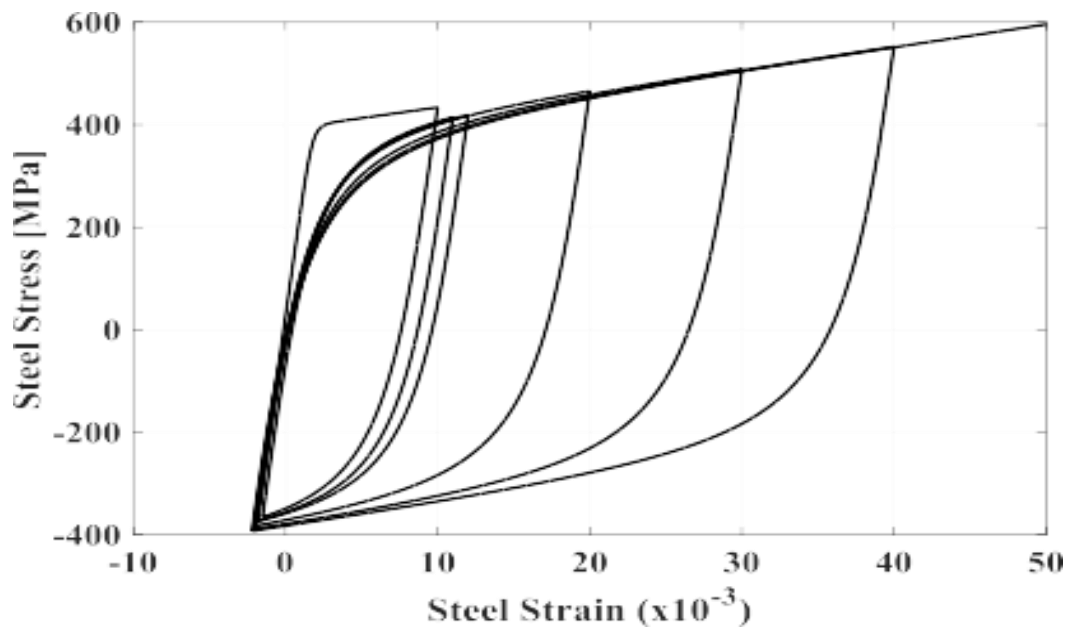


Figure 4.4 : Courbe enveloppe monotone du modèle Steel01 [48]

#### 4.4.3 Caractérisation de l'excitation sismique en contexte dynamique

L'évaluation des demandes sismiques des structures, qu'elles soient régulières ou irrégulières, est effectuée par l'analyse Displacement-Based Adaptive Pushover (DBAP). Cette méthode consiste à soumettre un système équivalent à un degré de liberté à un enregistrement de mouvement du sol afin d'évaluer les demandes sismiques. Pour cette recherche, le mouvement du sol utilisé est dérivé de l'accélérogramme du séisme d'El Centro de 1940 (voir Figure 4.5), qui a été correctement mis à l'échelle pour englober l'ensemble de la gamme des réponses structurales, allant de l'élasticité à l'instabilité dynamique globale.

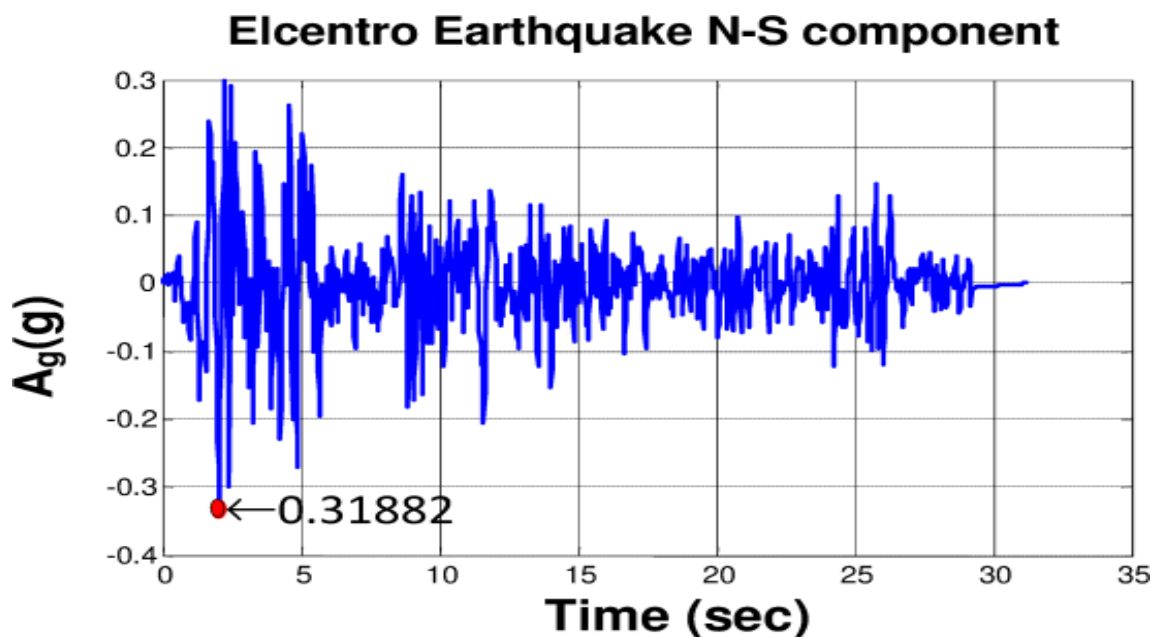


Figure 4.5 : Accélération du sol de la composante N-S du séisme d'El-Centro.

#### 4.4.4 Analyse des effets des irrégularités de masse et de rigidité

Une structure de bâtiment régulière, présentant des distributions uniformes de masse, de rigidité et de résistance de base sur toute sa hauteur, présente un comportement prévisible. Cependant, une infinité de configurations verticalement irrégulières peut être générée en sélectionnant divers paramètres et en modifiant leur distribution, soit individuellement, soit en combinaison, le long de la hauteur du bâtiment de référence proposé. À la suite de ce processus de sélection d'irrégularités, seuls deux types sont considérés : les irrégularités de masse (MF) et de rigidité (SF), appliquées à un ou plusieurs étages spécifiques de la structure.

Les contributions modales supérieures sont implicitement intégrées dans le processus adaptatif DBAP, en raison du comportement non linéaire des structures, qui est particulièrement sensible à ces contributions. L'ignorance de ces modes supérieurs entraînerait une évaluation erronée des paramètres de réponse sismique [69],[83].

Dans les cas étudiés, les propriétés des étages sont ajustées en augmentant ou en diminuant les caractéristiques de tous les éléments structuraux de l'étage (poutres et colonnes), à travers une large gamme de facteurs de modification (MF) ou (SF). Le facteur de modification se définit comme le rapport entre la quantité modifiée dans le cas irrégulier et celle du cas de référence. Chaque type d'irrégularité a été appliqué individuellement à chacun des dix étages de la structure. Il est crucial de noter que, puisque la période du cadre de référence est influencée par la variation de la rigidité d'un ou plusieurs étages, les rigidités de tous les étages ont été uniformément mises à l'échelle pour chaque modèle irrégulier afin d'atteindre la période cible du premier mode, conformément aux recommandations du FEMA [93].

#### **4.5 Processus et étapes de l'analyse proposée**

L'objectif de cette étude est d'analyser la réponse sismique des structures verticalement irrégulières en recourant à une méthode avancée d'analyse pushover adaptative basée sur les déplacements (DAP). Comme illustré dans la Figure 4.6, la stratégie développée repose sur une modélisation simplifiée utilisant des éléments finis multifibres, permettant de reproduire avec précision le comportement non linéaire des matériaux (acier et béton) et d'intégrer les effets de dégradation ainsi que l'influence des modes supérieures [90].

##### **1. Élaboration du modèle structurel tridimensionnel**

Le processus débute par la construction d'un modèle tridimensionnel détaillé de la structure, dans lequel le comportement monotone non linéaire des matériaux (acier et béton) est précisément défini. Ce modèle repose sur une discrétisation en éléments multifibres, permettant d'obtenir la relation force-déplacement de chaque section par intégration de la relation contrainte-déformation au niveau des fibres. Cette étape fondamentale garantit une représentation réaliste des caractéristiques parasismiques de la structure.

## 2. Mise en œuvre de l'analyse pushover adaptative (DAP)

À partir du modèle développé, une analyse pushover adaptative basée sur les déplacements est réalisée. Contrairement aux approches traditionnelles qui appliquent un vecteur de charge invariant, cette méthode consiste à évaluer en continu les propriétés structurelles au fur et à mesure de l'application des charges. Ainsi, le vecteur de charge est actualisé à chaque incrément en combinant, selon la règle SRSS (Square-Root of Sum-of-Squares), les contributions de tous les modes significatifs. Ce procédé permet de mieux prendre en compte la dégradation de la rigidité ainsi que l'influence des modes supérieurs sur la réponse globale de la structure.

## 3. Calcul des déplacements inter-étages et mise à jour dynamique

Suite à l'analyse pushover, la réponse obtenue pour le système multi-degrés de liberté (MDOF) est convertie en une réponse équivalente à un seul degré de liberté (SDOF) en fonction des modes propres actuels. Les déplacements inter-étages sont calculés en combinant, par la méthode SRSS, les contributions des différents modes propres, chacune pondérée par le facteur de participation modale ( $\Gamma_i$ ). Le déplacement appliqué à chaque niveau est ainsi déterminé par la somme cumulative des déplacements inter-étages des niveaux inférieurs. Étant donné que ces déplacements dépendent des propriétés mécaniques évolutives de la structure, le vecteur de déplacement est systématiquement mis à jour à chaque incrément de charge pour refléter précisément la progression du comportement non linéaire.

## 4. Caractérisation de la courbe de capacité adaptative du système équivalent

La dernière phase consiste à transformer la réponse non linéaire du système MDOF en une courbe de capacité représentative d'un système SDOF équivalent. Cette transformation repose sur un critère d'énergie équivalente, selon lequel l'aire sous la courbe de pushover doit être égale à celle sous une courbe bilinéaire enveloppant le comportement hystérétique du modèle. Ce procédé permet de synthétiser la capacité parasismique de la structure sous une forme exploitable pour l'évaluation de sa performance sismique, conformément aux approches avancées décrites par Casarotti et Pinho [94].

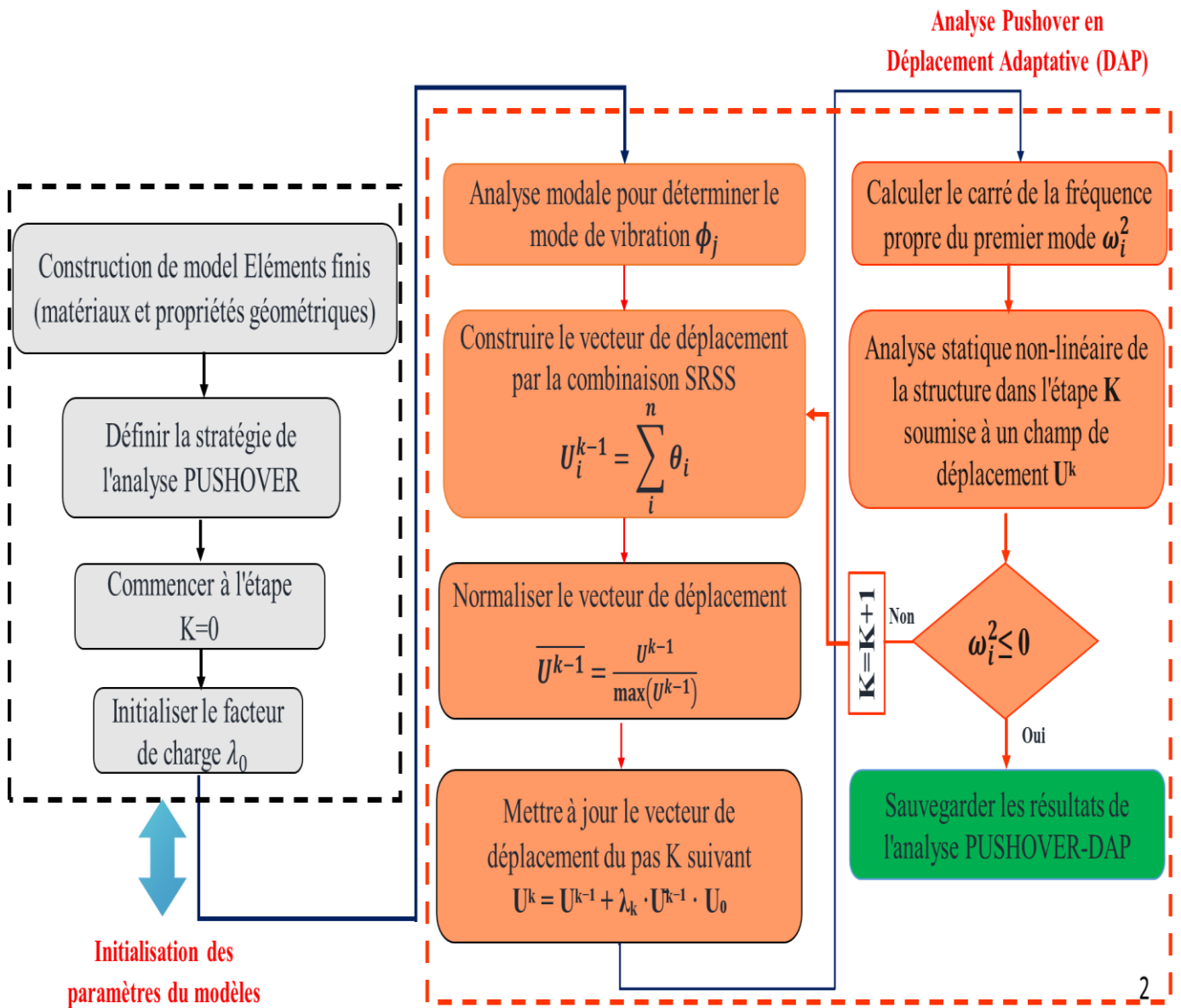


Figure 4.6 : Algorithme de la méthode pushover adaptative DAP

## 4.6 Analyse et résultats des applications numériques

### 4.6.1 Analyse des effets des irrégularités verticales

Cette thèse explore en profondeur l'impact des irrégularités de masse et de rigidité sur les réponses non linéaires des structures. Il évalue précisément comment ces irrégularités influencent les demandes sismiques, en se concentrant sur deux aspects principaux : les déplacements du toit, représentés par les courbes de capacité adaptative, et la distribution des sollicitations sur les étages de la structure. Les irrégularités de masse et de rigidité peuvent provoquer des variations significatives dans la réponse dynamique des bâtiments, affectant la manière dont les charges sismiques sont redistribuées sur la hauteur de la structure. L'analyse des déplacements du toit permet de comprendre comment les déformations globales de la structure évoluent en réponse aux sollicitations sismiques. Parallèlement, l'étude de la distribution des sollicitations sur les différents étages offre un aperçu de la manière dont les irrégularités influencent la répartition des forces internes et les déformations locales.

#### 4.6.1.1 Effets des irrégularités de masse

Le facteur de modification de la masse (MF) joue un rôle déterminant dans l'analyse fiabiliste du comportement des structures irrégulières en élévation. Ce paramètre sert à quantifier les écarts dans la distribution massique par rapport à un cas de référence, ce qui est crucial pour évaluer la vulnérabilité des structures soumises à des charges dynamiques ou sismiques. Le facteur MF est défini comme le rapport entre la masse modifiée dans un scénario d'irrégularité et la masse du cas de référence à un niveau d'étage donné. Ce rapport peut prendre des valeurs comprises entre 0,25 et 4, reflétant ainsi une large gamme de scénarios possibles, du plus allégé au plus chargé. Ce facteur peut être appliqué de manière ciblée à un étage unique, ou bien à plusieurs étages consécutifs, permettant ainsi une flexibilité d'analyse qui prend en compte la localisation des irrégularités massiques au sein de la structure. Une étude approfondie est menée pour évaluer l'influence de ces irrégularités, en tenant compte de leur emplacement précis et de leur ampleur, sur le comportement global de la structure.

La Figure 4.7 illustre plusieurs scénarios typiques de distribution irrégulière de la masse (MM) par rapport à la distribution massique de référence, à divers niveaux d'étages, selon les configurations suivantes :

- **Modèle (a) : distribution uniforme de la masse**

Les facteurs de modification de masse MF(n), avec des valeurs de 0,25, 0,5, 2,0 et 4,0, sont appliqués uniformément sur les dix premiers étages (1 à 10) de la structure, afin de simuler une variation homogène de la masse dans la partie inférieure de l'édifice.

- **Modèle (b) : modification de masse dans la partie inférieure**

La masse est ajustée exclusivement dans la moitié inférieure de la structure, en appliquant les mêmes facteurs MF de 0,25, 0,5, 2,0 et 4,0. Cette configuration permet de concentrer l'analyse sur l'effet des irrégularités massiques dans la partie inférieure, souvent critique pour la stabilité globale en cas de charges dynamiques.

- **Modèle (c) : modification de masse dans la partie supérieure**

Inversement, la moitié supérieure de la structure fait l'objet d'une modification de masse selon les facteurs MF précités. Cette approche vise à évaluer l'impact des variations massiques dans les étages supérieurs, qui peuvent influencer la réponse dynamique de la structure de manière significative.

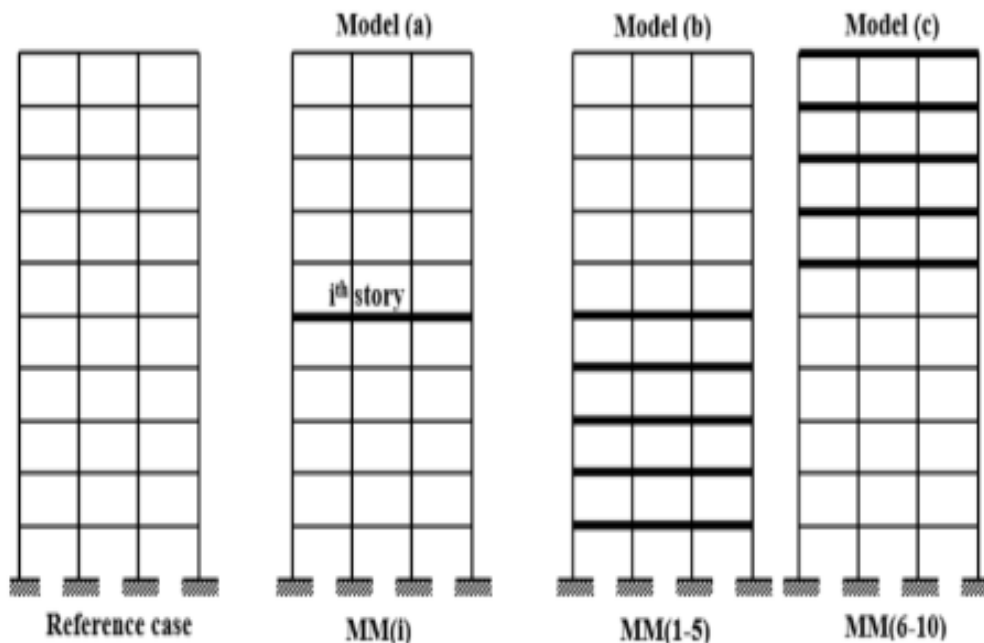


Figure 4.7 : Cas avec distribution irrégulière de la masse par rapport à la distribution de masse d'origine du cas de référence.

#### 4.6.1.1.1 Développement des courbes de capacité adaptative

Deux paramètres sismiques essentiels sont utilisés pour analyser ces variations : la force de cisaillement base et le déplacement inter-étages. La force de cisaillement base quantifie la distribution des forces horizontales appliquées entre la base et chaque étage, tandis que le déplacement inter-étages mesure le décalage relatif entre étages adjacents. Ces paramètres sont cruciaux pour évaluer comment les irrégularités massiques influencent la capacité de la structure à supporter et à dissiper l'énergie sismique. En évaluant ces réponses inélastiques, cette recherche permet de mieux comprendre l'impact des irrégularités massiques sur la performance sismique et fournit des informations clés pour optimiser la conception et le renforcement des structures afin de réduire les risques sismiques.

Dans le premier modèle (a), une irrégularité de masse est ajoutée à un étage unique de la structure, avec la possibilité de placer cette irrégularité à différents niveaux, du rez-de-chaussée au dernier étage. Cette variation est représentée par la notation "cas MF(1-n)", où "n" indique l'étage spécifique où l'irrégularité est située. Par exemple, "cas MF (1-1)" correspond à une irrégularité de masse au premier étage, tandis que "cas MF (1-10)" désigne une irrégularité au dixième étage.

#### 4.6.1.1.2 Influence des modifications de masse sur la réponse sismique des structures

Les résultats de l'analyse graphique montrent que les modifications de masse à un seul étage, avec des facteurs de modification de 0,25, 0,5, 2,0 et 4,0, n'ont généralement pas d'impact significatif sur les réponses non linéaires de la structure. En d'autres termes, bien que ces modifications puissent introduire des irrégularités, elles ne réduisent pas de manière marquée la résistance au flambement des structures en cadre moment. Cette conclusion est valable à condition que le système latéral soit correctement dimensionné pour répondre aux exigences sismiques, qui peuvent augmenter en présence d'irrégularités massiques. La Figure 4.8 illustre les courbes de capacité adaptative de la structure pour le cas de référence, en incluant les effets des irrégularités massiques aux différents emplacements mentionnés. Cette figure montre que la force de cisaillement de base maximale est observée dans le cadre régulier avec une valeur de 932 kN pour un déplacement de 78 cm. Cette mesure indique que la structure, lorsqu'elle est uniforme, peut supporter une force plus élevée avant d'atteindre un niveau de déplacement donné.

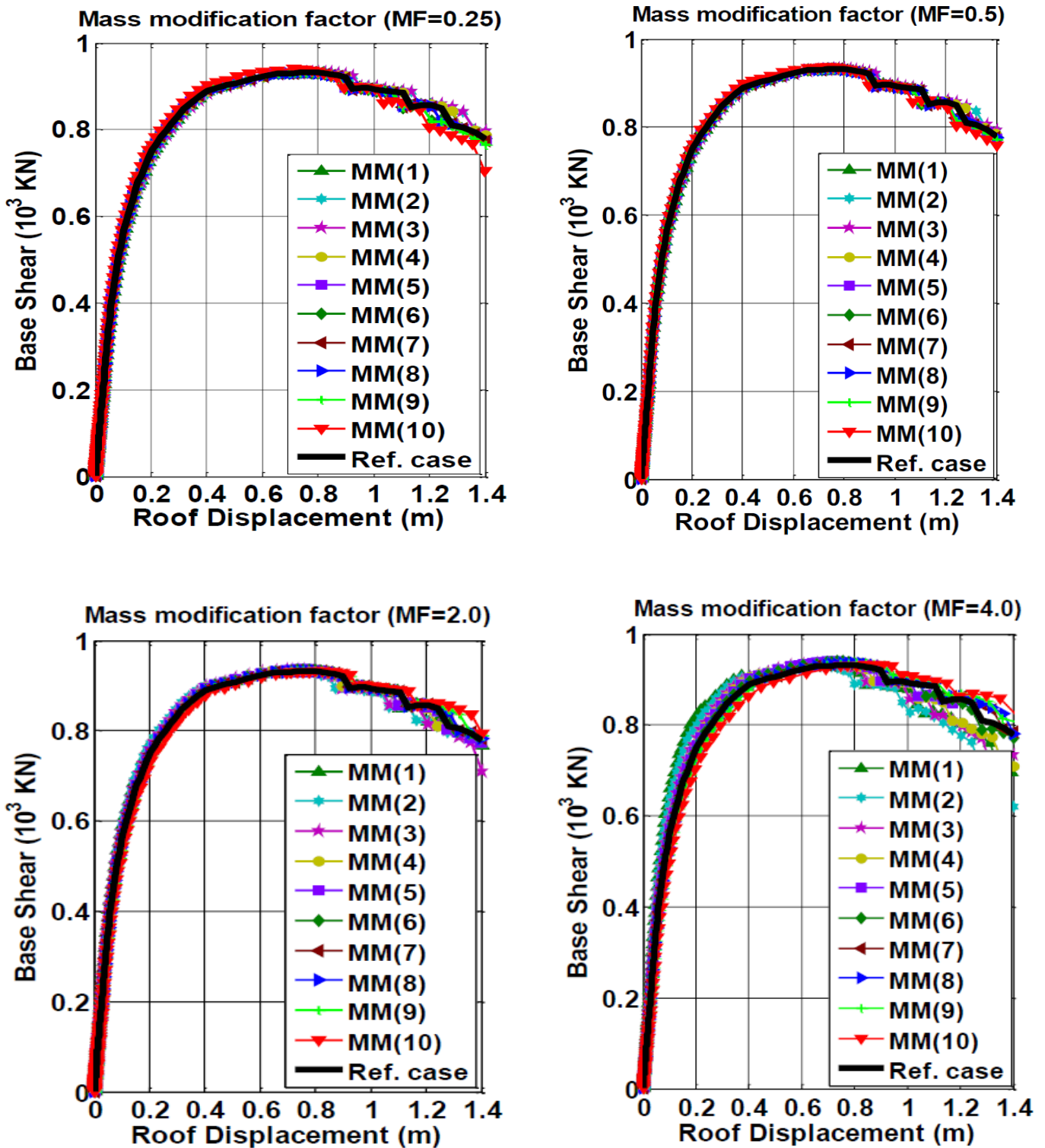


Figure 4.8 : Courbes de capacité adaptative pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au Modèle (a)

Dans les configurations irrégulières, la force de cisaillement de base est maximisée lorsque l'irrégularité de masse est localisée au dernier étage, avec un facteur de modification de 0,5, par exemple. Cela suggère que, dans ces conditions spécifiques, la structure est plus efficace pour résister aux forces horizontales lorsque l'irrégularité est concentrée au sommet. Néanmoins, pour d'autres positions d'irrégularité, la force de cisaillement de base varie de manière variable, ce qui indique que l'effet de la masse irrégulière est moins prévisible et dépend fortement de sa localisation précise dans la structure.

Lorsque des masses importantes sont introduites (avec des facteurs de modification de 2 ou 4), l'effet observé est inversé. Dans ces cas, la réponse de la structure révèle un comportement différent, probablement en raison de l'interaction complexe entre la masse accrue et les forces sismiques, modifiant ainsi les mécanismes de déformation et de répartition des charges. Ce phénomène souligne l'importance de prendre en compte à la fois l'emplacement et l'ampleur des irrégularités massiques pour une évaluation précise du comportement sismique des structures.

#### **4.6.1.1.3 Influence des irrégularités massiques sur les déformations inter-étages**

Pour une évaluation plus approfondie des structures présentant des irrégularités massiques, il est impératif d'analyser le ratio de déformation inter-étages pour chaque étage individuellement, plutôt que de se limiter à une évaluation basée uniquement sur les valeurs maximales globales. Cette approche plus granulée permet d'obtenir une image plus précise des impacts spécifiques des irrégularités massiques sur le comportement de la structure.

La Figure 4.9 illustre les résultats de cette analyse détaillée. Les données montrent que les structures dotées de masses légères, avec des facteurs de modification de masse MF de 0,25 et 0,5, exercent une influence notable sur la déformation inter-étages en fonction de la localisation de l'irrégularité. En particulier, lorsque l'irrégularité de masse est placée à des étages spécifiques (comme le 1er, 2e ou 3e étage), on observe une augmentation généralisée des déformations inter-étages dans l'ensemble du bâtiment. Cette augmentation est particulièrement marquée aux 2e, 3e et 4e étages. Ce phénomène peut être attribué à des modifications dans les modes de vibration et la période fondamentale de la structure, entraînant ainsi une diminution de la rigidité de la structure. En d'autres termes, les irrégularités massiques altèrent le comportement dynamique de la structure, ce qui se traduit par des déformations plus importantes aux étages supérieurs lorsque les irrégularités sont situées plus bas dans le bâtiment.

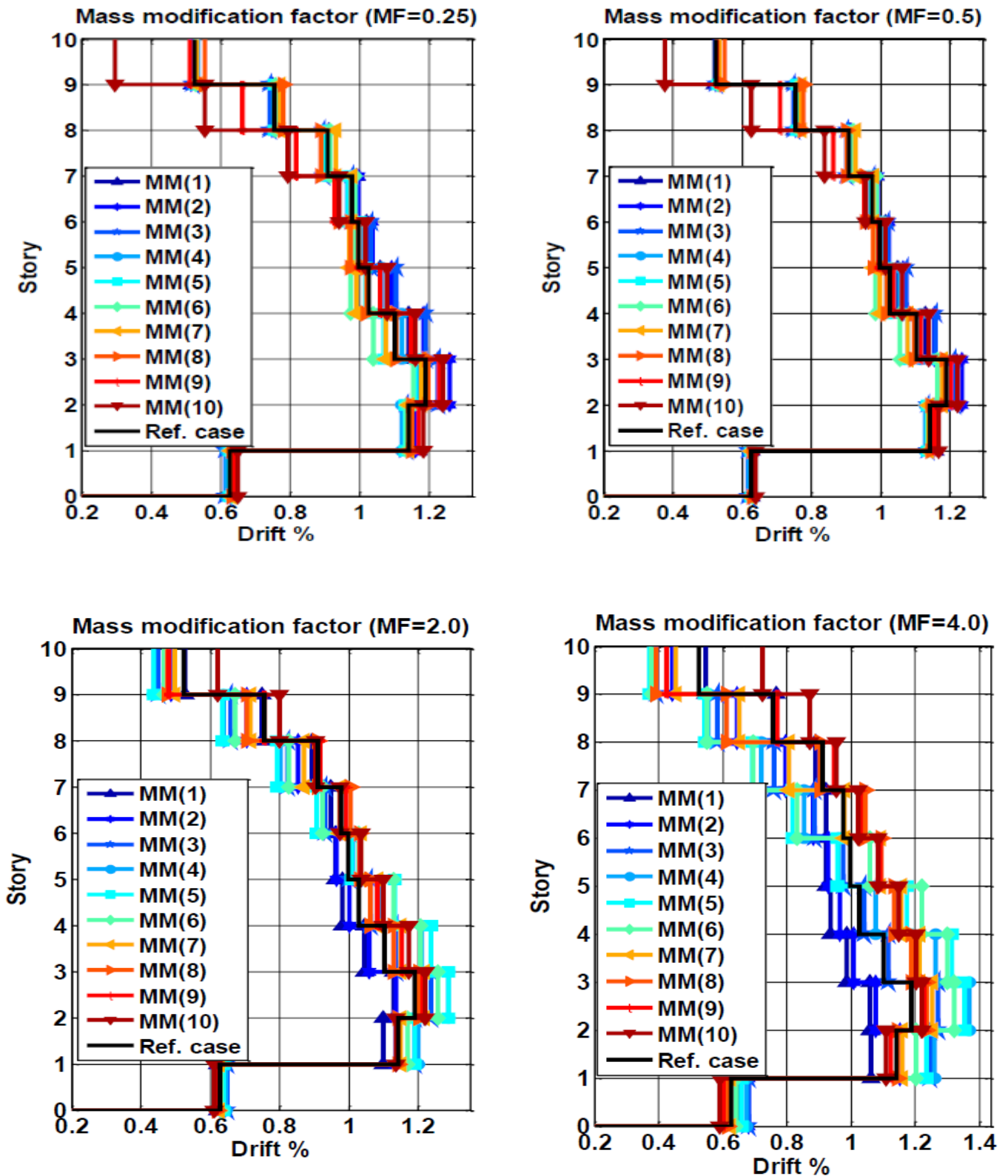


Figure 4.9 : Ratio de déformation inter-étages pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au Modèle (a)

À l’opposé, les configurations avec des masses plus lourdes (facteurs de modification de masse de 2 et 4) produisent un effet différent. Les résultats indiquent que la réponse de la structure présente un comportement inverse par rapport aux cas de masses légères. Dans ces cas, les masses élevées modifient également les modes de vibration et la période fondamentale, mais de manière telle que les déformations inter-étages ne suivent pas la même tendance. Les résultats suggèrent que les effets des irrégularités massiques sont atténués ou inversés, modifiant ainsi la distribution des déformations dans la structure. Cette analyse détaillée des déformations inter-étages démontre l’importance de considérer à la fois l’emplacement et l’ampleur des irrégularités massiques pour une évaluation complète de la performance sismique des structures. Les résultats soulignent que les stratégies de conception doivent intégrer ces aspects pour améliorer la résistance et la stabilité des structures face aux charges sismiques. Une compréhension approfondie de ces effets permet de développer des solutions de conception plus robustes, adaptées aux spécificités des structures irrégulières, et de mieux prévoir les besoins en renforcement pour garantir leur sécurité et leur performance en cas de séisme.

#### **4.6.1.1.4 Répartition des efforts tranchants par étage en fonction des irrégularités massiques.**

Un schéma de distribution similaire des efforts tranchants par étage est observé dans la Figure 4.10 ; les valeurs normalisées des efforts tranchants ne montrent pas de différences significatives par rapport au cas de référence. Ainsi, la valeur maximale est atteinte au deuxième étage pour toutes les situations irrégulières, tandis qu’un changement modéré est observé à mi-hauteur, suivi d’une diminution rapide dans la partie supérieure de la structure. Pour les cas de modification de masse avec un facteur de  $MF = 4.0$  (valeur extrême), les efforts tranchants normalisés sont légèrement plus élevés au dernier étage comparativement au cas de référence, en raison de l’influence des modes supérieurs.

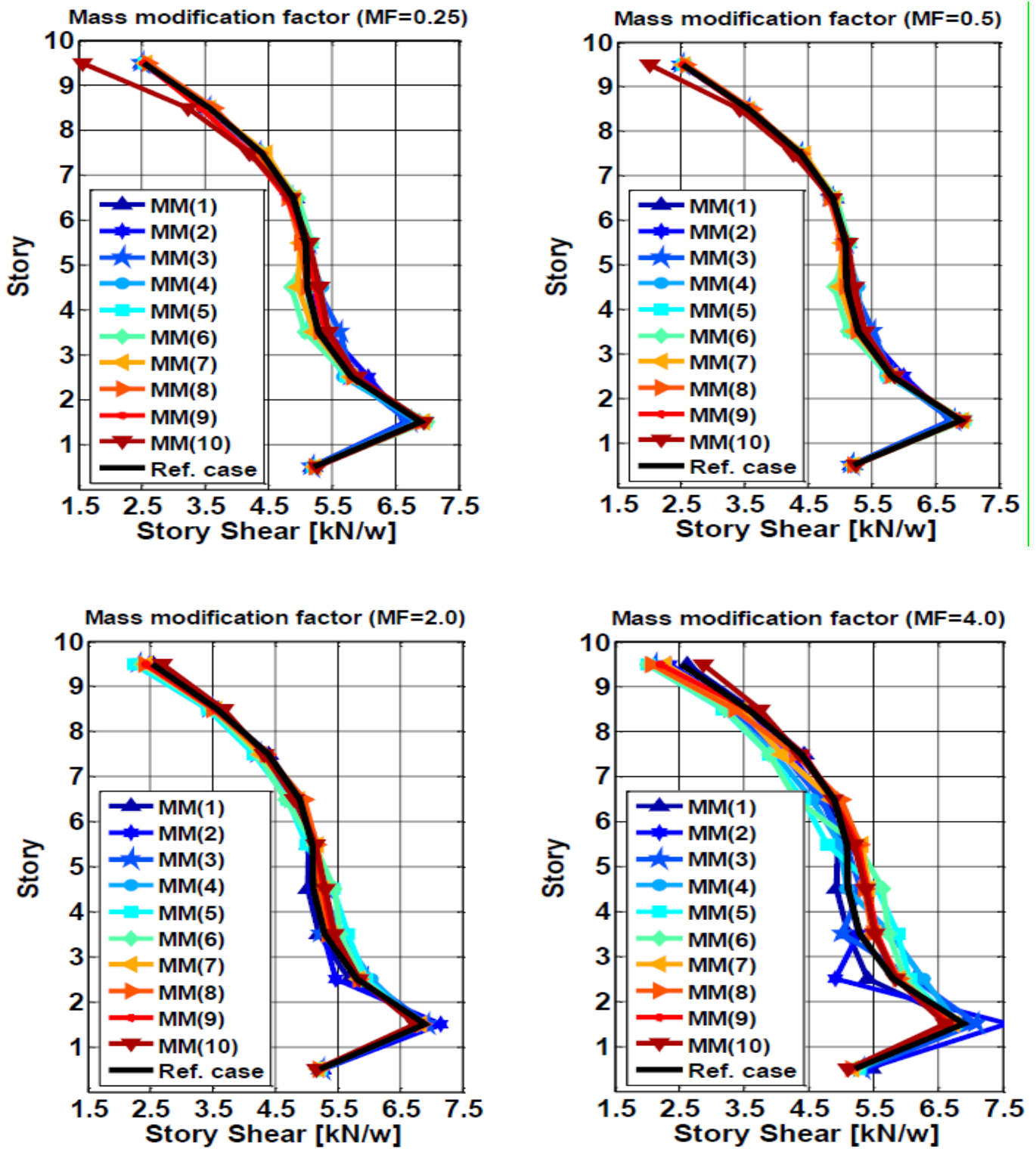


Figure 4.10 : Forces de cisaillement d'étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au modèle (a)

#### 4.6.1.1.5 Impact ou l'influence des irrégularités de masse sur les déformations et efforts tranchants

##### 4.6.1.1.5.1 Effets des irrégularités dans la partie inférieure de la structure

Dans le modèle (b), où l'irrégularité est positionnée dans la partie inférieure de la structure, on observe que les déformations aux étages inférieurs sont nettement plus importantes, comme le montre la Figure 4.11. Cela indique que les modifications de masse dans cette zone inférieure exercent une influence significative sur le comportement global de la structure. Les efforts tranchants se concentrent davantage dans les étages inférieurs, ce qui se traduit par des déformations accrues à ces niveaux. Cette concentration des efforts tranchants suggère que les masses ajoutées ou modifiées dans la partie inférieure de la structure augmentent les forces internes et les déformations.

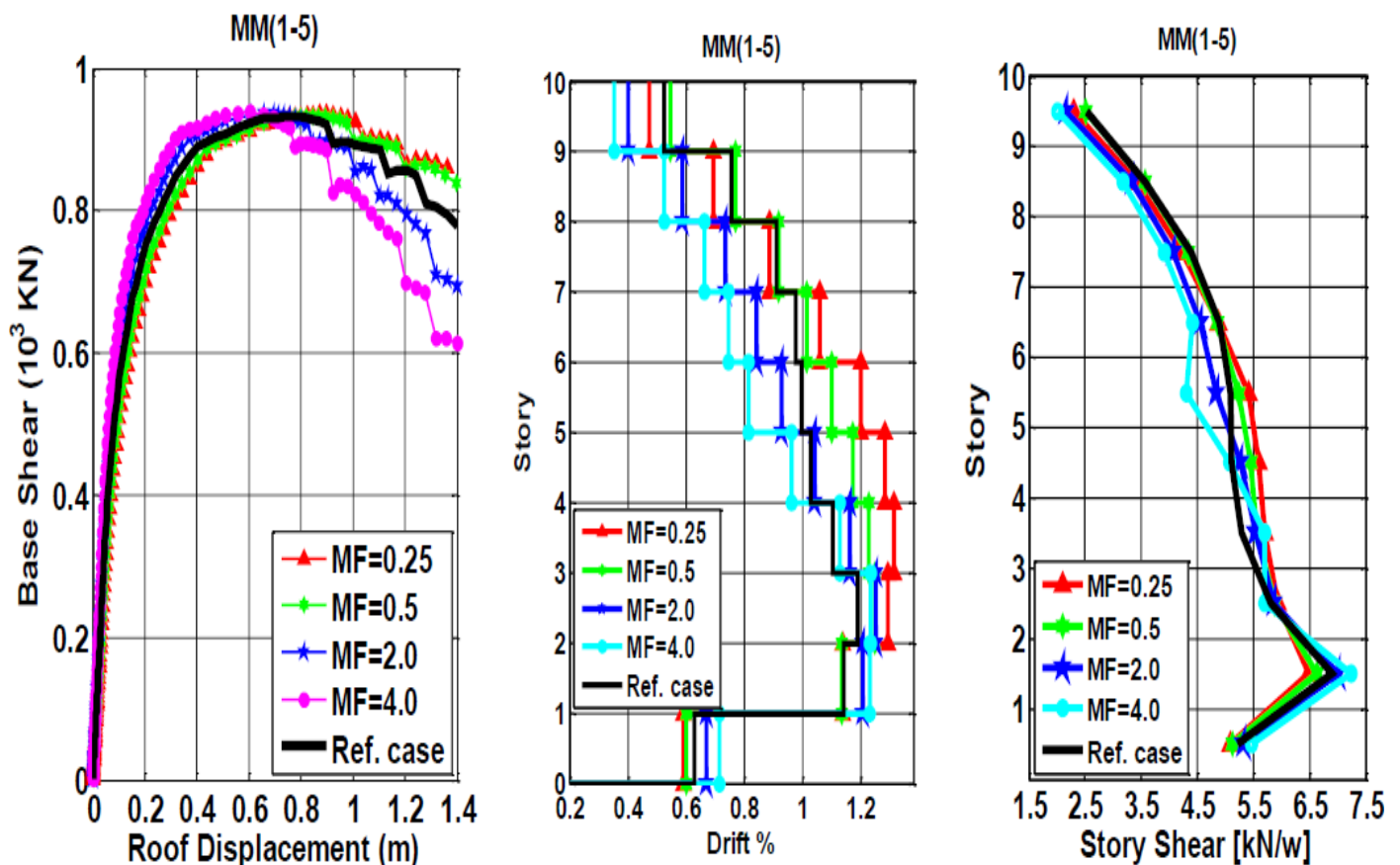


Figure 4.11 : Forces de cisaillement d'étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au modèle (b)

4.6.1.1.5.2 Effets des irrégularités dans la partie supérieure de la structure

Dans le modèle (c), où l'irrégularité se trouve dans la partie supérieure de la structure, les modifications de masse ont un impact moins prononcé sur le cisaillement maximal à la base (voir Figure 4.12). Les variations de masse dans les étages supérieurs apparaissent avoir une influence réduite sur les efforts tranchants à la base, ce qui se traduit par une répartition plus uniforme des forces. Cela suggère que les irrégularités situées plus haut dans la structure n'affectent pas autant les efforts tranchants à la base, probablement en raison d'une distribution plus équilibrée des forces dans l'ensemble de la structure.

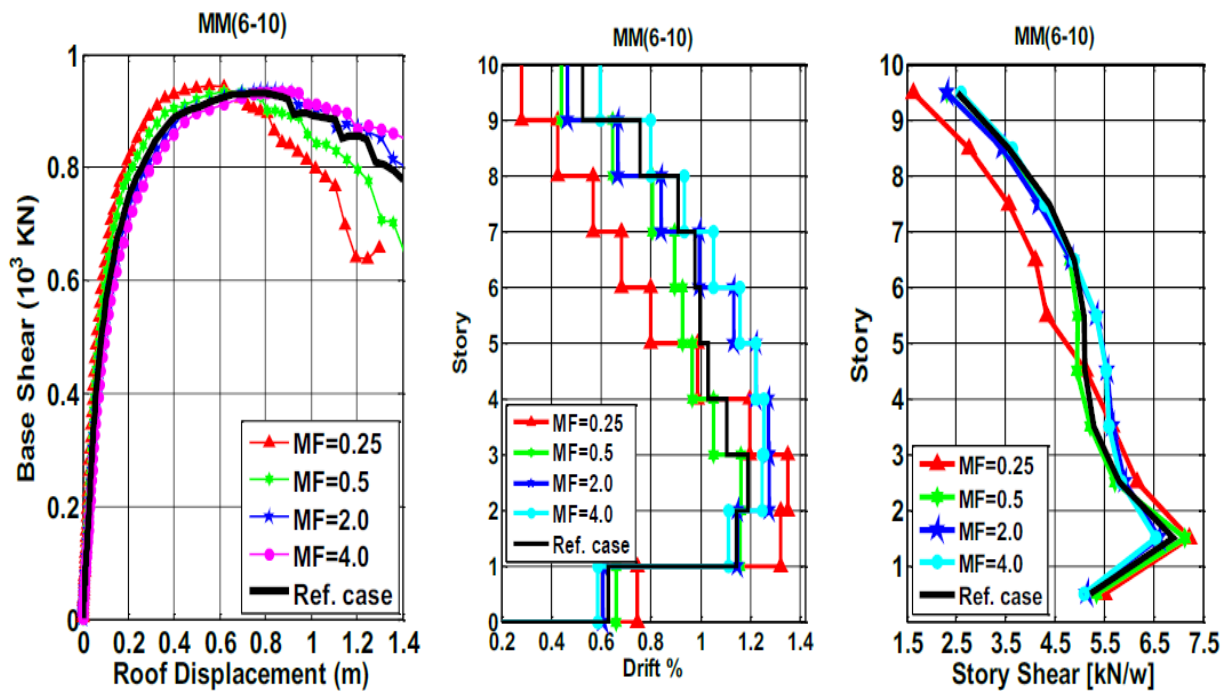


Figure 4.12 : Forces de cisaillement d'étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité liés au modèle (c)

4.6.1.1.6 Effets de l'importance de l'irrégularité de masse sur le cisaillement à la base

De plus, la Figure 4.13 (a) illustre la variation des demandes de cisaillement à la base pour les cas d'irrégularité, normalisée par rapport à la demande de cisaillement à la base du cas de référence. Cette variation est représentée en fonction des changements dans la localisation de l'irrégularité de masse pour les cas avec des modifications de masse MF (1–10) de 0,25, 0,5, 2,0 et 4. On constate que la demande de cisaillement à la base ne présente pas de variations significatives en fonction du niveau pour une même irrégularité de masse (les variations ne dépassent pas 2% au maximum). Cependant, lorsque l'irrégularité de masse est située au

premier étage, le rapport du cisaillement à la base (cas irrégulier par rapport au cas de référence) est supérieur à un, principalement en raison de l'influence des modes de vibration supérieurs ainsi que de l'effet marqué de l'augmentation de la masse. L'effet de la masse fluctue lorsque l'irrégularité se déplace vers des étages plus élevés. Pour le cas extrême d'un étage « lourd » avec  $MF = 4$ , le cisaillement à la base ne varie pas de manière significative par rapport au cas de référence. Exceptionnellement, les 1er et 2e étages affichent des valeurs élevées en raison du fait que ces étages, étant plus rigides, développent des forces d'inertie plus importantes que les autres.

De même, la Figure 4.13 (b) présente la variation du cisaillement à la base normalisée en fonction du niveau d'irrégularité de masse, lorsque l'irrégularité s'étend sur plus d'un niveau, en commençant par le premier étage. Il est observé que le niveau d'irrégularité n'a pas d'effet majeur sur l'augmentation brusque du cisaillement à la base normalisée. Par exemple, pour le cas avec  $MF (1-5) \times 4$ , le rapport du cisaillement à la base de ce cas par rapport au cas de référence est de 1,05 (5%). Cette différence est principalement attribuable au changement dans les caractéristiques dynamiques fondamentales de la structure, ainsi qu'à l'effet du nombre et de la longueur des travées, qui influencent la fréquence fondamentale du système de bâtiment.

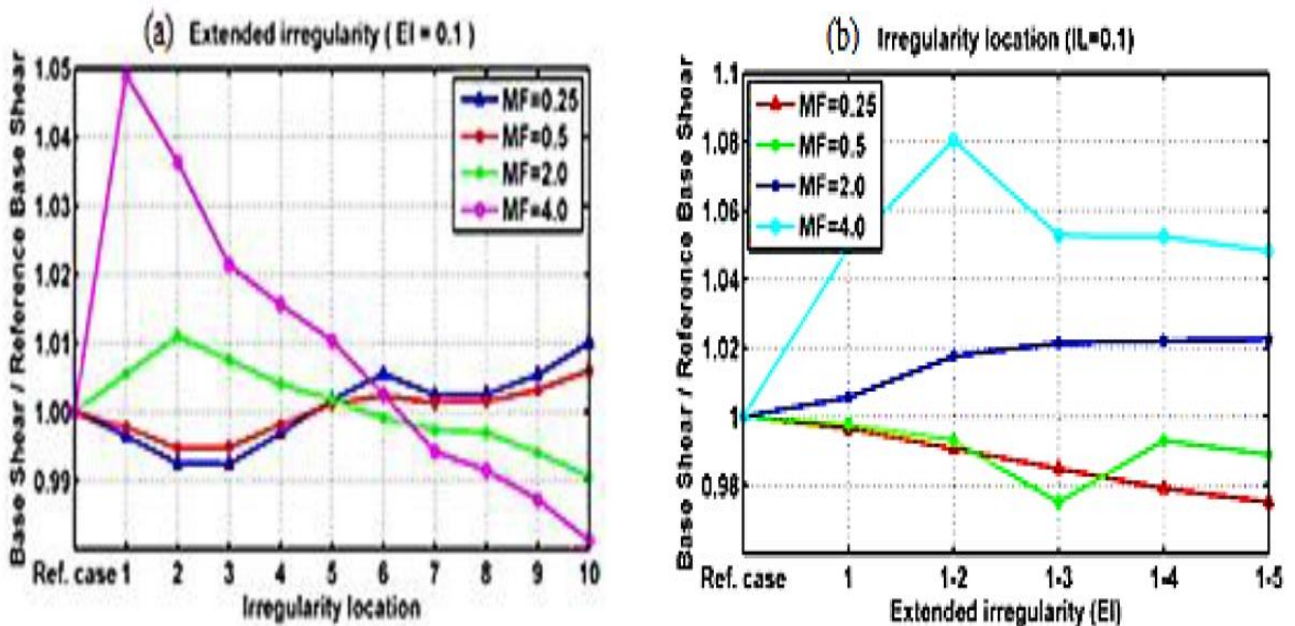


Figure 4.13 : Variation des demandes de cisaillement à la base normalisées en fonction de la localisation et de l'irrégularité de masse étendue

#### 4.6.1.2 Effets des irrégularités de rigidité

Les irrégularités de rigidité dans les structures sont un élément essentiel de l'analyse sismique, car elles affectent directement la réponse dynamique des bâtiments lors de séismes. Cette étude a examiné divers scénarios présentant de telles irrégularités (MK), créées en modifiant la distribution de rigidité par rapport à un modèle de référence, tout en maintenant une répartition de masse constante. Le facteur de modification de rigidité (SF) a été utilisé pour ajuster précisément la rigidité des étages, afin d'obtenir une période de vibration cible pour le premier mode, fixée à 1,32 secondes. Cette période cible est caractéristique des bâtiments avec des étages dits "mous" ou "faibles", et revêt une importance particulière pour l'évaluation de la performance sismique dans des conditions réalistes. La Figure 4.14 présente visuellement les distributions de rigidité irrégulières en comparaison avec celles du cas de référence.

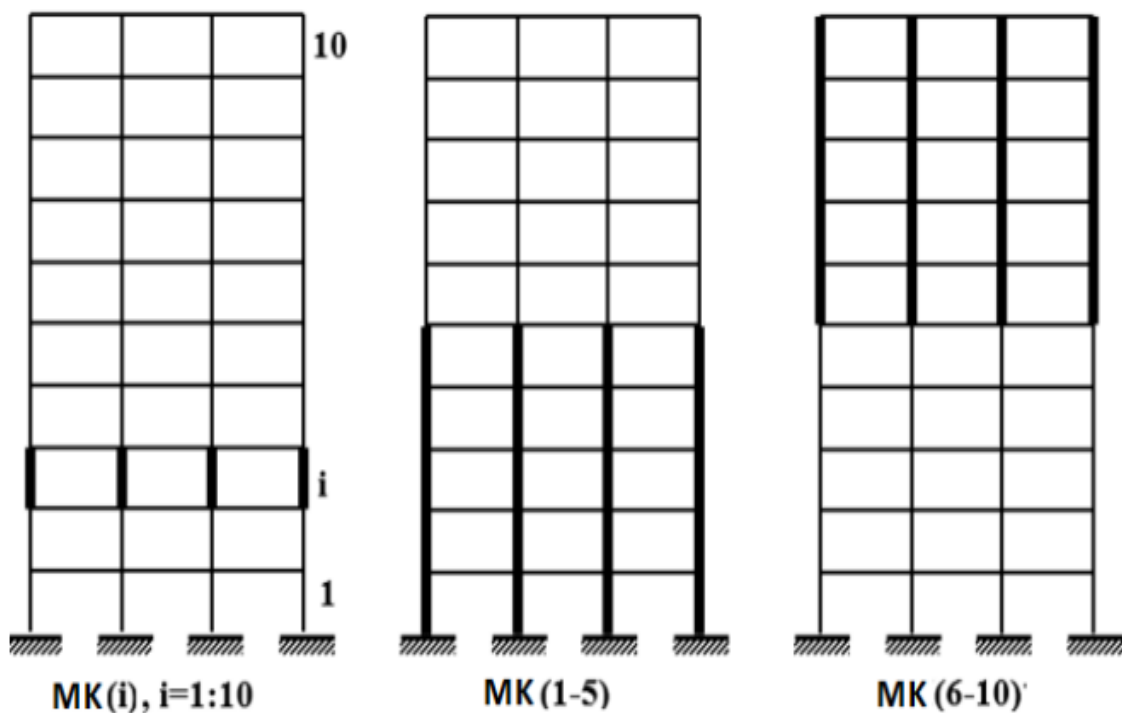


Figure 4.14 : Cas avec une distribution de rigidité irrégulière par rapport à la distribution de rigidité du cas de référence

#### **4.6.1.2.1 Méthodologie de Modification des Rigidités**

La méthodologie appliquée dans cette thèse pour modifier les rigidités structurelles repose sur l'utilisation de facteurs de modification spécifiques pour chaque étage. Par exemple, dans la configuration MK (5) \*0,5, la rigidité du cinquième étage est diminuée de 50 % par rapport au modèle de référence. Cette diminution requiert une adaptation proportionnelle des rigidités des autres étages afin de maintenir la période de vibration du premier mode à 1,32 secondes. Cette approche permet de modéliser avec précision des scénarios réels où un étage, comme le cinquième, présente une rigidité réduite, influençant ainsi de manière significative la réponse globale de la structure face aux sollicitations dynamiques.

#### **4.6.1.2.2 Influenç des modifications de rigidité sur la réponse sismique des structures**

Les observations issues de l'étude des effets des irrégularités de rigidité sur la réponse non linéaire, en fonction de l'emplacement de l'irrégularité (voir Figure 4.15 (a)), montrent que l'introduction d'une irrégularité de rigidité avec des facteurs de modification  $SF = 0,25, 0,5, 2$  et  $4,0$  appliqués à un seul étage pour chaque cas, entraîne une augmentation modérée de l'impact sur les courbes de capacité adaptative comparé au modèle de référence régulier, avec une différence inférieure à 5 %. Le cisaillement maximal à la base est généralement atteint pour un déplacement de 75 cm dans la majorité des cas, à l'exception des situations avec  $SF(1) = 0,25$  et  $0,5$ , où l'étage mou atteint ce niveau.

Il est essentiel de souligner que la réduction de la rigidité du premier étage ( $SF(1) = 0,25$  et  $0,5$ ) entraîne une déformation rapide et significative de cet étage dans le domaine non linéaire, ce qui diminue considérablement la capacité de ductilité. En conséquence, le cisaillement maximal à la base est atteint pour un déplacement plus faible (30 cm) par rapport au cadre de référence régulier (75 cm). En général, la demande en capacité pour MK (1) est nettement inférieure à celle des autres étages (MK (2–10)). Cependant, lorsque la rigidité du premier étage est augmentée ( $SF(1) = 2$  et  $4,0$ ), ce comportement est inversé, montrant une amélioration notable dans la réponse structurelle.

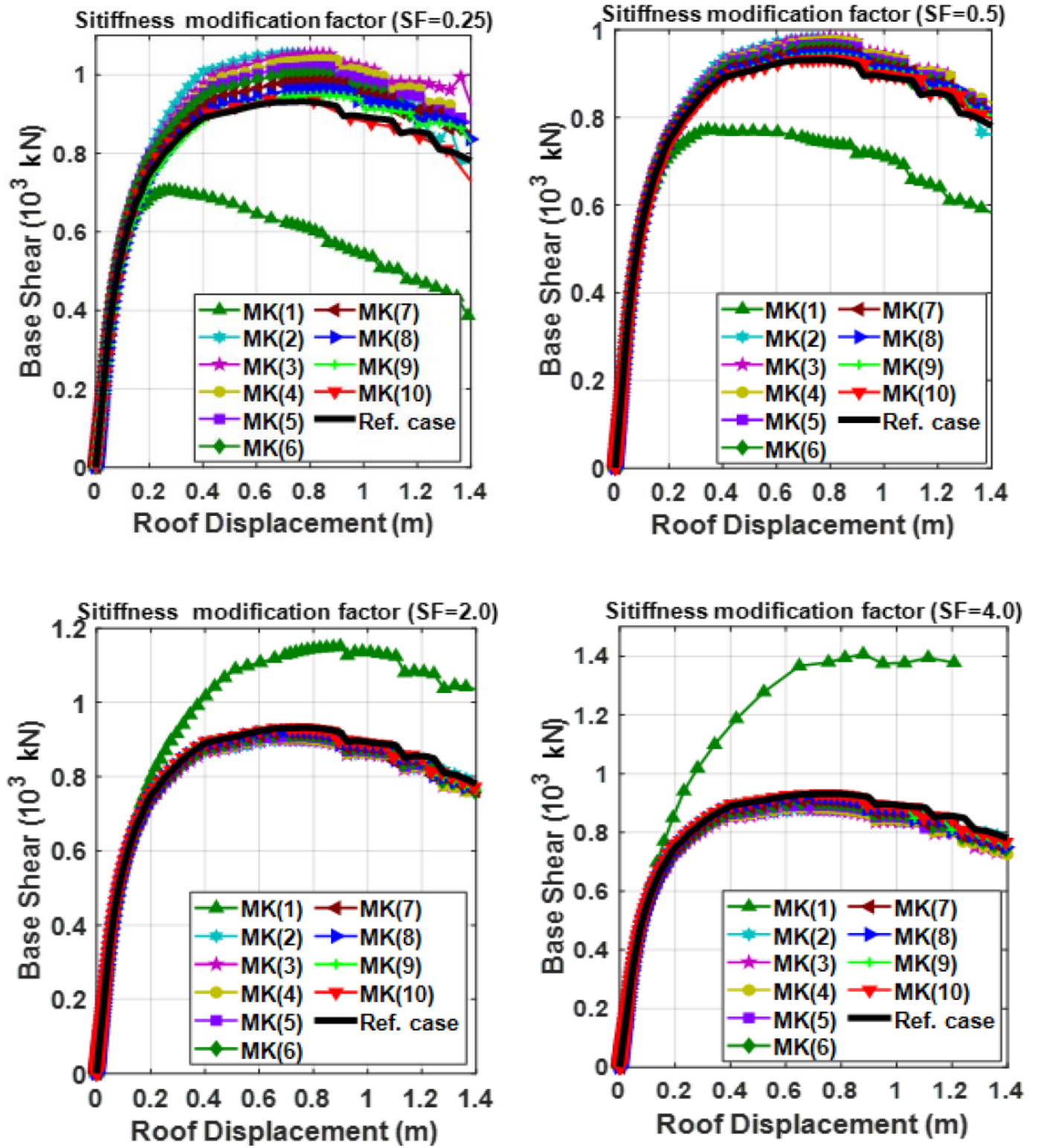


Figure 4.15 (a): Courbes de capacité adaptative pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité de rigidité sur le modèle MK (1–10)

#### 4.6.1.2.3 Influence de la localisation des irrégularités de rigidité

Selon le modèle (b) avec les configurations MK (1–5), les courbes de capacité, obtenues en maintenant une rigidité initiale constante comme illustré à la Figure 4.15(b), montrent une diminution de la résistance globale lorsque le facteur de modification de rigidité est inférieur à un ( $SF < 1$ ). Autrement dit, un facteur de modification inférieur à 1 indique une réduction de la rigidité dans les étages concernés, ce qui entraîne une diminution de la capacité de la structure à résister aux charges et se traduit par une baisse de la résistance observée sur les courbes de capacité. D'autre part, pour le modèle (c) avec les configurations MK (6–10), une tendance différente est observée. Dans ce cas, la résistance de la structure diminue lorsque le facteur de modification de rigidité est supérieur à un ( $SF > 1$ ). Ici, un facteur de modification supérieur à 1 correspond à une augmentation de la rigidité des étages concernés. Cependant, malgré cette augmentation de rigidité, la capacité de la structure à supporter les charges diminue, suggérant une interaction complexe entre la rigidité accrue et la réponse globale de la structure aux sollicitations.

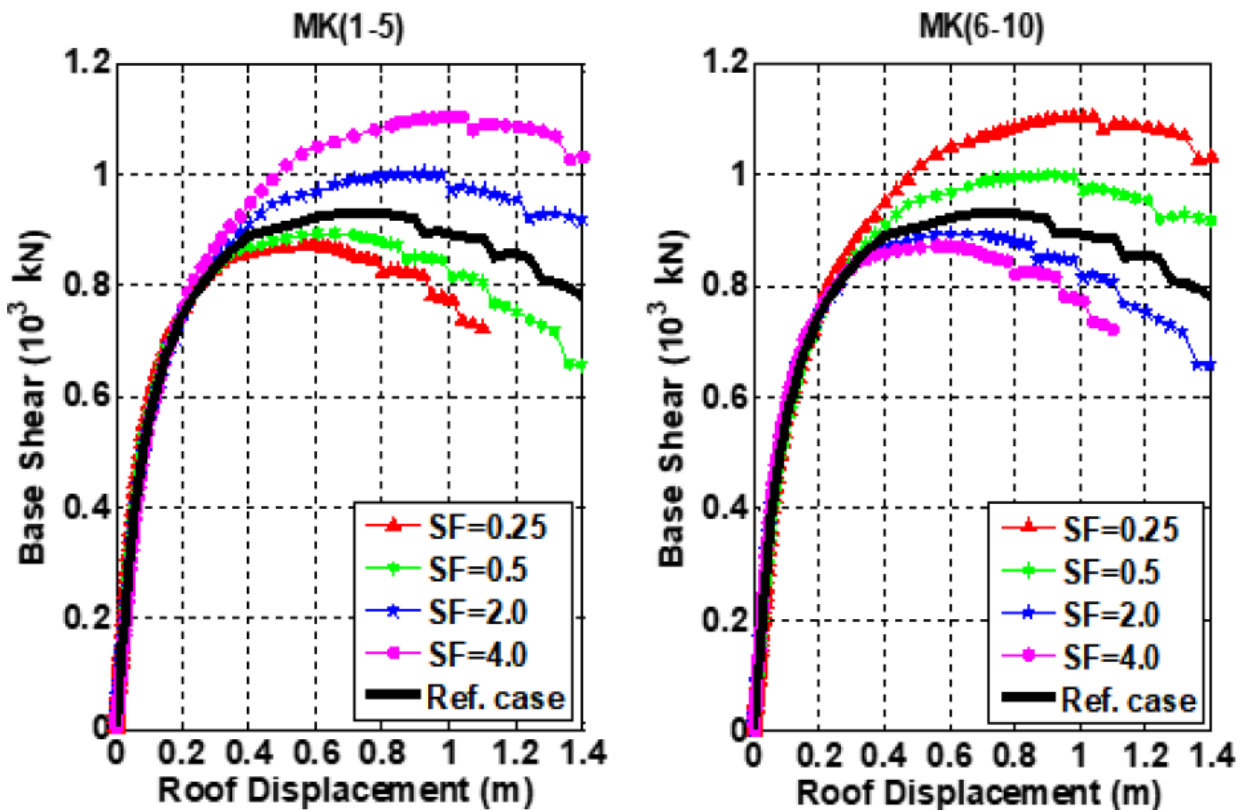
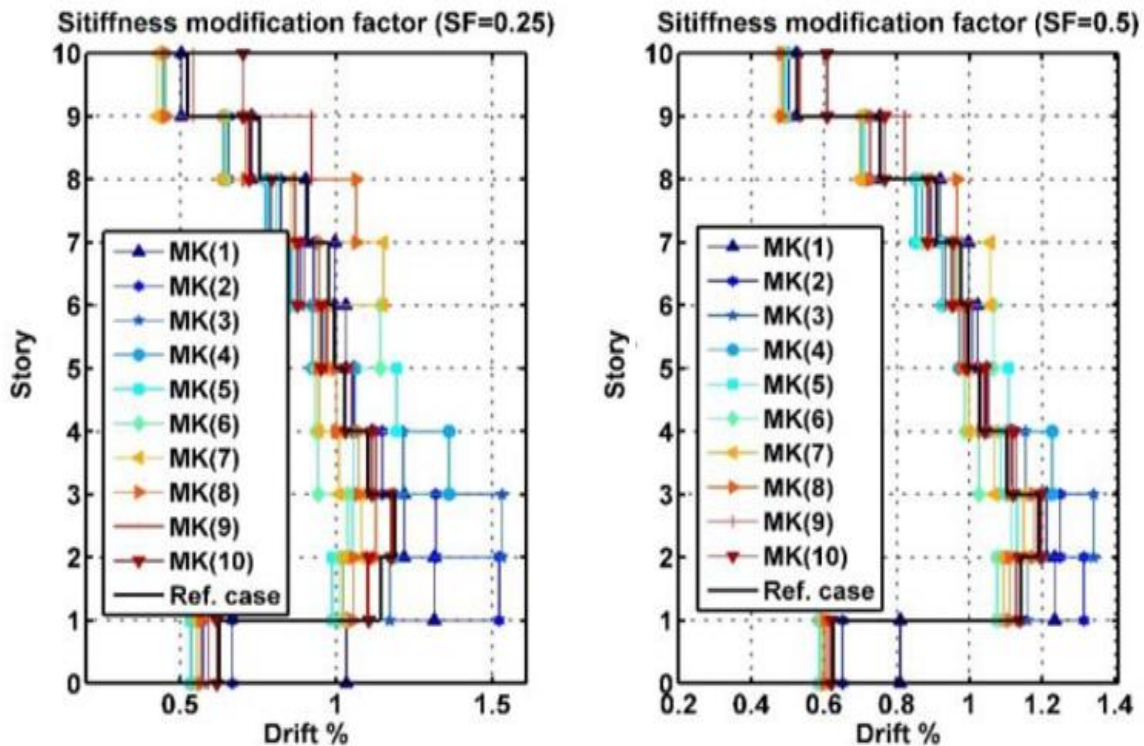


Figure 4.15 (b): Courbes de capacité adaptative pour le cas de référence et des modèles MK (1–5) et MK (6–10) en fonction des variations de rigidité

Cette différence de comportement entre les deux modèles peut être expliquée par la façon dont les irrégularités de rigidité sont réparties et leur impact sur la réponse dynamique de la structure. Pour les configurations MK (1–5), la réduction de la rigidité a un effet direct sur la capacité de charge, tandis que pour les configurations MK (6–10), l'augmentation de la rigidité peut influencer la répartition des efforts internes et la distribution des déformations, entraînant une réponse différente sous charge.

#### 4.6.1.2.4 Influence des facteurs de modification de rigidité sur les déplacements inter-étages

Pour le modèle (a), avec les configurations MK (1) \*0,25 et MK (1) \*0,5, la réduction de la rigidité du premier étage entraîne une augmentation significative du déplacement de cet étage, jusqu'à 1,2 fois celui observé dans le modèle de référence, comme illustré à la Figure 4.16 (a). Cette diminution de la rigidité provoque également une amplification des déplacements dans les étages adjacents (deuxième, troisième et quatrième), indiquant une propagation des déformations vers les niveaux supérieurs. En revanche, lorsque la rigidité est réduite dans des étages autres que le premier, l'augmentation des déplacements est moins prononcée, montrant une influence plus modérée par rapport au modèle de référence.



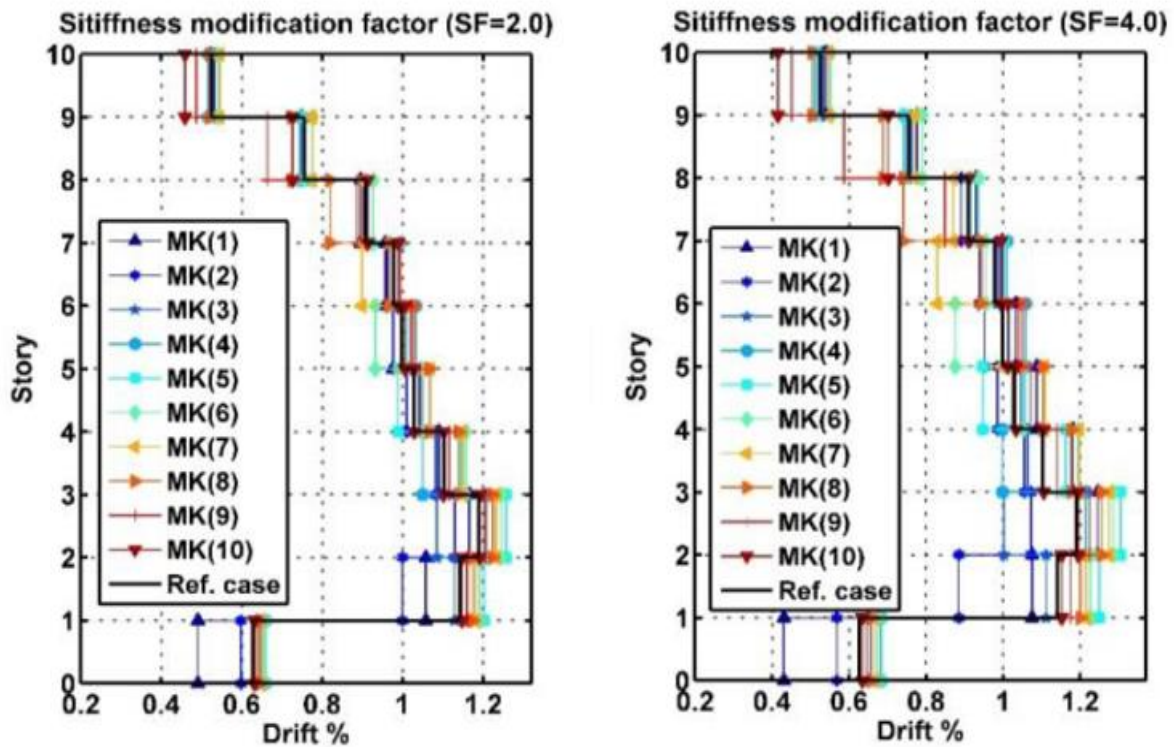


Figure 4.16 (a) : Ratio de déplacement inter-étages pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité de rigidité sur le modèle MK (1–10)

Pour le modèle (b), avec des facteurs de modification  $SF = 0,25$  et  $0,5$ , une diminution de la rigidité dans les étages inférieurs provoque une augmentation des déplacements inter-étages dans ces niveaux inférieurs, tout en réduisant les déplacements dans les étages supérieurs. Cette observation laisse entendre que la réduction de rigidité dans les niveaux inférieurs concentre les déformations à ces étages. À l'opposé, une augmentation de la rigidité dans les étages inférieurs ( $SF = 2$  et  $4$ ) réduit les déplacements dans ces niveaux tout en augmentant ceux dans les étages supérieurs, montrant que l'accroissement de rigidité déplace les déformations vers les parties plus flexibles de la structure.

En se référant à la Figure 4.16(b), il est observé que pour le modèle (c), les configurations avec des facteurs de modification de rigidité ( $SF$ ) de  $2$  et  $4$  présentent un comportement différent de celui du modèle (b). Dans le modèle (c), lorsque la rigidité des étages inférieurs est renforcée, on note non seulement une réduction des déplacements dans ces étages inférieurs, mais aussi une augmentation des déplacements dans les étages supérieurs. Cette dynamique indique une redistribution des déformations et des efforts à travers toute la hauteur de la structure.

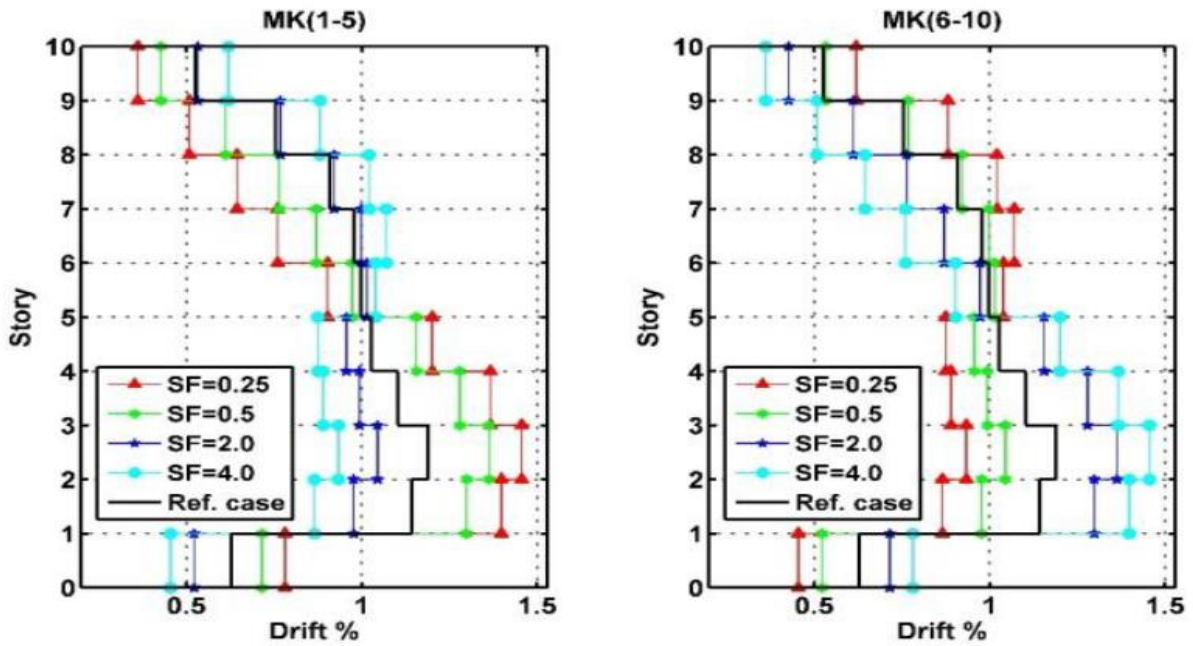


Figure 4.16 (b): Ratio des déplacements inter-étages pour le cas de référence et les modèles MK (1–5) et MK (6–10)

En renforçant les étages inférieurs, ces derniers deviennent plus résistants aux déformations. En conséquence, les étages supérieurs, qui sont plus souples, absorbent une plus grande part des déformations causées par les charges sismiques. En d'autres termes, lorsque les étages inférieurs sont rendus plus rigides, les déformations se déplacent vers les étages supérieurs. Cette redistribution peut entraîner une augmentation des déformations dans les étages supérieurs, augmentant ainsi leur risque de dommages, même si les étages inférieurs bénéficient d'une meilleure protection grâce à leur rigidité accrue.

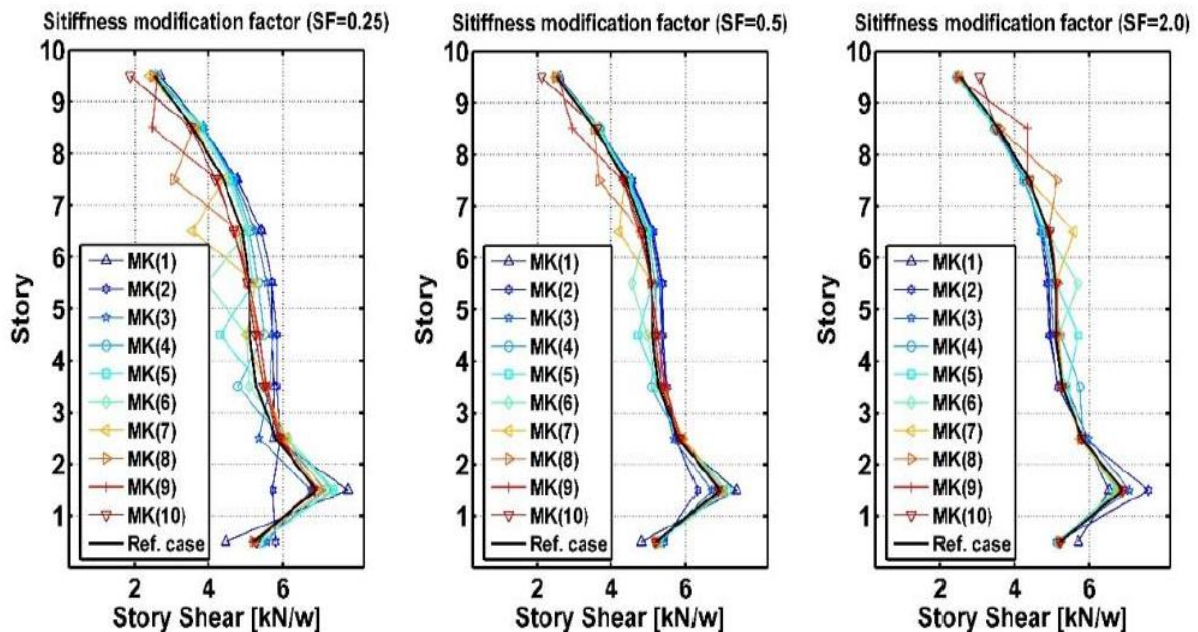
#### 4.6.1.2.5 Effets des variations de rigidité sur la distribution des efforts tranchants

Comme le montre la Figure 4.17, une réduction de la rigidité dans un ou plusieurs étages d'une structure régulière affecte significativement la répartition des efforts tranchants, en particulier dans les étages inférieurs. L'impact est plus prononcé au niveau du 2<sup>ème</sup> étage, où l'effort tranchant subit une variation notable, tandis qu'il est beaucoup moins affecté au 10<sup>ème</sup> étage. Cela s'explique par l'emplacement de l'irrégularité, qui provoque un changement rapide de l'effort tranchant dans l'étage concerné. Lorsque l'étage  $i$  présente une irrégularité, l'effort tranchant  $y$  change brusquement, contrairement à ce qui se passe dans une structure régulière. Ce comportement entraîne la formation d'un plancher plus flexible, ce qui peut générer un mécanisme de déformation au niveau des colonnes, souvent appelé mécanisme de plancher. Ce

type de mécanisme peut constituer un danger pour la stabilité de la structure, en particulier lors d'un séisme.

À l'inverse, lorsque la rigidité d'un ou plusieurs étages augmente, la répartition des efforts suit un schéma opposé. Par exemple, l'augmentation de la rigidité dans les cinq premiers étages (MK (1-5) \*2 et 4) influence principalement les étages inférieurs, tandis que les étages supérieurs subissent un impact bien moins marqué. Ce phénomène est clairement illustré dans la Figure 4.17, qui montre que les étages inférieurs sont plus sensibles à ces changements de rigidité, alors que l'effet s'estompe à mesure que l'on s'élève dans la structure.

De plus, une réduction de la rigidité dans les étages supérieurs (MK (6-10) \*0,5) a un effet inverse par rapport aux premiers cas. Ici, les étages supérieurs sont légèrement affectés, mais la réduction sévère de la rigidité au sommet de la structure provoque une réponse plus localisée, avec un impact minimal sur les étages inférieurs. Cela démontre que la répartition des charges dans un bâtiment dépend fortement de la rigidité des étages et de l'emplacement des irrégularités. Une gestion soignée de ces paramètres est donc essentielle pour garantir que la structure réponde correctement aux sollicitations sismiques.



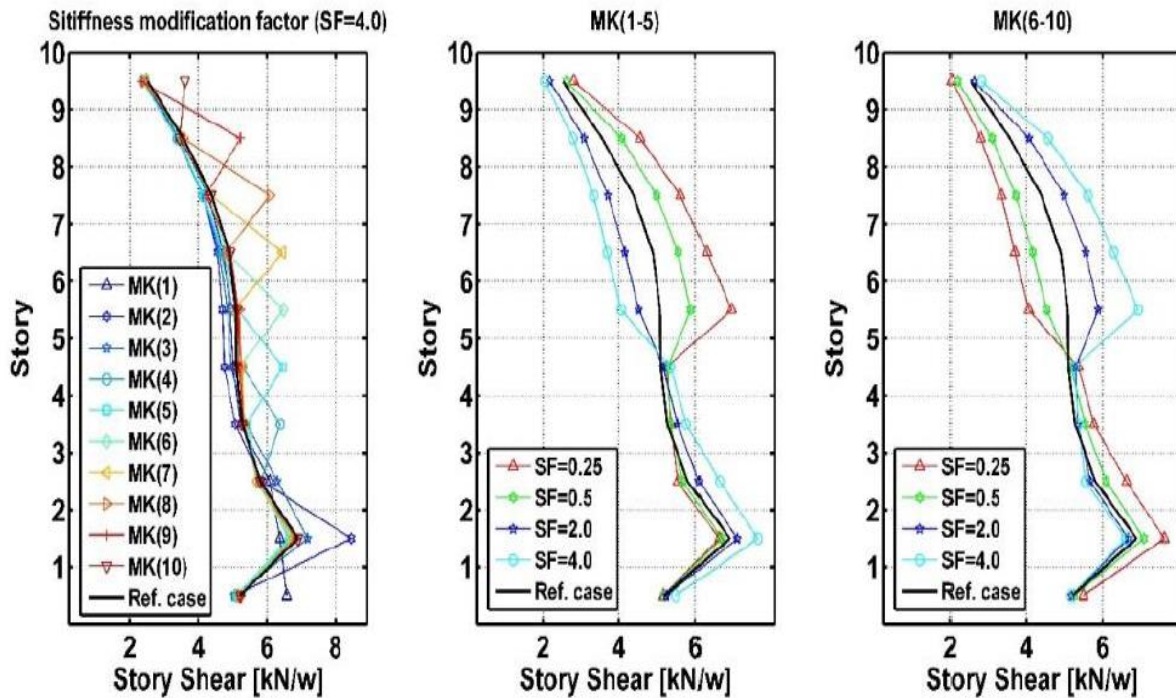


Figure 4.17 : Effort tranchant par étage pour le cas de référence et tous les cas d'irrégularité de rigidité

#### 4.6.1.2.6 Influence des modifications de rigidité sur l'effort tranchant normalisé à la base

L'analyse de l'effort tranchant normalisé de base, en fonction des modifications de rigidité d'un étage, révèle des variations notables par rapport au cadre de référence.

##### 4.6.1.2.6.1 Effet des étages rigides

Pour les étages ayant un facteur de modification de rigidité  $SF = 4$ , considéré comme "rigide", l'effort tranchant normalisé de base reste relativement stable par rapport au cadre de référence. Cependant, il y a une légère augmentation, particulièrement au niveau du premier étage, où l'effort tranchant dépasse légèrement la valeur de 1, représentant une augmentation de 25 %. Cette élévation est liée à une demande de capacité accrue pour cet étage. Cette observation est illustrée dans la Figure 4.18 (a).

##### 4.6.1.2.6.2 Effet des Étages Souples

À l'inverse, lorsque la rigidité des étages inférieurs est réduite avec un facteur de modification  $SF = 0,25$ , qualifié de "souple", l'effort tranchant de base présente des variations inverses. En effet, à partir du septième étage jusqu'au sommet, la valeur de l'effort tranchant normalisé tend à se rapprocher de celle observée dans le cadre de référence. La Figure 4.18 (b)

montre que, pour des facteurs de modification tels que  $SF = 0,25, 0,5, 2,0$  et  $4,0$ , l'effet sur l'effort tranchant normalisé de base varie : une augmentation de 26 % est observée pour le facteur  $MK(1) * 4$ , tandis qu'une diminution de 15 % est constatée pour le facteur  $MK(1) * 0,25$  par rapport au cadre de référence.

En résumé, les modifications de la rigidité des étages influencent l'effort tranchant normalisé de base de manière significative. Les étages rigides augmentent légèrement l'effort tranchant, surtout au premier étage, tandis que les étages souples tendent à rapprocher l'effort tranchant de celui du cadre de référence, avec des variations notables en fonction du facteur de modification appliqué.

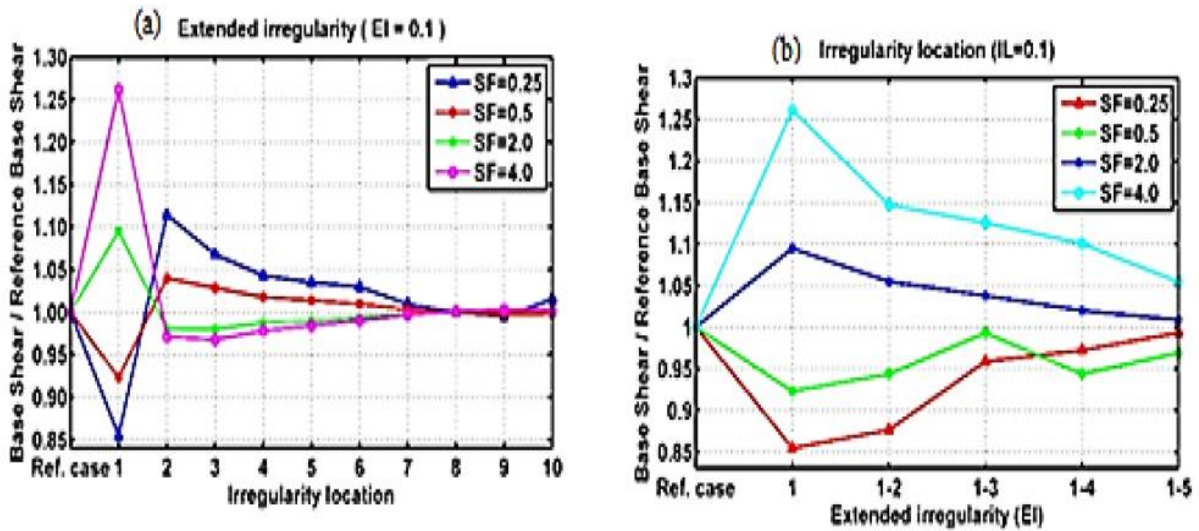


Figure 4.18 : Variation du cisaillement de base normalisé avec l'extension et l'emplacement de l'irrégularité de rigidité

## 4.7 Conclusions

En conclusion, ce chapitre met en évidence l'impact majeur des irrégularités de masse et de rigidité sur la réponse sismique des structures. Bien que les irrégularités de masse aient un effet relativement modéré sur les dérivées inter-étages et la répartition des efforts, elles influencent de manière plus marquée les déplacements aux étages supérieurs. À l'inverse, les irrégularités de rigidité génèrent des perturbations significatives, affectant directement la répartition des efforts sismiques et augmentant les déformations au sein de la structure. Ces résultats démontrent l'importance essentielle de la prise en compte rigoureuse des variations locales de rigidité lors de la conception sismique, afin de garantir une maîtrise optimale des comportements dynamiques. L'intégration de ces irrégularités dans le processus de conception permet ainsi de préserver la stabilité globale et d'assurer une réponse structurelle résiliente et conforme aux exigences de sécurité face aux aléas sismiques.



# CONCLUSION GENERALE

---

En résumé, cette thèse de recherche étudie les effets des irrégularités verticales de masse et de rigidité sur la réponse sismique des structures de bâtiments. L'objectif est d'améliorer la compréhension du comportement des structures présentant ces irrégularités et de quantifier leur impact sur les sollicitations sismiques.

Une procédure avancée a été employée pour estimer les demandes globales ainsi que la distribution des sollicitations par étage le long de la hauteur de la structure. Ces sollicitations incluent notamment l'effort tranchant à la base, le déplacement du toit, la dérive inter-étages et la répartition de l'effort tranchant par étage. L'analyse a été réalisée sur des bâtiments en béton armé irréguliers à l'aide d'une analyse statique non linéaire adaptative basée sur le déplacement (DAP).

Les analyses ont été menées en utilisant les enregistrements des mouvements du sol du séisme d'El Centro de 1940 sur des sols rocheux. Une structure de référence a été étudiée, et plusieurs configurations de structures irrégulières ont été générées en modifiant les distributions de masse et de rigidité de cette structure de référence. Les bâtiments sont modélisés comme des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) en trois dimensions, comprenant trois travées et dix étages.

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude:

1. Les irrégularités de masse, avec des facteurs de modification variant de  $MF = 0,25$  à  $2,0$ , ont des effets relativement faibles sur les réponses non linéaires telles que les dérives entre étages et les efforts tranchants par étage. En moyenne, les variations dans la distribution des dérives entre étages dues aux irrégularités de masse sont moins marquées que celles observées dans le cas de référence. Une augmentation de la masse au sommet du bâtiment influe davantage sur la dérive du toit et les dérives entre étages que des augmentations de masse à mi-hauteur ou à la base.
2. L'étude a montré que les irrégularités de masse, les étages souples/faibles, et les exigences en capacité latérale n'affectent généralement pas de manière significative la résistance au renversement des bâtiments à ossature rigide, à condition que le système latéral soit

dimensionné pour répondre aux exigences sismiques, qui peuvent augmenter en raison de ces irrégularités.

3. Les irrégularités de rigidité, avec des facteurs de modification variant de  $SF = 0,25$  à  $2,0$ , ont des effets significatifs sur les demandes d'effort tranchant par étage, mais ont un impact encore plus marqué sur les demandes de capacité et les dérives entre étages. La modification de la rigidité d'un étage entraîne un léger changement de l'effort tranchant normalisé à la base par rapport au cadre de référence, avec des effets amplifiés dans les cas de modification extrême de la rigidité (comme avec un facteur  $SF = 4$ ).
4. Les demandes d'effort tranchant par étage dans la partie inférieure du bâtiment ne sont que légèrement influencées par l'augmentation des irrégularités de masse ou de rigidité, ayant un effet minime sur les étages supérieurs. En revanche, la réduction de la masse ou de la rigidité dans la partie supérieure du bâtiment a des effets inverses par rapport aux cas d'augmentation des irrégularités.

# PERSPECTIVES

---

En perspective, l'approfondissement des recherches sur les irrégularités verticales s'avère essentiel pour une meilleure compréhension de leur influence sur la réponse sismique des structures. L'analyse des irrégularités de résistance et des configurations combinées permettrait d'affiner la prédiction des mécanismes de rupture et d'optimiser les stratégies de conception. De plus, l'intégration des effets de l'interaction sol-structure dans les modèles analytiques est indispensable pour une évaluation plus réaliste des réponses dynamiques.

La méthode pushover adaptative basée sur le déplacement (DAP), développée dans cette étude, constitue une avancée significative, permettant une meilleure prise en compte des non-linéarités structurelles et de l'évolution progressive des mécanismes de déformation. Ces avancées ouvrent la voie à une modélisation plus robuste des structures irrégulières et à l'élaboration de recommandations visant à renforcer leur résilience sismique, tout en contribuant à l'amélioration des critères de conception et des réglementations en vigueur.



# BIBLIOGRAPHIE

---

- [1] P. Nazé, « Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques », Thèse doctorat, Lyon, INSA, 2004.
- [2] M. Badoux et P. Lestuzzi, « Construction en béton Introduction à la norme SIA 262-Dimensionnement parasismique », Zürich, 2003.
- [3] C. Arnold, « Seismic Design », *Journal of Architectural Education*, Istanbul, Turkey, 1980.
- [4] T. Branci, « Comportement sismique des bâtiments irréguliers », Thèse doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, Algerie, 2006.
- [5] E. Carlos et P. Ventura, « Fundamental Concepts in Seismic Engineering », Columbia, 2006.
- [6] A. Vijayanarayanan, C. Murty, et R. Goswami, « Special class of open ground storey rc buildings built in India UNSAFE during Earthquakes », Indian, 2012.
- [7] S. Setia et V. Sharma, « Seismic Response of R.C.C Building with Soft Storey », *International journal of applied engineering research*, India, 2012.
- [8] RPA-99 - VERSION 2003, « Règles Parasismiques Algériennes, Document technique réglementaire ». Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 2003.
- [9] L. Teresa Guevara, « “Soft Story” and “Weak Story” in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach », Venezuela, 2012.
- [10] H. Agha Beigi, C. Christopoulos, T. Sullivan, et G. Calvi, « Gapped-Inclined Braces for Seismic Retrofit of Soft-Story Buildings », *Journal of Structural Engineering*, American, 2014.
- [11] J. Anderson et F. Naeim, *Basic Structural Dynamics*. Canada, 2012.
- [12] M. Hentri, D. Nedjar, et M. Hemsas, « Évaluation du comportement parasismique des structures asymétriques en béton armé par la méthode de capacité spectrale », Tlemcen, Algérie, 2011.
- [13] J. Humar et P. Kumar, « Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Elastic response », *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 25, 1998, doi: 10.1139/cjce-25-5-898.
- [14] D. Elms, « Seismic torsional effects on buildings », *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, New zealand, 1976.
- [15] M. James, « Computation of Inelastic Response Spectra », *Journal of Engineering Mechanics*, Canada, 1983.
- [16] P. Mestat, M. Prat, et Y. Riou, *Emploi des éléments finis en génie civil. Ouvrages en interaction*, Hermes Science Publications. in AFPC. 1999.
- [17] F. Ulm, « Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structures. Application aux calculs statiques et dynamiques de structures en béton armé et béton précontraint », Thèse doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 1994.

- [18] R. Clough, « Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements », California, 1966.
- [19] T. Takeda, M. Asce, M. Sozen, et N. N. Nielsen, « Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes », *Journal of the structural division*, American, 1970.
- [20] S. M. Elachachi, « Sur l'élaboration d'une méthode simplifiée d'analyse des structures de génie civil par macro-éléments adaptés aux constructions composites et endommageables », Thèse doctorat, Paris 6, France, 1992.
- [21] I. Nicolae, « Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception », Thèse doctorat, INSA de Lyon, France, 2000.
- [22] D. Owen et E. Hilton, *Finite element in plasticity: Theory and practice*. Swansea, U.K, 1980.
- [23] J. Mazars, « Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structures en béton armé », *Revue européenne de génie civil*, Grenoble, France, 2005.
- [24] M. Crisfield, *Nonlinear Finite Element analysis of solids and structures*, vol. 01. London, UK: JOHN WILEY & SONS, 1991.
- [25] N. Ibrahimbegovic et F. Frey, « Finite element analysis of linear and non linear deformations of elastic initially curved beams », *International journal for numerical methods in engineering*, Switzerland, 1993.
- [26] G. Cowper, « The Shear Coefficient in Timoshenko's Beam Theory », *National Research Council*, Ottawa, Canada, 1966.
- [27] J. Przemieniecki, *Theory of matrix structural analysis*. United States of America: McGraw-Hill, 1986.
- [28] S. Ramtani, « Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral », Thèse doctorat, Université Paris 6, 1990.
- [29] J. Mazars, « Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure », Thèse doctorat, Univ. Paris 6, France, 1984.
- [30] C. Borderie, « Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse des structures en béton », Thèse doctorat, Université Paris 6, France, 1991.
- [31] Z. Bazant, « Microplane model for strain controlled inelastic behaviour », *Mechanics of engineering materials*, United States of America, 1984.
- [32] M. Hemsas, « Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique : développement de méthodes simplifiées d'analyse dynamique et de vulnérabilité sismique », Thèse doctorat, Bordeaux 1, France, 2010.
- [33] B. Sinha, K. Gerstle, et L. Tulin, « Stress-strain relations for concrete under cyclic loading », *Journal of the American Concrete Institute*, American, 1964.
- [34] M. Yassin, *Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. Dissertation*. California: University of California. Berkeley, 1994.

- [35] D. Kent et R. Park, « Flexural members with confined concrete », *ASCE Journal of the Structural Division*, New Zealand, 1971.
- [36] B. Scott, R. Park, et M. Priestley, « Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates », *Journal of the American Concrete Institute*, American, 1982.
- [37] E. Spacone, F. Filippou, et F. Taucer, « Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. I: Formulation », *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, American, 1996.
- [38] P. Pinto, R. Giannini, et P. Franchin, « Methods for seismic reliability analysis of structures », Italy, 2004.
- [39] OpenSees, *Open System for Earthquake Engineering Simulation: University of California. Berkeley, California.* (2004).
- [40] G. Chang et J. Mander, *Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns. Part I, Evaluation of seismic capacity.* in Technical report (National Center for Earthquake Engineering Research. American: National Center for Earthquake Engineering Research, 1994.
- [41] C. Michel, P. Gueguen, S. Arem, J. Mazars, et P. Kotronis, « Full scale dynamic response of a rc building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling », *Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique*, France, 2010.
- [42] H. Belarbi, « Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened By Concrete », *ACI Structural Journal*, American, 1994.
- [43] J. Lemaitre et J. Chaboche, *Mécanique des matériaux solides*, 3<sup>e</sup> éd. in Sciences Sup. France, 1986.
- [44] 1999 Fib, *Fédération Internationale du Béton. Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance*, vol. 1. Switzerland, 1999.
- [45] M. Menegotto et P. Pinto, « Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non elastic behavior of elements under combined normal force and bending », *ABSE Symp Resist. Ultim. Deform. Struct. Acted Well-Defin. Repeated Loads Final Rep. Lisbon*, 1973.
- [46] F. Filippou, « Fedeads : Nonlinear analysis for structural evaluation », *3rd European Conference on Structural Dynamics Eurodyn 96*, Italy, 1996.
- [47] M. Elmorsi, M. Kianush, et W. Tso, « Nonlinear analysis of cyclically loaded reinforced concrete structures », *ACI Struct. J.*, vol. 95, n° 6, 1998.
- [48] S. Mazzoni, F. McKenna, M. Scott, et G. Fenves, « Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees): OpenSees command language manual ». 2009.
- [49] *EC8, ENV 1998-1-3, EUROCODE 8, Design provisions for earthquake resistance of structures- Part 1-3: General rules - Specific rules for various materials and elements, CEN.* 1998.
- [50] *UBC, 1997: Uniform Building Code. International Conference of Building Officials, Whittier.* California, USA, 1997.

- [51] H. Krawinkler et A. Nassar, « Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities », *Earthquake Engineering, Tenth world conference*, American, 1992.
- [52] Rahnama M et H. Krawinkler, *Effects of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands*. in Blume Earthquake Engineering Center. American: National Science Foundation, 1993.
- [53] O. John, « Senior Fellow and Principal Engineer - Civil and Structural Engineering ».
- [54] G. Seneviratna, « Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation », *Eng. Struct.*, vol. 20, n° 4, 1998, doi: 10.1016/S0141-0296(97)00092-8.
- [55] B. Gupta, M. EERI, et K. Kunnath, « Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures », *Earthq. Spectra*, vol. 16, n° 2, 2000, doi: 10.1193/1.1586117.
- [56] C. Wong et W. Tso, « Seismic Loading For Buildings With Setbacks », *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 21, n° 5, 1994, doi: 10.1139/194-092.
- [57] J. L. Humar et P. Kumar, « Torsional motion of buildings during earthquakes. I. Elastic response », *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 25, n° 5, p. 898-916, 1998.
- [58] M. Mekki, « Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil », Bordeaux1, France, 2015.
- [59] Eurocode8, « Design of Structures for Earthquake Resistance. European Committee for Standardisation »: The European Standard, Brussels, Belgium, 1998.
- [60] N. Newmark et W. Hall, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research. Berkeley, CA, 1982.
- [61] P. A. Hidalgo et A. Arias, *New Chilean code for earthquake-resistant design of buildings*. 1990.
- [62] E. Miranda et V. Bertero, « Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design », *Earthq. Spectra*, vol. 10, n° 2, Art. n° 2, 1994.
- [63] T. Vidic, P. Fajfar, et M. Fischinger, « Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 23, p. 507-21, 1994, doi: doi.org/10.1002/eqe.4290230504.
- [64] B. Borzi et A. Elnashai, « Refined force reduction factors for seismic design », *Eng. Struct.*, vol. 22, n° 10, Art. n° 10, 2000, doi: 10.1016/S0141-0296(99)00075-9.
- [65] A. Mwafy et S. Elnashai, « Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings », *Eng. Struct.*, vol. 23, n° 5, 2001, doi: 0.1016/S0141-0296(00)00068-7.
- [66] C. Chintanapakdee et A. Chopra, « Evaluation of modal pushover analysis using generic frames », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 32, p. 417-442, 2003, doi: doi.org/10.1002/eqe.232.
- [67] S. Freeman, N. Nicoletti, et J. Tyrrell, « Evaluation of existing buildings for seismic risk. A case study of puget sound naval shipyard, breme », 1975.
- [68] L. Olivier, E. Silvano, et H. Miquel, « The E-DVA method for multi-modal pushover analysis and dominant modes », *Procedia Struct. Integr.*, vol. 44, p. 528-535, 2023, doi: 10.1016/j.prostr.2023.01.069.

- [69] A. Chopra et R. Goel, « A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, p. 561-82, 2002, doi: 10.1002/eqe.144.
- [70] A. Plumier et H. Degee, « Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8 », 2011.
- [71] American society of civil engineers, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. in Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., 2000.
- [72] M. Hemsas, S. Elachachi, et D. Breyse, « Evaluation of the seismic vulnerability of quasi-symmetrical reinforced concrete structures with shear walls », *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 14, n° 5, p. 617-636, 2010.
- [73] M. Saiidi et M. Sözen, « Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures », *J. Struct. Div. ASCE*, vol. 107, p. 937-952, 1981, doi: 10.1061/JSDEAG.0005714.
- [74] P. Fajfar et M. Fischinger, *Non-linear seismic analysis of RC building: Implications of a case study*, vol. 1. 1987.
- [75] R. Lawson, V. Vance, et H. Krawinkler, « Nonlinear static pushover analysis - why, when, and how », *National Confuake Engineering*, California, 1994.
- [76] F. Naeim, *The Seismic Design Handbook*. in Earthquake resistant design. American: Springer Science & Business Media, 2001.
- [77] M. Inel, M. Erich, B. Edgar, F. Black, et A. Mark, *USEE 2001: Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual*. (2001).
- [78] A. Chopra et R. Goel, « Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra », *Earthq. Spectra*, vol. 17, n° 1, Art. n° 1, 2001, doi: 10.1193/1.1586166.
- [79] A. Chopra, *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 4<sup>e</sup> éd. American: Prentice Hall, 2001.
- [80] P. Fajfar et P. Gaspersic, « The N2 method for the seismic damage analysis for RC buildings », *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 25, n° 1, Art. n° 1, 1996.
- [81] Applied Technology Council, « ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ». Redwood City, 1996.
- [82] P. Gülkan et M. Sozen, « Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions », *J Am Concr Inst*, vol. 71, 1974.
- [83] S. Antoniou et R. Pinho, « Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure », *J. Earthq. Eng. - J EARTHQU ENG*, vol. 8, p. 643-661, sept. 2004, doi: 10.1080/13632460409350504.
- [84] P. Colajanni et B. Potenzzone, « On the distribution of lateral loads for pushover analysis », *14 World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [85] Federal Emergency Management Agency, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA 440)*. American, 2005.
- [86] S. Antoniou et R. Pinho, « Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures », *J. Earthq. Eng.*, vol. 8, p. 497-522, 2004, doi: 10.1142/S1363246904001511.

- [87] P. Colajanni et B. Potenzzone, « Influence of lateral load distributions on pushover analysis effectiveness », *AIP Conf. Proc.*, vol. 1020, 2008, doi: 10.1063/1.2963927.
- [88] R. Pinho, S. Antoniou, C. Casarotti, et M. Lopez, « A displacement-based adaptive pushover for assessment of buildings and bridges », vol. 66, 2006. doi: 10.1007/1-4020-4571-9\_6.
- [89] F. McKenna et G. Fenves, « The OpenSees command language primer », American, 2000.
- [90] B. Benaïed, M. Hemsas, A. Benanane, et H. Mohammed, « Seismic analysis of RC building frames with vertical mass and stiffness irregularities using adaptive pushover analysis », *Rev. Constr.*, vol. 22, p. 597-612, déc. 2023, doi: 10.7764/RDLC.22.3.597.
- [91] C. Bhatt et R. Bento, « The extended adaptive capacity spectrum method for the seismic assessment of plan-asymmetric buildings », *Earthq. Spectra*, vol. 30, n° 2, 2014, doi: 10.1193/022112EQS04.
- [92] F. McKenna, « OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation », *Comput. Sci. Eng.*, vol. 13, n° 4, p. 58-66, 2011, doi: 10.1109/MCSE.2011.66.
- [93] Federal Emergency Management Agency, *Assessing Seismic Performance of Buildings with Configuration Irregularities (FEMA P-2012)*. American, 2018.
- [94] C. P. Casarotti Rui, « An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action », *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 5, n° 3, 2007, doi: 10.1007/s10518-007-9031-8.