

UNIVERSITE SAAD DAHLAB BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

THESE DE DOCTORAT EN SCIENCE

en Génie Civil

Spécialité : Génie Civil

**CONTRIBUTION A L'ADAPTABILITE DE L'ANALYSE EN POUSSEE
PROGRESSIVE (PUSHOVER) POUR LE CALCUL SISMIQUE
CAPACITIF**

Par

Abdallah Yacine RAHMANI

Devant le jury composé de :

Mr. B. Menadi	Professeur, U. de Blida 1	Président
Mr. A. Kadid	Professeur, U. de Batna	Examineur
Mr. M. Remki	Maitre de Recherche, CGS	Examineur
Mr. M. Abed	Professeur, U. de Blida 1	Examineur
Mr. M. Bensaibi	Professeur, ENSTP	Examineur
Mr. N. Bourahla	Professeur, U. de Blida 1	Directeur de thèse

Blida, Juin 2018

RESUME

Au cours des dernières années, les procédures statiques non linéaires (NSPs : Nonlinear Static Procedures) ont connu un essor considérable en tant qu'outil efficace dans la pratique de la conception sismique basée sur la performance. Cela a été soutenu par des études approfondies de corroboration qui ont démontré leur efficacité dans l'estimation de la réponse sismique des structures régulières. Malgré les nombreuses améliorations apportées aux versions conventionnelles des NSPs, leur utilisation pour évaluer la réponse sismique des structures irrégulières et de grande hauteur est toujours difficile; elles restent incapables de prédire avec une précision suffisante la réponse sismique de ce type de structures.

Dans cette thèse, une procédure pushover Upper-Bound non-adaptative améliorée (IUB : Improved Upper-Bound) pour l'évaluation sismique des structures planes est proposée, visant à améliorer la précision des méthodes existantes dans la prédiction du comportement sismique des bâtiments à grande hauteur. La nouveauté de cette proposition s'appuie sur l'ajustement du modèle de charge latérale de la méthode pushover UB appliquée aux structures de grande hauteur. La performance de la procédure est évaluée en analysant des bâtiments en acier ayant neuf, douze, quinze et vingt niveaux. Les résultats de l'IUB sont comparés à ceux de la méthode de capacité spectrale (CSM : Capacity Spectrum Method), de l'analyse modale pushover (MPA : Modal Pushover Analysis), l'analyse pushover UB, l'analyse pushover UB Modifiée (MUB) et de l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NTHA : Nonlinear Time History Analysis).

Une deuxième procédure d'analyse statique non linéaire est proposée dans le but de prendre en compte les effets des modes supérieurs, ainsi que les changements progressifs des caractéristiques dynamiques des structures lors de la réponse inélastique. Dans cette procédure, le modèle de chargement appliqué est calculé à l'aide de la méthode UB est mis à jour à chaque étape de l'analyse en considérant uniquement les deux premiers modes de vibration, et corrigé en combinant ce modèle de chargement avec une distribution de charge uniforme. La précision de cette procédure adaptative (AUB : Adaptive Upper-Bound) proposée est évaluée à l'aide de quatre bâtiments à ossature en acier. Les résultats de l'AUB sont comparés à ceux de l'analyse pushover UB, de l'analyse MPA, de la procédure DAP (Displacement-Based adaptive Pushover) et de l'analyse NTHA.

Dans la plupart des cas, les deux procédures proposées ont abouti à des résultats très proches de ceux obtenus par la NTHA.

Mots-clés : Modes supérieurs, méthode pushover « upper-bound » améliorée, méthode pushover « upper-bound » adaptative, chargement sismique, analyse pushover.

ABSTRACT

Over recent years, Nonlinear Static Procedures (NSPs) have gained considerable popularity as an efficient tool in the performance based seismic design practice. This was backed by extensive corroboration studies that have demonstrated their efficiency in estimating the seismic response of regular structures. Despite the numerous improvements of the original versions of NSPs, their use to assess the seismic response of irregular structures and high-rise buildings is still challenging; they are still unable to predict with sufficient accuracy the seismic response of this type of structures.

In this thesis, non-adaptive Improved Upper-Bound (IUB) pushover procedure for seismic assessment of plane frames is presented, aiming to enhance the accuracy of existing methods in predicting the seismic behaviour of high-rise buildings. The novelty of this proposal is based on the adjustment of the UB pushover lateral load pattern's applied to tall structures. The performance of the procedure is evaluated using nine, twelve, fifteen and twenty storeys steel buildings. The results of the IUB are compared to those obtained by the Capacity Spectrum Method (CSM), the Modal Pushover Analysis (MPA), the Upper Bound (UB) Pushover Analysis, the Modified Upper Bound (MUB) pushover analysis and the Nonlinear Time History Analysis (NTHA).

A second procedure for nonlinear static analysis is proposed to assess the seismic performance of tall buildings in an attempt to take into account the higher modes effects as well as the progressive changes in the dynamic characteristics of structures during the inelastic response. In this adaptive procedure, the applied load pattern computed using the upper-bound (UB) method is updated at each analysis step considering only the two first modes of vibration and corrected by combining this applied load pattern with a uniform load distribution. The accuracy of the proposed Adaptive Upper-Bound (AUB) procedure is tested using four steel moment resisting frame buildings. The results from the AUB are compared to those of the UB analysis, MPA, Displacement-based Adaptive pushover (DAP) procedure, and the NTHA.

In most cases, the proposed procedures show better results and closer to those obtained by NTHA.

Keywords: Higher mode effects, Improved upper-bound pushover analysis, Adaptive upper-bound pushover analysis, Seismic loadings, Pushover analysis.

ملخص

خلال السنوات الأخيرة، عرفت الطرق الستاتيكية (السكونية) اللاخطية انتشارا واسعا كأداة فعالة في تطبيقات التصميم الزلزالي المستند على الفعالية. وقد إستندت على الدراسات المعمقة التي أثبتت دقتها العالية في تقدير التجاوب الزلزالي في المباني المنتظمة. ورغم التحسينات الكثيرة التي طرأت على إصداراتها الأولى، يبقى إستعمال الطرق الستاتيكية اللاخطية لتقدير التجاوب الزلزالي في المباني غير المنتظمة أمرا صعبا للغاية، حيث أنها غير قادرة على توقع هذا التجاوب المعقد بدقة مقبولة في مثل هذا النوع من الأبنية.

في هذه الاطروحة، تم تطوير طريقة محسنة حدية غير متكيفة (AUB) من الدفع المتدرج من أجل التقييم الزلزالي لمباني هيكلية، يهدف إلى تحسين دقة طرق الحساب القائمة في عملية تقييم السلوك الزلزالي للمباني العالية. الجديد في هذا الإقتراح، يكمن في تعديل توزيع القوى في الطريقة الحدية القصوى (UB) المطبقة على المباني العالية. تم التأكيد من صحة ودقة الإجراء بعد تطبيقه على مباني فولاذية مؤلفة من تسعة، إثنا عشر، خمسة عشر و عشرون طابق. النتائج المحصل عليها تم مقارنتها بنتائج كل من طريقة الإستطاعة الطيفية (CSM)، طريقة الدفع المتدرج النمطية (MPA)، طريقة الدفع المتدرج الحدية القصوى (UB)، الطريقة الحدية القصوى المغيرة (MUB)، الطريقة الديناميكية اللاخطية الزمنية (NTHA).

تمأيضا اقتراح طريقة ستاتيكية لاخطية في إطار هذه الاطروحة. الإجراء الجديد يأخذ بعين الإعتبار كلا من أثر الأنماط العليا وكذلك التغيير التدريجي في الخصائص الديناميكية للمباني خلال التجاوب اللاخطي. في هذا الإجراء، نموذج القوى المطبق تم حسابه بإستخدام نموذج الطريقة الحدية القصوى (UB) إلا أن هذا النموذج يتم تحيينه خلال كل مرحلة من مراحل الحساب اللاخطي بأخذ نمطي الإهتزاز الأولين فقط بعين الإعتبار و كذلك تم تصحيحه بدمجه مع توزيع آخر منتظم للقوى. دقة الإجراء الجديد المطور (AUB) تم تقييمها بعد تطبيقها على جملة من أربع مباني فولاذية. النتائج المحصل عليها تم مقارنتها بكل من نتائج طريقة الدفع المتدرج النمطية (MPA)، طريقة الدفع المتدرج الحدية القصوى (UB)، إجراء الدفع المتدرج المكييف القائم على الإنتقالات (DAP)، الطريقة الديناميكية اللاخطية الزمنية (NTHA).

في أغلب الحالات المدروسة، الإجراءيين المطورين أثبتا دقة جيدة ونتائج قريبة من تلك المحصل عليها من خلال الطريقة الديناميكية اللاخطية الزمنية.

كلمات مفتاحية: الأنماط العليا، طريقة الدفع المتدرج الحدية القصوى المحسنة، طريقة الدفع المتدرج الحدية القصوى المحيينة، التحميل الزلزالي، طريقة الدفع المتدرج.

REMERCIEMENTS

Je tiens premièrement à remercier mon Encadreur, Bourahla Nouredine pour la confiance, l'orientation et la liberté qu'il m'a accordé au cours de cette période.

J'adresse aussi mes remerciements profonds à Mr Badaoui Mohamed qui a orienté la réalisation de ce travail par ces compétences scientifiques et ses précieux conseils.

Je me dois également remercier chaudement le professeur Rita Bento de l'université de Technologie de Lisbonne, pour son accueil et sa précieuse collaboration.

Je remercie vivement les membres du jury de soutenance de cette thèse. Je suis très reconnaissant pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et pour les conseils efficaces.

J'adresse également mes remerciements à Farid Rahmani, Benhmed Baizid, Cherif Dahman, Facih Mohamed, Said Boukhalhkal et Ismail Kechidi, pour leur soutien moral et leurs encouragements incessants tout au long de ce travail.

Je remercie amicalement tous les amis que j'ai rencontrés à l'université de Blida 1 et à l'université de Lisbonne.

Je ne remercie jamais assez mes parents, mes frères et mes sœurs pour leur soutien et leurs encouragements.

TABLE DES MATIERES

RESUME	
REMERCIEMENTS	
TABLES DES MATIERES	
LISTES DES ILLUSTRATION, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	
INTRODUCTION	13
1. ETUDE BIBLIGRAPHIQUE	15
1.1. Introduction	15
1.2. Principe général de la méthode pushover	16
1.3. Analyses pushover non adaptatives	16
1.4. Analyses pushover adaptatives	26
1.5. Déplacement cible	33
1.6. Conclusion	33
2. ANALYSES PUSHOVER NON ADAPTATIVES	35
2.1. Introduction	35
2.2. Contexte théorique de l'analyse pushover	35
2.3. Distribution des charges latérales appliquées	39
2.4. Méthodes d'analyse pushover conventionnelles	42
2.5. Conclusion	66
3. ANALYSES PUSHOVER ADAPTATIVES	67
3.1. Introduction	67
3.2. Procédures pushover adaptatives	67
3.3. Conclusion	85
4. ANALYSES PUSHOVER « UPPER-BOUND » AMÉLIORÉE	86
4.1. Introduction	86
4.2. Méthode pushover upper-bound améliorée	86
4.3. Application numériques	97
4.4. Conclusion	120

5. ANALYSES PUSHOVER « UPPER-BOUND » ADAPTATIVE	122
5.1. Introduction	122
5.2. Méthode pushover upper-bound adaptative	122
5.3. Applications numériques	127
5.4. Conclusion	138
CONCLUSION	139
APPENDICE	142
A. LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	142
B. ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	147
REFERENCES	149

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1.	Définition de capacité des structures par trois points selon Freeman et al. [3]	17
Figure 1.2.	Les trois distributions des charges couramment utilisées dans l'analyse pushover, (a) distribution modale, (b) distribution triangulaire inversée, (c) distribution uniforme.	20
Figure 2.1.	Transformation de système PDDL au système SDDL.	36
Figure 2.2.	Courbe de capacité (a) du système MDOF (b) du système SDOF équivalent.	38
Figure 2.3.	Bilinéarisation de la courbe de capacité.	43
Figure 2.4.	Conversion du spectre de réponse élastique au format ADRS.	44
Figure 2.5.	Estimation initiale du point de performance par la règle d'égalité de déplacement.	45
Figure 2.6.	Estimation de l'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode CSM [24].	46
Figure 2.7.	Estimation du point de performance en utilisant la méthode CSM [24].	47
Figure 2.8.	Relation $R_{\mu} - \mu - T$, [85].	49
Figure 2.9.	Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T < T_c$.	50
Figure 2.10.	Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T \geq T_c$.	50
Figure 2.11.	Procédure DCM, [26].	52
Figure 2.12.	Courbe de capacité de j -ème mode (a) du système MDOF (b) du système SDOF équivalent [31]	54
Figure 2.13.	procédure de détermination des facteurs de corrections dans l'analyse EN2 (Eurocode 8).	59

Figure 3.1.	Représentation graphique du calcul du vecteur de chargement dans la procédure FAP [56].	72
Figure 3.2.	Spectre de capacité SDOF équivalent [96]	77
Figure 3.3.	Détermination du rapport de ductilité du système ESDOF à chaque étape d'analyse et le spectre de réponse inélastique correspondant [77].	83
Figure 4.1.	Modèle de charge latérale UB d'une structure de 12 étages et pour le 1 ^{ère} niveau de chargement sismique (Tableau 4.8).	88
Figure 4.2.	l'erreur moyenne des déplacements inter-étages observée dans la partie supérieure de la structure SAC-20 en utilisant différentes valeurs de C_r .	92
Figure 4.3.	Distribution des charges UB corrigée pour trois valeurs de C_r de la structure de 12 niveaux.	92
Figure 4.4.	Distributions des charges latérales f_{s1} et f_{s2} en utilisant différentes valeurs de r_U .	94
Figure 4.5.	Processus de détermination de la charge latérale appliquée par l'IUB pour un bâtiment de 12 niveaux.	94
Figure 4.6.	Configurations géométriques des structures étudiées. a) structure de 9 niveaux. b) structure à 12 niveaux. c) structure à 15 niveaux. d) structure à 20 niveaux. e) structure SAC-20.	98
Figure 4.7.	Type des sections utilisées, a) poutres, b) poteau [40].	99
Figure 4.8.	Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis.	102
Figure 4.9.	Loi de comportement généralisée des rotules plastique [26]	103
Figure 4.10.	Détermination de déplacement cible U_{rM1} de la structure de 9 niveaux pour les deux niveaux de chargement.	107
Figure 4.11.	Courbes des capacités et les déplacements cibles de la structure de 9 niveaux pour différents niveaux de chargement	107
Figure 4.12.	Réponse de la structure de 9 niveaux pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	108

Figure 4.13.	Réponse de la structure de 9 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	109
Figure 4.14.	Réponse de la structure de 12 niveaux pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	110
Figure 4.15.	Réponse de la structure de 12 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	112
Figure 4.16.	Réponse de la structure de 15 étages dans le niveau 1 de chargement, (a) profile de déplacement (b) profile des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	113
Figure 4.17.	Réponse de la structure de 15 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	114
Figure 4.18.	Réponse de la structure de 20 niveaux pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	116
Figure 4.19.	Réponse de la structure de 20 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	117
Figure 4.20.	Réponse de la structure SAC 20 pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	118
Figure 4.21.	Réponse de la structure SAC 20 pour le niveau 2 de chargement, (a) profile de déplacement (b) profile des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.	119

Figure 5.1.	Changement de la valeur de $(q_{2k}/q_{1k})_{UB}$ pendant l'analyse statique non-linéaire des structures étudiées: (a) 10- Niveaux, (b) 15-Niveaux, (c) 20-Niveaux, (d) 30-Niveaux.	124
Figure 5.2.	Elongation des périodes and l'influence de la ductilité actuelle sur le spectre de réponse.	125
Figure 5.3.	Types des sections utilisées, (a) poutres, (b) poteaux [109].	128
Figure 5.4.	Configuration géométrique des portiques étudiés [109].	128
Figure 5.5.	Spectres des réponses élastiques moyennes et individuelles des séismes sélectionnés.	129
Figure 5.6.	Profils de déplacement des structures étudiées.	133
Figure 5.7.	Profils de déplacement inter-étage des structures étudiées.	134
Figure 5.8.	rotations des rotules plastiques des étages des structures étudiées.	135
Figure 5.9.	les Erreurs dans les rotations des rotules plastiques	136
Tableau 2.1.	le nombre des étapes et les charges appliquées et les réponses de l'analyse CMP.	61
Tableau 2.1.	les distributions des charges utilisées dans l'analyse NADP.	63
Tableau 4.1.	Détails des accélérogrammes utilisés dans l'étude paramétrique.	91
Tableau 4.2.	Etapes principales des procédures UB, MUB et IUB	96
Tableau 4.3.	Types et dimensions des éléments des structures 9 et 15 niveaux.	99
Tableau 4.4.	Sections des poutres et poteaux des structures étudiées.	100
Tableau 4.5.	Charges gravitaires et masses dans les structures étudiées.	101
Tableau 4.6.	Détails des accélérogrammes utilisés dans le niveau 1 de chargement	102
Tableau 4.7.	Détails des accélérogrammes utilisés dans le niveau 2 de chargement	102

Tableau 4.8.	Périodes des trois premiers modes de vibration (T_1 , T_2 and T_3) et q_2/q_1 pour les cinq structures étudiées	104
Tableau 4.9.	Déplacements cibles des structures étudiées pour les deux niveaux de chargement sismique.	105
Tableau 4.10.	Erreur dans le déplacement cible.	106
Tableau 5.1.	Sections des éléments de la structure de 10 niveaux [109].	127
Tableau 5.2.	Type des poteaux et des poutres pour chaque niveau [109].	127
Tableau 5.3.	Détails des enregistrements sélectionnés.	129
Tableau 5.4.	Périodes et rapports q_n/q_1 des trois premiers modes pour les structures étudiées.	131
Tableau 5.5.	Déplacement cible des structures étudiées.	132
Tableau 5.6.	Temps écoulé dans les différentes NSPs and NTHA	138

INTRODUCTION

Dans le domaine du génie parasismique, la méthode la plus rigoureuse pour l'évaluation de la performance sismique des structures est l'analyse dynamique non-linéaire temporelle. Cependant, cette technique nécessite la définition d'un chargement sismique basée sur une sélection d'un ensemble approprié d'accélérogrammes et d'un outil de calcul puissant.

Une procédure d'analyse qui combine la simplicité dans la mise en œuvre sans trop de perte dans la précision des résultats et qui a montré ses performances comme une alternative à l'analyse temporelle, est l'analyse statique non-linéaire en poussée progressive connue sous le nom en Anglais "pushover analysis".

Le but de l'analyse pushover est d'évaluer la performance de la structure par l'estimation des capacités de résistance et de déformation en utilisant une analyse statique non-linéaire et en comparant ces capacités aux demandes sismiques. Traditionnellement, l'analyse conventionnelle (i.e. non adaptative) a été utilisée et mis en œuvre dans des codes de conception. Bien qu'elle fournisse des informations cruciales sur les paramètres de réponse qui ne peuvent être obtenus avec des méthodes élastiques conventionnelles (statiques ou dynamiques), cette méthode n'est pas exempte de certaines limitations telles que l'impossibilité d'inclure les effets des modes supérieurs ou un changement progressif des propriétés dynamiques de la structure. Par conséquent, la nécessité d'une procédure pushover améliorée qui surmonte les lacunes ci-dessus est facilement notée. Une révision des procédures pushover récemment proposées a été effectuée, à partir de laquelle les avantages et les inconvénients de chaque approche ont été identifiés. Il a été noté que la méthodologie de pushover adaptative constitue une option permanente pour l'analyse dynamique non linéaire puisqu'elle résout les lacunes inhérentes à l'analyse pushover conventionnelle.

Parmi les améliorations de l'analyse pushover, on trouve la méthode upper-bound (UB) qui tient en compte l'effet des modes supérieurs d'une manière simple. Cette

procédure propose une nouvelle formule pour déterminer le modèle de charge latérale. Malheureusement, et malgré la simplicité de cette méthode, Il a été vérifié que la méthode tend à sous-estimer significativement les réponses sismiques aux étages inférieurs dans les structures de grande hauteur.

L'objectif de cette thèse est de contribuer à l'adaptabilité de l'analyse en poussée progressive (pushover) pour le calcul sismique capacitif. Cette contribution est effectuée par le développement de deux nouvelles procédures. La première consiste à l'amélioration de la méthode pushover UB par l'ajustement du vecteur charge de façon à considérer les modes supérieurs d'une manière correcte. Dans la deuxième, une mise à jour du vecteur charge est incluse dans l'analyse UB et ceci pour tenir compte des changements progressifs des propriétés dynamiques de la structures.

Ce travail est présenté en cinq chapitres. Dans le premier chapitre une étude bibliographique sur l'évolution des procédures statiques non-linéaires (PSNs) adaptatives et non adaptatives est réalisée. Cette étude expose les origines de l'analyse pushover et ses limitations ainsi que les différentes solutions proposées. Dans le deuxième chapitre une présentation des analyses pushover non adaptatives, leurs formulations de base ainsi que les différentes étapes à suivre pour leur mise en œuvre. Le troisième chapitre est consacré à la présentation de l'évolution de la formulation des procédures pushover adaptatives depuis leur apparition jusqu'aux versions actuelles avec l'exposition des insuffisances rencontrées dans chaque étape de développement et les corrections proposées. Dans le quatrième chapitre une amélioration est apportée à l'analyse pushover UB conventionnelle par correction du vecteur chargement appliqué sur la structure. La procédure sous sa forme améliorée est validée par des exemples tirés de la littérature.

Dans le cinquième chapitre un traitement du vecteur chargement de la procédure UB est effectué de façon adaptative, pour considérer les changements progressifs dans les caractéristiques dynamiques des structures pendant la réponse inélastique. La procédure proposée a été appliquée à diverses structures de grande hauteur et les résultats ont été comparés avec plusieurs PSNs et par rapport à ceux de la NTHA en tant que méthode de référence.

CHAPITRE 1

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Une analyse sismique est nécessaire pour déterminer la réponse d'une structure ainsi que les efforts qui se développent dans ses éléments lorsqu'elle est soumise à un tremblement de terre. Étant donné que le problème est dynamique et, dans la plupart des cas, inélastique, la méthode d'analyse théoriquement correcte est l'analyse dynamique non-linéaire temporelle. Cependant, les difficultés pour réaliser un calcul dynamique temporel et l'influence du choix d'un ensemble d'excitations sismiques sur la réponse d'une structure plaident pour des approches simplificatrices plus familières à l'ingénieur concepteur.

Ces dernières années, des procédures statiques non linéaires (NSPs) communément appelées méthodes « pushover » sont développées en tentant à évaluer la capacité de la structure, à résister au séisme sans avoir recours à une analyse dynamique temporelle. Ces méthodes sont maintenant préconisées par plusieurs codes parasismiques comme l'Eurocode 8 ou le FEMA-356. En dépit de leur simplicité conceptuelle, il est reconnu que ces procédures permettent d'estimer la capacité structurelle vis-à-vis d'un séisme donné.

Dans ce chapitre, l'évolution et les principaux développements qu'a connus les procédures pushover dans les vingt dernières années sont présentés.

1.2. Principe général de la méthode pushover

L'analyse pushover conçue pour estimer la réponse non-linéaire des structures vis-à-vis du séisme, elle repose sur le suivi de la dégradation progressive (formation des rotules plastiques) de la rigidité d'une structure soumise à un chargement latéral croissant jusqu'à effondrement.

Les procédures pushover sont regroupées en deux catégories : des procédures non-adaptatives où la distribution des charges latérales appliquée sur la structure est invariante au cours du chargement quasi-statique et les procédures adaptatives où le modèle de charge est mis à jour à chaque pas du chargement.

Ces procédures, se caractérisent par une étape essentielle commune, qui est la construction d'une courbe dite de capacité, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement en tête de la structure. Les courbes pushover obtenues sont utilisées pour construire des systèmes non-linéaires simplifiés (à un degré de liberté) qui permettent d'obtenir la réponse sismique de la structure.

1.3. Analyses pushover non adaptatives

L'introduction des PSNs remonte aux études de Gulkan et Sozen [1]. Ils ont développé une approche appelée « Structure équivalente » repose sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un seul degré de liberté (SDDL), Ayant une rigidité réduite et un amortissement augmenté. En 1981, Saiidi and Sozen [2] ont développé un modèle (Q- model) non-linéaire simplifiée pour étudier les systèmes de plusieurs degrés de liberté (PDDL). Ce modèle est progressivement développé en versions plus matures.

1.3.1. Analyses pushover non adaptatives à un seul mode

Au début des années 1970s, Freeman a évalué la vulnérabilité sismique de quarante bâtiments dans le cadre de projet " Puget Sound Naval Shipyard"[3]. La plupart des bâtiments ont été construits entre le début du 20^{ème} siècle et le début des années

1940s. Les capacités de ces structures ont été déterminées sur la base des observations sur site, de l'examen des plans disponibles, et définies par trois points sur un graphique: origine, limite élastique et limite ultime (Figure 1.1). C'était essentiellement d'une façon approximative ce qu'on appelle maintenant la courbe pushover.

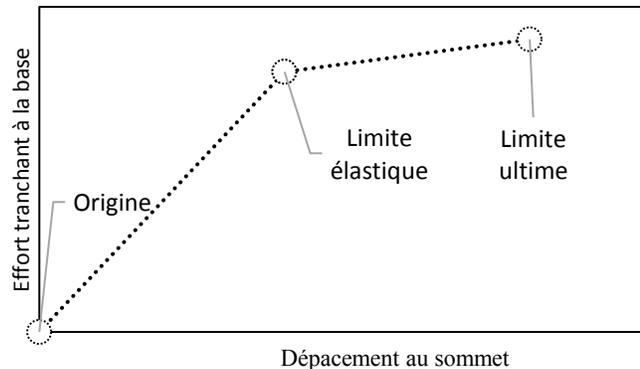


Figure 1.1 : Définition des capacités des structures par trois points selon Freeman et al.[3]

Dans les années 1980s, la méthode a été appelée méthode de capacité spectrale (CSM), et utilisée pour trouver une corrélation entre le séisme et la performance des bâtiments [4]. La CSM a été également améliorée pour vérifier la conception des constructions et incorporer dans le manuel de Tri-services (armée, marine et forces aériennes) [5,6].

La méthode CSM compare la capacité de la structure (sous la forme d'une courbe de capacité) avec les exigences du séisme (sous la forme d'un spectre de réponse). L'intersection graphique des deux courbes se rapproche de la réponse de la structure. Et afin de tenir compte du comportement inélastique non linéaire du système structurel, des valeurs d'amortissements visqueux effectifs, sont appliquées au spectre de réponse élastique linéaire pour le transformer en un spectre de réponse inélastique.

Dans le même contexte, Fajfar et Fischinger [7] ont développé une méthode relativement simple de l'analyse sismique non-linéaire des bâtiments oscillant

principalement à un seul mode de vibration (la méthode N2). Dans la méthode N2 originale, deux modèles mathématiques différents et trois étapes d'analyse sont utilisés. Dans la première étape, la rigidité, la résistance et la ductilité de la structure étudiée sont déterminées par une analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté (PDDL) sous une charge latérale monotone.

Ensuite, un système équivalent à un seul degré de liberté (SDDL) est défini dans la deuxième étape. Les caractéristiques non linéaires du système équivalent sont basées sur la relation effort tranchant à la base - déplacement en tête, obtenue par l'analyse statique non-linéaire dans la première étape.

Dans la troisième étape de la méthode N2, les déplacements maximaux (et la demande de ductilité correspondante) sont déterminés par une analyse dynamique non linéaire du système SDDL équivalent. Alternativement, des spectres de réponse inélastiques peuvent être utilisés [8, 9].

Dans les années 1990s, la majorité des travaux sur ce sujet se sont concentrés sur la discussion de l'ordre de l'applicabilité de ces méthodes simplifiées, leurs avantages et inconvénients, par rapport aux procédures dynamiques linéaires et non linéaires.

Deierlein et Hsieh [10] ont utilisé la méthode CSM pour comparer la réponse sismique expérimentale et théorique d'un portique en acier à un seul niveau avec les résultats analytiques obtenus à partir d'une analyse pushover en 2D. Le portique a été modélisé avec des nœuds semi-rigides. Il a été conclu que la méthode CSM pourrait fournir des résultats raisonnablement précis.

La méthode CSM a été utilisée aussi par Mahaney et al.[11] dans quatre études de cas des structures en béton armé pour évaluer leur réponse sismique après le séisme de Loma Prieta. Il a été déclaré que l'endommagement prévu par la CSM était en bon accord avec les dégâts observés dans les bâtiments contreventé par des voiles en béton armé.

Lawson et al.[12] ont procédé à une évaluation générale de l'analyse pushover sur des structures autostables en acier à 2, 5, 10 et 15 niveaux. Les résultats de l'analyse

pushover ont été comparés aux résultats de l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NTHA). Il a été observé que les déplacements d'étages calculés à partir de l'analyse pushover sont bien corrélés avec ceux dérivés par la NTHA, pour les structures courtes. Pour les structures à grande hauteur, des grandes différences entre les résultats ont été observées. En plus, ils ont montré que les résultats sont devenus sensibles au modèle de charge appliqué, ce qui indique que les effets des modes supérieurs sont devenus importants.

Dans son étude Krawinkler [13] a conclu que les différents aspects de la réponse structurelle qui pourraient affecter la réponse des structures (ex. l'effet P-delta, effet de la torsion,...) devraient être considérés explicitement dans l'analyse pushover. Et en 1998 [14], il a été prouvé que l'analyse pushover pourrait être mise en œuvre pour toutes les structures, mais elle devrait être complétée par d'autres procédures d'évaluation si la participation des modes supérieurs est jugée importante. Ces mêmes observations ont été reportées et confirmées par plusieurs travaux [15, 16, 17, 18].

Peter et Badoux [19] ont appliqué la méthode CSM à un bâtiment en béton armé de neuf niveaux avec des voiles en béton armé et en maçonnerie. Trois types de modèles de charge latérale ont été utilisés pour effectuer l'analyse statique non-linéaire. La conclusion tirée est que le modèle de charge uniforme est très efficace.

De leur côté, Fajfar et son groupe ont essayé d'améliorer la méthode N2. Gašperšič et al. [20] ont étendu cette méthode pour tenir en compte les dommages cumulatifs. Ils ont conclu que la méthode N2 est susceptible de sous-estimer l'endommagement dans la partie supérieure des structures. En 1996, Fajfar et Gašperšič [21] ont appliqué la méthode N2 à un bâtiment typique en béton armé de sept niveaux situés à Tsukuba, au Japon. Il a été conclu que si les effets des modes supérieurs devenaient importants, certaines quantités de demande déterminées par la méthode N2 sont sous-estimées. En plus, il a été recommandé que l'effet bidirectionnel et l'influence du couplage des modes de translation et de torsion devrait être incorporés dans l'étude.

Depuis 1999, les deux PSNs N2 et CSM [22, 23] sont devenues très populaires dans la pratique de l'ingénierie pour l'évaluation de la performance sismique des bâtiments et des ponts. La raison de leur succès réside dans la possibilité d'avoir une idée claire sur le comportement sismique non-linéaire des structures de manière simple et pratique. Les versions complètes des deux méthodes CSM et N2 ont commencé à être introduites dans le cadre de l'ingénierie sismique basée sur la performance, par exemple : ATC40[24], FEMA273 [25] et FEMA356 [26]. En Europe, la méthode N2 [22] a été incorporée dans l'Eurocode 8 [27].

Kadid et Boumrkik [28] ont utilisé la méthode CSM pour évaluer la performance des structures autostables. Trois bâtiments de 5, 8 et 12 étages ont été analysés. Les auteurs ont conclu que les bâtiments autostables correctement conçus fonctionneront bien sous des charges sismiques.

Les deux procédures non-adaptatives précédentes, appliquent une distribution des charges invariante sur la hauteur de la structure durant l'analyse. Cette approximation est l'une des limitations les plus importantes de ces méthodes. En générale, les modèles de chargement non adaptatifs utilisés dans les analyses pushover conventionnelles sont :

- 1- Charge concentrée : on considère une seule force appliquée en tête de la structure.
- 2- Charge uniforme où les forces latérales sont constantes sur toute la hauteur de la structure.
- 3- Distribution des charges triangulaire inversée où les forces augmentent linéairement de zéro à la base de la structure à une valeur maximale en tête.
- 4- Distribution parabolique en fonction de la hauteur et la masse de chaque étage de la structure.
- 5- Distribution modale proportionnelle à la déformée modale du premier mode de vibration.
- 6- Distribution SRSS ("Square Root of the Sum of the squares").

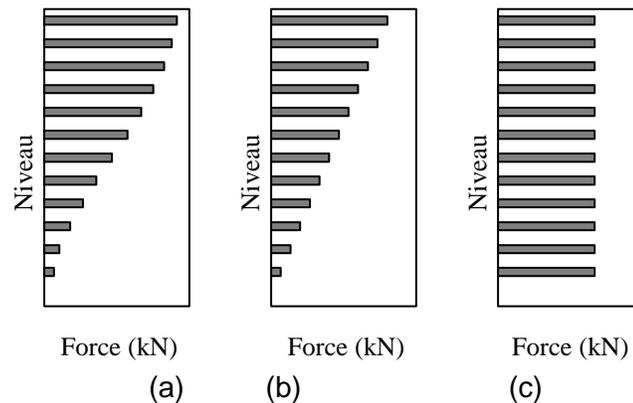


Figure 1.2 : Les trois distributions des charges couramment utilisées dans l'analyse pushover, (a) distribution modale, (b) distribution triangulaire inversée, (c) distribution uniforme.

Le rapport FEMA440 [29] présente plusieurs raisons d'être prudent lors de l'utilisation des méthodes pushover conventionnelles basées sur la force pour estimer la demande sismique des structures:

- 1- Ces méthodes ne sont pas capables de reproduire correctement les déformations lorsque l'effet des modes supérieurs est important. Cette imprécision est également observée lorsque la structure est fortement poussée dans sa phase non linéaire post-élastique;
- 2- Ils négligent les sources de dissipation d'énergie telles que l'énergie cinétique et l'amortissement visqueux;
- 3- Les effets du chargement cyclique des séismes et la modélisation tridimensionnelle ne peuvent pas être facilement pris en compte par ces méthodes.

1.3.2. Analyses pushover non adaptatives multi-modes

Afin de surmonter certains inconvénients mentionnés ci-dessus, plusieurs chercheurs ont proposé des nouvelles procédures pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs, mais en gardant les modèles de charge invariables, ces procédures sont appelées procédures pushover multimodales. Certains d'entre eux

considèrent une seule analyse pushover où le vecteur de charge tient compte la contribution de chaque mode élastique de vibration. D'autres considèrent plusieurs analyses pushover (multi-analyse), utilisant dans chaque analyse un vecteur de charge qui reflète la contribution de chaque mode de vibration élastique, où la réponse totale de la structure est évaluée en combinant les réponses modales, grâce à une règle de combinaison appropriée.

Paret et al. [30] ont d'abord présenté la procédure Pushover Multimodal (PMM). Selon cette procédure l'analyse pushover est effectuée plusieurs fois pour chaque mode considéré. Le modèle de chargement de chaque analyse pushover est déterminé en multipliant le poids de chaque étage par la déformée modale. De plus, les courbes modales de pushover sont établies indépendamment pour chaque mode. Deux structures en acier de dix-sept niveaux ont été évaluées pour identifier les mécanismes de ruine provoqués par les effets des modes supérieurs (modes 2 et 3). La première structure est considérée comme une structure de poutres rigides et la deuxième comme une structure de poteaux rigides. Trois modes de vibration sont pris en compte dans cette étude. Les résultats ont montré les effets importants des modes supérieurs sur le comportement des structures et sur le mécanisme de ruine.

Chopra et Goel [31] ont développé une analyse pushover modale (MPA) pour inclure les contributions de tous les modes de vibration qui ont une influence significative sur la réponse sismique. Avec une procédure multi-analyse et une charge latérale invariante, cette méthode utilise dans chaque analyse une distribution différente de la charge latérale proportionnelle de chaque mode de vibration de la structure. Les résultats finaux sont obtenus en combinant les résultats calculés à partir de chaque courbe de pushover en utilisant une règle de combinaison appropriée (par exemple SRSS, CQC). La méthode a été étendue aux bâtiments asymétriques en plan [32] ainsi que pour le cas des charges sismiques bidirectionnelles [33].

Hernández-Montes et al. [34] ont adapté la MPA dans une formulation basée sur l'énergie. L'énergie absorbée a été suggéré comme un indice alternatif pour établir la courbe de capacité. Cette méthode a été ensuite raffinée par Tomassoli et Mezzi[35]

et représente un outil cohérent pour évaluer la réponse des structures excitées par des charges sismiques. En plus, il a été observé que la méthodologie des PSNs basées sur l'approche énergétique permet de surmonter de nombreux problèmes liés aux procédures PSNs conventionnelle.

Chopra et al. [36] ont présenté une version modifiée de la méthode MPA dans laquelle la réponse inélastique obtenue à partir de l'analyse pushover, en utilisant un vecteur de charge proportionnel au premier mode, est combinée avec la contribution élastique des modes supérieurs.

Paraskeva et Kappos [37] ont proposé l'Analyse Pushover Modale Améliorée (IMPA) qui a été appliquée avec succès dans l'évaluation sismique des ponts. L'IMPA est une procédure multimodale qui a l'avantage de redéfinir la charge latérale appliquée. Pourtant, dans cette procédure, tous les modes sont exécutés indépendamment et l'interaction entre eux est négligée. Belejo et Bento [38] ont exploré l'IMPA dans les bâtiments asymétriques; il a été conclu qu'il n'y a qu'une légère amélioration de l'IMPA par rapport à la MPA, en plus, elle double la consommation de temps de calcul par rapport à la MPA.

Jan et al. [39] ont proposé la méthode d'analyse pushover Upper-Bound (UB) pour tenir en compte l'effet des modes supérieurs dans les structures autostables de grande hauteur en deux dimensions. La méthode UB propose une nouvelle formule pour déterminer le modèle de charge latéral et utilise la règle de combinaison modale de la limite supérieure (somme absolue) pour déterminer le déplacement cible. Il a été démontré par les auteurs que l'utilisation des modes supérieurs au-delà du deuxième mode de vibration ne donne que des contributions négligeables pour la prédiction de la réponse sismique structurale pour les bâtiments à grande hauteur. Ils ont conclu que la méthode UB sous-estime de manière significative les demandes sismiques dans les étages inférieurs des structures [39].

Pour surmonter les limitations liées à l'analyse UB, Poursha et Samarin [40] ont proposé une méthode UB modifiée (MUB). Dans cette version de la méthode, les réponses sont obtenues en combinant les réponses sismiques résultant de l'analyse

pushover conventionnelle et de la méthode UB. En plus, Poursha et Samarin ont étendu cette méthode à des structures de bâtiments de grande hauteur asymétriques en plan où les effets des modes supérieurs et de torsion sont significatifs [40].

Kunnath a développé une nouvelle distribution des charges latérales on utilisant une combinaison modale factorisée afin de représenter la demande sismique de manière plus réaliste [41]. Cette méthode a permis d'améliorer les estimations des profils de déplacements inter-étages par rapport aux PSNs conventionnelles.

Une procédure Pushover Modale Consécutif (CMP) a été proposée par Poursha et al. [42] pour estimer la demande sismique des bâtiments à grande hauteur. Dans cette méthode, les réponses structurelles finales sont déterminées comme une enveloppe des résultats dérivés d'une analyse pushover conventionnelles et d'autre analyse pushover multi-étapes. Dans cette méthode, l'analyse pushover multi-étapes contrôle les réponses sismiques aux étages intermédiaires et supérieurs des bâtiments élevés, tandis que, les réponses aux étages inférieurs sont estimées à l'aide de l'analyse pushover conventionnelles. Une extension de la CMP a été suggérée pour estimer les réponses sismiques des bâtiments de grande hauteur asymétrique en plan soumis à des mouvements sismiques bidirectionnels en tenant compte à la fois des effets des modes supérieurs et de la torsion [43].

Fajfar et son équipe ont proposé une extension de la méthode N2 pour prendre en compte les effets des modes supérieurs [44, 45, 46]. Cette procédure étendue considère que la structure reste dans la phase élastique lors de la vibration dans les modes supérieurs. La réponse sismique est déterminée par une enveloppe entre les résultats d'une analyse pushover N2 conventionnelle, qui n'inclut pas les effets des modes supérieurs et les réponses normalisées d'une analyse modale élastique, qui comprend les effets des modes supérieurs. Dans ces travaux, il a été observé que l'analyse pushover conventionnelle contrôle habituellement la réponse de la structure dans les zones plastiques tandis que l'analyse élastique contrôle les zones où l'effet des modes supérieurs a plus d'influence. Kreslin et Fajfar [47] ont proposé une version étendue de la méthode N2, qui prend en compte simultanément les effets de

torsion et des modes supérieurs des bâtiments en ajustant les résultats calculés avec la méthode N2 originale, à l'aide des facteurs de correction.

Les résultats obtenus montrent une influence significative des modes supérieurs sur les déplacements inter-étages dans les parties supérieures des bâtiments de moyenne et de grande hauteur étudiés. Les auteurs ont conclu que la méthode N2 étendue conduisait habituellement à des estimations légèrement plus précises que la MPA et la MMPA [47].

En outre, une extension de la méthode CSM du FEMA440 pour étudier le comportement des bâtiments asymétriques en plan est proposée par Bhatt et Bento [48]. Elle combine les résultats de la méthode CSM préconisée par le FEMA440 [28] avec ceux de l'analyse modale spectrale. Le concept utilisé dans cette proposition est similaire à celui utilisé dans la méthode N2 étendue [47].

Sucuoglu et Selim Gunay [49] ont présenté l'analyse pushover généralisée (GPA). La méthode comprend plusieurs analyses pushover utilisant les vecteurs de force qui sont obtenus à partir de la combinaison modale des forces latérales.

Sahraei et Behnamfar [50] ont développé une nouvelle procédure basée sur les déplacements. Dans cette analyse, un profil de déplacement inter-étage prédéfini est appliqué sur la hauteur de la structure. Behnamfar et al. [51] ont étendu cette méthode pour considérer les modes supérieurs. Pour définir le modèle de charge latéral, les valeurs des déplacements inter-étages sont calculées à l'aide de l'analyse modale élastique et des facteurs de combinaison modale. Pour déterminer ces facteurs de combinaison, plusieurs approches sont examinées [51].

Poursha et Amini [52] ont développé une autre méthode pushover multimodale (SMP) à une seule analyse dans laquelle l'effet des modes supérieurs et le contenu fréquentiel des séismes sont pris en compte dans la détermination des charges latérales sans le recours à une combinaison des résultats. En plus, une analyse pushover conventionnelle avec une distribution de force triangulaire inversée ou

uniforme est implémentée. Les demandes sismiques sont finalement déterminées par l'enveloppe des résultats obtenus à partir des deux analyses précédentes.

Une autre procédure pushover non-adaptative basée sur le déplacement (NADP) a également été développée par Amini et Poursha [53] dans laquelle certaines procédures pushover conventionnelles et améliorées à une seule analyse sont utilisées. La procédure pushover conventionnelle est implémentée avec un modèle de charge basé sur le déplacement selon la déformée du premier mode de vibration, alors que l'analyse pushover améliorée est réalisée en employant les distributions des charges latérales obtenues en combinant les déplacements modaux des étages de la structure. Enfin, les demandes sismiques sont déterminées en enveloppant les réponses maximales dérivées des analyses simples et améliorées.

Vafaei et Saffari [54] ont présenté une autre analyse pushover modale basée sur l'effort tranchant pour estimer la réponse sismique des structures à grande hauteur. Cette approche attribue un facteur de contribution pour chaque mode en fonction de la distribution modale des efforts tranchants dans les étages.

Liu et Kuang [55] ont proposé la méthode pushover basée sur la réponse spectrale de la structure. Une simplification de l'effet de couplage de différents modes est démontrée en premier lieu, et sur la base de cette simplification, la procédure d'analyse basée sur la réponse spectrale (SPA) est développée. Dans la méthode SPA, la procédure CMP [42] est adoptée alors que la contribution des différents modes et le déplacement cible sont calculés par l'analyse modale spectrale en utilisant un spectre de conception élastique.

1.4. Analyses pushover adaptatives

Les méthodes décrites précédemment utilisent des modèles de charge latérale invariables en fonction des propriétés dynamiques élastiques initiales de la structure. Cependant, ils ne tiennent pas en compte l'accumulation des dommages et, par conséquent, la modification des paramètres modaux durant la phase non-linéaire de l'analyse.

Krawinkler et Seneviratna [14] ont prouvé qu'il est limitatif d'utiliser des modèles de charge invariable (qu'ils soient proportionnels au premier mode ou plusieurs modes) car une distribution invariable ne peut pas reproduire correctement la réponse dynamique sur toute la phase de déformation. Ce qui a motivé le développement d'une nouvelle classe de procédures appelées méthodes pushover Adaptative. Dans ces procédures, le vecteur de chargement est mis à jour à chaque étape de l'analyse afin de représenter la dégradation de la rigidité progressive de la structure pendant la phase inélastique. Ce type d'analyse considère aussi l'effet des modes supérieurs et le contenu fréquentiel.

Bracci et al. [56] ont été les premiers à introduire une méthode qui utilise des procédures entièrement adaptatives. L'analyse commence en supposant une distribution initiale de la charge latérale, habituellement triangulaire, alors que les charges supplémentaires imposées lors des incréments ultérieurs sont calculées à partir des efforts tranchants ainsi que les résistances instantanées des étages de l'étape de charge précédente. La procédure a été mise en œuvre dans le logiciel d'analyse dynamique IDARC [57] conduisant à des résultats apparemment prometteurs. Lefort [58] a mis en œuvre une version étendue de cette méthode, qui utilise une nouvelle formulation pour tenir compte les contributions des modes supérieurs.

Matsumori et al. [59] ont étudié l'exactitude de l'analyse pushover dans l'estimation des ductilités en deux structures en béton armé de douze niveaux, et trois structures de dix-huit niveaux. Les auteurs ont utilisé deux nouveaux modèles adaptatifs du chargement latéral qui étaient la somme et la différence des distributions des efforts tranchants des étages pour les deux premiers modes de vibration. Les résultats ont montré que les demandes en ductilité obtenues étaient une limite supérieure par rapport aux résultats d'analyse dynamique non linéaire temporelle.

Une méthodologie adaptative différente a été proposée par Gupta et Kunnath [60], dans laquelle la charge latérale appliquée est constamment mise à jour, en fonction des caractéristiques dynamiques instantanées de la structure. En plus, un spectre de réponse spécifique du site a été utilisé pour déterminer le modèle de chargement.

Dans cette méthode, l'analyse modale est effectuée dans chaque incrément de charge, en tenant compte de l'état actuel de la structure.

Pour chaque mode de vibration, Les forces appliquées aux étages sont estimées comme le produit du facteur de participation modale, la déformée normalisée du mode, le poids de l'étage et l'amplification spectrale associée au mode considéré. Ensuite, une analyse statique non linéaire est effectuée pour chaque mode de manière indépendante, et les efforts calculés pour chaque mode sont combinés en utilisant la règle SRSS et ajoutés aux valeurs correspondantes de l'étape précédente. À la fin de l'étape, l'état de la structure est évalué et utilisé dans l'analyse modale de l'étape suivante.

Les estimations des déplacements inter-étages, les mécanismes d'effondrement locaux ou globaux présentés dans le document étaient satisfaisants. Cependant, l'emploi de la règle de combinaison SRSS pour combiner les différentes réponses de l'analyse pushover, dérivées de chaque mode, implique que l'équilibre structural n'est pas satisfait à la fin de chaque étape [60].

Une autre méthode proposée par Requena et Ayala [61], présente deux variantes d'analyse pushover adaptative (appelées approches 2-A et 2-B) et compare les résultats avec une procédure pushover conventionnelle ayant une charge modale. Dans l'une des variantes proposées, les charges appliquées ont été déterminées par la combinaison SRSS des forces modales, dans la deuxième "un mode fondamental équivalent" est déterminé avant (par une combinaison SRSS des déformées modales), puis utilisé pour calculer le vecteur des charges latérales. Cette procédure est répétée à chaque fois que la rigidité de la structure change. Les deux méthodes pushover adaptative alternatives sont en effet attrayantes puisqu'elles sont théoriquement rigoureuses. Cependant, et malheureusement, les résultats analytiques présentés par Requena et Ayala [61] sont limités.

Elnashai [62] a proposé une analyse pushover adaptative qui a semblé englober, dans un algorithme d'analyse unique, toutes les techniques avancées décrites ci-dessus. Cette procédure à une seule analyse est entièrement adaptable et

multimodale et explique la dégradation du système et l'allongement de la période en mettant à jour la distribution des charges latérales à chaque étape de l'analyse. Les propriétés dynamiques de la structure sont déterminées à l'aide d'une analyse modale qui tient compte de l'état structural instantané, à chaque étape d'analyse. Les spectres de réponse spécifiques au site peuvent également être considérés explicitement dans la mise à jour des forces latérales, de manière à tenir compte de l'amplification spectrale.

Une autre procédure pushover adaptative entièrement alternative a été proposée par Albanesi et al. [63], qui a suggéré une analyse pushover adaptative basée sur l'énergie (AEPOA), dans laquelle les forces/déplacements latéraux imposés à chaque étape tient compte non seulement des changements des propriétés dynamiques de la structure, mais aussi de l'énergie cinétique attendue pour se déformer lorsqu'elle est soumise à un séisme. Les résultats obtenus, cependant, ne semblent pas particulièrement exceptionnels, car, par rapport aux méthodes pushover conventionnelles, les courbes dérivées par la méthode AEPOA étaient très instables. En plus, aucune procédure claire pour appliquer et mettre à jour les charges latérales n'a été décrite.

Aydinoglu [64] a présenté l'analyse spectrale incrémentale (ISA), qui est une version améliorée de la procédure adaptative développée par Gupta et Kunnath [60]. La méthode applique un vecteur des déplacements au lieu des forces pour effectuer l'analyse pushover. Elle utilise aussi un spectre de conception inélastique au lieu d'un spectre élastique pour le calcul des facteurs de contribution de chaque mode de vibration. Les réponses finales sont obtenues en combinant les résultats modaux maximaux. L'auteur a également proposé l'utilisation de la règle des déplacements égaux pour le calcul des déplacements cibles modaux.

Antoniou et Pinho [65] ont exploré la précision des méthodes adaptative et non adaptatives basées sur les forces pour prédire la réponse sismique des bâtiments en béton armé. Par ailleurs, un algorithme pushover complètement adaptable a été développé, et qui tient en compte explicitement des effets de la dégradation progressive de la rigidité et des modes supérieurs sur la réponse structurale. D'une

manière générale, cette méthode appelée FAP, n'offre pas d'avantages majeurs par rapport aux méthodes conventionnelles. Cette déficience est la conséquence de l'utilisation d'une règle de combinaison modale quadratique telle que les règles SRSS et CQC. Ces règles de combinaison modale sont incapables de refléter l'inversion des signes des vecteurs de charge modaux. En autre terme, les signes négatifs sont supprimés et les vecteurs modaux sont combinés avec le signe positif [65].

Étant donné que les méthodes FAP ne peuvent pas offrir un avantage significatif par rapport aux méthodes conventionnelles, une méthode pushover adaptative basée sur le déplacement (DAP) a été récemment développée [66]. Dans cette méthode, le vecteur de chargement est mis à jour à chaque étape de l'analyse en fonction des caractéristiques dynamiques actuelles de la structure. Le vecteur de chargement est obtenu en combinant la contribution des différents modes de vibration en termes de déplacements. Cette méthode est capable de reproduire l'inversion des signes, même si l'on utilise une combinaison quadratique. Les résultats obtenus avec la méthode, principalement en termes de profils de déplacements et déplacements inter-étages, sont plus précis que ceux obtenus en utilisant d'autres méthodes classiques [67].

De leur côté, Kalkan et Kunnath [68] ont présenté la procédure de combinaison modale adaptative (AMC). La méthode intègre les avantages inhérents de la CSM et la MPA. La transformation PDDL vers le SDDL est faite à l'aide d'une approche basée sur l'énergie. Le point de performance est calculé par l'intersection de la courbe de capacité SDDL avec un spectre de réponse inélastique calculé pour un niveau de ductilité correspondant à la ductilité globale du système. Cette procédure est répétée pour chaque mode de vibration considéré, et les réponses finales sont obtenues en combinant les réponses modales maximales en utilisant une règle de combinaison appropriée (SRSS ou CQC).

Casarotti et Pinho [69] ont proposé la CSM Adaptative (ACSM) pour évaluer la résistance des ponts. La méthode est basée sur les concepts de la méthode de capacité spectrale (CSM), dans lequel le déplacement cible est obtenu par l'intersection de la courbe de capacité SDDL avec un spectre de réponse réduit.

L'ACSM utilise la méthodologie DAP pour construire la courbe pushover. Cette méthode est testée sur des structures autostables irrégulières en plan, et évalués en comparaison avec ceux de l'analyse dynamique incrémentale [70, 71]. Les résultats obtenus sont assez précis.

Colajanni et al. [72,73] ont proposé deux nouvelles distributions des charges adaptatives en combinant des distributions de chargements présentées dans FEMA-440 [28]. Les résultats obtenus doivent être enveloppés afin d'obtenir des valeurs satisfaisantes par rapport à la méthode rigoureuse NTHA. La première distribution est une combinaison de la distribution d'efforts selon la règle de combinaison modale (SRSS) et d'une distribution uniforme. La deuxième est composée d'une distribution SRSS et d'une distribution parabolique dépendante de la hauteur de l'étage.

Une procédure innovante pushover adaptative basé sur les efforts tranchants est proposée par Shakeri et al. [74], qui prend en compte l'effet des modes supérieurs, l'interaction entre les modes de vibration en phase inélastique, les changements progressifs des caractéristiques dynamiques pendant l'analyse, l'allongement des périodes et le contenu fréquentiel, tout en considérant l'inversion de signe dans le vecteur force des modes supérieurs. Une solution est proposée pour créer le spectre de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté (SDDL). Les résultats obtenus sont comparés aux autres PSNs.

Bento et al. [75] ont comparé la méthode de capacité spectrale adaptative 3D (3D-ACSM) avec d'autres méthodes pour évaluer la réponse sismique d'un bâtiment asymétrique en plan, le bâtiment est bien connu sous le nom ("PEAR building"). Afin de surmonter les limitations de l'ACSM en reproduisant l'effet de la torsion dans les bâtiments asymétriques en plan, Bhatt et Bento [76] ont proposé une version étendue de cette méthode.

Abbasnia et al. [77] ont développé une méthode pushover modale adaptative basée sur les déplacements et sur une règle de combinaison modale effective, afin d'inclure le renversement de signe dans les vecteurs de charge. Un facteur de modification associé à chaque mode d'intérêt est calculé et utilisé pour déterminer le

vecteur de charge correspondant. Les vecteurs modaux de charge modifié sont ajoutés et soustraits de manière algébrique pour obtenir plusieurs distributions des charges, par conséquent, des analyses pushover multiples sont requises. Ces modèles de charge sont appliqués de manière indépendante à la structure d'une façon adaptative et l'enveloppe des résultats est calculée. Les facteurs de modification sont mis à jour proportionnellement à la caractéristique dynamique instantanée de la structure dans chaque étape. Un autre nouveau aspect dans la méthode proposée est que le déplacement cible est estimé lors de l'analyse en mettant en œuvre le concept de la CSM de l'ATC-40[24].

En 2014, Abbasnia et al. [78] ont essayé d'améliorer l'analyse pushover adaptative basé sur le déplacement. Le but principal de cette proposition est de développer une méthode alternative, dans laquelle on utilise des multiples spectres de réponse inélastiques proportionnels au rapport de ductilité instantanée de la structure. Sur la base de la méthodologie proposée, deux modèles de charge sont appliqués de manière indépendante à la structure et l'enveloppe des valeurs de la demande est calculée. Les résultats obtenus démontrent que la méthode proposée fournit des résultats satisfaisants.

Puisque les règles de combinaison modales quadratiques ne prennent pas en compte les inversions de signe des modes supérieurs, la précision des méthodes pushover avancées est diminuée. Davoudi et al. [79] ont développé une règle de combinaison modale alternative pour l'utiliser dans l'analyse pushover adaptative. La règle de combinaison proposée est une technique d'addition vectorielle directe dans laquelle la contribution relative de chaque mode et son signe est prise en compte. Cette règle de combinaison est employée dans le cadre de la technique DAP et donc, une procédure pushover alternative est développée. Les auteurs ont conclu que la méthode proposée peut estimer les réponses de référence (résultats donnés par l'analyse NTHA) avec une précision remarquable [79].

Une autre procédure pushover adaptative modale basée sur la force (AFMP) est présentée par Amini et Poursha [80] pour améliorer la capacité des méthodes FAP à estimer les réponses sismiques des grands bâtiments. La procédure consiste à

effectuer deux type d'analyse pushover adaptative (un seul mode et multimodale). Tout d'abord, une analyse pushover adaptative avec un seul mode basée sur la déformée de premier mode est effectuée. De plus, une ou deux analyses pushover adaptatives multi-modes sont effectuées en utilisant les distributions des charges latérales améliorées calculées en additionnant algébriquement les forces modales instantanées des étages. Les demandes sismiques finales sont obtenues en enveloppant les résultats issus de toutes les analyses effectuées. Il est démontré dans le cadre de cette étude, que la procédure AFMP est capable de prédire avec précision les exigences sismiques des grands bâtiments.

1.5. Déplacement cible

Les méthodes pushover existantes utilisent des approches différentes pour calculer le déplacement cible en fonction des mécanismes de dissipation d'énergie. La première approche est basée sur une linéarisation équivalente, dans laquelle le déplacement cible est calculé en croisant la courbe de capacité SDDL avec un spectre élastique sur-amorti [81, 24, 82, 83, 27, 26, 28, 84]. Ce facteur est fonction de l'amortissement visqueux équivalent. La deuxième approche consiste à utiliser un spectre inélastique [85, 27]. La troisième utilise des coefficients de déplacement empiriques déterminés à partir d'une analyse statistique pour définir les facteurs de modification de déplacement [86, 32].

Les méthodes proposées dans ATC 40 et FEMA 356 [24, 26] sont les méthodes les plus utilisées généralement.

1.6. Conclusion

Un certain nombre de conclusions peuvent être tirées de l'état de l'art ci-dessus de l'analyse pushover. Premièrement, l'analyse en poussée progressive devient un outil d'évaluation et de conception sismique standard simple et efficace.

Les études citées dans ce chapitre, ont montré que dans le cas des structures qui vibrent principalement au mode fondamental, les PSNs conventionnelles fournissent

de bonnes estimations de la réponse sismique. Cependant, même ces procédures qui dans certains cas donnent des résultats satisfaisants en termes de déformation globale, peuvent sous-estimer les réponses dans les cas des structures à grande hauteur ou bien les structures asymétriques en plan ou les effets des modes supérieurs dominant le comportement sismique.

Les procédures pushover adaptatives ont amélioré la réponse obtenue par les méthodes pushover conventionnelles en les rapprochant à ceux de l'analyse dynamique non-linéaire temporelle.

CHAPITRE 2

ANALYSES PUSHOVER NON ADAPTATIVES

2.1. Introduction

Les analyses en poussée progressive (pushover) non adaptatives, sont des procédures plus simples que la NTHA pour évaluer la performance des structures. Même si cela nécessite également autant que possible des modèles mathématiques détaillés de systèmes PDDL. L'applicabilité de ce type d'analyses augmente continuellement dans la pratique en raison de ses relatives simplicités. Les PSNs non adaptatives supposent que la réponse d'une structure peut être prédite par le premier (les premiers) mode de vibration, qui reste constant durant l'analyse. Elle implique l'application incrémentale du chargement suivant un modèle prédéterminé, jusqu'à ce que des modes de rupture de la structure apparaissent, produisant ainsi une relation force-déplacement (capacité), qui donne une indication claire de la réponse non-linéaire. Les réponses en termes des déplacements résultantes de l'analyse pushover sont ensuite vérifiées et la performance structurale des éléments est évaluée.

Il existe plusieurs méthodes pushover non adaptative, toutes avec les mêmes étapes générales mais des détails différents. Ce chapitre présente une description détaillée des PSNs récemment développées avec des conclusions générales sur l'efficacité de chaque méthode.

2.2. Contexte théorique de l'analyse pushover

Toutes les PSNs classiques, n'ont pas de base théorique stricte. Elles reposent principalement sur l'hypothèse que la réponse de la structure est contrôlée par le premier/les premiers modes de vibration, et que cette forme reste constante durant la réponse élastique et inélastique de la structure. Ceci fournit la base pour transformer

un problème dynamique au problème statique qui est théoriquement erroné. De plus, la réponse d'une structure PDDL est liée à la réponse d'un système SDDL équivalent, SDDLE comme le montre la figure 2.1.

Le mouvement induit par un séisme d'un système PDDL élastique ou inélastique peut être dérivée de son équation différentielle:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2.1)$$

Où $[M]$ est la matrice de masse, $[C]$ est la matrice d'amortissement, $[K]$ est la matrice de rigidité de la structure, $\{1\}$ est un vecteur d'unité, et \ddot{u}_g est l'accélération du sol.

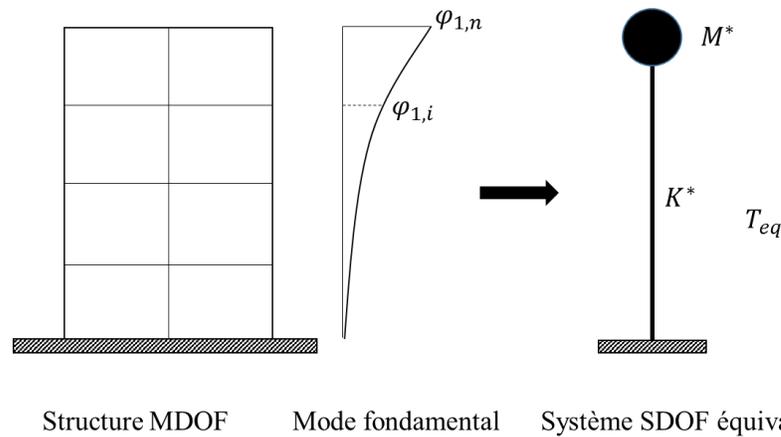


Figure 2.1 : Transformation de système PDDL au système SDDL.

En supposant un vecteur de déformée modale unique $\{\varphi\}$, qui n'est pas en fonction du temps et définissant un vecteur de déplacement relatif, U , du système PDDL comme $U = \{\varphi\}u_t$, où u_t dénote le déplacement du toit, l'équation différentielle du système PDDL sera transformée en:

$$[M]\{\varphi\}\ddot{u}_t + [C]\{\varphi\}\dot{u}_t + [K]\{\varphi\}u_t = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2.2)$$

Le déplacement de référence u^* du système SDDL est défini en fonction du déplacement u_t comme :

$$u^* = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}}{\{\varphi\}^T [M] \{1\}} u_t \quad (2.3)$$

Substituant u_t par u^* dans l'équation (2.2). L'équation différentielle décrite la réponse du système équivalent SDDLE est écrit comme suit:

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + K^* u^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (2.4)$$

Où :

$$M^* = \{\varphi\}^T [M] \{1\} \quad (2.5)$$

$$C^* = \{\varphi\}^T [C] \{\varphi\} \frac{\{\varphi\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} \quad (2.6)$$

$$K^* = \{\varphi\}^T [K] \{\varphi\} \frac{\{\varphi\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} \quad (2.7)$$

Une analyse statique incrémentale non linéaire de la structure PDDL peut maintenant être effectuée à partir de laquelle il est possible de déterminer les caractéristiques force-déplacement du système SDDLE.

Le résultat de l'analyse pushover de la structure PDDL est une courbe d'effort tranchant à la base V_b - Déplacement de toit u_t , appelée courbe de capacité (Figure 2.2a). Cette courbe fournit des informations précieuses sur la réponse de la structure car elle peut décrire le comportement de la structure après avoir dépassé la limite élastique. Il existe une certaine incertitude concernant l'étape post-élastique de la courbe de capacité et aux informations qu'elle peut fournir puisque les résultats dépendent des modèles (loi de comportement) des matériaux utilisés [87] ainsi que les hypothèses de modélisation [88].

Pour simplifier, la courbe est idéalisée comme bilinéaire à partir de laquelle la limite d'élasticité V_y , la rigidité élastique effective $K_e = V_y / u_y$ et une rigidité d'écroissage/adoucissement $K_s = \alpha K_e$ sont définies. La courbe idéalisée peut ensuite être utilisée pour définir les propriétés du système SDDLE (Figure 2.2b).

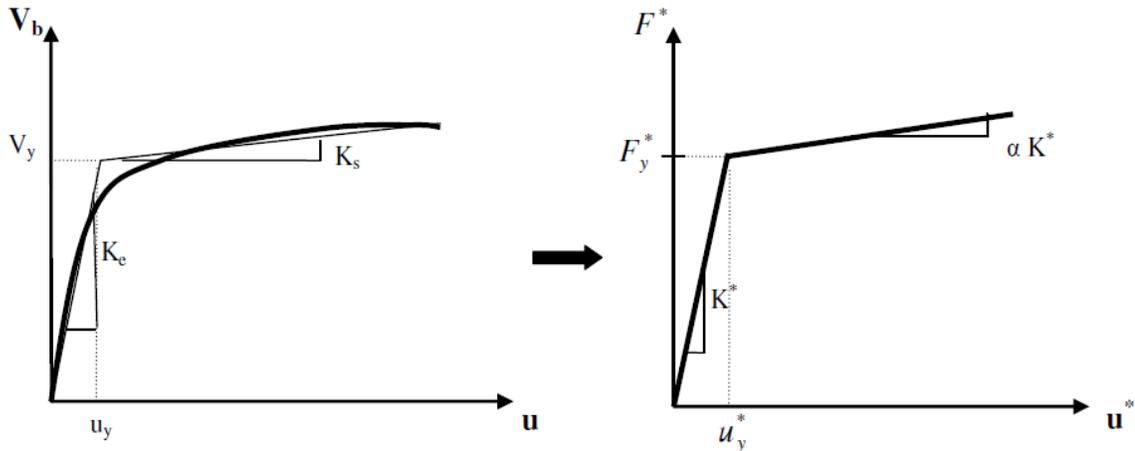


Figure 2.2 : Courbe de capacité (a) du système PDDL (b) du système SDDL équivalent [96].

Ainsi, la période T_{eq} du système SDDL équivalent sera :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (2.8)$$

Où, K^* définit la raideur élastique du système SDDLE qui est donnée par:

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad (2.9)$$

Le facteur d'écroissage α dans la courbe $F^* - u^*$ du système SDDLE est pris comme celui de la structure PDDL.

Le déplacement maximal du système SDDLE soumis à un séisme donné peut être trouvé à partir des spectres élastiques ou inélastiques ou d'une analyse dynamique temporelle. Ensuite, le déplacement correspondant du système PDDL peut être estimé en réorganisant l'équation 2.3 comme suit:

$$u_t = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} u^* \quad (2.10)$$

Le déplacement cible u_t dépend du choix du mode $\{\varphi\}$. Des études antérieures ont montré que le premier mode de vibration peut fournir des prédictions précises du déplacement cible si la réponse de la structure est dominée par son mode fondamental [12, 14, 89].

2.3. Distribution des charges latérales appliquées

Afin d'effectuer une analyse pushover pour un système PDDL, une distribution de charge latérale monotone croissante doit être appliquée aux points des masses concentrées du système. Le but est de représenter toutes les forces d'inertie qui sont produites quand le système est soumis à une excitation sismique. On applique progressivement cette charge jusqu'à un déplacement cible bien défini. L'endommagement progressif des éléments structuraux peut être surveillé continuellement. Pendant la phase inélastique, le système subira une perte de rigidité, et alors un changement de son période de vibration. Cela peut être vu dans la courbe d'effort tranchant-déplacement au sommet du système.

Le choix d'une distribution de charge pour capturer un phénomène dynamique à travers une analyse statique est d'une grande importance car cette distribution peut affecter les résultats de manière significative [12, 90, 91, 92].

Dans les analyses pushover conventionnelle, les modèles de charge suivants ont été couramment utilisés:

1. Charge concentrée en tête de la structure.
2. Distribution modale basée sur le mode fondamental ou d'autres modes d'intérêt

$$F_i = m_i \varphi_{ij} \quad (2.11)$$

Où m_i est la masse d'i-ème étage, φ_{ij} est la déformée modale à l'étage i de mode j .

3. Distribution triangulaire inversée

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} V_b \quad (2.12)$$

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

$$V_b = S_a(T_i)W \quad (2.13)$$

Où $S_a(T_i)$ est l'accélération spectrale correspondante de la période fondamentale de la structure T_i (à partir d'un spectre de conception), W est le poids total de la structure.

4. Distribution uniforme

$$F_i = m_i \quad (2.14)$$

m_i est la masse de l'étage i .

5. Distribution de FEMA

$$F_i = \frac{m_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n m_i h_i^k} \cdot V_b \quad (2.15)$$

Où k est un coefficient dépend de la période fondamentale T_i de la structure. Il peut être égal à 1,0 pour les structures ayant une période inférieure à 0,5 sec et égal à 2,0 pour $T > 2,5$ sec. Une interpolation linéaire entre 1 et 2 peut être utilisée pour obtenir une transition simple entre les deux valeurs extrêmes [26].

6. Distribution Upper-bound

$$F_i = \omega_1^2 m_i \varphi_{i1} + \omega_2^2 m_i \varphi_{i2} \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \quad (2.16)$$

Dans lequel ω_1 et ω_2 sont respectivement les fréquences propres du premier et du second mode; φ_{i1} et φ_{i2} sont les i -èmes composantes de premier et de deuxième mode normalisées, respectivement; q_1 , q_2 sont les coordonnées généralisées des modes 1 et 2 [39]. Le rapport $(q_2/q_1)_{UB}$ est défini par l'équation suivante:

$$\left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} = \left| \frac{\Gamma_2 D_2}{\Gamma_1 D_1} \right| \quad (2.17)$$

Où, Γ_1 , Γ_2 sont les facteurs de participation modale des deux premiers modes de vibration, D_1 , D_2 sont les déplacements spectraux obtenus à partir du spectre élastique de réponse en déplacement.

7. Distribution de Kunnath

$$F_i = \sum_{j=1}^n a_{mr} \Gamma_j m_i \varphi_{ij} S_a(\xi_j, T_j) \quad (2.18)$$

Où a_{mr} est un facteur de modification qui peut contrôler les effets relatifs de chaque mode inclus et qui peut prendre des valeurs positives ou négatives; $S_a(\xi_j, T_j)$ est l'accélération spectrale d'un séisme donné à une fréquence correspondant à une période T et un taux d'amortissement ξ du mode j [41].

En revanche, Il a été convenu que l'application d'un modèle de charge unique ne serait pas en mesure de capturer la réponse dynamique d'un système lors d'un séisme. Ceci est reflété dans FEMA356 [26] et l'Eurocode 8 [27] qui recommandent qu'au moins deux modèles de charge soient utilisés afin d'envelopper les réponses.

2.4. Méthodes d'analyse pushover conventionnelles

Il existe plusieurs méthodes d'analyse pushover conventionnelles, toutes avec les mêmes étapes générales mais des détails différents. Dans cette section les méthodes suivantes sont détaillées:

- Méthode de capacité spectrale (CSM) de l'ATC-40 [24]
- Méthode N2 [7]
- Méthode des coefficients de FEMA356 (DCM)[26]
- Méthode pushover Upper-Bound (UB)[39]
- Méthode pushover modale (MPA) [31]

Les deux méthodes CSM et N2, diffèrent dans l'utilisation des spectres inélastiques appropriés pour calculer le déplacement maximal du système SDDLE, comme sera expliqué dans les sections suivantes.

A l'inverse de la méthode MPA qu'est une procédure multi-analyse et utilise à chaque analyse une distribution des charges correspondant de chaque mode de vibration considéré, la méthode Upper-Bound (avec une seule analyse) utilise seulement une distribution qui tient en compte des deux premiers modes de vibration en négligeant les autres modes supérieurs.

2.4.1 Méthode de capacité spectrale CSM (ATC-40)

La méthode de capacité spectrale, CSM, a été présentée par Freeman et al.[3] comme outil d'évaluation sismique simple des bâtiments. Par la suite, la méthode a été acceptée comme un outil de conception sismique. Les étapes de la méthode sont les suivantes:

2.4.1.1 Analyse statique non linéaire de la structure PDDL

Une distribution des charges latérale est appliquée sur la structure supposée basée sur le mode fondamental de vibration. D'autres distributions de charge latérale peuvent également être utilisées, §2.3. Une analyse statique non linéaire est ensuite

effectuée pour obtenir une courbe d'effort tranchant à la base-déplacement au sommet de la structure PDDL (courbe de capacité).

2.4.1.2 Définition du système inélastique équivalent SDDLE

La courbe de capacité est alors transformée en format bilinéaire avec le choix d'un limite élastique (V_y, u_y) du système structural et un déplacement ultime (V_u, u_u). La limite élastique (V_y, u_y) est définie de sorte que la surface A_1 de la figure 2.3 soit approximativement égale à la surface A_2 afin de garantir une égalité d'énergie associée à chaque courbe.

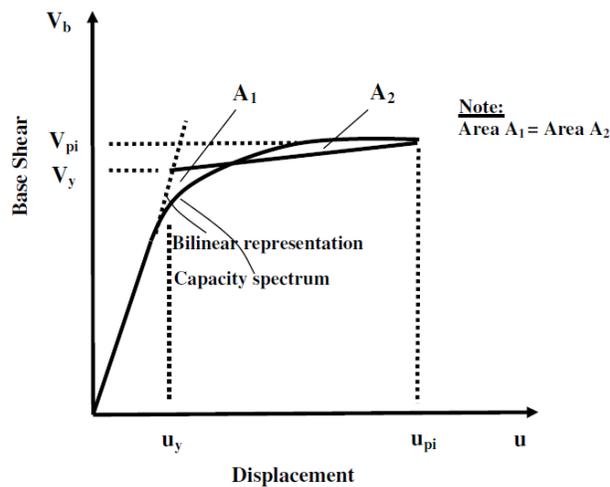


Figure 2.3 : Bilinearisation de la courbe de capacité [24].

En utilisant les équations 2.8 et 2.9, les propriétés du système SDDL équivalent inélastique, peuvent être définies.

2.4.1.3 Conversion de courbe de capacité au spectre de capacité

La courbe de capacité est ensuite convertie au spectre de capacité en utilisant les équations suivantes:

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_m \cdot M} \quad (2.19)$$

$$S_d = \frac{u}{\Gamma_1 \varphi_{ij}} \quad (2.20)$$

Où M est la masse totale du bâtiment, φ_{ij} est la déformée modale au niveau de l'étage i du mode j . Γ_1 est le facteur de participation modale et α_m le coefficient de participation massique qui sont donnés par:

$$\Gamma_1 = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} \quad (2.21)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=1}^n m_i \varphi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \varphi_{ij}^2} \quad (2.22)$$

2.4.1.4 Conversion de spectre de réponse élastique au spectre Accélération-déplacement spectrale (format ADRS)

La conversion de la courbe de capacité au spectre de capacité nécessite que le spectre élastique soit tracé en format accélération-déplacement, ADRS, plutôt que format Accélération-Période (Figure 2.4). Le spectre ADRS est également appelé par spectre de demande.

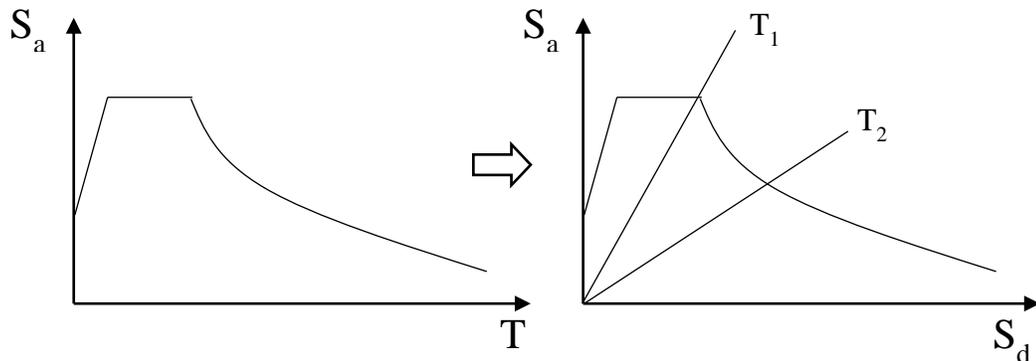


Figure 2.4 : Conversion du spectre de réponse élastique au format ADRS.

2.4.1.5 Superposition du spectre de capacité sur le spectre élastique de demande

Une fois le spectre de capacité et le spectre de demande élastique à 5% d'amortissement sont tracés ensemble dans le format ADRS (Figure 2.5), un point de performance (a_{pi}, d_{pi}) utilisant la règle d'égalité de déplacement peut être obtenue en étendant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'il croise avec le spectre de la demande élastique. Alternativement, le point de performance peut être supposé être le point final du spectre de capacité, ou il peut être un autre point choisi sur la base d'un jugement d'ingénierie.

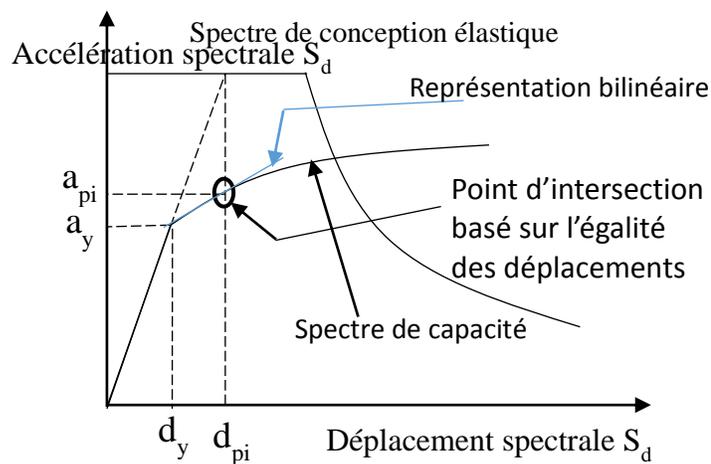


Figure 2.5 : Estimation initiale du point de performance par la règle d'égalité de déplacement [24].

2.4.1.6 Amortissement visqueux équivalent

Lorsque les structures entrent dans la phase inélastique lors d'un séisme, elles subissent un amortissement qui est supposé être une combinaison d'amortissement visqueux et d'amortissement hystérétique. L'amortissement visqueux est généralement défini comme une propriété inhérente aux structures. L'amortissement hystérétique est l'amortissement associé à l'aire incluse à l'intérieur de la courbe force-déplacement de la structure et représenté par un amortissement visqueux équivalent. L'amortissement visqueux équivalent est donc associé à un déplacement maximal d_{pi} spécifique et estimé à l'aide de l'équation suivante:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (2.23)$$

Chopra [93] a défini β_0 par l'égalité de l'énergie dissipée dans un cycle de vibration du système inélastique et de son système linéaire équivalent (figure 2.6). Ceci est fourni par l'équation suivante :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.24)$$

Où E_D est l'énergie dissipée par l'amortissement, et E_{S0} est l'énergie de déformation élastique maximale.

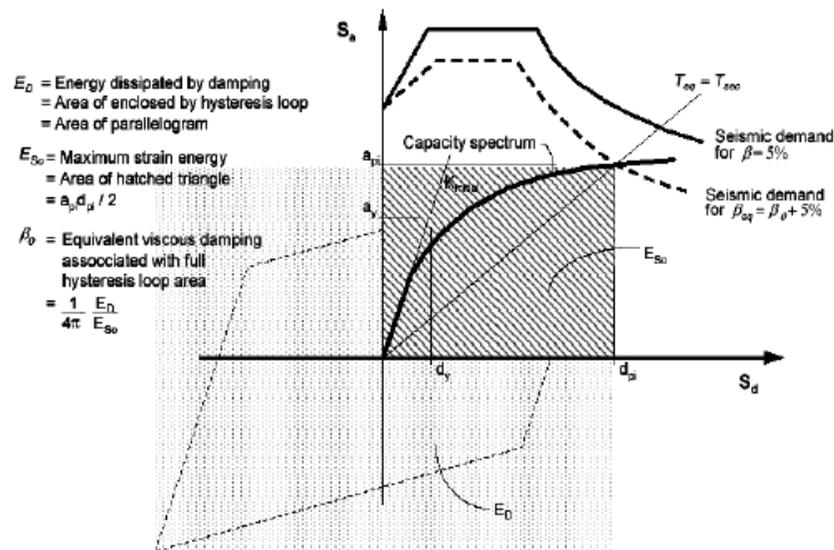


Figure 2.6 : Estimation de l'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode CSM [24]

Une fois le déplacement maximal, d_{pi} , est estimé l'équation 2.26 devient:

$$\beta_0 = \frac{200 (a_y d_{pi} - \alpha_{pi} d_y)}{\pi \alpha_{pi} d_{pi}} \quad (2.25)$$

D'autres relations ont également été proposées sur la base de la ductilité, μ , et le facteur d'écroûissage α [94].

2.4.1.7 Point de performance du système SDDL équivalent

Le nouveau spectre de la demande devrait alors être vérifié s'il croise le spectre de capacité ou bien suffisamment proche de l'estimation du point de performance précédent (Figure 2.7). Si le spectre de la demande croise avec le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est acceptée. Sinon, le point de performance est ré-estimé et la procédure répétée à partir de l'étape 4 (§ 2.4.1.4).

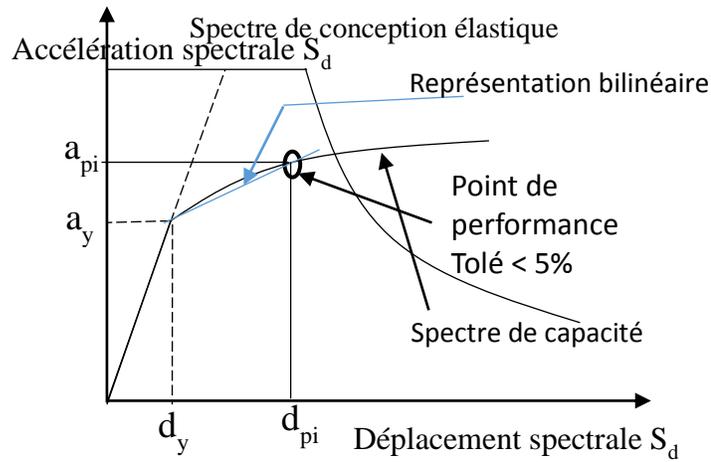


Figure 2.7 : Estimation du point de performance en utilisant la méthode CSM [24].

2.4.1.8 Point de performance du système PDDL

Lorsque le point de performance est déterminé, il est converti en déplacement cible du système PDDL en utilisant:

$$u_t = \Gamma_1 S_d \quad (2.26)$$

Où Γ_1 est le facteur de participation défini dans l'équation. 2.21 et S_d est le déplacement spectral du système SDDL équivalent défini par l'équation. 2.20.

La résistance des éléments structuraux et les déplacements inter-étages peuvent être vérifiés pour le déplacement cible.

Paret et al.[29] ont proposé une amélioration de la méthode CSM afin d'identifier les effets des modes supérieurs, appelée Procédure Modale Pushover (MPP). Il a

fallu effectuer plusieurs analyses statiques non linéaires en fonction du nombre de modes de vibration d'intérêt. De cette manière, l'influence de chaque mode individuel pouvait être observée lorsque les spectres de capacité individuels étaient superposés avec le spectre de demande amortie. Cependant, les effets des modes supérieurs ne peuvent pas être quantifiés de cette manière puisque la méthode ne fournit pas une estimation claire de la réponse [89].

2.4.2 Méthode N2

La méthode est présentée par Fajfar et al.[7] comme alternative à la méthode CSM. L'idée de base de la méthode N2 provient du modèle Q développé par Saiidi et Sozen [2]. La différence principale de la méthode N2 par rapport à la méthode CSM est le type de spectre de demande utilisé pour estimer le déplacement cible. Les étapes de la méthode sont présentées dans les sections suivantes.

2.4.2.1 Analyse statique non linéaire de la structure PDDL

Cette étape est la même que pour la méthode de capacité spectrale CSM (§ 2.4.1.1)

2.4.2.2 Définition du système inélastique équivalent SDDLE

La courbe pushover est convertie au spectre de capacité du système SDDL équivalent en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\Gamma_j \cdot M^*} \quad (2.27)$$

$$S_d = \frac{u}{\Gamma_j \varphi_n} \quad (2.28)$$

Où $M^* = \sum M_i \varphi_{ij}$ est la masse effective du bâtiment, φ_n est la composante du mode correspondant de toit de la structure et Γ_j le facteur de participation modale du mode j . Une idéalisation bilinéaire approximative du spectre de capacité est réalisée

afin de déterminer la limite d'élasticité F_y^* , le déplacement correspondant u_y^* et la période effective T_{eq} du système SDDLE en utilisant l'équation 2.8.

2.4.2.3 Demande sismique

Le spectre d'accélération élastique amorti à utiliser est défini dans le format ADRS. Les spectres inélastiques sont ensuite calculés à l'aide du facteur de réduction de ductilité R_μ et du facteur de ductilité μ . Le facteur de réduction R_μ est défini comme suit :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (2.29)$$

Où S_{ae} est l'ordonnée pseudo-accélération du spectre de réponse et S_{ay} est l'accélération élastique limite du spectre de capacité. L'ordonnée d'accélération S_a et le déplacement spectral S_d d'un système SDDL inélastique peuvent être calculés comme suit[85]:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.30)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (2.31)$$

Où S_{de} est le déplacement spectral élastique. Le facteur R_μ est habituellement exprimé en termes de ductilité μ et de période T , à travers les relations dites R_μ - μ - T . Un exemple de relation bilinéaire R_μ - μ - T présentée dans [85], est montré graphiquement ci-dessous (figure 2.8).

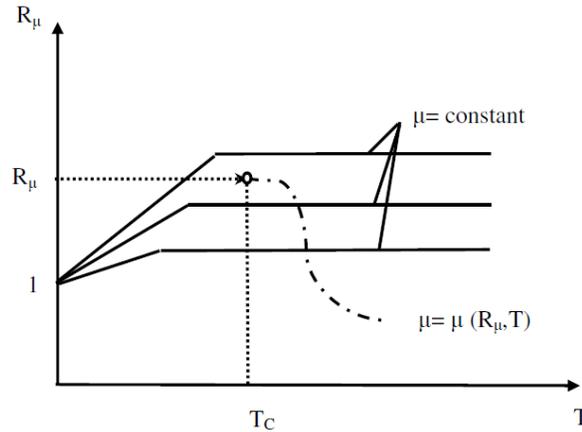


Figure 2.8 : Relation $R_\mu - \mu - T$, [85].

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases} \quad (2.32)$$

Où, T_c est la période caractéristique du séisme, définie comme la période de transition entre le domaine d'accélération constante et le domaine de vitesse constante du spectre.

2.4.2.4 Demande sismique pour le système SDDL équivalent

La demande en déplacement S_d du système SDDLE peut être déterminée par :

$$S_d = \begin{cases} \frac{S_{de}}{R_\mu} \left((R_\mu - 1) \frac{T_c}{T} + 1 \right) & T < T_c \\ S_{de} & T \geq T_c \end{cases} \quad (2.33)$$

L'équation 2.33 implique que l'estimation du déplacement sera toujours plus grande que le déplacement élastique initial pour les structures de courte période ($T < T_c$). Ceci est illustré sur la Figure 2.9. La figure 2.10 montre la procédure appliquée dans le cas des structures à moyenne et longue période.

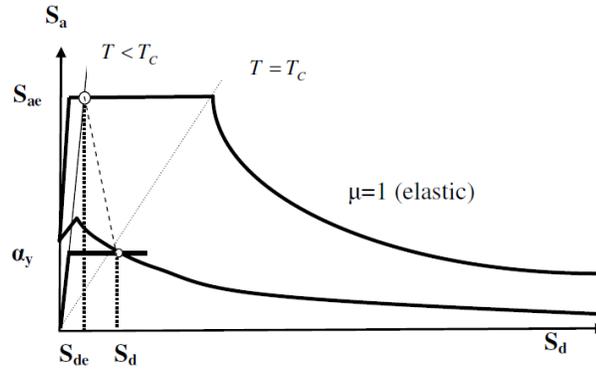


Figure 2.9 : Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T < T_c$ [21].

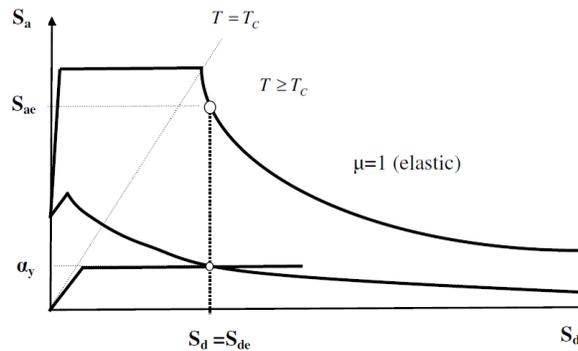


Figure 2.10 : Estimation du déplacement cible par la méthode N2 lorsque $T \geq T_c$ [21].

2.4.2.5 Demande sismique globale pour le modèle PDDL

Le déplacement S_d de système équivalent SDDL peut être transformé en déplacement au toit u_t du modèle PDDL en utilisant l'équation suivante:

$$u_t = \Gamma_j S_d \quad (2.34)$$

Des quantités locales d'intérêt telles que les rotations, les déplacements inter-étages, ..., correspondant à u_t , peuvent alors être déterminées.

2.4.3 Méthode des coefficients de déplacement (DCM)

La méthode des coefficients de déplacement [26] diffère des méthodes CSM et N2 dans l'estimation du déplacement cible, elle ne nécessite pas la conversion de la courbe de capacité au spectre de capacité. L'étape décrite dans §2.4.1.1 est utilisée pour déterminer la relation force-déplacement de la structure. Le déplacement cible est ensuite calculé en utilisant la relation suivante:

$$u_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2.35)$$

Où C_0 est un facteur de modification pour relier le déplacement spectral SDDL au déplacement au toit du système PDDL. C_1 est un facteur de modification lié au déplacement inélastique maximal SDDL attendu.

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & T_e \geq T_c \\ \left[1.0 + (R - 1) \frac{T_c}{T_e} \right] / R & T_e < T_c \end{cases} \quad (2.36)$$

Où, T_e est la période fondamentale effective, et le facteur R est calculé comme suit :

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (2.37)$$

C_2 : Facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis sur la réponse de déplacement maximal. C_3 est un facteur de modification pour représenter l'augmentation des déplacements dus aux effets de second ordre. Pour les bâtiments ayant une rigidité post-élastique positive, C_3 devrait être égal à 1,0. Pour les bâtiments avec une rigidité post-élastique négative, C_3 doit être calculé comme suit:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.38)$$

Où α est le rapport de la rigidité post-élastique à la rigidité élastique lorsque la relation force-déplacement est bilinéaire [26].

Les déplacements et les forces des éléments de la structure peuvent être calculés lorsque le déplacement total de la structure atteint le déplacement cible.

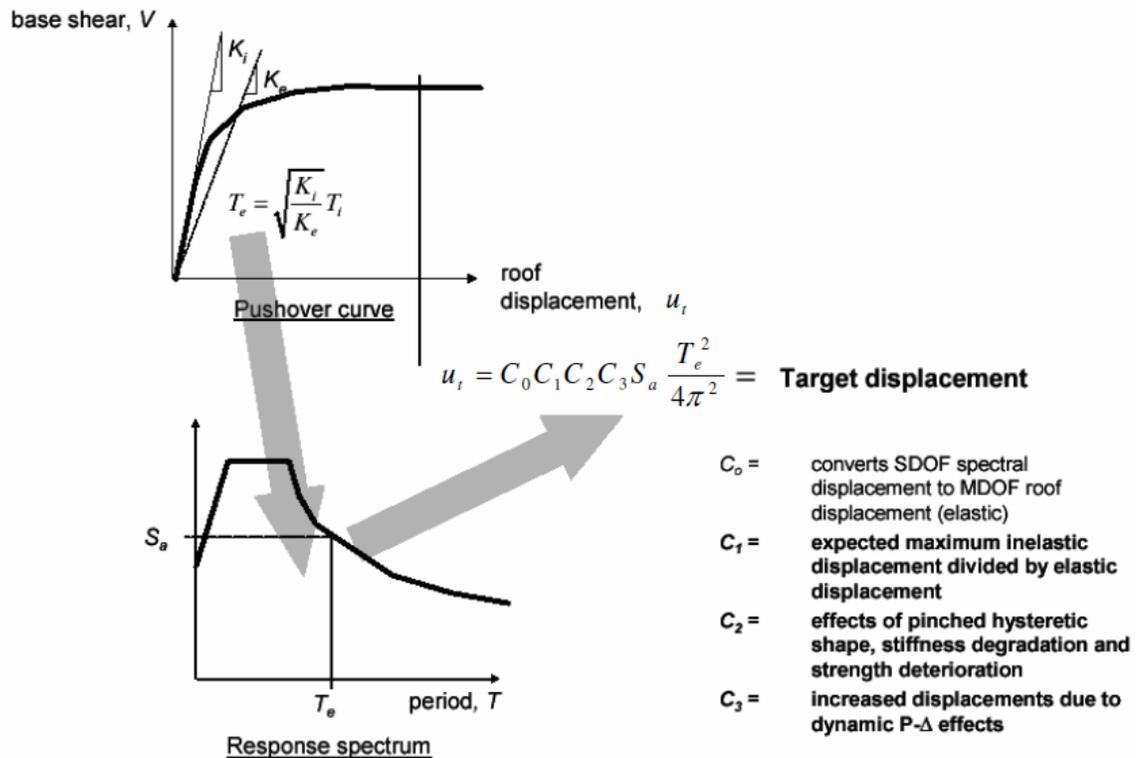


Figure 2.11 : Procédure DCM, [26].

2.4.4 Méthode modale pushover (MPA)

L'analyse Modal Pushover (MPA) a été développée par Chopra et Goel [31, 32], sous la forme d'une généralisation de la procédure Modal Pushover développée par Paret et al. [29]. Les étapes de la méthode sont les suivantes:

2.4.4.1 Calcul des propriétés dynamiques

Les périodes naturelles T_n , et les modes de vibration φ_j , caractérisant les vibrations élastiques de la structure sont calculés. Les déformées des modes de vibration susceptibles d'influencer la réponse de la structure sont ensuite utilisées pour déterminer la distribution des charges latérales appliquées à la structure. L'effet

de chaque mode peut être observé dans l'analyse dynamique élastique de la structure PDDL. Les distributions des charges F_j pour chaque mode j sont calculées en utilisant l'équation suivante:

$$F_j = [M]\varphi_j \quad (2.39)$$

2.4.4.2 Analyse statique non linéaire du modèle PDDL

Cette étape est similaire à celle utilisée dans la méthode CSM et la méthode N2. La courbe de capacité $V_b - u_t$ de la distribution des charges du mode j est développée dans cette analyse pour le nombre sélectionné des modes n .

2.4.4.3 Système SDDLE inélastique du j-ème mode

La courbe pushover relative au mode j est alors idéalisée et convertie en relation force-déplacement d'un système SDDL inélastique du mode j en utilisant les relations suivantes (Figure 2.12):

$$\frac{V_{bjy}}{M_j^*} = \frac{F_{sjy}}{L_j} \quad (2.40)$$

$$D_{jy} = \frac{u_{tjy}}{\Gamma_j \phi_{nj}} \quad (2.41)$$

Où M_j^* est la masse modale effective du mode j , V_{bjy} est l'effort tranchant à la base du système PDDL pour le mode j , F_{sjy} est la force du système SDDLE relative au mode j , u_{tjy} est le déplacement PDDL du toit et ϕ_{nj} est la déformée correspondant du toit du mode j .

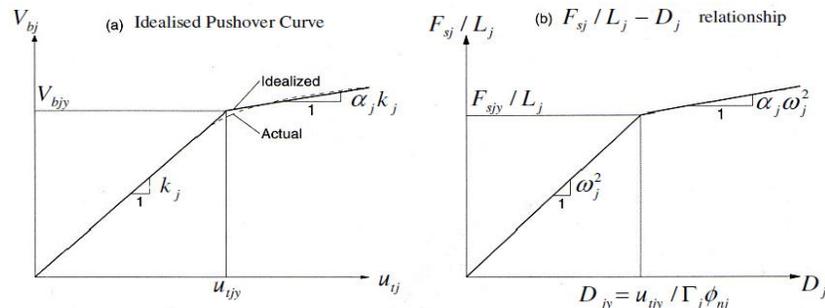


Figure 2.12 : Courbe de capacité de j -ème mode (a) du système PDDL (b) du système SDDL équivalent [31]

2.4.4.4 Déplacement cible du système SDDLE au mode j

Le déplacement cible D_j , pour le système SDDLE inélastique en mode j et le facteur d'amortissement ξ_j correspondant, est calculée en utilisant une analyse non linéaire temporelle ou directement à partir d'un spectre de conception ou de réponse inélastique disponible.

2.4.4.5 Déplacement cible du système PDDL

Le pic de déplacement du toit associé au système SDDL inélastique du mode j est alors obtenu à partir de:

$$u_{tj} = \Gamma_j \varphi_{nj} D_j \quad (2.42)$$

Les déplacements des étages, les déplacements inter-étages et les rotations des rotules plastiques correspondant au déplacement de toit u_{tj} , peuvent être déterminés.

La procédure devrait être répétée pour chaque mode d'intérêt. Enfin, la demande totale r_{MPA} peut être déterminée en combinant les réponses modales r_{MPA} en utilisant une règle de combinaison modale appropriée, par exemple la règle de combinaison SRSS:

$$r_{MPA} = \left(\sum_{j=1}^n r_j^2 \right)^{1/2} \quad (2.43)$$

Où n est le nombre de modes inclus.

Chopra et al. [36] ont proposé une autre analyse pushover modale Modifiée, MMPA, dans laquelle les modes supérieurs étaient supposés causer uniquement un comportement élastique de la structure. L'application du MMPA aux structures dans cette étude a montré qu'il n'est pas toujours possible de prédire avec précision les

demandes sismiques dans tous les cas car même le deuxième mode et le troisième mode de vibration peuvent conduire la structure à la phase inélastique.

2.4.5 Méthode Pushover Upper-Bound (UB)

Cette procédure, est développée pour prendre en compte l'effet des modes supérieurs d'une manière simple et pratique, la méthode est appelée méthode de la limite supérieure « Upper-Bound ». Elle est basée sur une règle de combinaison modale de somme absolue [39].

Cette procédure est développée sur la base des équations différentielles qui gouvernent la réponse d'un bâtiment à plusieurs étages soumis à un séisme avec une accélération, $\ddot{u}_g(t)$ (équation 2.1). La solution de cette équation peut être écrite comme suit :

$$\{U\} = \sum_{j=1}^n \{\varphi\}_j q_j \quad (2.44)$$

Où q_i sont les coordonnées généralisées des modes de vibrations. Les forces statiques équivalentes peuvent être exprimées comme suit:

$$\{f_s\} = [k] \cdot \{U\} \quad (2.45)$$

L'équation 2.45 peut être écrite comme suit :

$$\{f_s\} = \sum_{j=1}^n [k] \{\varphi\}_j q_j \quad (2.46)$$

Et :

$$\{f_s\} = \sum_{j=1}^n \omega_j^2 [M] \{\varphi\}_j q_j \quad (2.47)$$

Le déplacement du toit dû aux forces $\{f_s\}$, u_t peut être exprimé sous la forme suivante:

$$u_t = \sum_{j=1}^n \{\varphi_t\}_j q_j \quad (2.48)$$

Ou bien :

$$u_t = u_{t,1} \left[1 + \sum_{j=2}^n \frac{\{\varphi_t\}_j q_j}{\{\varphi_t\}_1 q_1} \right] \quad (2.49)$$

Où $u_{t,1} = \varphi_{t,1} \cdot q_1$, représentant le déplacement du toit dû au premier mode. Si $\{\varphi\}_j$ est normalisé de sorte que sa valeur au toit $\varphi_{t,j} = 1$. l'équation 2.48 peut être simplifié :

$$u_t = u_{t,1} \left[1 + \sum_{j=2}^n \frac{q_j}{q_1} \right] \quad (2.50)$$

Où,

$$\sum_{j=2}^n \frac{q_j}{q_1} = \sum_{j=2}^n \frac{\Gamma_j D_j}{\Gamma_1 D_1} \quad (2.51)$$

Jan et *al.* [39] ont expliqué que seuls les deux premiers modes fournissent une prédiction raisonnablement précise de la réponse structurelle lors d'un séisme, et que le troisième mode ou les autres modes supérieurs peuvent être ignorés. Donc, les auteurs ont supposé que la réponse est principalement contrôlée par les deux premiers modes, et choisissent la règle de combinaison modale de somme absolue (ABSSUM) pour déterminer la réponse maximale. Les équations 2.47 et 2.50 peuvent être réduites:

$$\{f_s\} = \omega_1^2 [M] \{\varphi\}_1 q_1 + \omega_2^2 [M] \{\varphi\}_2 q_2 \quad (2.52)$$

Où bien :

$$\{f_s\} = q_1 \left[\omega_1^2 [M] \{\varphi\}_1 + \omega_2^2 [M] \{\varphi\}_2 \frac{q_2}{q_1} \right] \quad (2.53)$$

Le déplacement au toit est donné par :

$$u_t = u_{t,1} \left[1 + \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right] \quad (2.54)$$

Puisque $\{f_s\}$ est un vecteur spatial et augmente de façon monotone à partir de zéro, l'équation 2.53 peut être exprimé comme suit :

$$f_s = \omega_1^2 [M] \{\varphi\}_1 + \omega_2^2 [M] \{\varphi\}_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \quad (2.55)$$

Dans l'équation 2.54, $u_{t,1}$ est égal à u_{TLP} , où u_{TLP} est le déplacement cible au toit de la structure calculé en utilisant la méthode de capacité spectrale (CSM) définie dans §2.4.1 En appliquant un modèle de charge triangulaire inversé. Finalement, le déplacement cible u_t est définie comme suit :

$$u_t = u_{TLP} \left[1 + \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right] \quad (2.56)$$

Jan et al. [39] ont conclu que l'utilisation de cette distribution de charge latérale sous-estime la demande sismique aux étages inférieurs dans les bâtiments élevés et les surestime aux étages supérieurs.

2.4.6 Autres Méthodes Pushover non adaptative

Jusqu'à nos jours, plusieurs procédures pushover non-adaptatives ont été proposées, l'objectif de la plupart de ces méthodes est d'améliorer la performance des méthodes précédemment cités.

2.4.6.1 Méthode N2 Etendue (EN2)

Dans l'analyse N2 étendue (EN2), Il est suggéré de considérer les effets de torsion en multipliant les déplacements cibles obtenus à partir des analyses N2 conventionnelles par un facteur d'amplification résultant d'une analyse modale

élastique. Cette approche développée par Fajfar et al. [44], est étendue pour étudier les constructions asymétriques en plan et en élévation [46, 47].

Après avoir effectué des analyses pushover utilisant la méthode N2 originale, avec des charges appliquées dans les deux directions x et y , deux courbes de capacité différentes sont obtenues pour les deux analyses, et deux déplacements cibles en toit de la structure, u_{tx} et u_{ty} , sont alors calculés. Les déplacements u_{tx} et u_{ty} sont multipliés par un facteur d'amplification obtenu à partir de l'analyse modale spectrale du bâtiment. Les facteurs d'amplification $C_{P,x}$ et $C_{P,y}$ pour les directions x et y , sont donnés par les rapports entre les déplacements du point P ($u_{P,x}$ et $u_{P,y}$, des deux directions x et y , respectivement) et les déplacements du centre de masse du dernier étage $u_{CM,x}$ et $u_{CM,y}$ dans les deux directions x et y , respectivement (Figure 2.13).

$$C_{P,x} = \frac{u_{P,x}}{u_{CM,x}} \quad (2.57)$$

$$C_{P,y} = \frac{u_{P,y}}{u_{CM,y}} \quad (2.58)$$

Les déplacements des portiques passant par le point P sont ensuite corrigés par les deux valeurs $C_{P,x}$ et $C_{P,y}$. Pour trouver les déplacements cibles finales u_{tx}^* et u_{ty}^*

$$u_{tx}^* = C_{P,x} \cdot u_{tx} \quad (2.59)$$

$$u_{ty}^* = C_{P,y} \cdot u_{ty} \quad (2.60)$$

Les réponses (déplacements, déplacement inter-étages, rotations des rotules plastiques, ...) utilisées pour contrôler la conception des portiques (au point P) sont celles correspondant aux déplacements cibles u_{tx}^* et u_{ty}^* . Il ne peut y avoir de dé-amplification (toujours $C_{P,x} \geq 1$ et $C_{P,y} \geq 1$). Les actions dans les directions x et y sont ensuite combinées en utilisant des règles de combinaison appropriées (par exemple SRSS).

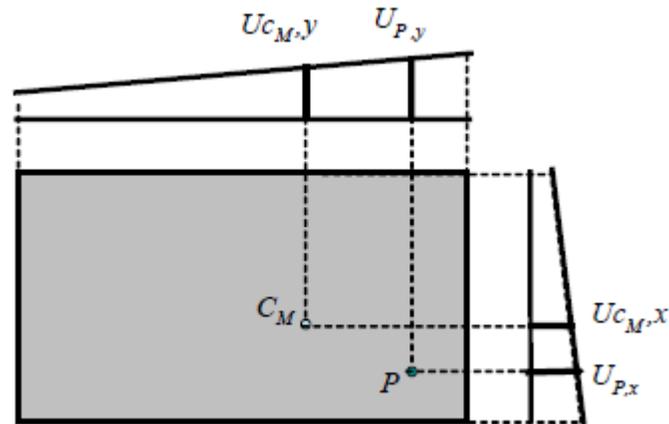


Figure 2.13 : procédure de détermination des facteurs de corrections dans l'analyse EN2 [27].

2.4.6.2 Méthode pushover modale consécutive (CMP)

En 2009, Poursha et al. [42] ont développé la procédure pushover modale consécutive (CMP) pour estimer les demandes sismiques des structures. Une analyse pushover d'une seule étape et quelques analyses pushover à plusieurs étapes ont été effectuées pendant la CMP. Dans l'analyse pushover d'une seule étape, une distribution des charges latérales triangulaire inversée (TLP) pour les bâtiments de moyenne hauteur et une distribution uniforme pour les bâtiments de grande hauteur ont été utilisés.

Dans l'analyse multi-étapes une analyse statique non-linéaire consécutive utilisant différents distributions de charges modales jusqu'à ce que le toit atteigne un déplacement cible prédéterminé est performée. En terminant complètement une étape, l'étape suivante commence avec le même état structural initial de la fin de l'étape précédente.

L'incrément de déplacement sur le toit est obtenu, à chaque étape de l'analyse multi-étapes, comme le produit d'un facteur par le déplacement total cible du toit. Ce facteur est déterminé à partir des propriétés modales initiales de la structure. L'incrément de déplacement, u_{tj} , sur le toit au cours de la j -ème étape de l'analyse pushover multi-étapes, est donc calculé comme suit:

$$u_{tj} = \beta_j u_t \quad (2.61)$$

Dans lequel

$$\beta_j = \begin{cases} \alpha_j & \text{pour les étapes avant l'étape finale} \\ 1 - \sum_{j=1}^{N_s-1} \alpha_j & \text{pour l'étape finale} \end{cases} \quad (2.62)$$

Où, u_t est le déplacement cible total prédéterminer (ce déplacement peut être déterminé en utilisant les méthodes CSM, N2, DCM, ...). N_s , est le nombre des étapes incluses dans l'analyse pushover multi-étapes. α_j est le coefficient de participation massique pour le j-ème mode, qui est donné par l'équation (2.22).

Le nombre des étapes dans l'analyse multi-étapes dépend de la période fondamentale, T , de la structure. Lorsque la période fondamentale du bâtiment est inférieure à 2,2 s, l'analyse pushover multi-étapes est réalisée en deux étapes. Pour les bâtiments avec des périodes fondamentales de 2,2 s ou plus, des analyses pushover à deux et trois étapes sont utilisées (Tableau 2.1).

Tableau 2.1 : le nombre des étapes et les charges appliquées et les réponses de l'analyse CMP.

Période	$T < 2.2 \text{ s}$		$T \geq 2.2 \text{ s}$
No. des étapes	2		2 et 3
Distribution des charges f_s	$f_{s1} = [m]\varphi_1$ $f_{s2} = [m]\varphi_2$	$f_{s1} = [m]\varphi_1$ $f_{s2} = [m]\varphi_2$	$f_{s1} = [m]\varphi_1$ $f_{s2} = [m]\varphi_2$ $f_{s3} = [m]\varphi_2$
Réponses	r_2		r_2 r_3
Réponse finale	$r_{CMP} = \text{Max}\{r_1, r_2\}$		$r_{CMP} = \text{Max}\{r_1, r_2, r_3\}$

r_1 , la réponse de l'analyse pushover d'une seule étape.

r_2 , la réponse de l'analyse pushover à deux étapes.

r_3 , la réponse de l'analyse pushover à trois étapes.

2.4.6.3 Méthodes pushover Upper-Bound modifiée (MUB) et étendue (EUB)

La méthode pushover UB a tendance à sous-estimer les exigences sismiques dans les étages inférieurs des grands bâtiments [39]. D'autre part, une analyse pushover conventionnelle avec une distribution de charge triangulaire ou uniforme peut estimer avec précision les demandes sismiques à ces niveaux. Selon Poursha et Samarin [40] Les réponses sismiques obtenues par la méthode UB conventionnelle peuvent être améliorées en enveloppant les réponses maximales résultant de cette analyse et de l'analyse pushover conventionnelle [40].

L'analyse pushover UB est effectuée en utilisant la distribution latérale donnée par l'équation 2.55. L'analyse pushover conventionnelle est réalisée séparément avec une distribution de charge triangulaire inversée ou uniforme. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à ce que le nœud de control sur le toit atteigne le déplacement cible prédéfini. Enfin, les réponses sismiques du bâtiment dans cette version modifiée de l'analyse UB (MUB) sont obtenues en enveloppant les réponses sismiques maximales obtenues à partir des analyses pushover UB (r_2) et pushover conventionnelle (r_1).

$$r_{MUB} = \text{Max}\{r_1, r_2\} \quad (2.63)$$

La méthode d'analyse pushover Upper-Bound modifiée (MUB) est étendue pour prendre en compte l'effet de la torsion dans la réponse sismique des bâtiments de grande hauteur à plan asymétrique [40].

L'analyse pushover EUB est effectuée en utilisant la distribution des charges, comme suit :

$$f_{sj} = \sum_{j=1}^N \omega_j^2 [M] \{\varphi\}_j \left(\frac{q_j}{q_1} \right) \quad (2.64)$$

Avec N est le nombre des modes considérés, dans l'analyse EUB, N est égal à 4. Quatre distributions de charge latérale sont définies en utilisant l'équation (2.64) comme suit :

$$f_{s1} = \omega_1^2 [M] \varphi_1 \quad (2.65)$$

$$f_{s2} = \omega_1^2 [M] \varphi_1 + \omega_2^2 [M] \varphi_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right) \quad (2.66)$$

$$f_{s3} = \omega_1^2 [M] \varphi_1 + \omega_2^2 [M] \varphi_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right) + \omega_3^2 [M] \varphi_3 \left(\frac{q_3}{q_1} \right) \quad (2.67)$$

$$f_{s4} = \omega_1^2 [M] \varphi_1 + \omega_2^2 [M] \varphi_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right) + \omega_3^2 [M] \varphi_3 \left(\frac{q_3}{q_1} \right) + \omega_4^2 [M] \varphi_4 \left(\frac{q_4}{q_1} \right) \quad (2.68)$$

Comme mentionné ci-dessus, une analyse pushover conventionnelle est réalisée séparément. Enfin, les demandes sismiques sont obtenues en enveloppant les réponses maximales dérivées de l'analyse pushover conventionnelle et les quatre analyses UB.

2.4.6.4 Méthode pushover non-adaptative basée sur le déplacement (NADP)

Afin de tenir compte de l'effet des modes supérieurs dans l'estimation des demandes sismiques des bâtiments de grande hauteur, une autre procédure non adaptative basée sur le déplacement (NADP) est présentée par Amini et Poursha [53]. La procédure utilise certaines analyses pushover conventionnelles et améliorées à une seule exécution. L'analyse pushover conventionnelle à une seule exécution est effectuée en appliquant sur la structure un vecteur des déplacements correspondant au premier mode de vibration, tandis que les analyses pushover améliorées à une seule exécution sont réalisées en utilisant des distributions des charges obtenues en combinant les déplacements modaux. Les déplacements modaux des étages sont algébriquement ajoutés; par conséquent, les signes des déplacements modaux sont conservés et les inversions de signe dans la distribution de la charge latérale sont alors incluses.

L'expression suivante est utilisée pour combiner et calculer les charges sur les étages :

$$D_k = \sum_{j=1}^k d_j = \sum_{j=1}^k |\Gamma_j| \varphi_j S_{dj}(T_j, \xi_j) \quad (2.69)$$

Où, D_k est le vecteur des déplacements appliqués ; k est le nombre des modes considérés. φ_j est le vecteur de la déformée modale du mode j normalisé. $S_{dj}(T_j, \xi_j)$ est le déplacement spectral fonction de la période T_j et le coefficient d'amortissement ξ_j .

La procédure est très proche de celle de l'analyse CMP. Les étapes sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau 2.2 : les distributions des charges utilisé dans l'analyse NADP.

Période de la structure	$T < 2.2 s$	$T \geq 2.2 s$
les modes combinés	1 et 2	1,2 et 3
Distribution des charges D_k (Eq. 2.69)	$k = 1$ $k = 2$	$k = 1$ $k = 2$ $k = 3$
Réponses	r_1, r_2	r_1, r_2, r_3
Réponse finale	$r_{NADP} = \text{Max}\{r_1, r_2\}$	$r_{NADP} = \text{Max}\{r_1, r_2, r_3\}$

r_1 , la réponse de l'analyse pushover en appliquant le vecteur charge D_1 .
 r_2 , la réponse de l'analyse pushover en appliquant le vecteur charge D_2 .
 r_3 , la réponse de l'analyse pushover en appliquant le vecteur charge D_3 .

Dans la procédure NADP [53], pour déterminer le déplacement cible, les déplacements modaux maximaux au niveau du toit des deux ou trois premiers modes de vibration sont combinés utilisant la règle de combinaison SRSS. Le déplacement maximal au niveau du toit associé à chaque mode est calculé comme suit :

$$d_{tj} = \Gamma_j S_{dj}(\xi_j, T_j) \quad (2.70)$$

La valeur du déplacement spectral de chaque mode S_{dj} peut être estimée utilisant un spectre de réponse élastique.

2.4.6.5 Méthode pushover modale basé sur l'effort tranchant (MSP)

Vafae et Saffari [54] ont développé une nouvelle procédure statique non linéaire pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs dans les réponses structurales.

Cette approche attribue un facteur de contribution pour chaque mode basé sur la distribution modale de l'effort tranchant. Le facteur de contribution proposé est utilisé pour déterminer l'importance de chaque mode dans la formation de la distribution des charges latérales.

La charge f_{si} de chaque niveau de la structure est donnée par l'expression suivante :

$$f_{si} = \sum_{j=1}^N \eta_j (m_i \varphi_{ij}) \quad (2.71)$$

η_j est le facteur de contribution relatif au mode j ; N est le nombre des modes considérés, $(m_i \varphi_{ij})$ est la charge modale du mode j appliquée au niveau i . Le facteur η_j peut être défini comme suit:

$$\eta_j = \frac{V_j}{v_j} \quad (2.72)$$

Avec ;

$$V_j = \frac{L_j^2}{M_j} S_{aj} \quad (2.73)$$

Où, $L_j = \varphi_j^T [m] \{1\}$ et $M_j = \varphi_j^T [m] \varphi_j$, et v_j est déterminé par :

$$v_j = \sum_{i=1}^k m_i |\varphi_{ij}| \quad (2.74)$$

k est le nombre des niveaux dans la structure. Le déplacement cible de la méthode MSP est donné par :

$$u_{t,MSP} = \Gamma_1 \varphi_{t1} S_{d1} \quad (2.75)$$

φ_{t1} , est la composante de vecteur modal de premier mode correspondant au toit de la structure. S_{d1} est le déplacement spectral du premier mode.

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre des procédures d'analyse pushover non adaptative sont présentés avec leurs formulations. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude :

1. les procédures d'analyse pushover en générale, impliquent une séparation entre la capacité structurelle et la demande sismique. Cependant, de nombreux travaux de recherche ont tenté d'établir une interconnexion entre la capacité structurelle et la demande sismique.
2. ces procédures supposent également que les dommages structuraux ne sont fonction que de la déformation latérale de la structure, en négligeant les effets de durée et la demande cumulée de dissipation d'énergie.
3. Les procédures pushover non adaptatives ne tient pas en compte des changements progressifs des propriétés modales au cours de la déformation non linéaires de la structure, ce qui conduit également à l'allongement de la période et donc à des différentes amplifications spectrales.

Malgré les insuffisances de ces types d'analyses, ils fournissent à l'ingénieur une alternative efficace à l'analyse dynamique inélastique coûteuse et permettent également de surmonter certaines contraintes dans la pratique des codes parasismique. Aussi, certains développements visant à améliorer l'analyse pushover non adaptative sont suggérés dans le cadre de cette thèse.

CHAPITRE 3

ANALYSES PUSHOVER ADAPTATIVES

3.1. Introduction

Un certain nombre des études récentes ont soulevé des doutes sur l'efficacité des méthodes pushover conventionnelles, par lesquelles une distribution des charges latérales incrémentales invariables est appliqué à la structure pour estimer la demande sismique/capacité des structures soumises à des actions sismiques. Ces études ont motivé le développement des méthodes dites pushover adaptatives où le vecteur de chargement est mis à jour à chaque étape de l'analyse, en considérant un ou plusieurs modes de vibration pour reproduire l'effet de dégradation de la rigidité de la structure sur les caractéristiques dynamiques dans la phase inélastique du chargement.

Dans ce chapitre, on présente les formulations des méthodes pushover adaptatives qui tiennent compte à la fois de l'effet de la dégradation progressive de la rigidité de la structure ainsi que la participation des modes supérieurs.

3.2. Procédures pushover adaptatives

On peut regrouper les méthodes pushover adaptatives en deux groupes principales selon le type de chargement appliqué : Méthodes pushover adaptatives basées sur la force et méthodes pushover adaptatives basées sur le déplacement.

3.2.1 Procédures pushover adaptatives basée sur la force

L'analyse pushover adaptative a été introduite pour la première fois par Bracci et al. [56]. L'analyse commence en supposant une distribution de charge latérale initiale,

généralement triangulaire inversée, tandis que les charges additionnelle imposées dans les incréments suivants sont calculées à partir des efforts tranchants instantanés à la base de la structure, et les résistances des étages de l'étape précédente de charge. Bracci et *al.* ont utilisé l'expression suivante pour décrire la variation de charge pendant l'analyse non-linéaire [56] :

$$\Delta F_i^{k+1} = V^k \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} - \frac{F_i^{k-1}}{V_b^{k-1}} \right) + \Delta V_b^{k+1} \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} \right) \quad (3.1)$$

Où ;

i : niveau de l'étage

k : numéro de l'incrément

V_b : L'effort tranchant à la base

ΔV_b : incrément de l'effort tranchant

F_i : résistance de l'étage.

Lefort [58] a implémenté une version étendue de cette méthode, qui utilise une équation supplémentaire pour prendre en compte les contributions des modes supérieurs (équation 3.2), obtenant cependant des prédictions de réponse faiblement précise [62].

$$F_i = \frac{W_i \sqrt{\sum_{j=1}^m (\varphi_{ij} \Gamma_j)^2}}{\sum_{L=1}^N W_L \sqrt{\sum_{j=1}^m (\varphi_{Lj} \Gamma_j)^2}} \cdot \Delta V_b + F_i^{k-1} \quad (3.2)$$

Avec, m est le nombre des modes considérés, et N le nombre des étages de la structure.

Gupta et Kunnath [60] ont proposé une méthodologie dans laquelle la charge appliquée est constamment mise à jour, en fonction des caractéristiques dynamiques instantanées de la structure; de plus, un spectre spécifique au site peut être utilisé pour définir le modèle de chargement. Dans cette procédure, l'analyse des valeurs propres est effectuée dans chaque incrément de charge, en utilisant l'état de rigidité

structurelle actuel. Le nombre de modes d'intérêt qui seront pris en compte est prédéfini et les forces d'étages pour chaque mode sont données par:

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} W_i S_{aj} \quad (3.3)$$

Avec, S_{aj} est l'accélération spectrale relative au mode j . Les efforts tranchants à la base modaux V_{bj} sont combinés en utilisant la règle SRSS pour calculer l'effort tranchant à la base du bâtiment V_b .

Les forces d'étages sont ensuite uniformément mises à l'échelle en utilisant le rapport S_n entre l'incrément de l'effort tranchant à la base prédéterminé ΔV et le l'effort tranchant de base calculé à partir de l'analyse modale V .

$$V'_j = S_n V_j = \frac{\Delta V}{V} V_j \quad (3.3)$$

$$F'_j = S_n F_{ij} = \frac{\Delta V}{V} F_{ij} \quad (3.4)$$

Une analyse statique est ensuite effectuée pour chaque mode indépendamment. Les actions calculées pour chaque mode sont combinés en utilisant la règle SRSS et ajoutés aux valeurs correspondantes de l'étape précédente. A la fin de l'étape, l'état de rigidité structurelle est évalué, afin d'être utilisé dans l'analyse des valeurs propres de l'étape suivante. Malgré les résultats prometteurs obtenus, l'utilisation de la règle SRSS pour combiner les réponses, dérivées pour chaque mode, implique que l'équilibre n'est pas satisfait à la fin de chaque étape.

Une autre méthode adaptative est proposée par Requena et Ayala [61], qui développent deux variantes adaptatives de l'analyse pushover (appelées approches 2-A et 2-B). Dans l'une des variantes proposées, les charges d'étages ont été dérivées en utilisant la combinaison SRSS des forces modales. Dans la seconde, un mode fondamental équivalent $\{\bar{\varphi}\}$ est d'abord déterminé (utilisant la combinaison SRSS des modes de vibration) (équation 3.5), puis utilisé pour calculer le vecteur des charges latérales.

$$\bar{\varphi}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\varphi_{ij} \Gamma_j)^2} \quad (3.5)$$

La répartition des charges latérales est définie comme suit :

$$F_i = \frac{m_i \bar{\varphi}_i}{\sum_{i=1}^N m_i \bar{\varphi}_i} \quad (3.6)$$

Les deux méthodes adaptatives alternatives présentées par Requena et Ayala [61] sont en effet attrayantes car elles sont théoriquement rigoureuses et modélisent explicitement les modes supérieurs et les accélérations spectrales. Cependant, les résultats analytiques présentés par les auteurs n'ont pu être évalués ou jugés efficacement.

Une méthodologie conceptuellement identique à la méthode 2-A proposée par Requena et Ayala a également été suggérée par Elnashai [62]. La différence est que sa mise en œuvre dans un cadre d'analyse en fibre a permis une mise à jour de la distribution des charges d'une manière continue, plutôt que discrète. Le travail d'Elnashai, cependant, se limitait à des applications simplifiées.

Antoniou et Pinho [65, 66] ont étendu et vérifié la méthode développée par Elnashai [62] dans le cas des structures réelles en béton armé et l'ont implémenté dans le logiciel SeismoStruct [95].

Dans l'approche pushover adaptative présentée par Antoniou et Pinho, la distribution des charges latérales est continuellement mise à jour au cours du processus, selon les déformées et les facteurs de participation modaux dérivés de l'analyse des valeurs propres réalisée à chaque étape de l'analyse non-linéaire. La méthode est multimodale et tient compte de l'allongement de la période de la structure et ainsi que la modification des forces d'inertie dues à l'accélération spectrale. Il existe deux variantes de la méthode: analyse pushover adaptative basée sur la force (FAP) et l'analyse pushover adaptative basée sur le déplacement (DAP).

Dans les deux procédures, l'algorithme peut être structuré en quatre étapes principales;

- (a) Définition du vecteur de charge nominal et de la matrice de masse,
- (b) Calcul du facteur de charge,
- (c) Calcul du vecteur normalisé
- (d) la mise à jour du vecteur de chargement.

La première étape est réalisée une seule fois, au début de l'analyse, et les trois étapes restantes, sont répétées à chaque pas d'équilibre durant la procédure non-linéaire.

La forme du vecteur de chargement est automatiquement définie et mise à jour par l'algorithme de solution à chaque étape d'analyse, raison pour laquelle le vecteur des charges nominal P_0 doit toujours présenter une forme rectangulaire uniforme, afin de ne pas affecter la nouvelle distribution déterminée selon les caractéristiques dynamique de la structure à chaque étape de l'analyse. De plus, il est à noter que l'analyse pushover adaptative nécessite la matrice masse $[M]$ de la structure, afin de performer une analyse des valeurs propres à chaque pas du calcul.

L'amplitude du vecteur de chargement P à n'importe quelle étape d'analyse est donnée par le produit du vecteur nominal P_0 , définie ci-dessus, et le facteur de charge λ à cette étape (λ varie de 0 à 1). Ce dernier est automatiquement augmenté jusqu'à atteindre un déplacement cible prédéfinie. L'amplitude du vecteur de chargement P est donnée par :

$$P = \lambda \cdot P_0 \quad (3.7)$$

Le vecteur normalisé \bar{F} utilisé pour déterminer la forme du vecteur de chargement à chaque pas du calcul, est déterminé au début de chaque incrément de charge. Pour refléter bien l'état de rigidité réel de la structure à la fin de l'incrément de charge précédent, une analyse des valeurs propres est effectuée. Les forces des étages totales F_{ij} peuvent être déterminées comme suit:

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} m_i \quad (3.8)$$

Où, Γ_j le facteur de participation modale de mode j , φ_{ij} est la déformée modale de mode j à l'étage i , m_i est la masse du i ème étage.

Comme défini dans l'équation ci-dessus, le modèle de chargement latérale est indépendant du spectre et il est seulement déterminé par les propriétés modales du système. Si le spectre de réponse est considéré, l'équation 3.8 devient:

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} m_i S_{aj} \quad (3.9)$$

Où S_{aj} est l'accélération spectrale d'un système à un degré de liberté relatif au mode j .

Les vecteurs de chargement de chaque mode sont ensuite combinés en utilisant une règle de combinaison appropriée, (SRSS, CQC) :

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N F_{ij}^2} \quad (3.10)$$

Les forces des étages F_i obtenues à partir des règles de combinaison modale, présentées ci-dessus, sont normalisées par rapport à la valeur totale.

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (3.11)$$

Une fois le vecteur normalisé et le facteur de charge sont déterminés, et connaissant aussi la valeur du vecteur de charge nominal initial, on peut calculer le vecteur de chargement P_t à une étape t de l'analyse en ajoutant au vecteur de charge de l'étape précédente P_{t-1} , un nouveau incrément de charge, calculé comme le produit entre l'incrément du facteur de charge actuel $\Delta\lambda_t$, le vecteur d'échelle modale courant \bar{F}_i et le vecteur nominal P_0 :

$$P_t = P_{t-1} + \Delta\lambda_t \bar{F}_i P_0 \quad (3.12)$$

La procédure, développée par Antoniou et Pinho [65], est représentée schématiquement dans la figure 3.1.

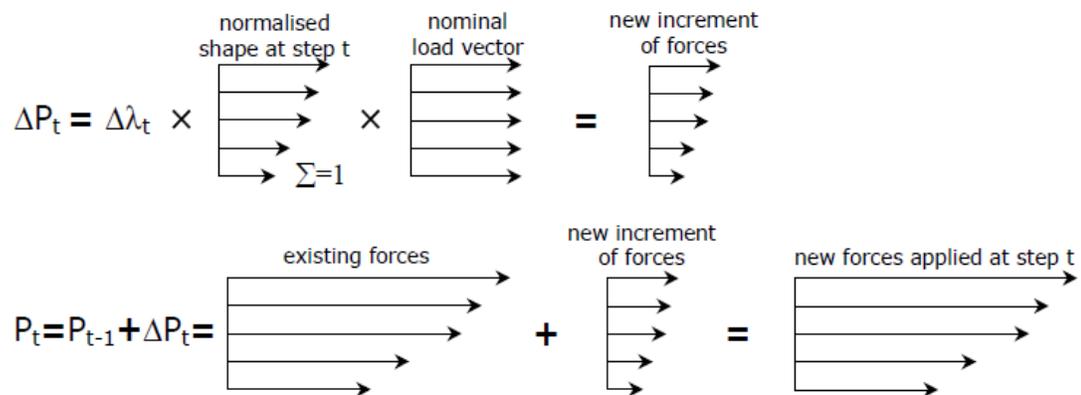


Figure 3.1 : Représentation graphique du calcul de vecteur chargement dans la procédure FAP [56].

Les résultats obtenus par FAP semblent être similaires à ceux de l'analyse pushover classique. La raison pour laquelle les résultats sont décevants pourrait être attribuée à l'utilisation de la règle SRSS, qui conduit toujours à un profil de charge positif qui pousse la structure [56, 66]. Une solution possible à ce problème est expliquée dans le chapitre 5.

3.2.2 Procédures pushover adaptatives basée sur le déplacement

L'emploi des déplacements plutôt que des forces est conceptuellement plus souhaitable. Un algorithme innovant a été proposé par Antoniou et Pinho qui permettra d'effectuer une analyse pushover adaptative basée sur le déplacement (DAP) [66].

Comme dans la procédure FAP, la mise en œuvre de l'algorithme basé sur le déplacement proposé peut être structurée en quatre étapes principales :

- (a) Définition du vecteur de charge nominal (déplacements) et de la matrice masse
- (b) Calcul du facteur de charge
- (c) Calcul du vecteur de chargement modal normalisé

(d) Mise à jour du vecteur de déplacement de chargement

Les étapes (a) et (b) ci-dessus sont identiques à celles décrites dans l'algorithme de l'analyse pushover adaptative basée sur la force (FAP), la seule différence étant que le vecteur de charge est maintenant constitué de déplacements (U) plutôt que des forces (P). Le vecteur U est obtenu à chaque étape de l'analyse, par l'équation 3.13, où λ représente le facteur de charge, déterminé au moyen de l'algorithme de contrôle de charge et U_0 est le vecteur nominal :

$$U = \lambda \cdot U_0 \quad (3.13)$$

Le vecteur modale normalisé, \bar{D} , utilisé pour déterminer la forme du vecteur de chargement (ou vecteur d'incrément de charge) à chaque étape, est calculé au début de chaque incrément de charge. Pour qu'un tel vecteur reflète l'état de rigidité réel de la structure, une analyse des valeurs propres est effectuée. Ensuite, les charges modales calculées peuvent être combinées en utilisant soit la règle de combinaison (SRSS), soit la règle (CQC).

Pour calculer le vecteur de déplacement, D , on peut utiliser soit une approche basée sur les déplacements des étages ou bien les déplacements inter-étages. La procédure est décrite ci-après.

La mise à l'échelle basée sur le déplacement se réfère au cas où les profils de déplacement D_i sont obtenus directement à partir des déformées modales, comme décrit dans l'équation 3.14.

$$D_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N D_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\Gamma_j \varphi_{ij})^2} \quad (3.14)$$

Où i est le numéro d'étage et j le numéro de mode, Γ_j le facteur de participation modale relatif au mode j , φ_{ij} est la déformée modale du mode j à l'étage i , et N représente le nombre total des modes considérés.

Toutefois, le déplacement maximal d'un étage donné, qui est essentiellement le déplacement relatif entre cet étage et le sol, ne permet pas d'avoir une idée suffisante du niveau réel des dommages subis par les bâtiments. Au contraire, les déplacements inter-étages présentent une relation beaucoup plus claire et directe avec la demande de déformation horizontale des bâtiments. Par conséquent, un schéma alternatif, dans lequel les valeurs maximales des déplacements inter-étages obtenues directement à partir de l'analyse modale, est utilisé pour calculer le vecteur de déplacement.

Dans une telle technique de mise à l'échelle utilisant les déplacements inter-étages, les déformées modales sont donc utilisées pour déterminer les déplacements inter-étages pour chaque mode Δ_{ij} , comme indiqué dans l'équation 3.15, tandis que le déplacement D_i au i ème étage est obtenu par la sommation des déplacements inter-étages des étages inférieurs à ce niveau, c'est-à-dire de Δ_1 jusqu'à Δ_i :

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \text{ avec } \Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^N [\Gamma_j (\varphi_{i,j} - \varphi_{i-1,j})]^2} \quad (3.15)$$

Cependant, si la somme des déplacements inter-étages modales constitue une amélioration par rapport à la combinaison directe des déplacements, elle reste approximative puisqu'elle suppose que tous les maxima des déplacements inter-étages dans les différents étages se produisent en même temps, ce qui est irréaliste. Les travaux réalisés par Antoniou et Pinho [66] indiquent que la mise à l'échelle utilisant les déplacements inter-étage est meilleure.

Puisque seules les formes sont importantes et non l'amplitude du vecteur d'incrément de charge, les déplacements obtenus par l'équation 3.15 sont normalisés de sorte que le déplacement maximal reste proportionnel au facteur de charge:

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{\max D_i} \quad (3.16)$$

Une fois que le vecteur normalisé \bar{D}_t de l'étape du calcul t et l'incrément de facteur de charge $\Delta\lambda_t$ ont été déterminés et connaissant également la valeur du vecteur de charge nominal initial U_0 , le vecteur de chargement U_t est donnée par l'expression suivante :

$$U_t = U_{t-1} + \Delta\lambda_t \bar{D}_t U_0 \quad (3.17)$$

Selon Antoniou et Pinho [66] l'analyse pushover adaptative basée sur le déplacement (DAP) a réussi à fournir une approximation beaucoup plus améliorée et elle a dépassé les capacités de l'analyse pushover basés sur la force (FAP). Cependant, Les auteurs ont conclu que d'autres travaux de recherche sont nécessaires avant que l'analyse pushover adaptative basée sur le déplacement puisse être considérée comme une alternative valable de la NTHA. Tels développements pourraient inclure:

- L'utilisation des multiples spectres de réponse pour déterminer l'amplification spectrale des différents modes dans les différentes étapes de déformation.
- l'utilisation d'autres règles de combinaison que les deux règles SRSS et CQC, dans le calcul du vecteur de chargement normalisé.

Enfin, il convient de noter que, pour utiliser le DAP dans les applications de BET, le DAP doit évidemment être introduit dans une configuration statique non-linéaire complète, telle que la méthode de capacité spectrale (CSM).

3.2.3 Méthode de capacité spectrale adaptative (ACSM)

La méthode de capacité spectrale adaptative (ACSM) combine la procédure adaptative DAP et la méthode CSM. La procédure est définie aussi comme une approche basée sur le spectre de réponse (DAP) [69, 70].

Les étapes de la procédure ACSM sont décrites en détail comme suit:

a- Effectuer une analyse pushover adaptative DAP de la structure :

Dans la première étape de la procédure on applique une analyse DAP à un modèle non-linéaire de la structure PDDL. La procédure DAP est décrite dans §3.2.2.

b- Convertir la courbe de capacité PDDL au spectre de capacité SDDL

Au lieu d'utiliser un seul mode de vibration (mode fondamental de la structure) et un nœud de contrôle (en tête de la structure) comme les autres NSPs, l'ACSM calcule le déplacement structural SDDL équivalent construit selon la déformation actuelle de la structure.

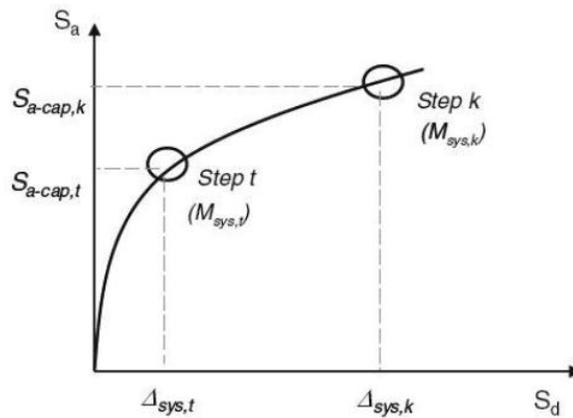


Figure 3.3 : Spectre de capacité SDOF équivalent [96].

La courbe de capacité adaptative SDDL équivalente est définie étape par étape, calculant le déplacement du système équivalent Δ_k et l'accélération S_a^k en fonction de la déformation actuelle à chaque étape k de l'analyse statique non-linéaire. Le déplacement et l'accélération du système équivalent sont donnée par :

$$\Delta_k = \frac{\sum_{i=1}^{Nn} m_i \Delta_{i,k}^2}{\sum_{i=1}^{Nn} m_i \Delta_{i,k}} \quad (3.18)$$

$$S_a^k = \frac{V_{b,k}}{M_{s,k} g} \quad (3.19)$$

$$M_{s,k} = \frac{\sum_{i=1}^{Nn} m_i \Delta_{i,k}}{\Delta_k} \quad (3.20)$$

Où, Δ_k est le déplacement du système équivalent SDDL dans l'étape k de l'analyse, S_α^k l'accélération du système SDDL équivalent dans l'étape k , $M_{s,k}$ est la masse effective du système SDDL équivalent, $V_{b,k}$ est l'effort tranchant à la base de la structure (PDDL) obtenu à partir de l'analyse DAP dans l'étape k de l'analyse. m_i la masse associée au nœud i de la structure, $\Delta_{i,k}$ déplacement du nœud i du système PDDL à l'étape k de l'analyse.

c- Détermination du point de performance

Dans cette étape de la procédure, la courbe de capacité SDDL est superposée avec le spectre de demande élastique (spectre de réponse en format ADRS) afin de calculer le point de performance (déplacement cible et l'accélération inélastique).

Comme dans le cas de la méthode de capacité spectrale (CSM), une procédure itérative est nécessaire. Le spectre de la demande qui est recoupé avec la courbe de capacité est réduit en utilisant un facteur de réduction qui dépend généralement de l'amortissement.

Tout d'abord, il faut utiliser une estimation initiale de l'amortissement pour calculer le facteur de réduction. Ensuite, le spectre de la demande réduit par le facteur de réduction précédemment calculé, est recoupé avec la courbe de capacité SDDL. Cette intersection correspond à un premier essai du point de performance. L'étape suivante consiste en la bilinéarisation de la courbe de capacité en ce point de performance d'essai, et alors un nouveau facteur d'amortissement peut être calculé. Si cette valeur est proche de la première estimation de l'amortissement utilisée, avec une tolérance telle que 5%, alors le point de performance correspond à la valeur prédéfinie. Sinon, il faut utiliser la nouvelle valeur d'amortissement pour calculer un nouveau facteur de réduction, et la procédure itérative est répétée jusqu'à la convergence.

Il existe plusieurs formules pour calculer le facteur de réduction et de l'amortissement [86, 96] qui peuvent être utilisées dans cette étape de l'ACSM.

d- Détermination de la réponse du système PDDL

Pour calculer la réponse du système PDDL, il faut revenir à l'analyse pushover (DAP), à l'étape correspondant au point de performance calculé, et déterminer donc la réponse de la structure en termes de déplacements des étages, déplacements inter-étage, effort tranchant à la base, etc.

3.2.4 Autres procédures pushover adaptatives

3.2.4.1 Procédure pushover adaptative basée sur les forces de cisaillement des étages

Afin de remédier aux inconvénients de la procédure FAP au moyen d'une procédure basée sur les forces, Shakeri et al. [74] ont proposé une méthode pushover adaptative basée sur les forces de cisaillement de chaque niveau. Dans chaque étape, le profil de chargement est dérivé du profil des efforts tranchants. La méthode proposée prend explicitement en compte les changements dans le signe des déformées modales ainsi que l'effet des modes supérieurs. Une solution pour déterminer le déplacement cible est également fournie dans cette procédure.

A chaque étape de l'analyse, en fonction des propriétés dynamiques instantanées, les efforts tranchants associés à chaque mode considéré et dans chaque niveau de la structure SS_{ij} sont calculés comme suit :

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} m_i S_{aj} \quad (3.21)$$

$$SS_{ij} = \sum_{k=i}^N F_{kj} \quad (3.22)$$

Où, i est le numéro d'étage, j est le numéro du mode, φ_{ij} est la déformée modale du mode j à l'étage i , S_{aj} est l'accélération spectrale d'un système à un seul degré de liberté relatif au mode j , Γ_j est le facteur de participation modale du mode j , SS_{ij} est l'effort tranchant au niveau i associé au mode j .

Les forces de cisaillement de chaque mode sont combinées en utilisant la règle SRSS :

$$SS_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{N_m} SS_{ij}^2} \quad (3.23)$$

SS_i est l'effort tranchant modal au niveau i associé à tous les modes considérés, N_m est le nombre des modes considérés. Les effets d'inversion des signes des forces modales sont alors considérés par l'équation (3.23).

Les forces des étages requises sont calculées en soustrayant les efforts tranchants modaux combinés des étages consécutifs en utilisant l'équation (3.24):

$$\begin{cases} F_i = SS_i - SS_{i+1} & i = 1, 2, \dots, (n-1) \\ F_n = SS_n & i = n \end{cases} \quad (3.24)$$

Le vecteur de charge latérale est normalisé par rapport à sa valeur totale comme dans la procédure FAP comme suit :

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (3.25)$$

L'incrément de charge à chaque étape est ensuite calculé par :

$$\Delta F_i = \Delta V_b \cdot \bar{F}_i \quad (3.26)$$

Où, ΔV_b est l'incrément de l'effort tranchant, ΔF_i : la i ème composante de la charge incrémentale appliquée à chaque étape.

Dans cette procédure, même si la règle de combinaison SRSS est utilisée, la force appliquée calculée à chaque étage peut être négative chaque fois que la quantité de l'effort tranchant dans un étage est inférieure à la quantité de l'étage supérieure. Par conséquent, cette méthode est capable de simuler l'inversion de signe dans la distribution des charges latérales.

Dans leur étude, Shakeri et al. [74] ont proposé un mode fondamental équivalent (EFMS) pour être utilisé dans la détermination du déplacement cible dérivé du profil

de charge existant $\{f\}$. En plus, une méthode basée sur l'énergie est utilisée pour définir la valeur du déplacement dans le système SDDL équivalent tout en considérant la quantité et le signe des déplacements dans tous les étages.

3.2.4.2 Procédure pushover adaptative basée sur une règle de combinaison modale effective

Abbasnia et al. [77] ont proposé une méthode pushover modale adaptative basée sur le déplacement, appelée APAM, basée aussi sur une règle de combinaison de masse modale effective afin d'inclure les inversions de signe dans les vecteurs de chargement.

Dans cette combinaison, un facteur de modification associé à chaque mode d'intérêt est déterminé et appliqué au vecteur de charge correspondant. Les vecteurs de charge modale modifiés sont algébriquement ajoutés et soustraits pour former plusieurs distributions de charge et par conséquent, des multiples analyses pushover sont requises. Ces modèles de charge sont appliqués indépendamment à la structure dans un cadre adaptatif et l'enveloppe des valeurs de demande est calculée. Les facteurs de modification sont mis à jour proportionnellement aux caractéristiques dynamiques instantanées de la structure à chaque étape.

Le déplacement D_i associé à l'étage i est donnée par :

$$D_i = \sum_{j=1}^m \pm R_j \Gamma_j \varphi_{ij} S_{d_j}(\xi_j, T_j) \quad (3.27)$$

R_j est un facteur de contribution relatif au mode j , qui est défini pour chaque mode en utilisant les équations suivantes :

$$R_j = \frac{\alpha_j}{\alpha_{max}} \quad (3.28)$$

$$\alpha_{max} = \text{Max}(\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_j) \quad (3.29)$$

Où, α_j est le coefficient de participation massique relatif au mode j , et α_{max} est la plus grande valeur entre les coefficients de participation massique de tous les modes. α_j est obtenu en utilisant l'équation (2.22). Si les trois premiers modes sont considérés, quatre modèles de charge seraient utilisés [77]. Dans leur travail, Abbasnia et al. ont utilisé une mise à l'échelle basé sur le déplacement inter-étage l'équation (3.27) se réécrit par :

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \text{ avec } \Delta_i = \sum_{j=1}^N \pm R_j \Gamma_j (\varphi_{i,j} - \varphi_{i-1,j}) S_{dj}(\xi_j, T_j) \quad (3.30)$$

Il convient de noter que pour mettre à jour les vecteurs de charge à chaque étape, l'algorithme proposé par Antonio et Pinho [66] est utilisé. En outre, la méthodologie proposée dans cette étude peut estimer aussi le déplacement cible au cours de l'analyse en utilisant une approche énergétique avec la méthode CSM proposés dans l'ATC40 [24].

3.2.4.3 Procédure DAP améliorée

Abbasnia et al. [78] ont développé aussi une autre méthode alternative adaptative dans laquelle plusieurs spectres de réponse inélastique proportionnels à la ductilité instantanée de la structure sont utilisés pour refléter la caractéristique de dissipation d'énergie réelle de la structure à un niveau de déformation donné. Sur la base de la méthodologie proposée, deux profils de charge sont appliqués indépendamment à la structure et l'enveloppe des valeurs de la demande est calculée.

Le déplacement inter-étage associé à chaque mode de vibration dans chaque pas de calcul non linéaire est calculé par l'expression suivante :

$$\Delta_{ijk} = \Gamma_{jk} (\varphi_{i,j} - \varphi_{i-1,j}) S_{djk}(\xi_j, \mu_j, T_j) \quad (3.31)$$

Où S_{djk} est le déplacement spectral proportionnel au rapport de ductilité actuel de la structure à l'étape k correspondant au j -ième mode d'une période T_j et un coefficient d'amortissement ξ_j .

Afin de déterminer le rapport de ductilité de la structure à chaque étape, il est nécessaire d'obtenir la courbe de capacité d'un système SDDLE dans le format ADRS. Pour atteindre cet objectif, la courbe de capacité du système PDDL est convertie en courbe de capacité du système SDDLE. Pour obtenir le déplacement spectral du système équivalent, la formulation énergétique utilisée par Hernandez-Montes et al. [34], est utilisée.

Le rapport de ductilité du système SDDLE est obtenu (figure 3.2) en divisant le déplacement spectral actuel $S_d^{(k)}$ par le déplacement spectral correspondant à la limite élastique $S_d^{(y)}$.

$$\mu^{(k)} = \frac{S_d^{(k)}}{S_d^{(y)}} \quad (3.32)$$

Comme dans l'analyse DAP, le déplacement appliqué à chaque étage dans chaque étape est calculé en utilisant l'équation 3.15 avec Δ_{ij} est donnée par l'équation (3.31).

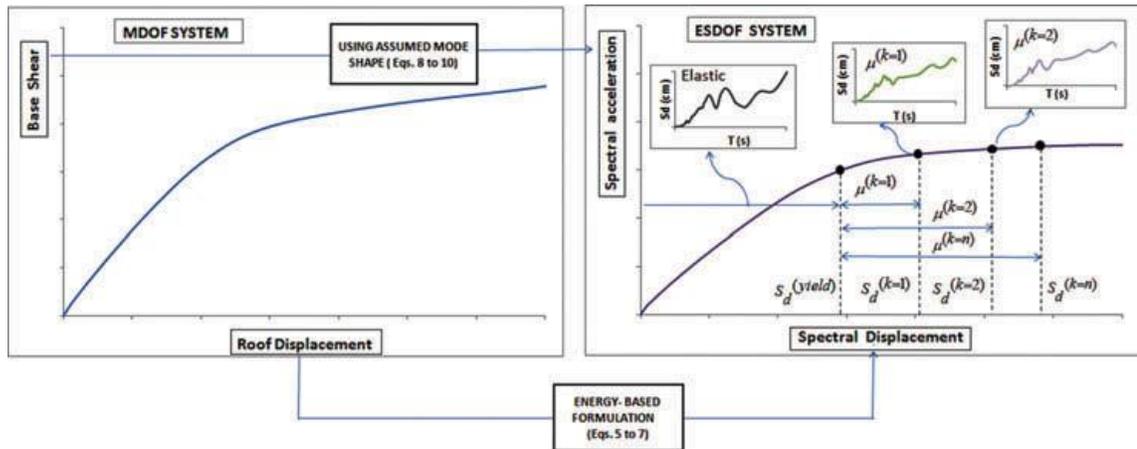


Figure 3.2 : Détermination du rapport de ductilité du système ESDDL à chaque étape d'analyse et le spectre de réponse inélastique correspondant [77].

Abbasnia et al [77] ont montré que les pics des déplacements inter-étages dans les étages inférieurs et supérieurs ne se produisent pas simultanément. Par conséquent, il est nécessaire qu'au moins deux modèles de charge soient utilisés

dans l'analyse pushover dans laquelle le premier modèle de charge conduira à des valeurs maximales des déplacements inter-étages dans les étages inférieurs et le second modèle contrôlera la réponse dans les étages supérieurs.

Deux distributions de charge sont utilisées dans [77]. Dans la première distribution de charge, on suppose que le premier mode domine la réponse inélastique de la structure, alors que les modes supérieurs restent élastiques et leurs déplacements spectraux $S_{adjk}(\xi_j = 5\%, \mu_j = 1, T_j)$ sont calculés en utilisant un spectre de réponse élastique. Ce modèle de charge devrait capturer la réponse (r_1) dans les étages inférieurs. Dans la deuxième distribution de charge, les déplacements spectraux $S_{adjk}(\xi_j, \mu_j, T_j)$ de premier, deuxième et troisième modes sont obtenus en mettant à jour les spectres de réponse inélastiques. Ce modèle de charge devrait reproduire la réponse (r_2) dans les étages supérieurs.

Les distributions de charge sont appliquées indépendamment à la structure et l'enveloppe des valeurs de la demande est déterminée.

$$r = \max\{r_1, r_2\} \quad (3.33)$$

3.2.4.4 Analyse pushover adaptative utilisant une règle de combinaison modale alternative

Davoudi et *al.* [79] ont développé une autre règle de combinaison modale alternative pour l'utiliser dans l'analyse pushover adaptative. La règle proposée est une technique d'addition directe des vecteurs modale dans laquelle la contribution relative de chaque mode et son signe sont pris en compte par un facteur appelé RMCF (RMCF: Relative modal contribution factor). La règle de combinaison modale proposée est employée dans la procédure pushover adaptative basée sur le déplacement (DAP).

Afin de trouver le facteur de contribution relatif de chaque mode considéré, une étude paramétrique a été réalisée par les auteurs [79]. Comme résultat de cette étude une nouvelle règle de combinaison RMCF a été proposée. Si les trois premiers

modes de la structure sont utilisés, les quatre combinaisons $F_{1,2,3,4}$ de charges suivantes sont utilisées pour effectuer quatre analyse statique non-linéaire :

$$F_{1,2,3,4} = 0.48 F_1 \pm 0.26 F_2 \pm 0.26 F_3 \quad (3.34)$$

Puisque la charge appliquée est sous forme d'un vecteur de déplacement, Le vecteur correspondant au j-ième mode d'intérêt est calculé selon l'équation suivante [66] :

$$D_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} S_{dj}(\xi_j, T_j) \quad (3.35)$$

Les vecteurs de chargement modaux sont combinés pour dériver les quatre modèles de chargement :

$$1) D_i = 0.48 \Gamma_1 \varphi_{i1} S_{d1}(\xi_1, T_1) + 0.26 \Gamma_2 \varphi_{i2} S_{d2}(\xi_2, T_2) + 0.26 \Gamma_3 \varphi_{i3} S_{d3}(\xi_3, T_3) \quad (3.36)$$

$$2) D_i = 0.48 \Gamma_1 \varphi_{i1} S_{d1}(\xi_1, T_1) + 0.26 \Gamma_2 \varphi_{i2} S_{d2}(\xi_2, T_2) - 0.26 \Gamma_3 \varphi_{i3} S_{d3}(\xi_3, T_3) \quad (3.37)$$

$$3) D_i = 0.48 \Gamma_1 \varphi_{i1} S_{d1}(\xi_1, T_1) - 0.26 \Gamma_2 \varphi_{i2} S_{d2}(\xi_2, T_2) + 0.26 \Gamma_3 \varphi_{i3} S_{d3}(\xi_3, T_3) \quad (3.38)$$

$$4) D_i = 0.48 \Gamma_1 \varphi_{i1} S_{d1}(\xi_1, T_1) - 0.26 \Gamma_2 \varphi_{i2} S_{d2}(\xi_2, T_2) - 0.26 \Gamma_3 \varphi_{i3} S_{d3}(\xi_3, T_3) \quad (3.39)$$

Quatre analyses pushover adaptatives, utilisant les modèles de charge ci-dessus, sont effectuées indépendamment. À cet égard, pour mettre à jour le modèle de charge, l'algorithme développé par Antoniou et Pinho [66] est utilisé. Finalement, l'enveloppe des réponses obtenues à partir des quatre analyses indépendantes est calculée.

3.3. Conclusion

Beaucoup de travaux cités dans ce chapitre ont proposé des procédures d'analyse Pushover adaptatives pour tenir compte de la contribution des modes supérieurs et les changements progressifs des caractéristiques dynamiques des structures durant l'analyse statique non-linéaire. L'inconvénient principal commun à la majorité de ces méthodes est que certaines propositions nécessitent une analyse assez laborieuse et complexe.

Dans cet optique, l'étape suivante dans cette thèse consiste à améliorer la capacité de certaines procédures tout en gardant leurs simplicités. Les nouvelles procédures sont appliquées à un groupe de bâtiments de moyenne et de grande hauteur, dont les modes supérieurs ont une grande influence sur leur comportement sismique.

CHAPITRE 4

METHODE PUSHOVER « UPPER-BOUND » AMÉLIORÉE

4.1 Introduction

La majorité des méthodes pushover non adaptatives exposées dans les chapitres précédents ont montré une insuffisance dans le calcul de la réponse, due parfois à la négligence des modes supérieurs tel que la méthode N2 ou à une difficulté dans le mode d'exécution tel que l'analyse MPA. Dans ce chapitre un développement d'une nouvelle procédure sera présenté. Il s'agit d'une amélioration de la méthode pushover UB « Upper-Bound ». Elle est simple dans la mise en œuvre et possède l'avantage de la prise en compte des modes supérieurs.

Cette méthode appelée IUB (Improved Upper-Bound) consiste à ajuster le vecteur charge obtenu par UB afin de maîtriser la participation du deuxième mode dans la réponse de la structure et d'élever le niveau de précision des calculs.

4.2. Développement de la méthode pushover IUB

La méthode pushover UB conventionnelle possède la spécificité de la prise en compte des modes supérieurs d'une manière simple à travers le modèle de charge appliqué et le déplacement cible calculé. Dans cette méthode [39], seulement les deux premiers modes qui sont considérés ayant une influence sur la réponse sismique des structures et notamment les bâtiments à grandes hauteurs. Il a été constaté, dans des travaux antérieurs [39, 40], des sous-estimations significatives de la demande sismique relative aux étages inférieurs. Cette insuffisance a constitué un des objectifs de cette thèse qui réside dans la proposition d'amélioration sur la procédure UB, qui sera présentée en détail dans ce qui suit.

4.2.1 Modèle du chargement latéral appliqué

La forme de base du modèle de charge f_s pris dans la méthode UB conventionnelle est obtenue à partir de l'analyse modale générale en considérant seulement les deux premiers modes :

$$f_s = F_1 + F_2 = \omega_1^2 m \varphi_1 + \omega_2^2 m \varphi_2 \begin{pmatrix} q_2 \\ q_1 \end{pmatrix}_{UB} \quad (4.1)$$

Où, F_1 et F_2 sont des charges modales (Figure 4.1), tels que :

$$F_1 = \omega_1^2 m \varphi_1 \quad (4.2)$$

$$F_2 = \omega_2^2 m \varphi_2 \begin{pmatrix} q_2 \\ q_1 \end{pmatrix}_{UB} \quad (4.3)$$

ω_1 et ω_2 sont respectivement les fréquences propres du premier et du second mode; φ_1 et φ_2 sont les déformées modales normalisées du premier et deuxième mode; m est la matrice de masse de la structure et q_1 , q_2 sont les coordonnées généralisées correspondants aux modes 1 et 2 [39].

Le rapport des coordonnées généralisées q_2/q_1 _{UB} peut être écrit de la forme suivante:

$$\begin{pmatrix} q_2 \\ q_1 \end{pmatrix}_{UB} = \begin{pmatrix} \Gamma_2 D_2 \\ \Gamma_1 D_1 \end{pmatrix} \quad (4.4)$$

Où Γ_1 , Γ_2 sont les facteurs de participation modale des deux premiers modes de vibration et D_1 , D_2 sont les déplacements spectraux obtenus à partir du spectre de réponse en déplacement élastique.

L'équation 4.1 montre que le modèle de charge appliqué dans cette procédure est égal à la somme directe de charges correspondantes aux deux premiers modes. Par conséquent, le signe négatif existant dans le deuxième mode possède une influence

sur la répartition de charge totale et notamment dans la partie inférieure de la structure, comme montré sur la figure 4.1 qui présente le cas d'une structure de 12 étages.

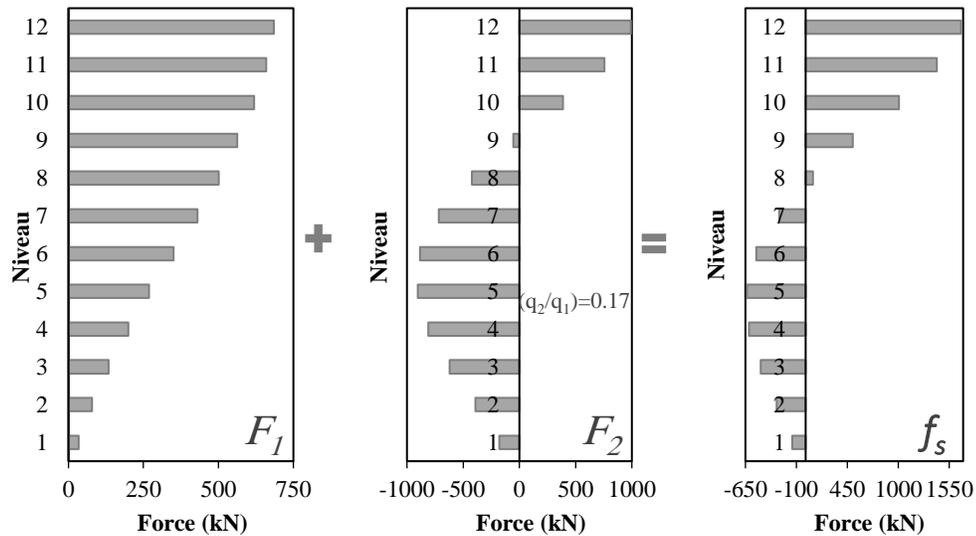


Figure 4.1 : Modèle de charge latérale dans la procédure UB relatif à une structure de 12 étages.

D'après Jan et al. [39] l'utilisation de cette distribution de charge latérale sous-estime la demande sismique aux étages inférieurs dans les bâtiments élevés et les surestime aux étages supérieurs. Pour surmonter cet inconvénient, nous avons proposé, dans le cadre de cette thèse, l'introduction d'un facteur de correction C_r qui a pour objectif de maîtriser la contribution du second mode dans la distribution des charges latérales de façon à réduire l'ordre de sous-estimation rencontré dans les étages inférieurs et la surestimation dans les étages supérieurs.

A cet effet, l'équation 4.1 peut être écrite sous la forme :

$$f_s = \omega_1^2 m \varphi_1 + \left(\omega_2^2 m \varphi_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right) \cdot C_r \quad (4.5)$$

Il est à signaler que le facteur de correction C_r doit être compris entre 0 à 1. Cela signifie que la limite la plus basse correspond à un modèle de chargement suivant le premier mode de vibration ($C_r = 0$):

$$f_s = \omega_1^2 m \varphi_1 \quad (4.6)$$

D'autre part, la limite supérieure ($C_r = 1$) indique que les deux premiers modes sont entièrement considérés dans la charge appliquée sur la structure, comme montré dans l'équation 4.1.

Afin de déterminer la valeur la plus appropriée du facteur de correction C_r , une approche d'optimisation est utilisée. Il s'agit de varier les valeurs de C_r entre 0 et 1 qui engendre un ensemble de distributions de charge. A partir des analyses pushover, des déplacements inter-étages correspondants à chaque distribution de charge seront calculés et comparés avec ceux de la méthode NTHA. A travers la fonction d'erreur, le coefficient de correction optimal peut être tiré.

Cette approche est appliquée sur un portique de bâtiment de vingt niveaux connu par SAC-20. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de cette structure sont décrites dans l'appendice B.

Cinq enregistrements des séismes forts sont sélectionnés (Tableau 4.1) et amplifiés pour donner cinq niveaux d'intensité différents (pour le séisme de Northridge-01 (Tableau 4.1), le facteur de multiplication maximal est de 3 parce que ce séisme a une forte intensité) pour s'assurer que la structure se déforme bien dans la phase inélastique. Onze analyses pushover sont effectuées pour chaque cas, en appliquant le modèle de chargement f_s de l'équation 4.5 correspondant à 11 facteurs de correction variant de 0 à 1.

Les résultats (déplacement inter-étage) des analyses pushover sont comparés à ceux obtenus par l'analyse NTHA effectuées pour chaque enregistrement individuellement à chaque niveau d'intensité. Le déplacement cible est pris égal au déplacement maximal du toit de la NTHA. L'erreur moyenne de l'équation 4.7 le long de la demi hauteur supérieure du portique dans lequel les modes supérieurs ont un effet

significatif [97,40] est utilisé pour mesurer la précision de l'analyse pushover pour une valeur donnée de C_r , par rapport aux résultats de la NTHA.

$$Error(\%) = 100 \times \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{\Delta_{i-push} - \Delta_{i-NTHA}}{\Delta_{i-NTHA}} \right| \quad (4.7)$$

Dans cette expression, Δ_{i-push} et Δ_{i-NTHA} sont les déplacements inter-étages obtenus par l'analyse pushover et la NTHA, respectivement, et n est le nombre d'étages considérés. Les erreurs moyennes correspondant à l'analyse pushover effectuée à l'aide de l'équation 4.5 avec différentes valeurs de C_r , sont représentées sur la figure 4.2.

En général, pour tous les niveaux d'intensité, les valeurs les plus faibles des erreurs moyennes varient entre $C_r = 0.3$ et $C_r = 0.6$ avec moins de 10% dans la plupart des cas. On peut observer que $C_r = 0.5$ c'est la valeur optimale avec une erreur moyenne inférieure à 7% (figure 4.2).

La même valeur de C_r peut être obtenue en utilisant une approche différente basée sur la nouvelle expression de la charge latérale appliquée proposée par Davoudi et al. [79]. Dans cette expression, en considérant les distributions (F_j) des charges correspondantes aux trois premiers modes de vibration, le modèle de charge appliqué est donné par:

$$F_s = 0.48F_1 \pm 0.26F_2 \pm 0.26F_3 \quad (4.8)$$

Négligeant l'effet du troisième mode de vibration, F_s peut être écrit comme suit:

$$F_s = 0.48 \omega_1^2 m \varphi_1 q_1 \pm 0.26 \omega_2^2 m \varphi_2 q_2 \quad (4.9)$$

Ensuite,

$$F_s = 0.48 q_1 \left[\omega_1^2 m \varphi_1 \pm \omega_2^2 m \varphi_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right) \times \frac{0.26}{0.48} \right] \quad (4.10)$$

Vu que, dans les analyses pushover, la charge commence à partir de zéro, le facteur $0.48q_1$ n'a aucun effet sur la forme de la charge, et si en considère uniquement le signe positif, l'Equation 4.10 peut être écrit sous la forme de l'équation 4.5, comme suit:

$$F'_s = \omega_1^2 m \varphi_1 + \left(\omega_2^2 m \varphi_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right) \right) \times \frac{0.26}{0.48} \quad (4.11)$$

Par la superposition de l'équation 4.5 et l'équation 4.11, la valeur de C_r peut être obtenue comme:

$$C_r = \frac{0.26}{0.48} \approx 0.5 \quad (4.12)$$

Sur la base de ce qui précède, le vecteur de charge f_s est déterminé à partir de l'équation 4.13:

$$f_s = \omega_1^2 m \varphi_1 + \left(\omega_2^2 m \varphi_2 \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right) \cdot 0.5 \quad (4.13)$$

Tableau 4.1 : Détails des accélérogrammes utilisés dans l'étude paramétrique.

ID	Séisme	Année	Station	M_w^*	R_{jb}^+ (km)	PGA (g)	Facteur de multiplication
1	Imperial Valley	1940	El Centro array #9	6.95	6.09	0.28	
2	Northridge-01	1994	Sylmar-Olive	6.7	5.3	0.84	(1.0, 1.5, 2.0,
3	Chi-Chi	1999	CHY028	7.62	3.12	0.64	3.0, 5.0)
4	Loma Prieta	1989	BRAN	6.93	3.85	0.46	
5	Kobe	1995	Kakogawa	6.9	22.5	0.32	

* Magnitude de séisme

+ Distance à partir de la surface de rupture

Dans la procédure IUB, au lieu d'utiliser l'enveloppe des réponses des plusieurs analyses, une distribution basée sur l'enveloppe des charges F_s est défini en utilisant les trois profils de charge latérale (uniforme f_{s1} , premier mode f_{s2} et la

distribution $IUB_{f_{s3}}$). En fait, ces trois configurations de charge sont combinées pour obtenir une seule Analyse pushover, avec un modèle de charge latérale (l'enveloppe) capable de contrôler les réponses sismiques aux étages inférieurs et supérieurs des bâtiments.

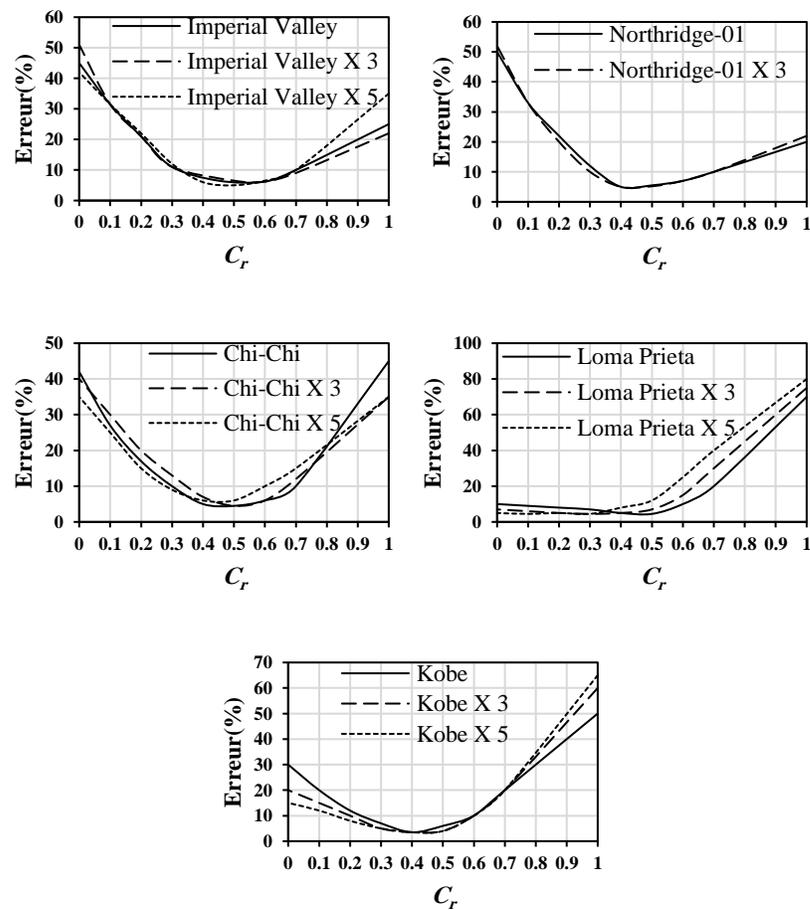


Figure 4. 2 : l'erreur moyenne des déplacements inter-étages observée dans la partie supérieure de la structure SAC-20 en utilisant différentes valeurs de C_r .

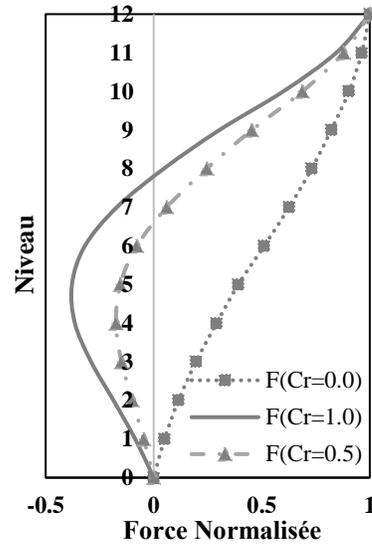


Figure 4.3 : Distribution des charges UB corrigée pour trois valeurs de C_r de la structure de 12 niveaux.

Le premier terme f_{s1} représente le modèle de charge uniforme:

$$f_{s1} = r_U m_i \omega_1^2 \quad (4.14)$$

Où m_i est la masse de l'étage i . Dans l'équation 4.14 r_U est égal à 0,8 pour garantir que la distribution uniforme de la charge est dominante aux étages inférieurs et moyens du bâtiment, car la charge uniforme donne de bonnes estimations des réponses à ces niveaux [40]. Il convient de noter que, si r_U est égale à 1,0, la charge uniforme contrôle la réponse et il n'est pas nécessaire d'utiliser f_{s2} (figure 4.4b). De plus, une valeur de r_U inférieure à 0,8 peut limiter le travail de distribution de charge uniforme (figure 4.4a). Un facteur $r_U = 0.8$ permet aux autres modèles de charge de contrôler la réponse aux étages supérieurs (figure 4.4c). Le chargement en premier mode f_{s2} , peut être obtenu par :

$$f_{s2} = m_i \omega_1^2 \varphi_{i1} \quad (4.15)$$

φ_{i1} est la i ème composante dans la déformée du premier mode normalisée. La charge latérale UB améliorée f_{s3} est donnée par:

$$f_{s3} = \omega_1^2 m_i \varphi_{i1} + \left(\omega_2^2 m_i \varphi_{i2} \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right) \cdot 0.5 \quad (4.16)$$

Enfin, la distribution des charges appliquée au ième étage F_{si} peut être donnée par :

$$F_{si} = \max(f_{s1i} \vee f_{s2i} \vee f_{s3i}) \quad (4.17)$$

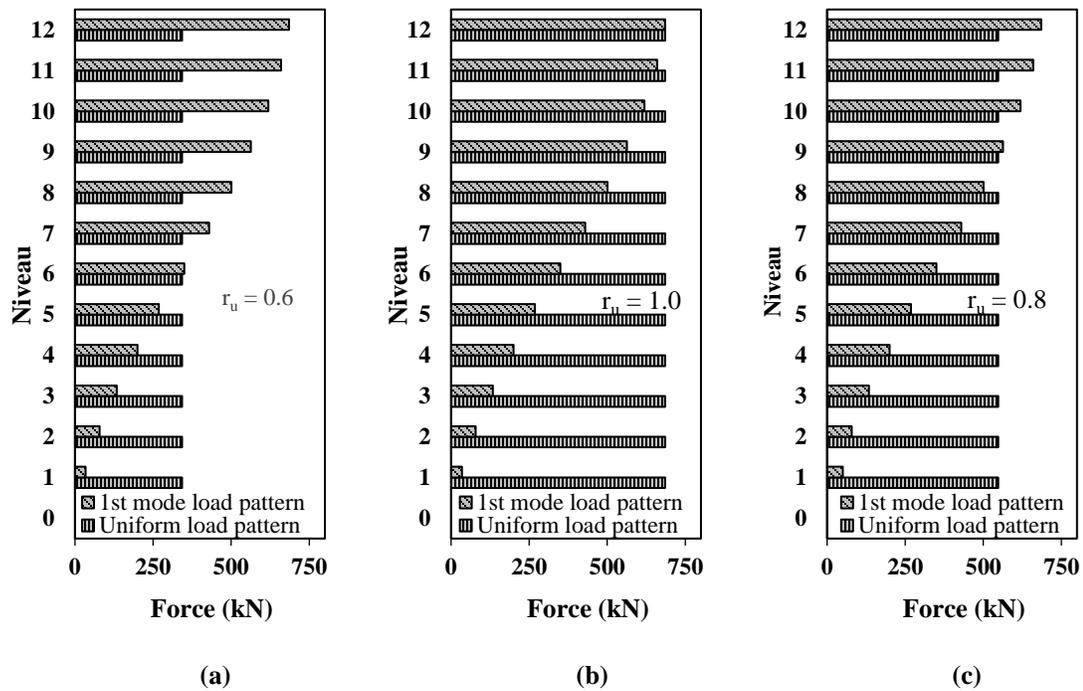


Fig. 4.4 Distributions des charges latérales f_{s1} et f_{s2} en utilisant différentes valeurs de r_u .

Un exemple de détermination de la charge latérale appliquée par la méthode IUB pour un bâtiment de 12 niveaux est présenté graphiquement sur la figure 4.5.

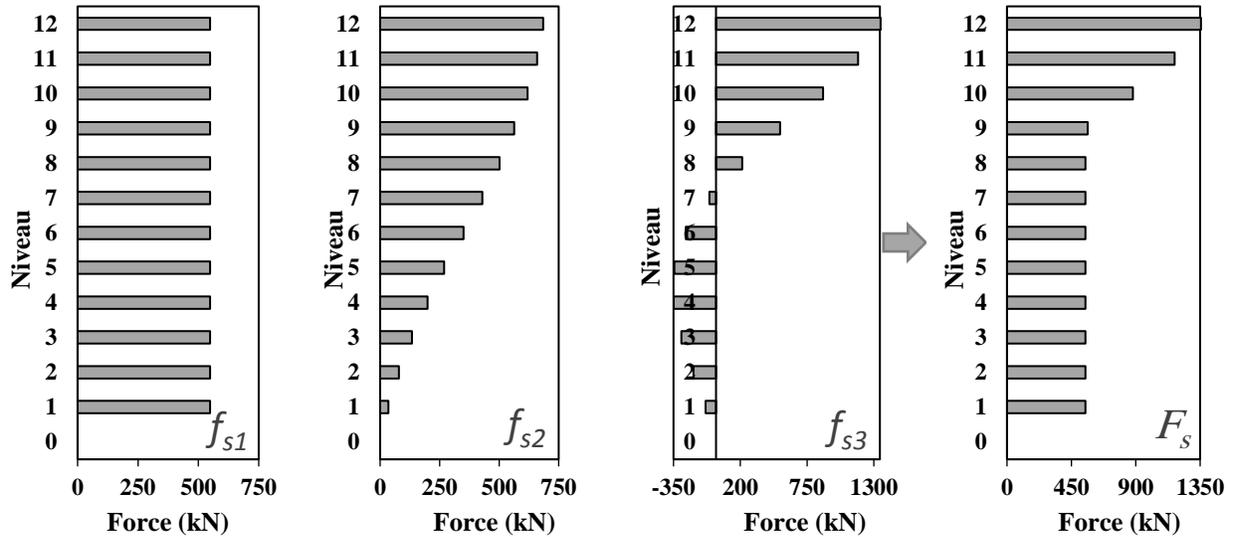


Figure 4.5 : Processus de détermination de la charge latérale appliquée par l'IUB pour un bâtiment de 12 niveaux.

4.2.2 Déplacement cible

Le déplacement cible dans l'analyse pushover UB au sommet de la structure U_t , tel que proposé dans [39], est donné par:

$$U_t = U_{iTLP} \left(1 + \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right) \quad (4.18)$$

Où U_{iTLP} est le déplacement cible au toit du bâtiment calculé en utilisant la méthode de capacité spectrale (CSM) définie dans l'ATC-40 [24] en appliquant un modèle de charge triangulaire inversé. Dans la méthode IUB, le même facteur de correction que celui adopté pour le modèle de charge latérale est utilisé pour ajuster le déplacement cible, et l'expression devient:

$$U_t = U_{iM1} \left(1 + \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \cdot 0.5 \right) \quad (4.19)$$

Dans l'équation ci-dessus, au lieu d'adopter le modèle de charge triangulaire, le modèle de charge correspondant à la déformée de premier mode est utilisé pour calculer le déplacement U_{iM1} . En fait, la procédure devient plus facile de cette

manière car la distribution du premier mode doit également être définie dans les étapes suivantes de l'IUB.

Les étapes principales de la procédure pushover IUB proposée sont résumées dans le tableau 4.2 (troisième colonne), avec celles des procédures UB et MUB.

Tableau 4.2 : étapes principales des procédures UB, MUB et IUB

UB	MUB	IUB
1. Calcul des fréquences naturelles, ω_n , et les modes propres normalisés φ_n		
2. L'utilisation du spectre de réponse élastique des accélérographes sélectionnés pour déterminer l'effet de deuxième mode de vibration $q_2/q_{1\ UB}$ comme donné par l'équation 4.4.		
3. Détermination de la distribution des charges appliquées sur la structure en utilisant l'équation 4.1.		3. Détermination de la distribution des charges appliquées sur la structure en utilisant l'équation 4.17.
4. Détermination du déplacement cible U_t comme donné par l'équation 4.18	4. Détermination du déplacement cible U_t .	4. Détermination du déplacement cible U_t comme donné par l'équation 4.19
5. Effectuer une analyse pushover en utilisant la charge latérale calculée dans l'étape 3 jusqu'à ce que le déplacement cible calculé à l'étape 4 soit atteint (une seule analyse)	5. Effectuer deux analyses pushover: 5.1. une analyse pushover utilisant la charge latérale calculée à l'étape 3 jusqu'à ce que le déplacement cible calculé à l'étape 4 soit atteint 5.2. une autre analyse effectuée en utilisant une distribution des charges uniforme. (multi- analyses)	5. Effectuer une analyse pushover en utilisant la charge latérale calculée dans l'étape 3 jusqu'à ce que le déplacement cible calculé à l'étape 4 soit atteint (une seule analyse)
6. Détermination des réponses sismiques souhaitées (par exemple les déplacements inter-étages, forces internes des éléments, etc.) au pas de calcul correspondant au	6. Détermination des réponses sismiques souhaitées (par exemple les déplacements inter-étages, forces internes des éléments, etc.) comme l'enveloppe des résultats des	6. Détermination des réponses sismiques souhaitées (par exemple les déplacements inter-étages, forces internes des éléments, etc.) au pas de calcul

déplacement cible.	deux analyses pushover correspondant	au
	effectuée dans l'étape 5 au déplacement cible.	
	pas de calcul correspondant	
	au déplacement cible.	

4.3 Applications numériques

4.3.1. Descriptions des structures

Pour valider la procédure proposée IUB, cinq structures autostables en acier avec différentes configurations géométriques ont été choisis pour des études des cas. Il s'agit des structures en acier de 9, 12, 15 et 20 niveaux (deux structures de 20 niveaux sont analysées), sélectionnées de la littérature [40, 42, 98, 99, 100, 101]. Les structures de 9 et 15 niveaux (figure 4.6 a), c)) sont deux portiques autostables représentent deux structures conçues selon le code sismique iranien [102]. Ces structures sont situées dans une région à haute sismicité et sur un sol de type II (site ferme). Les deux portiques étaient à trois travées, la longueur des travées est de 6 m dans le portique de 9 niveaux et de 5 m pour le portique de 15 niveaux avec des étages uniformes de 3,2 m pour les deux cas. La structure de 12 niveaux (figure 4.6 b)) est conçue conformément à l'Eurocode 8 [27] et au code de conception sismique roumain [103]. La structure a trois travées de 6 m de longueur [98]. Pour cette structure, la hauteur du RDC est de 4,5 m et de 3,5 m pour les autres étages. La structure de 20 niveaux illustrés à la figure 4.6. (d) est conçue selon le code national des constructions de Canada [104] comme portiques autostables ductiles. La structure a trois travées, deux travées extérieures de 9 m et une travée intérieure de 6 m de longueur. La hauteur du RDC est de 4,85 m et celle des autres étages est de 3,65 m chacun [99]. La deuxième structure de 20 niveaux étudiée ici est reconnue sous le nom SAC-20 et conçue pour la phase II du projet SAC [100, 101] selon le code de conception parasismique UBC94 [105]. Cette structure a été largement utilisée dans des études de cas (figure 4.6 e)).

Les configurations géométriques des portiques sont montrées sur la figure 4.6. De plus, les dimensions des sections transversales, les propriétés mécaniques telles que la limite d'élasticité des matériaux (F_y) et le module d'Young (E) sont présentées sur

la figure 4.7, tableaux 4.3 et 4.4. Les charges (permanentes et d'exploitation) considérées comme uniformément réparties sur les poutres, ainsi que les masses des planchers sont représentées dans le tableau 4.5. Plus de détails sur ces structures peuvent être trouvés dans les références [40, 42, 98, 99, 100, 101].

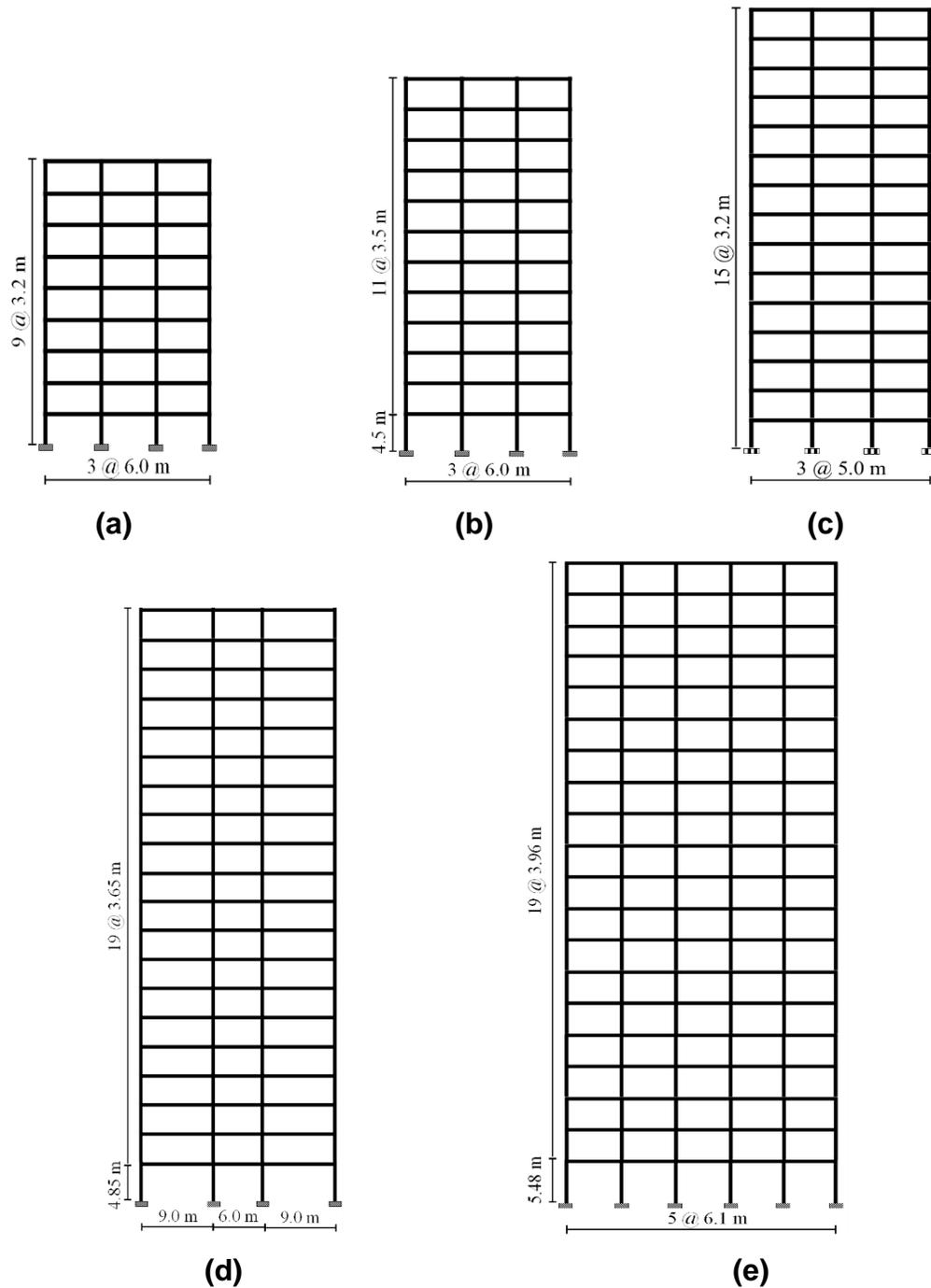


Figure 4.6 : Configurations géométriques des structures étudiées. a) structure de 9 niveaux. b) structure à 12 niveaux. c) structure à 15 niveaux. d) structure à 20

niveaux. e) structure SAC-20.

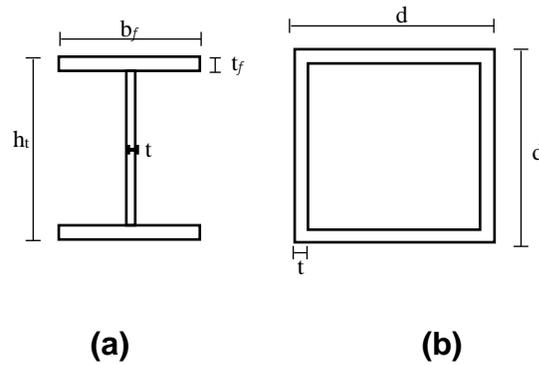


Figure 4.7 : Type des sections utilisées, a) poutres, b) poteau [40]

Tableau 4.3 : Types et dimensions des éléments des structures 9 et 15 niveaux.

Dimensions des poutres					Dimensions des poteaux		
Section	h_t (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	Section	d (cm)	t (cm)
B1	25	0.6	17.5	1.5	C1	25	1.5
B2	30	0.8	15	1.5	C2	30	2
B3	30	0.8	20	1.5	C3	35	2.5
B4	35	0.8	22.5	2	C4	40	2.5
B5	40	1	22.5	2	C5	45	3

Tableau 4.4 : Sections des poutres et poteaux des structures étudiées.

Structure	Niveau	Poteaux extérieurs	Poteaux intérieurs	Poutres	Propriétés mécaniques
9 niveaux	1-2	C3	C5	B2	
	3-5	C3	C4	B2	$F_y = 235 \text{ MPa}$
	6-7	C2	C3	B2	$E = 200 \text{ GPa}$
	8-9	C1	C2	B1	
12 niveaux	1-2	HE800B		IPE600	
	3	HE600B		IPE600	$F_y = 355 \text{ MPa}$
	4	HE600B		IPE600	$E = 210 \text{ GPa}$
	5	HE600B		IPE500	
	6-9	HE500B		IPE500	
	10-12	HE400B		IPE500	
15 niveaux	1-4	C4	C5	B4	
	5-10	C3	C4	B3	$F_y = 235 \text{ MPa}$
	11-12	C2	C3	B3	$E = 200 \text{ GPa}$
	13-15	C1	C2	B1	
20 niveaux	1-5	W310X283	W360X314	W310X129	
	6-10	W310X253	W360X287	W310X129	$F_y = 345 \text{ MPa}$
	11-15	W310X202	W360X262	W310X129	$E = 200 \text{ GPa}$
	16-19	W310X179	W360X262	W310X129	
	20	W310X179	W360X262	W310X107	
SAC-20					voir [100,101]

Tableau 4.5 : Charges gravitaires et masses dans les structures étudiées.

Structure	Planchers	Charge permanente (kN/m)	Charge d'exploitation (KN/m)	Masse sismique (ton)
9 niveaux	terrasse & étages	19.5	6.0	37.9
	courants			
12 niveaux	terrasse & étages	24.0	12.0	52.3
	courants			
15 niveaux	Terrasse & étages	16.3	5.0	32.2
	courants			
20 niveaux	terrasse	17.0	11.6	47.3
	étages	22.3	12.0	61.8
	courants			
SAC 20	terrasse	12.1		50.4
	étages	17.5	7.3	53.2
	courants			

4.3.2. Chargement sismique

Deux ensembles de 7 enregistrements sismiques (accélérogrammes) ayant des niveaux d'intensité différents ont été sélectionnés, pour être appliqués aux différentes structures avec différents rapports $q_2/q_{1 UB}$ (les valeurs $q_2/q_{1 UB}$ obtenus pour différentes structures sont représentés dans le tableau 4.8). Tous les enregistrements sont extraits de la base de données PEER [106] (Pacific Earthquake Engineering Research Centre). Les accélérogrammes de niveau 2 ont été augmentés à une accélération de pointe (PGA) de 1g, pour s'assurer que toutes les structures se déforment bien dans la phase inélastique. D'autres caractéristiques des enregistrements sélectionnés sont énumérées dans les Tableaux 4.6 et 4.7. Les

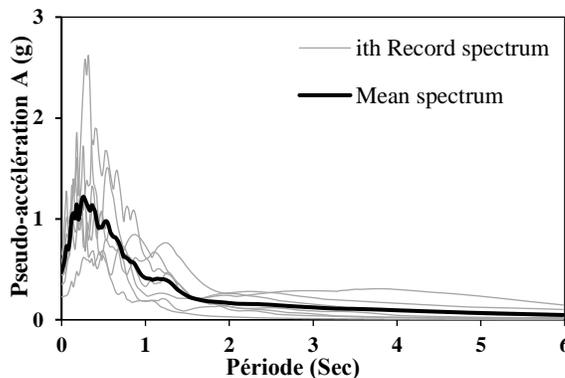
spectres en pseudo-accélération élastique avec un taux d'amortissement de 5% des deux ensembles (appelés ici niveau 1 et niveau 2) sont représentés sur la Figure 4.8.

Tableau 4.6 : Détails des accélérogrammes utilisés dans le niveau 1 de chargement

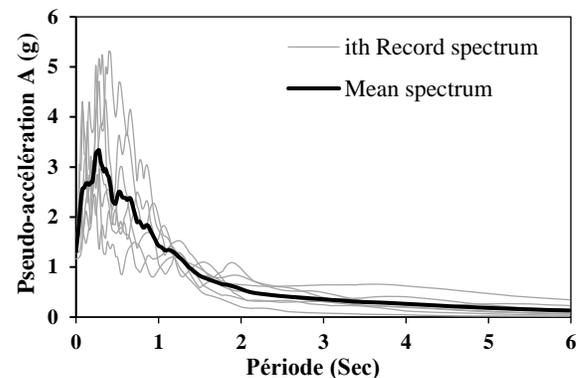
ID	Séisme	Année	Station	M_w	R_{jb} (km)	PGA (g)
1	Imperial Valley	1979	El Centro Differential Array	6.53	5.09	0.353
2	Kocaeli	1999	Yarimca	7.51	1.38	0.227
3	Loma Prieta	1989	BRAN	6.93	3.85	0.456
4	Northridge	1994	Newhall - Fire Sta	6.69	3.16	0.583
5	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #5	6.19	9.58	0.444
6	Superstition Hills	1987	Superstition Mtn Camera	6.54	5.61	0.582
7	Victoria	1980	Cerro Prieto	6.33	13.8	0.645

Tableau 4.7 : Détails des accélérogrammes utilisés dans le niveau 2 de chargement

ID	Séisme	Année	Station	M_w	R_{jb} (km)	PGA (g)
1	Chi-Chi	1999	CHY028	7.62	3.12	0.636
2	Gazli	1976	Karakyr	6.80	3.92	0.702
3	Landers	1992	Lucerne	7.28	2.19	0.725
4	Loma Prieta	1989	BRAN	6.93	3.85	0.456
5	Northridge	1994	Newhall - Fire Sta	6.69	3.16	0.583
6	Tabas	1978	Tabas	7.35	1.79	0.854
7	Victoria	1980	Cerro Prieto	6.33	13.8	0.645



(a) Niveau 1



(b) Niveau 2

Figure 4.8 : Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis.

L'analyse modale élastique, les PSNs et l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NTHA) ont été réalisés à l'aide du logiciel SAP2000 [107]. Des éléments élastiques couplés à des rotules plastiques (ressort de rotation non-linéaire) à l'extrémité des éléments de structure ont été adoptés. Les caractéristiques des rotules plastiques aux extrémités des poutres et des poteaux sont définies selon FEMA-356 [26]. L'interaction entre les forces normales et le moment de flexion est considérée pour les poteaux, alors que pour les poutres, seul le moment fléchissant est envisagé pour contrôler le développement des rotules plastiques. Le modèle force-déformation généralisé utilisé pour modéliser les rotules plastiques est représenté sur la figure 4.9. Plus de détails sur la détermination des paramètres a , b et c du modèle de la figure 4.9 peuvent être trouvés dans FEMA-356 [26]. L'effet P- Δ est également inclus dans cette étude, pour les analyses statiques et dynamiques non linéaires.

Pour la NTHA, le schéma d'intégration numérique pas à pas de Newmark a été utilisé pour réaliser la solution de l'analyse. L'amortissement de Rayleigh a été introduit pour l'analyse d'intégration directe, en considérant un taux d'amortissement de 5% pour le premier et le troisième mode de vibration [108].

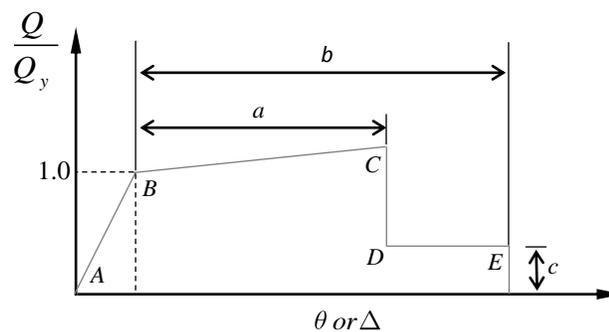


Figure 4.9 : Loi de comportement généralisée des rotules plastiques [26].

4.3.3. Résultats et discussions

La procédure pushover UB améliorée (IUB) est validée en comparant ses résultats avec ceux des analyses NTHA (réponse moyenne de chaque ensemble de 7 enregistrements), en termes de déplacement et de déplacement inter-étages. De

plus, pour montrer l'amélioration de la méthode IUB par rapport aux autres PSNs existantes, des réponses obtenues à partir des analyses pushover UB, MUB et MPA sont également ajoutées à cette comparaison.

Dans la section suivante, quelques résultats initiaux, importants pour réaliser les PSNs (§4.4.1), sont d'abord présentés puis la comparaison des résultats des PSNs et de la NTHA est présentée et discutée.

4.3.3.1 Résultats préliminaires

Pour effectuer les deux premières étapes des méthodes UB, MUB et IUB (Tableau 4.2), il est nécessaire d'évaluer les caractéristiques dynamiques des structures et les rapports $q_2/q_{1\ UB}$ (équation 4.4). Les trois premières périodes dérivées de l'analyse modale élastique et le rapport $q_2/q_{1\ UB}$ de tous les bâtiments sont présentés au tableau 4.8.

.Tableau 4.8 : Périodes des trois premiers modes de vibration (T_1 , T_2 et T_3) et $q_2/q_{1\ UB}$ pour les cinq structures étudiées

Structure	Hauteur total (m)	Périodes (sec)			$(q_2/q_2)_{UB}$ Niveau (1)	$(q_2/q_2)_{UB}$ Niveau (2)
		T_1	T_2	T_3		
9 niveaux	28.8	1.72	0.57	0.31	0.20	0.10
12 niveaux	43.0	1.65	0.57	0.33	0.23	0.17
15 niveaux	48.0	2.27	0.79	0.47	0.19	0.14
SAC-20	80.7	1.72	0.60	0.35	0.21	0.16
20 niveaux	74.2	4.73	1.56	0.90	0.11	0.17

Pour les procédures UB et MUB, le déplacement cible est calculé en utilisant l'équation 4.18. Concernant la procédure IUB, l'équation 4.19 est utilisée. Certains résultats obtenus sont présentés dans le paragraphe suivant.

Le tableau 4.9 montre le pic de déplacement au toit obtenu à partir de (i) PSNs décrits précédemment dans le tableau 4.2; et (ii) NTHA, pour les deux niveaux de chargement sismique (niveaux 1 et 2). Les différences entre (i) et (ii) sont présentées au tableau 4.10.

Ces résultats montrent clairement que le niveau d'intensité des séismes a une influence sur les réponses obtenues par l'analyse pushover conventionnelle (avec un profil de charge modal suivant le premier mode de vibration) et la NTHA; Comme prévu, les différences tendent à être plus élevées pour les séismes forts. En effet, pour des valeurs élevées de niveaux d'intensité sismique, le comportement des structures est dans la phase inélastique et les forces d'inertie s'éloigneront certainement de la distribution latérale proportionnelle au premier mode de vibration élastique.

L'analyse conventionnelle pushover sous-estime le déplacement cible (Erreur avec signe négatif) pour tous les bâtiments, avec un maximum de 12,7% pour le bâtiment de 20 niveaux. En outre, les valeurs du déplacement cible obtenues en utilisant la procédure UB sont plus élevées que celles obtenues à partir de la NTHA, ce qui conduit à des résultats conservatifs.

Le tableau 4.10 montre que la différence dépasse 16% au niveau 1 de chargement dans la structure de 12 niveaux. Exceptionnellement, pour la structure de 20 niveaux (structure flexible), les erreurs sont de 3,4% et de 3,1% au niveau du chargement 1 et 2, respectivement.

Tableau 4.9 : Déplacements cibles des structures étudiées pour les deux niveaux de chargement sismique.

Structure	U_{rNTHA}^1 (cm)		U_{rM1}^2 (cm)		U_{rUB}^3 (cm)		U_{rIUB}^4 (cm)	
	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 1	Niveau 2
9 niveaux	19.13	57.31	18.40	54.70	22.08	60.17	20.24	57.44
12 niveaux	19.10	59.57	18.05	52.01	22.20	60.85	20.13	56.43
15 niveaux	28.96	80.11	27.40	72.50	32.61	82.65	30.00	77.58
SAC-20	19.64	68.53	18.70	65.50	22.63	75.98	20.66	70.74
20 niveaux	57.02	145.11	53.10	127.80	58.94	149.53	56.02	138.66

¹Pic de déplacement au sommet de la structure donné par NTHA.

²Pic de déplacement au sommet de la structure donné par la CSM en utilisant un modèle de charge modal.

³Pic de déplacement au sommet de la structure donné par la méthode UB.

⁴Pic de déplacement au sommet de la structure donné par la méthode UB améliorée (IUB).

Tableau 4.10 : Erreur dans le déplacement cible

Structure	Err. U_{rM1} (%)		Err. U_{rUB} (%)		Err. in U_{rIUB} (%)	
	Niveau	Niveau	Niveau	Niveau	Niveau	Niveau
	1	2	1	2	1	2
9 niveaux	-3.82	-4.55	15.42	4.99	5.80	0.22
12 niveaux	-5.50	-12.69	16.24	2.15	5.37	-5.27
15 niveaux	-5.39	-9.50	12.59	3.17	3.60	-3.16
SAC-20	-4.79	-4.42	15.21	10.87	5.21	3.22
20 niveaux	-6.87	-11.93	3.37	3.04	-1.75	-4.44

Pour la procédure IUB l'erreur maximale dans le déplacement cible est de 5,8% pour la structure de 9 niveaux au niveau 1 de chargement. En conclusion, la procédure améliorée utilisant un facteur de correction de 0,5 conduit à des résultats satisfaisants et très proches aux résultats de la NTHA par rapport à ceux obtenus par les deux analyses pushover conventionnelle et UB, avec des erreurs inférieures à 5% dans la plupart des cas.

Il convient de noter que la détermination du déplacement cible à l'aide d'une analyse pushover conventionnelle avec une distribution de charge modale (1^{er} mode) est nécessaire pour déterminer les déplacements cibles pour les procédures UB et IUB (Tableau 4.9). La figure 4.10 montre l'intersection entre le spectre de capacité de la structure de 9 niveaux et les spectres de réponses (demande) des deux ensembles d'enregistrements (niveau 1 et 2) sélectionnés lors de l'utilisation de la distribution modale (de 1^{er} mode).

Après, la détermination du déplacement cible par les méthodes UB et IUB est calculée en utilisant les deux équations 4.18 et 4.19, respectivement. La figure 4.11 montre les déplacements cibles obtenus avec les trois procédures (conventionnelle suivant le 1^{er} mode, UB et IUB) et pour les deux niveaux d'intensité considérés.

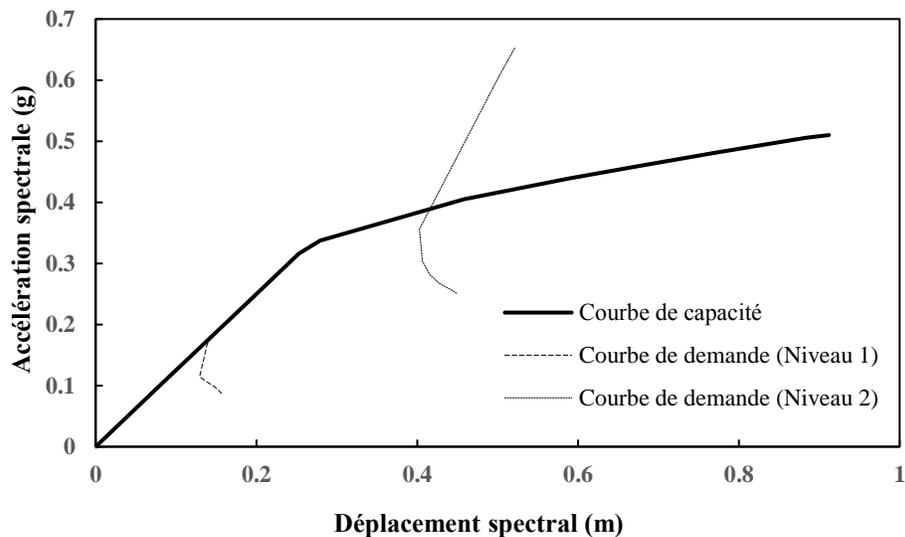


Figure 4.10 : Détermination de déplacement cible U_{rM1} de la structure de 9 niveaux pour les deux niveaux de chargement.

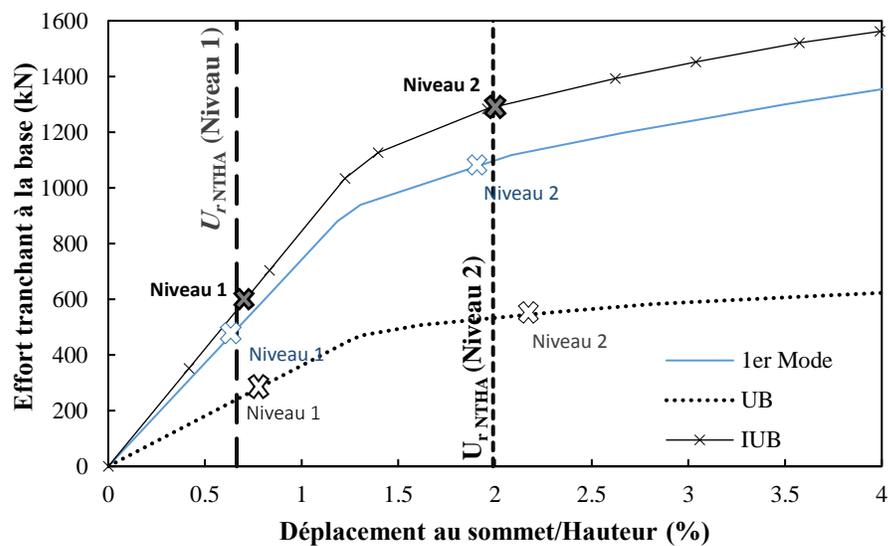
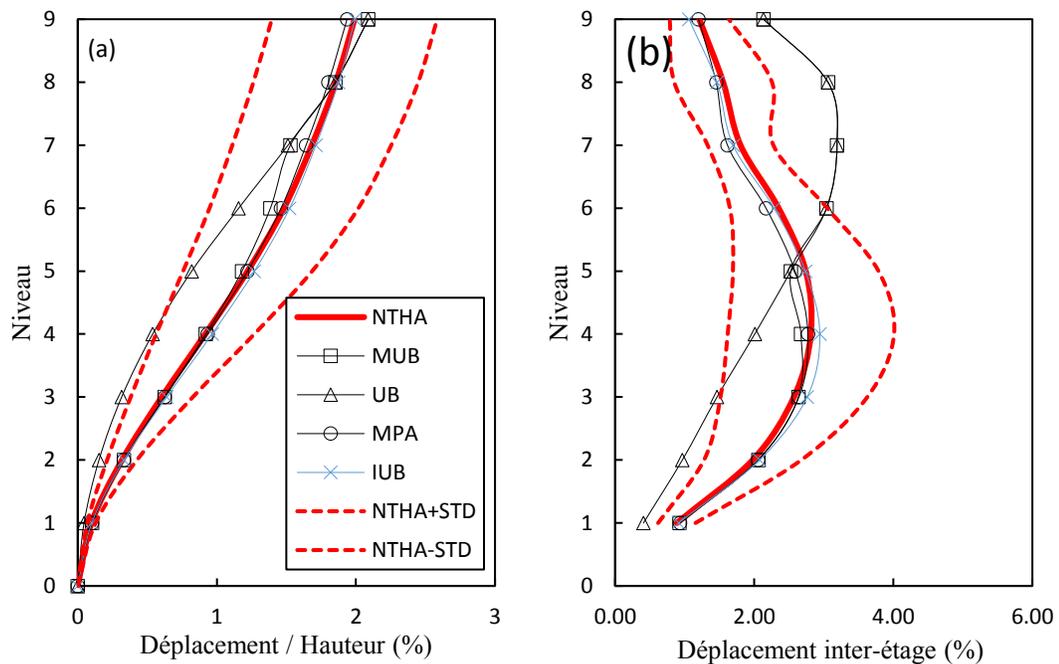


Figure 4.11 : Courbes des capacités et les déplacements cibles de la structure de 9 niveaux pour différents niveaux de chargement

4.3.3.2 Profils des déplacements et déplacements inter-étage

Afin d'évaluer la performance de la méthode IUB proposée, une comparaison est faite en termes des déplacements latéraux et des profils de déplacement inter-étages (figures 4.12 – 4.21) pour les deux niveaux d'intensité sismique (niveau 1 et 2). Il est à noter que, la réponse de la procédure MPA est obtenue en utilisant la combinaison SRSS des réponses dérivées des quatre premiers modes de vibration et pour tous structures étudiées. Les réponses moyennes de la NTHA plus et moins l'écart-type ont été notées respectivement NTHA + STD et NTHA-STD.



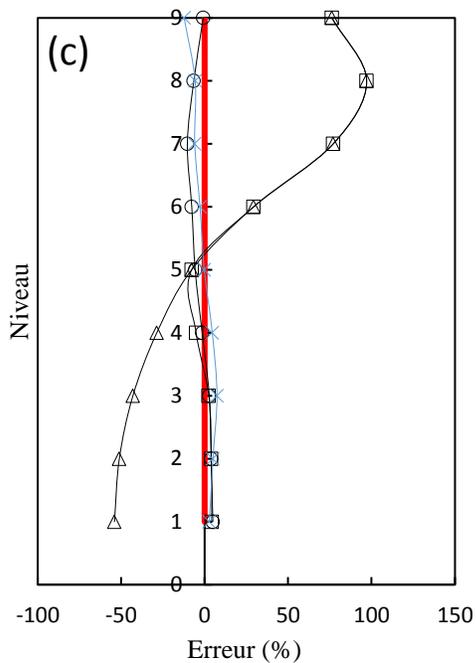
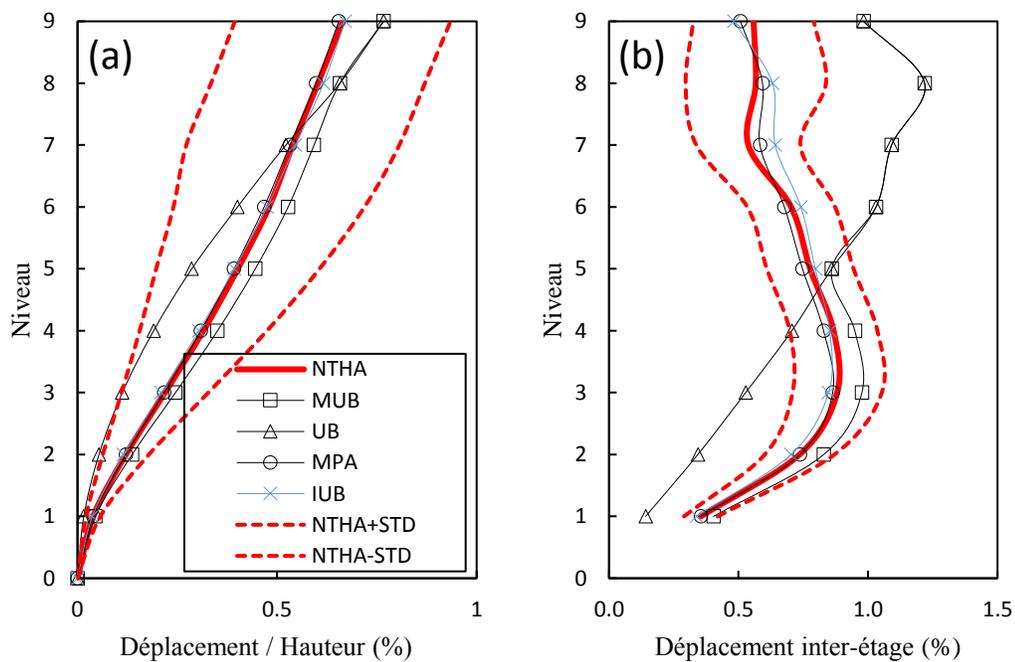


Figure 4.12 : Réponse de la structure de 9 niveaux pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.



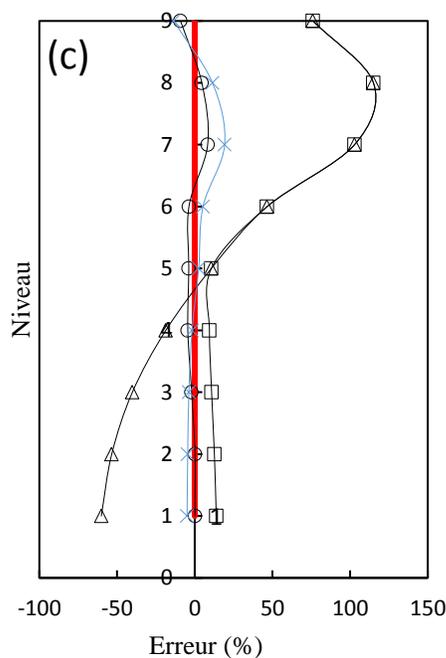


Figure 4.13 : Réponse de la structure de 9 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

Les réponses de la structure de 9 niveaux sont représentées sur les figures 4.12 et 4.13, pour les deux niveaux de chargement sismique. Les figures montrent que la procédure améliorée IUB et la MPA conduisent généralement à des résultats précis par rapport à ceux de la référence (NTHA). La procédure UB sous-estime les réponses aux étages inférieurs et conduit à des résultats très conservatifs aux étages supérieurs.

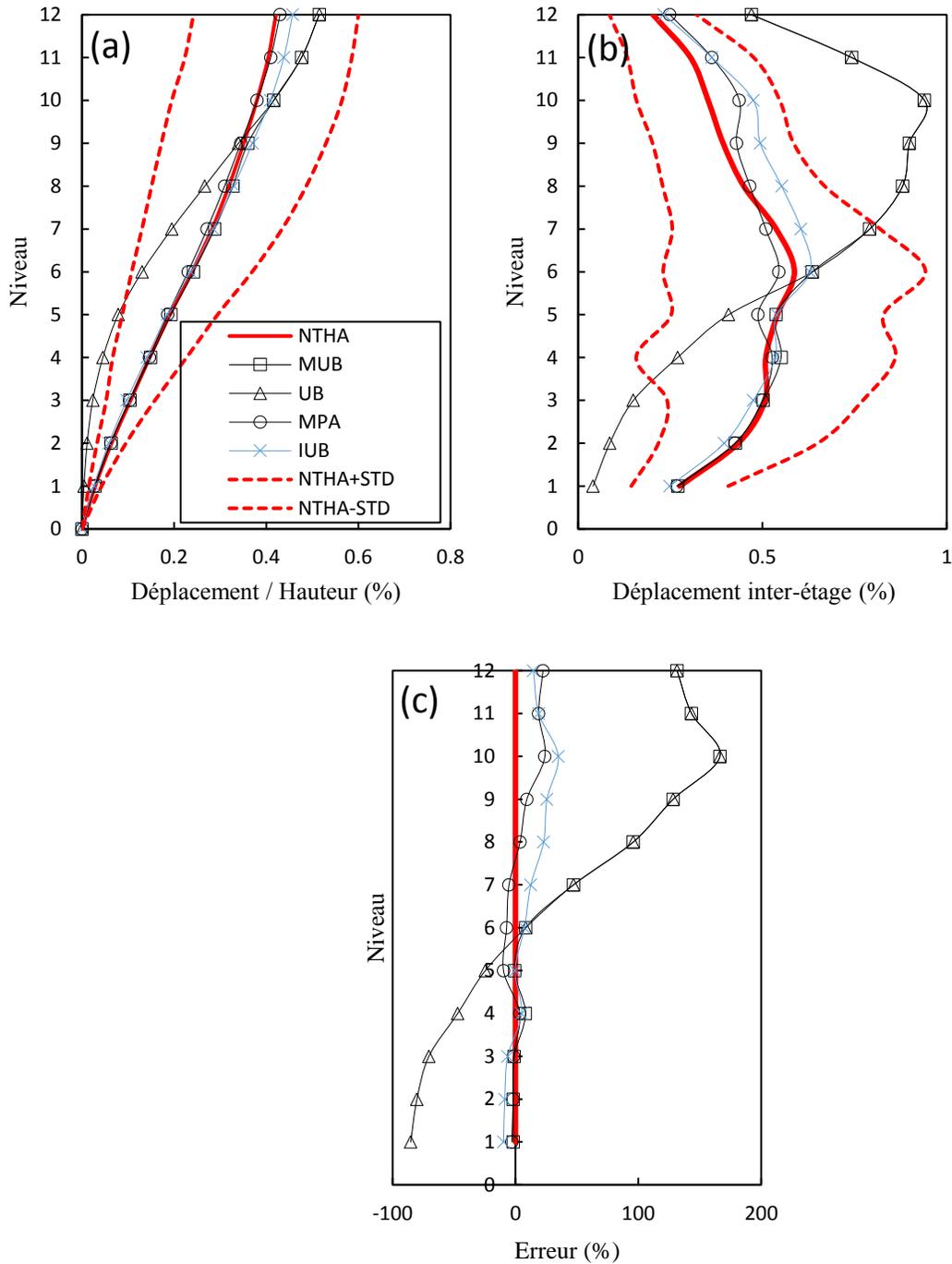


Figure 4.14 : Réponse de la structure de 12 niveaux pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

D'autre part, la procédure MUB bénéficie de la bonne prédiction des réponses aux étages inférieurs, grâce à l'utilisation de la distribution des charges uniforme qui peut contrôler la réponse aux étages inférieurs, mais elle surestime les résultats dans les

quatre étages supérieurs en termes de déplacement inter-étage et les erreurs (Fig. 4.12c et Fig.4.13c) peuvent atteindre 100% aux étages supérieurs.

Les erreurs maximales pour les procédures MPA et IUB sont acceptables. Pour la MPA, les erreurs maximales enregistrées aux étages supérieurs sont de 9,1% au 8^{ème} étage pour le niveau d'intensité 1 et 10,4% au 6^{ème} étage pour le niveau 2, alors que les erreurs dans la procédure IUB atteignent 13,6% et 12,3% au 9^{ème} étage pour le niveau 1 et le niveau 2, respectivement.

Les figures 4.14 et 4.15 présentent les résultats du bâtiment de 12 niveaux. elles montrent que la méthode UB ne permet pas de prédire le profil des déplacements et les déplacements inter-étages aux étages inférieurs pour les deux niveaux d'intensité. La méthode MUB fournit de meilleures estimations que l'UB aux étages inférieurs pour le niveau 1, avec une erreur de 8,4% au 5^{ème} étage; néanmoins, pour le niveau d'intensité 2, les déplacements inter-étages sont sous-estimés jusqu'à 18%. Comme vérifié pour le bâtiment de 9 niveaux, les méthodes MPA et IUB aussi produisent des estimations satisfaisantes des déplacements et déplacements inter-étages dans le bâtiment de 12 niveaux. Les erreurs obtenues avec la MPA sont plus faibles que celles de l'IUB pour le niveau d'intensité 1; La MPA atteint un maximum de 24% au 9^{ème} étage tandis que, pour le même étage, la différence pour l'IUB atteint 34,8%. D'autre part, pour le niveau d'intensité 2, l'IUB conduit à des résultats plus précis que la méthode MPA. Les valeurs de déplacements inter-étages aux étages inférieurs sont sous-estimées jusqu'à un maximum de 17,6% et de 14,1% respectivement par la MPA et l'IUB. Dans les étages supérieurs, les erreurs des méthodes MPA et IUB atteignent respectivement 28,2% et 36%.

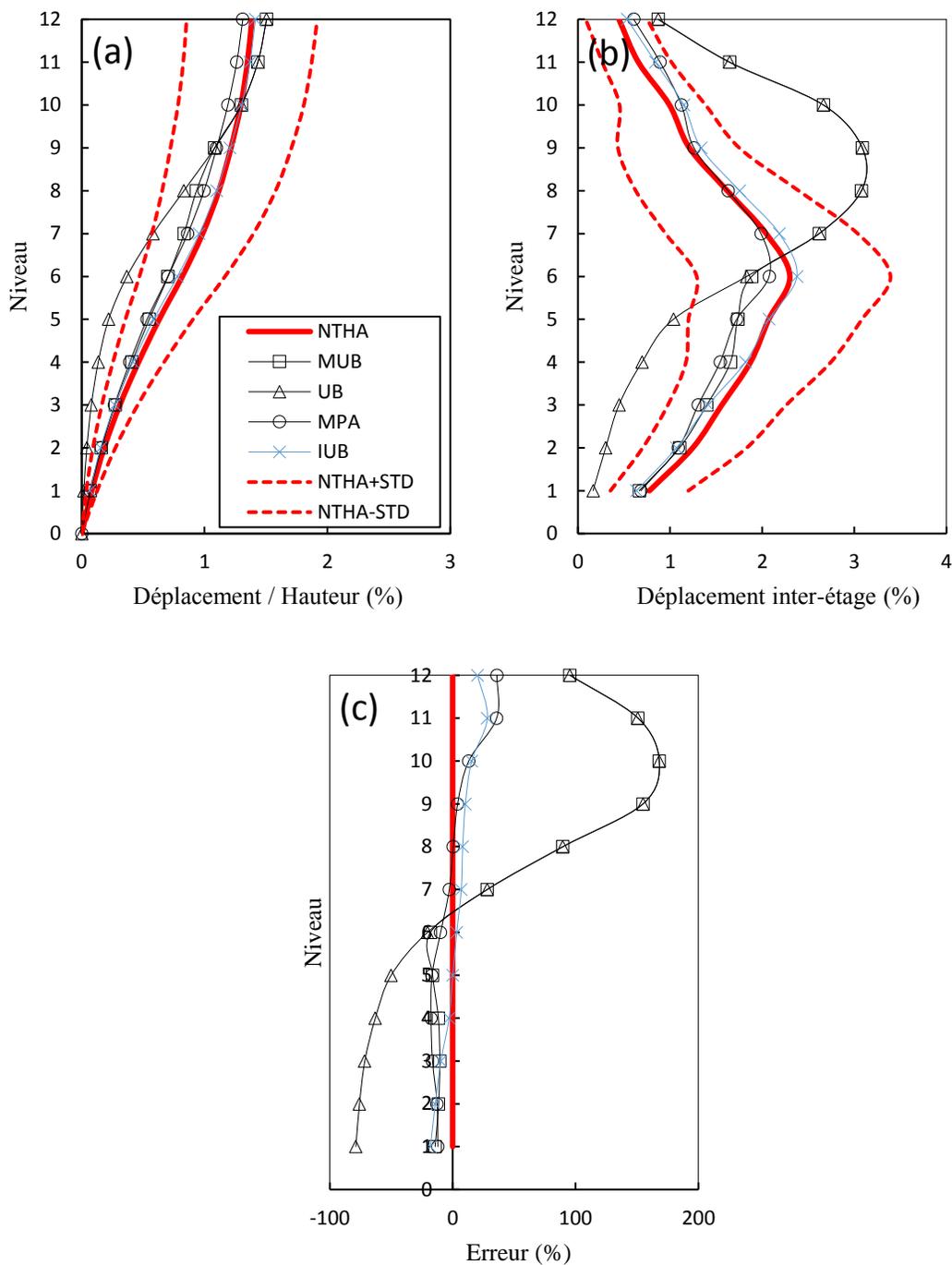


Figure 4.15 : Réponse de la structure de 12 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

Le bâtiment de 15 niveaux, est une structure plus flexible que les deux structures 9 et 12 niveaux précédentes, les résultats obtenus avec la méthode UB sous-estiment la réponse aux étages inférieurs et les surestiment aux étages supérieurs pour les deux

niveaux d'intensité (l'erreur atteint 90% au 12^{ème} étage). La méthode MPA et IUB donnent de bons résultats au niveau 1 d'intensité. Les erreurs dans les valeurs des déplacements inter-étages restent inférieures à 17% pour la MPA et à 24% pour l'IUB.

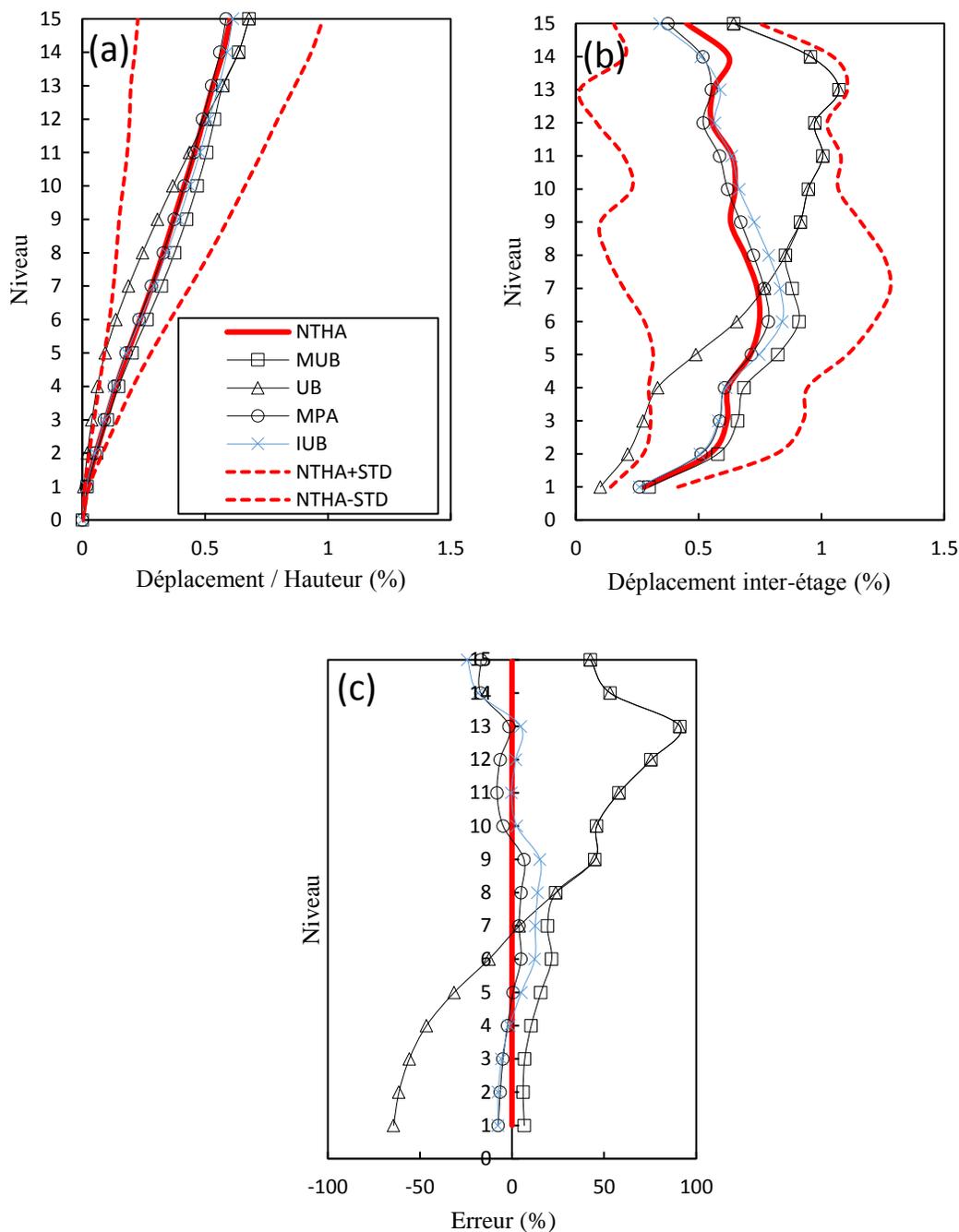


Figure 4.16 : Réponse de la structure de 15 étages dans le niveau 1 de chargement, (a) profile de déplacement (b) profile des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

Pour le niveau 2, aucune procédure n'est capable de capturer exactement la réponse aux étages inférieurs, mais l'erreur est inférieure à 25% pour les procédures MPA, MUB et IUB (Figures 4.16, 4.17).

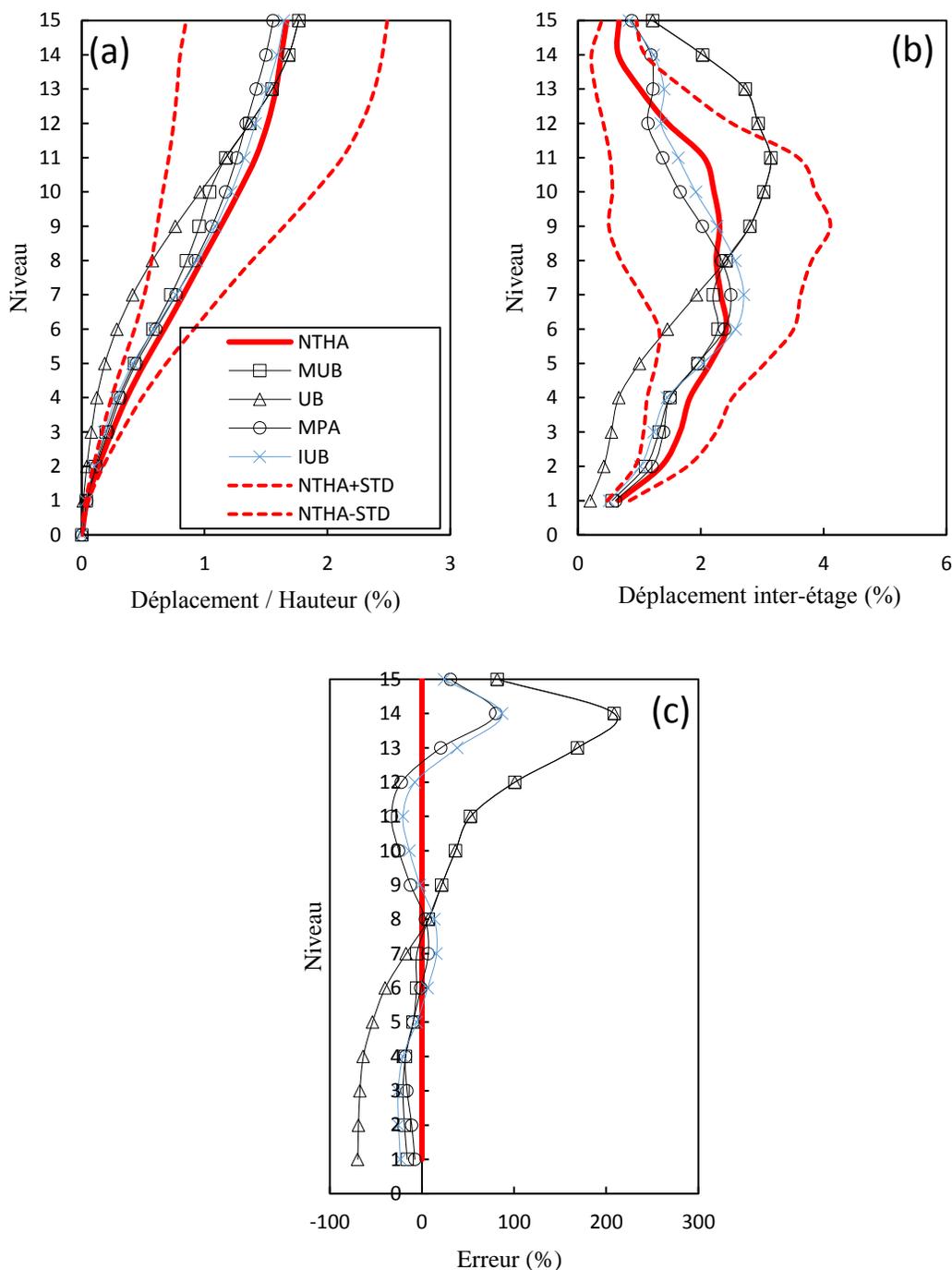


Figure 4.17 : Réponse de la structure de 15 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

Alors que les erreurs pour l'UB et le MUB atteignent 200% aux étages supérieurs, la MPA et l'IUB surestiment la réponse aux trois étages supérieurs avec une erreur maximale de 80% au niveau du 13^{ème} étage.

Les figures 4.18 et 4.19 montrent que les résultats de l'UB et la MUB obtenus dans le cas du bâtiment de 20 niveaux, sont plus proches de ceux de la NTHA par rapport aux résultats correspondants dans les bâtiments de 9, 12 et 15 niveaux. Pour les enregistrements de niveau 1, MPA et MUB sous-estiment la réponse aux étages inférieurs avec une erreur maximale de 25% au RDC; cependant, la méthode IUB donne des bons résultats avec des erreurs inférieures à 10%. Aux l'étages moyens.

Les résultats prédits par la MPA et l'IUB sont encore plus proches de ceux résultant de la NTHA par rapport aux résultats des méthodes UB et MUB. Dans les étages supérieurs, aucune des méthodes n'est capable de prédire avec précision la réponse.

Pour le niveau 2 d'intensité, la MPA et la MUB sous-estiment toujours les déplacements inter-étages aux étages inférieurs, alors que l'IUB conduit à des résultats conservatifs avec une erreur maximale de 17% au deuxième étage. Dans les étages intermédiaires et supérieurs, il est clair dans la figure 4.19 que l'UB et le MUB surestiment significativement les réponses. L'IUB et l'MPA ont presque les mêmes résultats entre le 7^{ème} étage et le toit de la structure avec une erreur maximale atteignant 39% sur le toit.

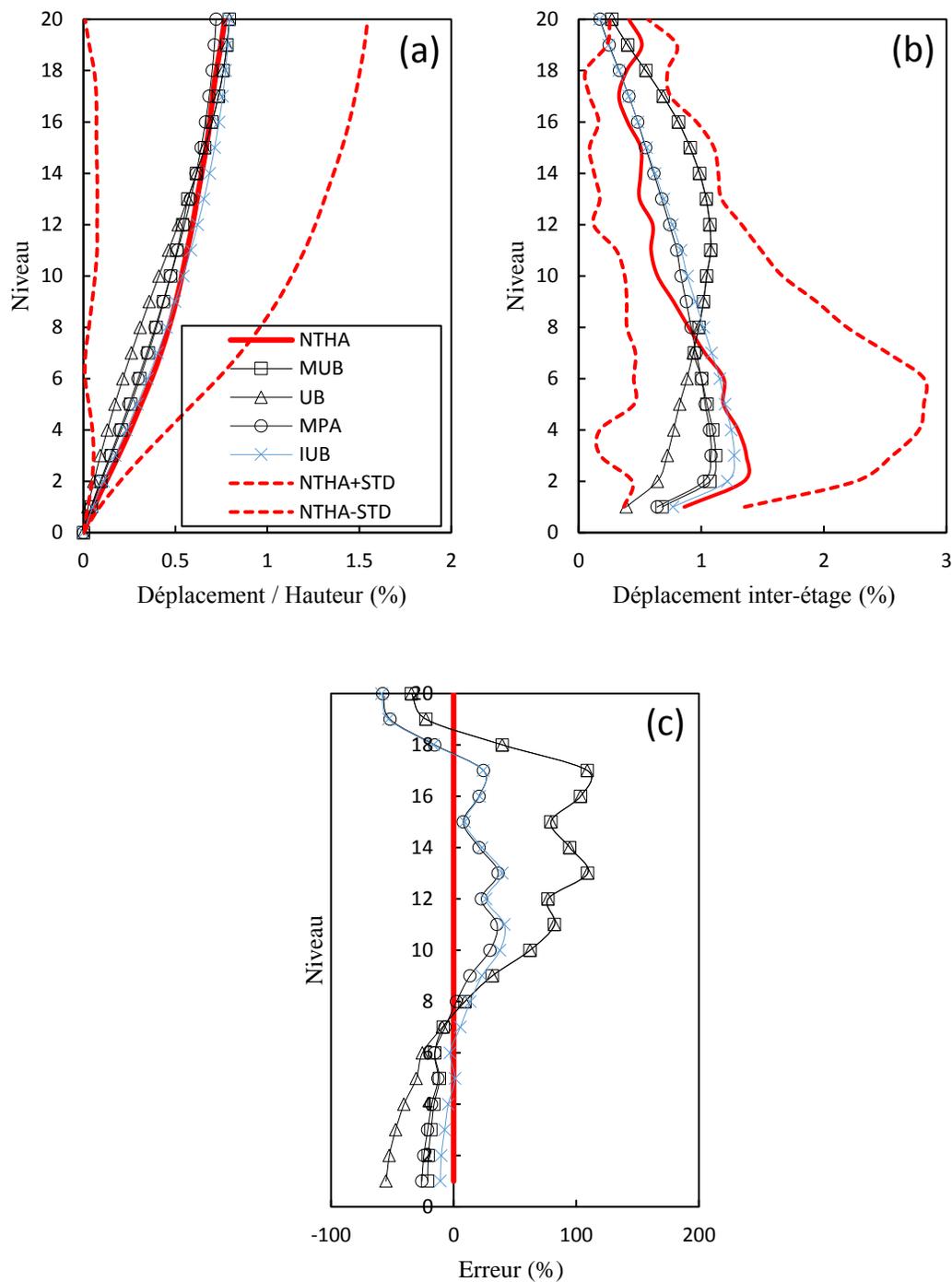


Figure 4.18 : Réponse de la structure de 20 niveaux pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

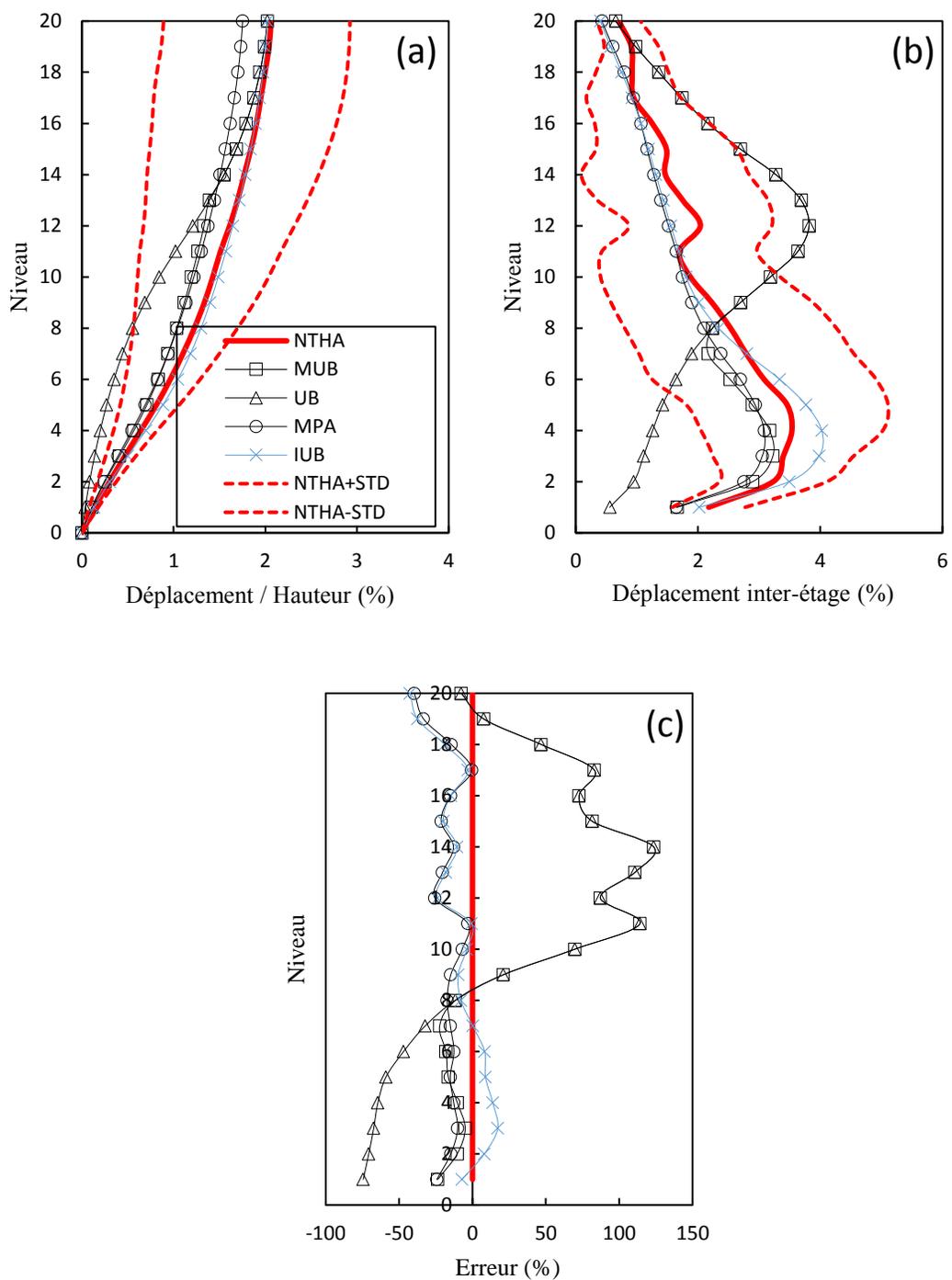


Figure 4.19 : Réponse de la structure de 20 niveaux pour le niveau 2 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

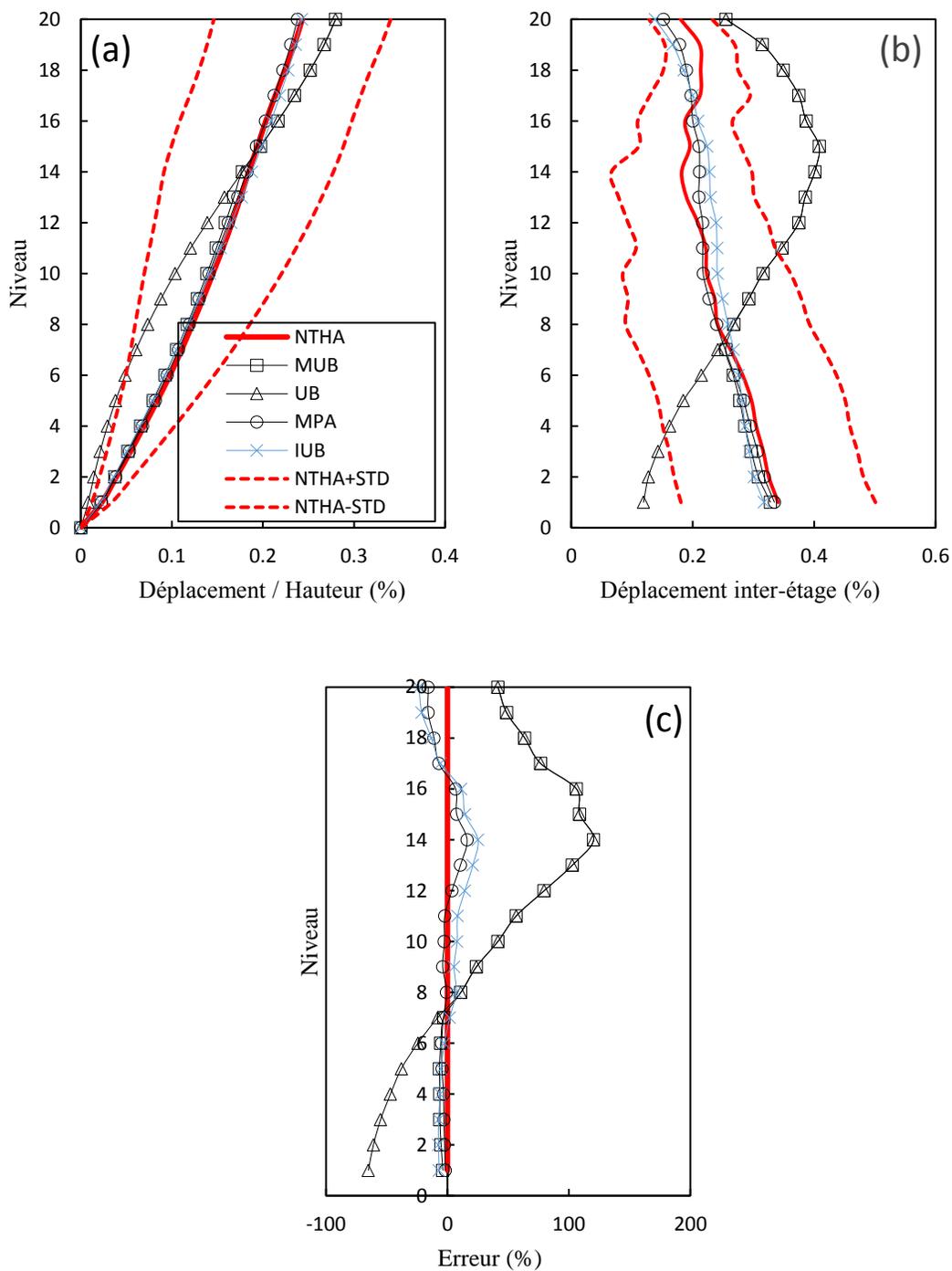


Figure 4.20 : Réponse de la structure SAC 20 pour le niveau 1 de chargement, (a) profil de déplacement (b) profil des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

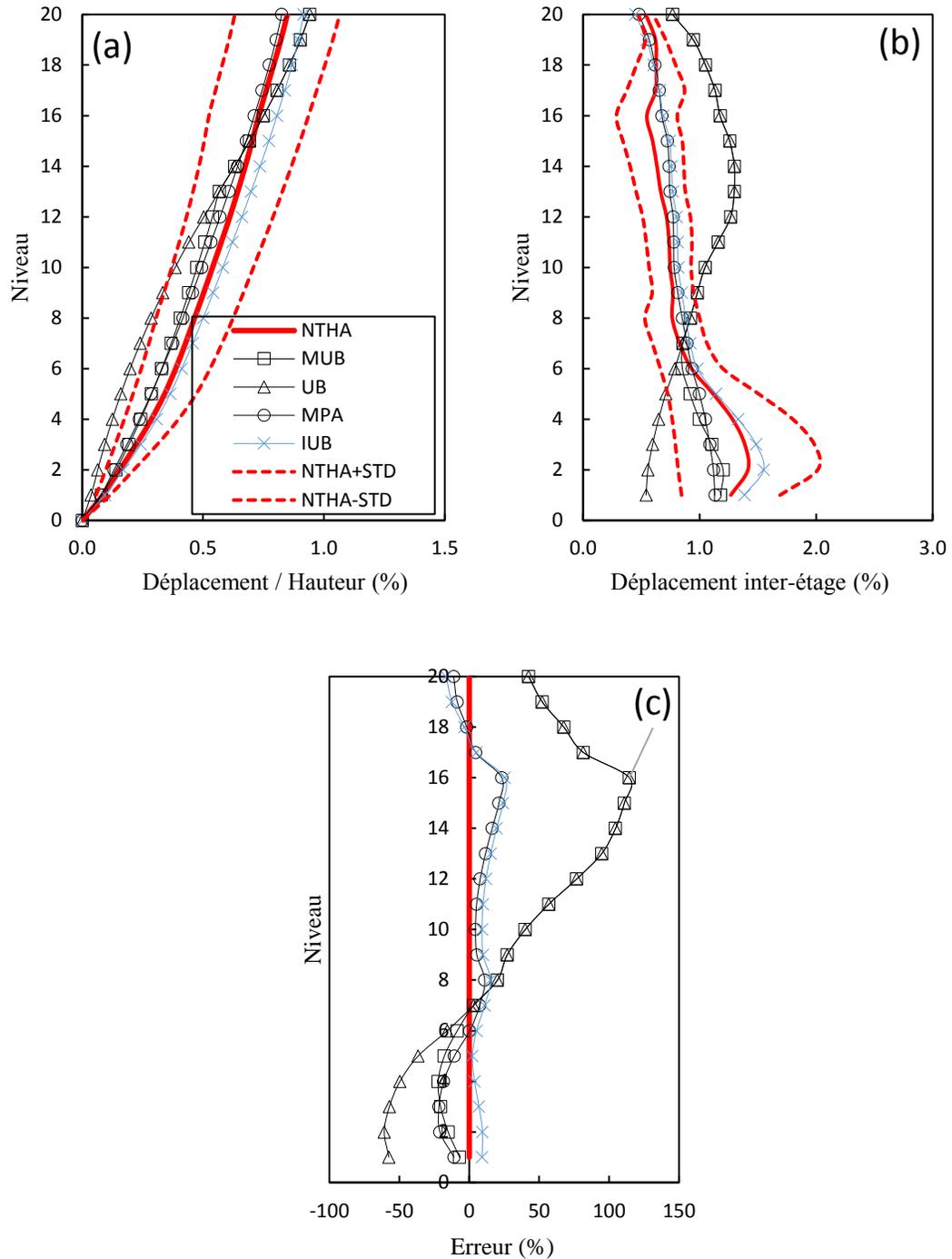


Figure 4.21 : Réponse de la structure SAC 20 pour le niveau 2 de chargement, (a) profile de déplacement (b) profile des déplacements inter-étages (c) l'erreur dans le déplacement inter-étage.

Enfin, pour le bâtiment SAC-20, les résultats dans les figures 4.20 et 4.21 confirment que les méthodes MPA et IUB donnent des résultats précis pour les

niveaux d'intensité 1 et 2. Ces deux méthodes donnent des déplacements et des profils des déplacements inter-étages proches de ceux résultant de la NTHA. L'erreur atteint 23% pour l'IUB et 16% pour la MPA sur le toit du bâtiment pour le niveau 1, et 25% dans l'IUB et 23% dans la MPA au 15^{ème} étage pour le niveau 2. Il convient toutefois de noter que les deux méthodes MUB et UB n'étaient pas capables de prédire correctement les réponses dans ce cas.

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre une version améliorée de la méthode pushover « Upper-Bound » (UB) a été proposée. La procédure IUB introduit un facteur de correction dans la formule de la charge latérale appliquée de la méthode UB pour ajuster la contribution du deuxième mode de vibration. Ce facteur est déterminé par une approche d'optimisation qui minimise l'erreur moyenne sur la hauteur de la structure par rapport aux réponses (déplacement inter-étage) de la NTHA. Pour plusieurs cas et aux différents niveaux d'intensité, il a été constaté que la valeur du facteur de correction est proche de 0,5. Le modèle de charge appliqué et corrigé a été combiné avec les modèles latéraux uniformes et celui correspondant au premier mode pour obtenir la distribution de charge latérale finale (enveloppe). L'objectif est d'obtenir une distribution de charge appropriée dans une procédure à une seule analyse et de bénéficier des avantages de chacun des trois modèles pour contrôler les réponses sismiques le long de la hauteur du bâtiment.

Dans ce travail, l'IUB est appliqué à quelques structures, y compris des structures en acier de moyenne et de grande hauteur, et les résultats en termes de déplacements et de déplacement inter-étage sont comparés à ceux de l'analyse NTHA, MPA, UB et MUB. Les principaux résultats de cette étude sont résumés comme suit:

- Les résultats en termes de déplacement cible, ont montré que non seulement l'effet des modes supérieurs $q_2/q_{1\ UB}$ a une influence sur la réponse, mais aussi le niveau d'intensité des séismes.

- La procédure UB surestime les valeurs du déplacement cible conduisant ainsi, dans la plupart des cas, à des résultats significativement conservateurs en termes de déplacement et de profils de déplacement inter-étages. Pour les structures à période élevée ($T > 3s$), cependant, comme dans le cas du bâtiment de 20 étages, l'UB donne des valeurs de déplacement cible plus précises.
- Les profils des déplacements latéraux et de déplacements inter-étages dérivées des procédures IUB et MPA suivent de près la tendance des résultats NTHA pour la plupart des cas étudiés dans cette étude.
- Alors que les procédures MPA, UB, MUB sous-estiment la demande sismique aux étages inférieurs, la procédure IUB est plus précise, mais peut conduire à des résultats légèrement conservatifs.

CHAPITRE 5

ANALYSE PUSHOVER « UPPER-BOUND » ADAPTATIVE

5.1 Introduction

Dans les analyses pushover recommandées dans les codes sismiques la répartition de la charge appliquée sur la structure est considérée invariante lors de l'analyse. Les méthodes adaptatives existantes ont proposées une mise à jour du vecteur chargement à chaque pas de l'analyse pour reproduire la dégradation progressive de la rigidité dans la phase inélastique. Ces méthodes sont scindées en deux catégories. Une basée sur la force est connue par sa simplicité dans la mise en œuvre et l'autre basée sur le déplacement possède l'avantage d'un niveau plus élevé de la précision par rapport à la première. Le couplage entre la simplicité dans la mise en œuvre et la précision de la réponse est l'objectif de notre nouvelle procédure développée qui sera détaillée dans ce chapitre.

5.2 Méthode pushover « upper-bound » adaptative proposée

Dans la procédure d'analyse pushover UB existante [39], seuls les deux premiers modes sont pris en compte dans la réponse sismique des bâtiments et les effets des autres modes supérieurs sont négligés.

Il est clair que le modèle de charge appliqué est obtenu par une combinaison de somme absolue (équation 4.1) des deux premiers modes, où l'effet du deuxième mode (signe négatif) a une influence importante sur la forme de la charge le long de la hauteur de la structure.

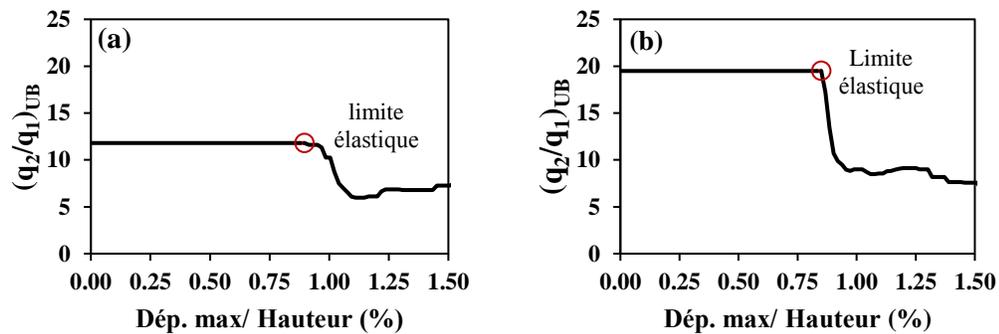
En fait, la limitation de cette méthode et les autres méthodes pushover conventionnelles est l'utilisation d'un profil de charge constant le long de la phase inélastique de l'analyse. Comme les propriétés dynamiques changent dans cette

phase, le vecteur de charge doit être mis à jour dans chaque pas du calcul en fonction des propriétés modales actuelles de la structure dans ce pas. Par conséquent, le modèle de charge à utiliser dans la méthode UB adaptative proposée (AUB : adaptive Upper-Bound) est donné par l'expression suivante:

$$F_{i_UB}^k = \omega_{1k}^2 m_i \varphi_{i,1}^k + \omega_{2k}^2 m_i \varphi_{i,2}^k \begin{pmatrix} q_{2k} \\ q_{1k} \end{pmatrix}_{UB} \quad (5.1)$$

Où, k représente le pas de chargement. Il est à noter que le rapport q_{2k}/q_{1k_UB} a une influence sur le signe du vecteur de charge: si la valeur du rapport augmente, le vecteur de charge prend la forme du deuxième mode de vibration (figure 4.1) et donc le signe de la charge est négatif aux étages inférieurs et moyens de la structure. Cependant, la forme du vecteur de charge changera au cours de l'analyse non linéaire en raison du changement de ce rapport.

La figure 5.1 représente la modification de la valeur de q_{2k}/q_{1k_UB} pour les quatre structures décrites au §5.4, en raison de la modification de leurs caractéristiques dynamiques pendant la phase inélastique de l'analyse.



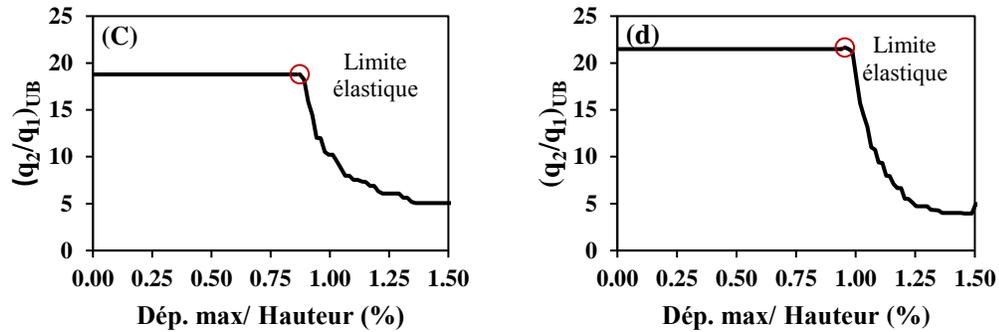


Figure 5.1 : Changement de la valeur de $(q_{2k}/q_{1k})_{UB}$ pendant l'analyse statique non-linéaire des structures étudiées: (a) 10- Niveaux, (b) 15-Niveaux, (c) 20-Niveaux, (d) 30-Niveaux.

Comme illustré sur la figure 5.1, une chute du rapport q_{2k}/q_{1k}_{UB} est produite après la limite élastique. Ceci est dû au fait que le second mode est moins affecté par l'allongement de période que le premier mode qui conduit à des valeurs de déplacement spectrale D_1 supérieures à D_2 (équation 4.4) à chaque étape de chargement dans la phase post-élastique. Par conséquent, pour toutes les étapes de chargement, on peut observer que :

$$\left(\frac{q_2}{q_1}\right)_{UB}^{k-1} > \left(\frac{q_2}{q_1}\right)_{UB}^k > \left(\frac{q_2}{q_1}\right)_{UB}^{k+1} \quad (5.2)$$

En outre, l'un des inconvénients des procédures adaptatives développées récemment est l'utilisation d'un seul spectre de réponse constant avec un amortissement visqueux invariant lors de la détermination du vecteur de charge adaptatif à chaque étape de chargement. Ce qui implique que les caractéristiques de dissipation d'énergie des structures sont invariantes dans la phase inélastique. Ici, des multiples spectres de réponse en déplacement (figure 5.2) avec différents niveaux de ductilité sont utilisés pour refléter les propriétés réelles de dissipation d'énergie de la structure à chaque étape de chargement. Par conséquent, le spectre de réponse inélastique proportionnel à la ductilité réelle de la structure à chaque étape est utilisé pour déterminer les valeurs de D_1 et D_2 et donc le modèle de charge à chaque étape.

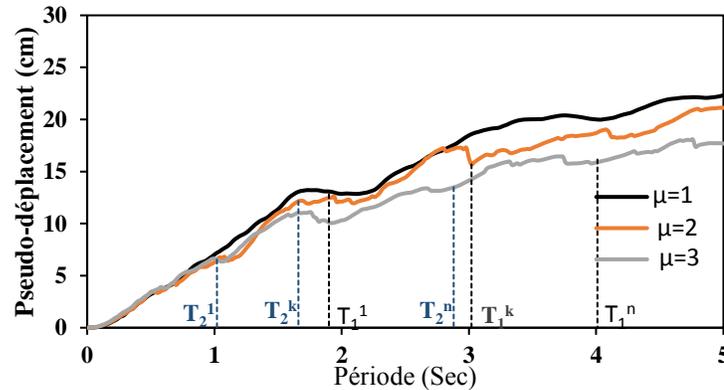


Figure 5.2 : Elongation des périodes et l'influence de la ductilité actuelle sur le spectre de réponse.

En effet, l'utilisation des charges adaptatives UB (équation 5.1) surestime les réponses aux étages inférieurs et moyennes des structures en raison du signe négatif du vecteur de charge à ces niveaux, notamment dans les premiers pas du calcul où la valeur du rapport $q_{2k}/q_{1k_{UB}}$ est considérable. Pour surmonter cette limitation et capturer les réponses le long de la hauteur de la structure, une distribution uniforme de la charge est combinée avec le vecteur de charge adaptatif UB lorsque la structure atteint sa limite élastique.

La distribution uniforme $F_{i_Unif}^k$ peut être obtenu par:

$$F_{i_Unif}^k = m_i \omega_{1k}^2 \quad (5.3)$$

Les deux distributions de charge $F_{i_UB}^k$ et $F_{i_Unif}^k$ sont combinées pour obtenir une procédure d'une seule exécution, avec un modèle de charge latérale (enveloppe) capable de contrôler les réponses sismiques dans les étages inférieurs et supérieurs des bâtiments. Ainsi, le vecteur charge appliqué dans l'analyse FAP (équation 3.3) est remplacé par la charge F_i^k donnée par:

$$F_i^k = \max(F_{i_Unif}^k, F_{i_UB}^k) \quad (5.4)$$

Le déplacement cible dans l'analyse pushover AUB sur le toit de la structure est déterminé par l'équation suivante:

$$U_t = U_{tM1} \left(1 + \left(\frac{q_2}{q_1} \right)_{UB} \right) \quad (5.5)$$

U_{tM1} est le déplacement cible sur le toit du bâtiment calculé en utilisant la méthode de capacité spectrale (CSM) définie dans l'ATC-40 [24] utilisant le modèle de charge correspondant au premier mode de vibration.

Enfin, la procédure proposée peut être résumée par les trois étapes principales suivantes:

1. Tout d'abord, on calcule le rapport q_{2k}/q_{1k} _{UB} considérant les propriétés élastiques des structures et du spectre de réponse élastique. Après, une analyse pushover conventionnelle utilisant un modèle de charge inversée devrait être effectué pour déterminer le déplacement cible prédéfini en utilisant l'équation (5.5).

2. Effectuer une analyse pushover adaptative FAP [65], et à chaque étape de cette analyse, une analyse des valeurs propres est effectuée, et les déformées modales et les périodes de vibration des deux premiers modes φ_{ik} sont extraites.

3. Le modèle de charge appliqué est calculé en utilisant les propriétés des deux premiers modes de vibration en utilisant l'équation (5.4) qui prend en compte le niveau de ductilité actuel pour déterminer les deux valeurs de D_1 et D_2 . Le spectre de réponse inélastique utilisé dans l'étape suivante ($k + 1$) est construit en considérant le rapport de ductilité obtenu en divisant le déplacement actuel D_k par le déplacement correspondant à la limite élastique D_y :

$$\mu_k = \frac{D_k}{D_y} \quad (5.6)$$

Les étapes 2 à 3 sont répétées, jusqu'à ce que le déplacement cible prédéfini calculé dans l'étape 1 soit atteint.

5.3 Applications numériques

5.3.1 Description des structures étudiées

Pour évaluer la procédure proposée, quatre portiques autostables en acier, ont été choisis. Les bâtiments sélectionnés ont un nombre d'étages entre 10 et 30 [109], où les modes supérieurs de vibration affectent leurs réponses sismiques. Les bâtiments étudiés représentent des bâtiments résidentiels réguliers conçus selon les codes iraniens [102] et les exigences AISC-ASD [110]. Toutes les structures sont des portiques à trois travées. Chaque travée a une longueur de 5 m avec une hauteur d'étage égale à 3,2 m. les charges de gravité sont respectivement égales à 650 et 200 kg/m² pour les charges permanentes et les charges d'exploitation, respectivement. Les diaphragmes sont rigides. La configuration des portiques est représentée sur la figure 5.3, tandis que les détails des sections des éléments du bâtiment de 10 étages (figure 5.4) sont présentés dans les tableaux 1 et 2. Plus de détails sur ces structures peuvent être trouvés dans la référence [109], l'appendice B.

Tableau 5.1 : Sections des éléments de la structure de 10 niveaux [109].

Sections des poutres					Sections des poteaux		
Section	h_t (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	Section	d (cm)	t (cm)
B4	40	1	22.5	2	C4	35	2.5
B5	35	0.88	22.5	2	C5	30	2
B6	30	0.8	20	1.5			

Tableau 5.2 : type des poteaux et des poutres pour chaque niveau [109].

Structure	Niveaux	Poteaux	Poutres
10-Niveaux	1-4	C4	B4
	5-6	C4	B5
	7-8	C5	B5
	9-10	C5	B6

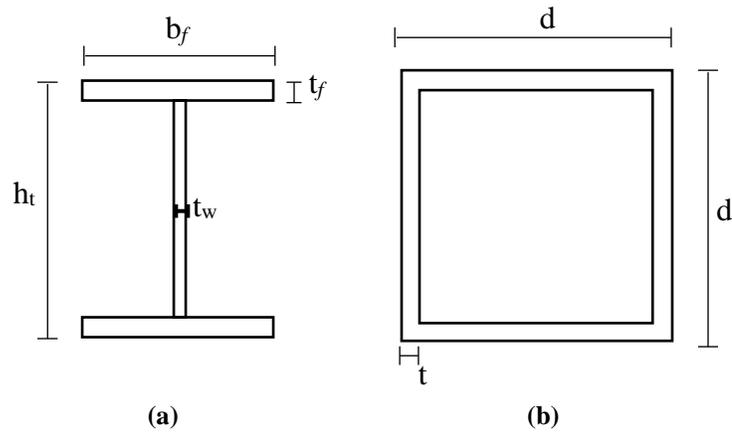


Figure 5.3 : Types des sections utilisées, (a) poutres, (b) poteaux [109].

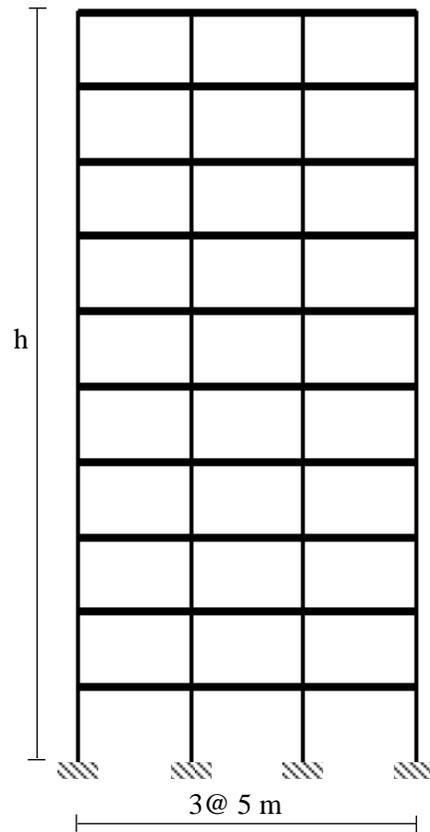


Figure 5.4 : Configuration géométrique des portiques étudiés [109].

5.3.2 Chargement sismique

Un ensemble de 20 enregistrements sismiques ont été sélectionnés pour effectuer des analyses non linéaires dynamiques. Ces enregistrements extraits de la base de

données (PEER) [106], avec un type de sol C (NEHRP [111]) et d'une magnitude variant de 5,5 à 7,5. Les enregistrements sont amplifiés jusqu'à un pic d'accélération (PGA) de 1 g, pour s'assurer que toutes les structures se déforment dans la phase inélastique. D'autres caractéristiques des séismes sélectionnés sont présentées dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 : Détails des enregistrements sélectionnés.

ID	Nom	Année	Nom de station	M_w	Distance (km)	PGA (g)
1	San Fernando	1971	LA - Hollywood Stor FF	6.6	22.77	0.22
2	Imperial Valley-06	1979	Delta	6.5	22.03	0.24
3	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	6.5	12.69	0.21
4	Victoria_ Mexico	1980	Cerro Prieto	6.3	14.37	0.65
5	Trinidad	1980	Rio Dell Overpass - FF	7.2	76.26	0.15
6	Westmorland	1981	Parachute Test Site	5.9	16.66	0.23
7	Coalinga-01	1983	Parkfield - Cholame 6W	6.4	50.20	0.13
8	Morgan Hill	1984	Corralitos	6.2	23.24	0.11
9	Hollister-04	1986	SAGO South - Surface	5.5	12.32	0.09
10	Loma Prieta	1989	Anderson Dam (Downstream)	6.9	20.26	0.25
11	Loma Prieta	1989	Hayward - BART Sta	6.9	54.15	0.16
12	Cape Mendocino	1992	Eureka - Myrtle & West	7.0	41.97	0.15
13	Landers	1992	Yermo Fire Station	7.3	23.62	0.24
14	Northridge-01	1994	Castaic - Old Ridge Route	6.7	20.72	0.57
15	Northridge-01	1994	Sylmar - Olive View Med FF	6.7	5.30	0.84
16	Kobe_ Japan	1995	Kakogawa	6.9	22.50	0.32
17	Kocaeli_ Turkey	1999	Arcelik	7.5	13.49	0.21
18	Duzce_ Turkey	1999	Lamont 1061	7.1	11.46	0.10
19	Manjil_ Iran	1990	Abhar	7.4	75.58	0.13
20	Hector Mine	1999	Amboy	7.1	43.05	0.18

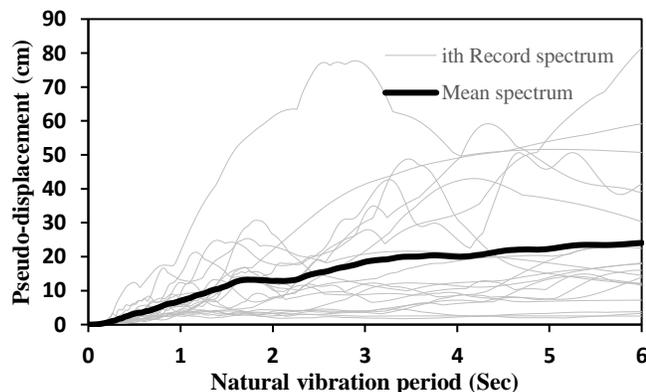


Figure 5.5 : Spectres des réponses élastiques moyennes et individuelles des séismes sélectionnés.

La figure 5.5 montre les spectres de pseudo-déplacement élastique avec un taux d'amortissement de 5% de l'ensemble des enregistrements sélectionnés.

Le logiciel OpenSees [112] est utilisé pour effectuer l'analyse modale élastique, les PSNs et l'analyse dynamique non linéaire temporelle (NTHA). L'inélasticité du matériau est considérée par des éléments élastiques couplés à des rotules plastiques (ressorts $M - \theta$ non linéaires de longueur nulle) à l'extrémité des éléments structuraux. Les propriétés $M - \theta$ des ressorts de rotation sont définies selon le modèle de détérioration d'Ibarra et Krawinkler modifié [113, 114]. L'effet $P - \Delta$ est également inclus dans les analyses statiques et dynamiques.

Pour la NTHA, le schéma d'intégration numérique pas à pas de Newmark a été utilisé pour réaliser l'analyse dynamique non linéaire. L'amortissement de Rayleigh a été introduit en considérant un taux d'amortissement de 5%. L'analyse MPA a été réalisée en incluant les trois premiers modes de vibration.

5.3.3 Calcul de déplacement cible

Dans tous les PSNs utilisées dans cette étude, les structures sont poussées jusqu'à atteindre une valeur prédéfinie de déplacement (déplacement cible) sur le toit de chaque bâtiment. Pour les deux procédures pushover UB et AUB, le déplacement cible a été calculé en utilisant l'équation (5.5). Pour la MPA, le déplacement cible est évalué en combinant tous les déplacements maximaux des modes contribuant dans la réponse en utilisant la règle de combinaison SRSS [31]. Dans la procédure DAP, le déplacement cible a été établi comme étant égal à la valeur moyenne des déplacements de toit max obtenus à partir de la NTHA pour éviter les erreurs qui peuvent survenir lors de l'utilisation des méthodes approximatives comme l'ACSM [69].

5.3.4 Résultats et discussion

L'analyse pushover AUB proposée est validée en comparant ses résultats avec ceux de la NTHA déterminés comme les valeurs moyennes des réponses sismiques

maximales dérivées en utilisant l'ensemble des enregistrements décrit ci-dessus, en termes de profils des déplacements, déplacements inter-étages et des rotations des rotules plastique dans chaque étage. Les résultats des méthodes UB, MPA, IUB et DAP sont également ajoutés en titre de comparaison.

5.3.4.1 Résultats préliminaires

Pour calculer le modèle de charge appliqué pour les procédures UB, IUB et AUB, il est nécessaire d'évaluer les caractéristiques dynamiques comme les périodes, les modes propres et les rapports q_n / q_1 (équation 4.4). Dans le tableau 5.4, les périodes des trois premiers modes de vibration et les rapports q_2 / q_1 et q_3 / q_1 des structures étudiés sont présentés.

Tableau 5.4 : Périodes et rapports q_n/q_1 des trois premiers modes pour les structures étudiées.

Portique	Hauteur total h (m)	Périodes (sec)			(q_2/q_1)	(q_3/q_1)
		T ₁	T ₂	T ₃		
10-Niveaux	32.0	1.71	0.61	0.35	0.12	0.03
15-Niveaux	48.0	2.30	0.84	0.49	0.19	0.06
20-Niveaux	64.0	2.97	1.05	0.61	0.19	0.06
30-Niveaux	96.0	3.78	1.36	0.78	0.21	0.04

On peut voir d'après le tableau 5.4 que l'effet du deuxième mode de vibration est plus grand que l'effet du troisième mode pour toutes les structures. Par conséquent, le modèle de charge appliqué pour les méthodes UB et AUB peut être calculé en prenant en compte uniquement les deux premiers modes de vibration.

5.3.4.2 Profils de déplacement

La figure 5.6 montre les profils de déplacements moyens des étages issus de la NTHA avec ceux obtenus à partir des méthodes MPA, UB, DAP, IUB et AUB. Une observation commune est que la méthode UB classique sous-estime les déplacements par rapport aux résultats NTHA et ne parvient pas à les prédire dans les étages inférieurs et moyens pour tous les cas. L'effet du second mode est très

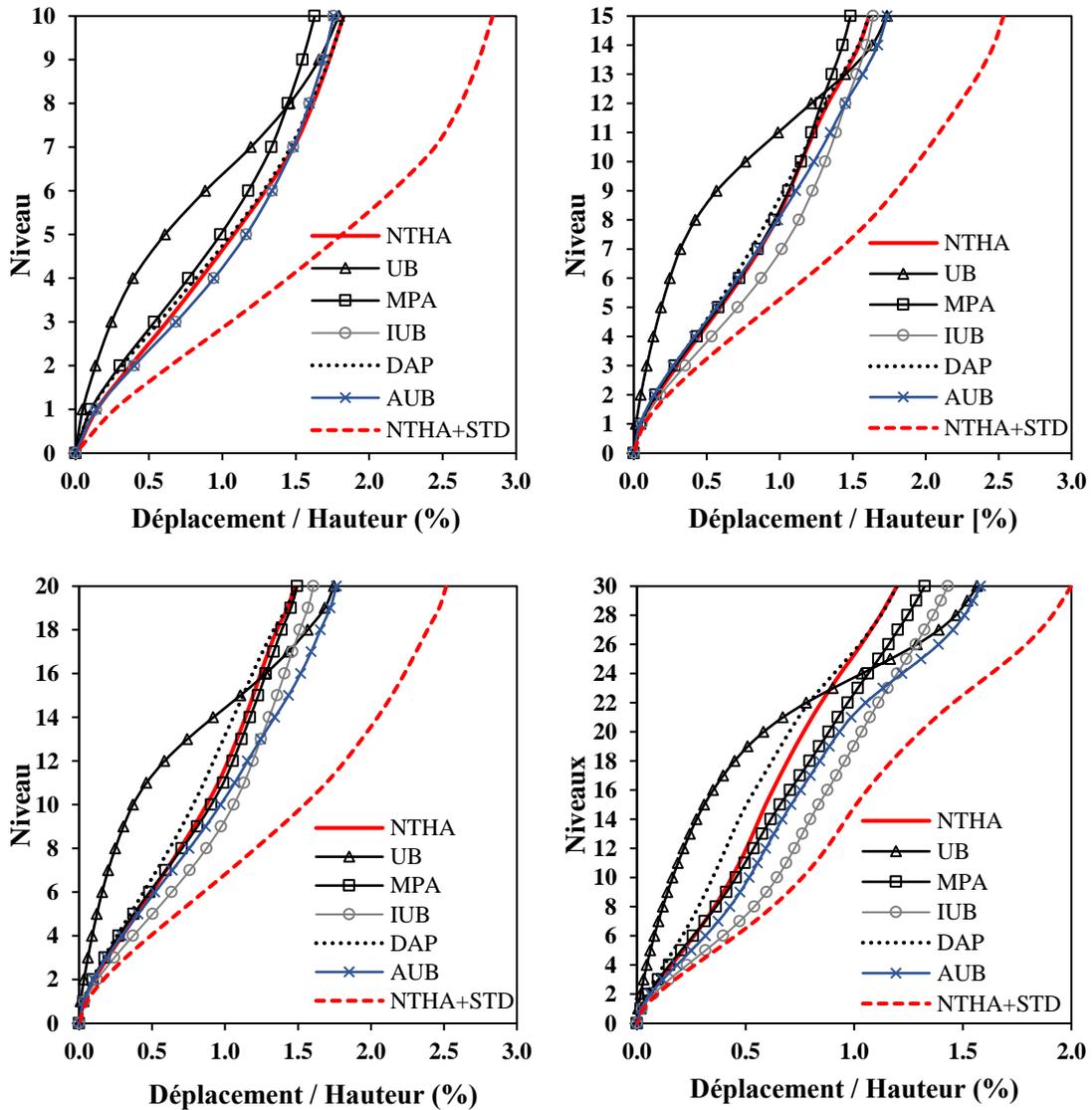
clair sur les résultats, ce qui conduit à des petites valeurs de déplacement au niveau des étages inférieurs. D'autre part, les prédictions de déplacement de la MPA sont bonnes pour les structures de 15, 20 et 30 niveaux avec une erreur maximale moins de 11% pour le portique de 30 niveau comme les illustre le tableau 5.5, mais elle sous-estime les réponses dans le portique de 10 niveaux, avec une erreur de -10,75% dans la valeur de déplacement cible. Les améliorations apportées à l'UB conventionnelle par la procédure IUB sont très claires. Pour tous les portiques, l'IUB donne des bons résultats.

Les deux procédures adaptatives utilisées ici, AUB et DAP donnent des bonnes estimations de déplacement le long de la hauteur des structures étudiées avec un avantage au DAP car dans cette étude le déplacement cible est pris égal au pic de déplacement du toit du NTHA. Comme on peut le remarquer, la procédure AUB proposée peut reproduire le déplacement des étages correctement et fournir une bonne prédiction.

Les déplacements des étages pour les portiques de 10 et 15 niveaux prévus par l'AUB sont très proches de ceux de la NTHA. Cependant, pour les portiques de 20 et 30 niveaux, l'AUB donne des résultats prudents aux étages supérieurs en raison des grandes valeurs de déplacement cible du toit obtenu par rapport à ceux de la NTHA (tableau 5.5). L'erreur dépasse 30% pour les structures de 30 niveaux.

Tableau 5.5: Déplacement cible des structures étudiées

Portique	Déplacement cible (cm)			Error (%)	
	NTHA	MPA	UB/AUB	MPA	UB/AUB
10-niveaux	59.31	52.93	58.29	-10.75	-1.71
15-niveaux	77.42	71.27	83.31	-7.94	7.61
20-niveaux	94.62	95.68	111.76	1.13	18.12
30-niveaux	114.91	127.13	150.37	10.64	30.86



Figures 5.6 : Profils de déplacement des structures étudiées.

5.3.4.3 Profils de déplacement inter-étage

En terme de déplacement inter-étage (figure 5.7), l'AUB fournit des bonnes estimations le long de la hauteur des portiques de 10 et 15 niveaux dans lesquels l'MPA et l'IUB sous-estiment la réponse aux étages supérieurs. Pour les bâtiments de 20 et 30 niveaux, l'MPA capture les enveloppes NTHA dans tous les étages avec un minimum d'erreur, et la même observation a été remarquée pour l'IUB, tandis que l'AUB donne des résultats plus prudents aux étages supérieurs.

La procédure DAP fournit de bonnes estimations de déplacement inter-étages, en particulier pour les structures de 10 et 15 Niveaux, mais pour les portiques de 20 et 30 niveaux, les réponses sont sous-estimées aux étages inférieurs. La plus grande différence dans les résultats correspond aux résultats de l'UB lorsque la procédure sous-estime la réponse aux étages inférieurs, ce qui constitue une limitation drastique pour la conception ou l'évaluation sismique. D'autre part, UB surestime les réponses aux étages supérieurs et donne de très grandes valeurs pouvant dépasser 4%. D'un point de vue de conception, l'AUB donne des résultats plus satisfaisants par rapport aux autres PSNs utilisées ici.

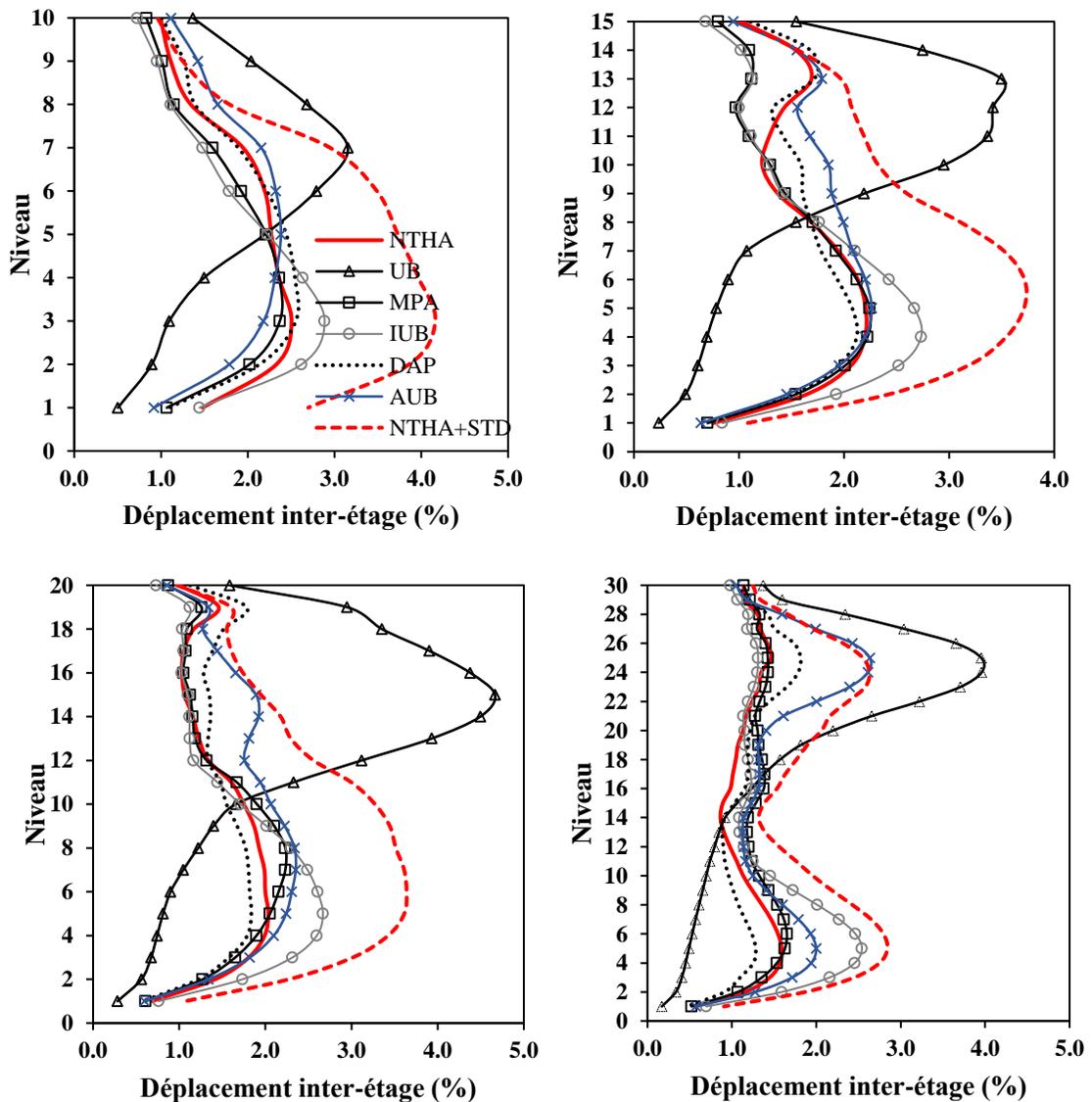


Figure 5.7 : Profils de déplacement inter-étage des structures étudiées.

5.3.4.4 Rotation des rotules plastiques

La rotation des rotules plastiques des étages est définie comme la somme des rotations des rotules plastiques subies dans les extrémités des poutres et des poteaux de chaque étage. Ces valeurs sont illustrées sur la figure 5.8 pour les quatre structures étudiées et pour les différentes méthodes utilisées. Pour mesurer la précision des différentes méthodes dans la prédiction des rotations des rotules plastiques à chaque étage, les erreurs par rapport à l'NTHA sont représentées sur la figure 5.9.

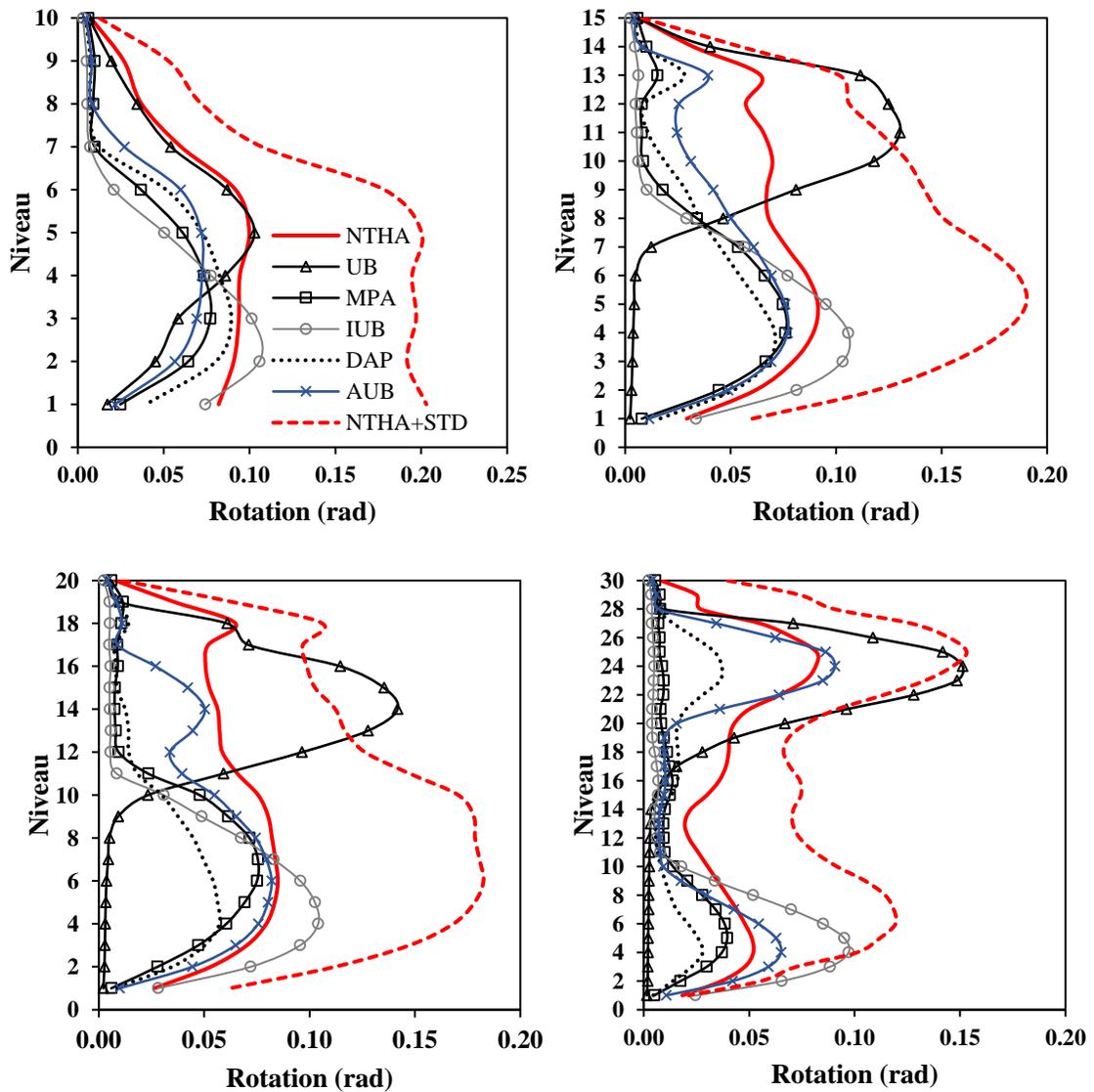


Figure 5.8: rotations des rotules plastiques des étages des structures étudiées.

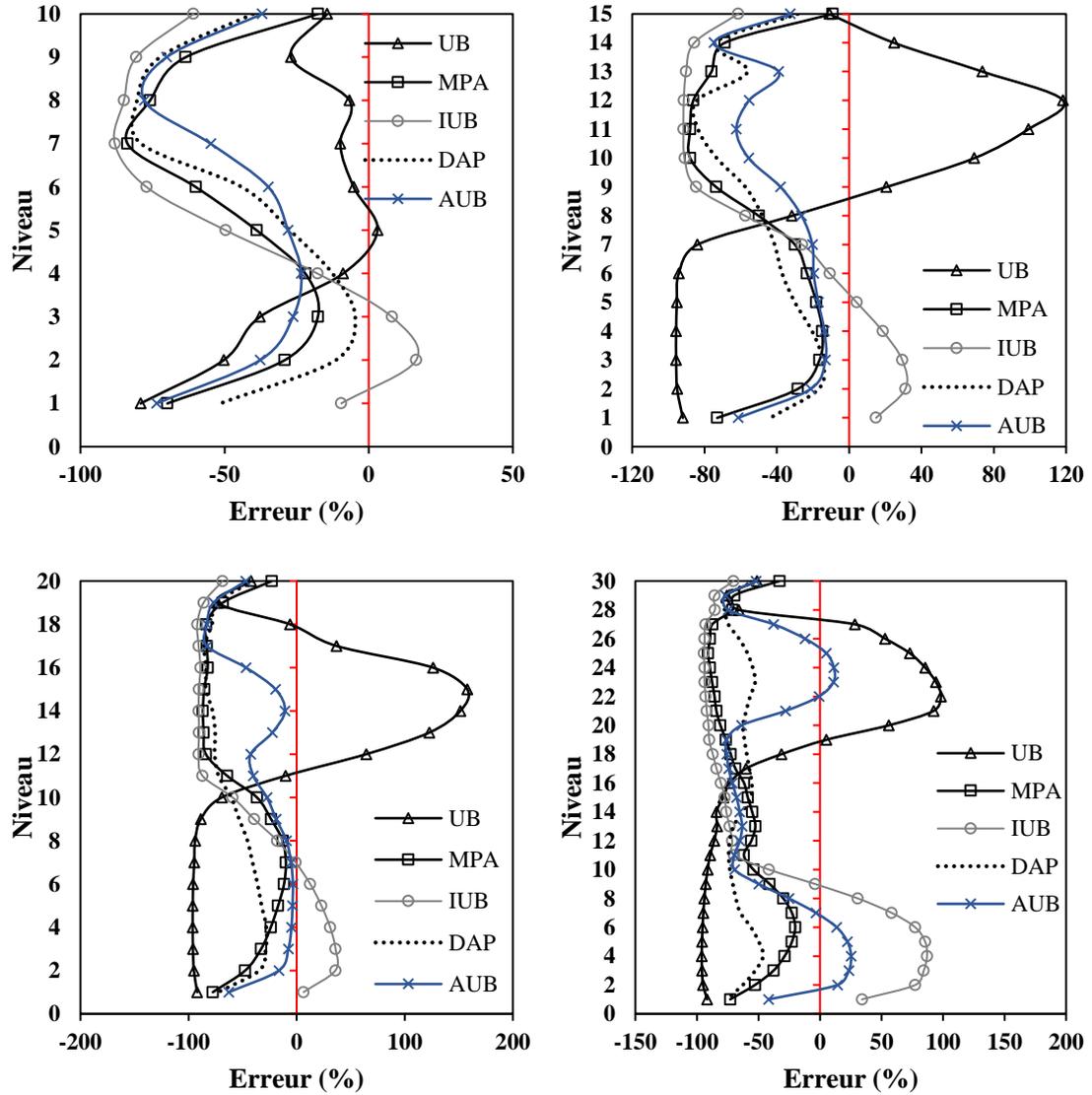


Figure 5.9: les Erreurs dans les rotations des rotules plastiques

En général, les résultats obtenus par AUB en termes de rotations des rotules plastiques pour tous les portiques sont plus proches de ceux calculés par la NTHA que les résultats correspondants aux autres PSNs utilisés ici. Pour les structures de 10, 15 et 20 niveaux, la méthode UB sous-estime significativement la réponse aux étages inférieurs, et l'inverse, elle la surestime les réponses aux étages supérieurs. Pour cette méthode, les erreurs dépassent 120% dans la structure de 15 niveaux, et 150% dans la structure de 20 niveaux (figure 5.9). D'autre part, les erreurs de l'MPA sont plus importantes dans la moitié supérieure des structures avec de très faibles

valeurs de rotation (figure 5.9). Les erreurs ont atteint 80% dans les parties supérieures pour tous les portiques. Comme montrent les figures 5.8 et 4.9, la procédure IUB donne des bons résultats avec une marge de sécurité raisonnable pour les parties inférieures des structures, mais, elle est moins précise pour les étages supérieurs.

Il convient de noter ici, que la procédure DAP a sous-estimé les résultats de référence dans la plupart des cas, car la procédure DAP adapte le vecteur de charge à chaque changement des propriétés dynamiques (dans chaque pas), les erreurs sont inférieures à celles des procédures conventionnelles (UB, MPA, IUB). Enfin, il a été observé que les plus petites erreurs dans tous les bâtiments appartiennent à l'AUB en comparaison avec les autres PSNs utilisés ici. Elles restent inférieures à 45% à l'exception de quelques étages dans les parties moyennes des structures étudiées, où les erreurs dépassent 70% dans les deux structures de 10 et 20 niveaux.

La performance supérieure de la méthode AUB proposée par rapport aux autres PSNs est liée au fait qu'elle s'adapte aux changements de propriétés dynamiques lors de l'analyse non linéaire, avec la prise en compte des inversions de signe des charges modales qui modérées par la charge uniforme dans telle façon que la réponse aux étages inférieurs est mieux contrôlée. De plus, à chaque étape de chargement, un spectre de réponse de déplacement différent correspondant au niveau de ductilité actuel est utilisé pour considérer la caractéristique de dissipation d'énergie réelle de la structure à cette étape.

5.3.4.5 Temps de calcul

Dans cette section, le temps de calcul requis pour exécuter les PSNs et la NTHA pour les deux structures de 20 et 30 niveaux est discuté. Le tableau 5.6 présente le temps écoulé pour les différentes analyses effectuées par un PC ordinaire (*processeur: Intel (R) Core (TM) i3-5005U CPU à 2,00 GHz, avec une mémoire installée (RAM) de 4,00 Go*). Une analyse typique utilisant l'AUB nécessite beaucoup moins de temps de calcul que la NTHA. Bien que l'AUB en tant que procédure

adaptative nécessite plus de temps que d'autres procédures qui utilisent un modèle de charge appliqué invariant comme UB, IUB, et finalement l'AUB nécessite moins de temps de calcul en comparaison avec la procédure adaptative (DAP).

En conclusion, la procédure AUB a démontré une prédiction satisfaisante de la capacité sismique des bâtiments élevés avec moins de temps de calcul.

Tableau 5.6: Temps écoulé dans les différentes NSPs and NTHA

Méthode	Temps du calcul(Sec)	
	20-niveaux	30-niveaux
NTHA	17130	25841
MPA	8	14
UB	9	18
IUB	8	18
DAP	55	96
AUB	39	76

5.4 Conclusion

Dans cette étude, une procédure pushover adaptative (AUB) basée sur la méthode UB a été développée et évaluée.

Le concept de la méthode est basé sur la mise à jour du modèle de charge appliqué de l'analyse pushover UB conventionnelle à chaque pas de chargement pour considérer les changements progressifs dans les caractéristiques dynamiques des structures pendant la réponse inélastique. De plus, le vecteur de charge AUB qui intègre l'effet des modes supérieurs est modéré par une distribution de charge uniforme qui aide à compenser les valeurs négatives de la contribution de deuxième mode de vibration aux étages inférieurs de la structure.

La procédure proposée a été appliquée à diverses structures de grande hauteur et les résultats ont été comparés avec plusieurs PSNs et par rapport à ceux de la NTHA en tant que méthode de référence. L'AUB a fourni une bonne estimation avec une marge de sécurité raisonnable de la réponse sismique en termes de déplacement, de déplacement inter-étages, et plus important encore, il montre une performance supérieure dans la prédiction des rotations des rotules plastiques cumulées sur toute la hauteur des structures.

CONCLUSION

Il est largement reconnu que l'analyse temporelle non linéaire NTHA constitue le moyen le plus précis pour simuler la réponse de structures soumises à des excitations sismiques. Compte tenu de la complexité associée à l'analyse non linéaire temporelle, l'utilisation de l'analyse statique non linéaire en poussée progressive « Pushover » constitue une alternative simple et efficace. L'évolution de cette dernière et les différentes améliorations associées ont été prospectées dans le cadre de cette thèse.

Dans ce travail deux méthodes d'analyse statique non linéaire sont proposées. La première présente une version améliorée de la méthode pushover « Upper-Bound » non adaptative et dans la deuxième un développement d'une méthode adaptative est réalisé en se basant sur le principe de la méthode pushover « Upper-Bound ».

La première méthode proposée, baptisée IUB est une amélioration de la procédure UB conventionnelle qui introduit un facteur de correction dans la formule de la charge latérale appliquée dans la méthode UB pour ajuster la contribution du deuxième mode de vibration dans la distribution de charge UB. Le modèle de charge corrigé est combiné avec les deux modèles latéraux uniforme et celui correspondant au premier mode pour obtenir l'enveloppe des distributions de charge. La deuxième méthode appelée AUB consiste à la mise à jour du modèle de charge appliqué de l'analyse pushover UB conventionnelle à chaque pas de chargement afin de tenir compte des changements progressifs dans les caractéristiques dynamiques des structures durant la réponse inélastique.

Ces approches IUB et AUB sont appliquées sur neuf structures en acier de moyennes et de grandes hauteurs et les résultats en termes de déplacements, déplacements inter-étages et rotations des rotules plastiques sont comparés avec ceux obtenus par l'analyse NTHA ainsi que les analyses pushover modale (MPA), UB, UB modifiée (MUB) et pushover adaptative basée sur le déplacement. Les principales conclusions tirées sont commesuit:

- Les résultats, en termes de déplacements cibles, ont montré que non seulement l'effet des modes supérieurs a une influence sur la réponse, mais aussi le niveau d'intensité des séismes. La procédure UB surestime les valeurs du déplacement cible conduisant ainsi, dans la plupart des cas, à des résultats significativement conservatifs en termes de déplacements latéraux et de déplacements inter-étages. Pour les structures à période élevée ($T > 3s$), cependant, comme dans le cas du bâtiment de 20 étages, l'UB donne des valeurs de déplacement cible plus précises.
- Les profils de déplacements latéraux et les déplacements inter-étages dérivés des analyses IUB et MPA sont confondus dans la majorité des cas avec l'allure des résultats obtenus par NTHA.
- Les procédures MPA, UB et MUB sous-estiment la demande sismique dans les étages inférieurs alors que la procédure IUB est plus précise, sauf qu'elle peut conduire à des résultats légèrement conservatifs.
- L'analyse AUB a fourni une estimation satisfaisante des déplacements latéraux et déplacements inter-étages avec une marge de sécurité raisonnable et par ailleurs elle a montré une performance élevée dans la prédiction des rotations des rotules plastiques cumulées sur toute la hauteur de la structure.
- Les analyses IUB et MUB proposées ont montré une efficacité élevée dans la durée de calcul des structures. Elles ont pu réduire le temps de calcul des structures de 20 et 30 niveaux par NTHA de 17130 s et 25841s à 9s et 18 s par IUB et à 39s et 76 s par AUB.

Perspectives

Bien entendu l'ensemble de ces travaux ne saurait être vu comme un travail achevé. D'autres analyses des structures présentant des irrégularités en plan et en élévation devaient être effectuées pour tirer des conclusions définitives concernant la validité de ces procédures développées.

En plus, L'influence des options de modélisation sur les résultats des analyses pushover devrait être étudiée tel que la modélisation en 3D.

Un point important, qui n'a pas été abordé en détail dans cette thèse, concerne la détermination du point de performance (déplacement cible) dans les procédures pushover adaptatives. Plusieurs formules sont proposées dans la littérature, mais la plupart sont très laborieuses. Donc, Il serait utile de développer des expressions plus simples pour réduire le temps de calcul.

Ce travail met également en perspective, L'évaluation du niveau de dommage par le biais d'indicateurs globaux (déplacements, déplacements inter-étages). Une bonne complémentarité avec l'étude de la rotation des rotules plastiques apportent une valeur ajoutée importante à la qualification du niveau de dommage.

APPENDICE A

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

ABREVIATIONS :

- ACSM:** Adaptive capacity spectrum method.
- AFMP:** Adaptive force-based multi-mode pushover.
- AMC:** Adaptive modal pushover analysis.
- ATC:** Applied Technology Council.
- AUB:** Adaptive upper bound.
- CQC:** complete quadratic combination.
- CMP:** consecutive modal pushover.
- CSM:** capacity spectrum method.
- DAP:** displacement-based pushover procedure.
- EBPA:** energy-based pushover analysis.
- FAP:** force-based pushover procedure.
- FEMA:** Federal Emergency Management Agency.
- GPA:** generalized pushover analysis.
- IUB:** improved upper bound
- MPA:** modal pushover analysis.
- MMPA:** modified pushover analysis.
- N2:** 2nd nonlinear model.
- NADP:** nonlinear displacement-based pushover.
- NTHA:** nonlinear time history analysis
- PDDL:** plusieurs degrés de liberté.
- PSNs :** procédures statiques non linéaires
- SDDL :** un seul degré de liberté.
- SDDLE :** un seul degré de liberté équivalent
- SMP:** single-run pushover.
- SPA:** spectrum-based pushover analysis.
- SRSS:** square root of the sum of squares.
- UB:** upper-bound.

SYMBOLES :

$[M]$: matrice de masse
$[C]$: matrice d'amortissement
$\{F\}$: vecteur des forces des étages
$\{1\}$: vecteur unitaire
\ddot{u}_g	: Accélération du sol
$\{\varphi\}$: vecteur de déformée modale
u^*	: déplacement de référence du système SDDL
u_t	: déplacement du toit
V_b	: l'effort tranchant à la base
K_e	: rigidité élastique effective
K_s	: rigidité d'écrouissage/adoucissement
T_{eq}	: période équivalent
F_y^*	: force élastique limite du système SDDL.
u_y^*	: déplacement élastique limite du système SDDL.
K^*	: raideur élastique du système SDDL.
F_i	: charge latérale l'étage i
m_i	: masse de l'étage i
φ_{ij}	: déformée modale à l'étage i pour un mode j
h_i	: hauteur de l'étage i
ω_i	: fréquence propre pour un mode i
q_i	: coordonnée généralisée des modes i
Γ_i	: facteur de participation modale pour un mode i
D_i	: déplacement spectral pour un mode i
q_i	: coordonnées généralisées de mode i
ξ_j	: amortissement relatif au mode j de vibration.
a_{mr}	: facteur de modification (distribution de charge de Kunnath)
α_m	: coefficient de participation massique.

- S_a : accélération spectrale
 S_d : déplacement spectrale
 a_y : accélération relative au limite élastique
 d_y : déplacement relatif au limite élastique
 d_{pi} : déplacement cible (estimé)
 a_{pi} : accélération cible (estimée)
 M^* : masse effective de la structure.
 R_μ : facteur de réduction de ductilité
 μ : facteur de ductilité.
 T_c : la période caractéristique du séisme
 S_{ae} : l'ordonnée pseudo-accélération du spectre de réponse
 S_{ay} : l'accélération élastique limite du spectre de capacité
 S_{de} : le déplacement spectral élastique
 C_0 : facteur de modification pour relier le déplacement spectral SDDL au déplacement au toit du système PDDL.
 C_1 : facteur de modification lié au déplacement inélastique maximal SDDL attendu.
 T_e : la période fondamentale effective
 C_2 : facteur de modification pour représenter l'effet de la forme d'hystérésis.
 C_3 : facteur de modification pour représenter l'augmentation des déplacements dus aux effets de second ordre.
 r_{MPA} : réponse de l'analyse MPA.
 r_j : réponses modales.
 $\{f_s\}$: vecteur des forces équivalentes
 u_{TLP} : déplacement cible calculé en utilisant la CSM en appliquant un modèle de charge triangulaire inversé.
 $C_{P,x}$: facteur d'amplification dans le sens x
 $C_{P,y}$: facteur d'amplification dans le sens y
 $u_{CM,x}$: déplacement du centre de masse (sens x)

- $u_{CM,y}$: déplacement du centre de masse (sens y)
 u_{tx}^* : déplacement cible finale dans la direction x (méthode EN2)
 u_{ty}^* : déplacement cible finale dans la direction y (méthode EN2)
 β_j : facteur de participation de chaque mode dans la valeur du déplacement cible (méthode CMP).
 r_{MUB} : réponse de l'analyse pushover upper-bound modifiée.
 D_k : vecteur des déplacements appliqués
 k : numéro de l'incrément
 ΔV_b : incrément de l'effort tranchant
 W_i : poids de l'étage i
 F_{ij} : force dans l'étage i du mode j
 $\{\bar{\varphi}\}$: mode fondamental équivalent
 P : vecteur de chargement dans l'analyse pushover adaptative (DAP et FAP)
 P_0 : vecteur de charge nominal
 λ : facteur de charge
 \bar{F}_i : forces des étages normalisés
 P_t : vecteur de chargement dans chaque étape de l'analyse FAP
 $\Delta \lambda_t$: l'incrément du facteur de charge
 U_0 : vecteur des déplacements nominal
 \bar{D} : vecteur modale normalisé (des déplacements)
 D_i : déplacement appliqué à l'étage i
 Δ_{ij} : déplacements inter-étages pour chaque mode (DAP)
 U_t : vecteur de chargement dans chaque étape de l'analyse DAP
 Δ_k : déplacement du système équivalent SDDL dans l'étape k de l'analyse,
 S_a^k : l'accélération du système SDDL équivalent dans l'étape k
 $M_{s,k}$: la masse effective du système SDDL équivalent
 $V_{b,k}$: l'effort tranchant à la base de la structure (PDDL) obtenu à partir de l'analyse DAP dans l'étape k de l'analyse.

- $\Delta_{i,k}$: déplacement du nœud i du système PDDL à l'étape k de l'analyse.
- SS_{ij} : l'effort tranchant au niveau i associé au mode j (combinaison de Shakeri et al. [74]).
- ΔF_i : incrément de charge.
- R_j : facteur de contribution relatif au mode j (méthode APAM)
- $F_{1,2,3,4}$: charges appliquées dans le cas d'une combinaison RMCF
- f_s : vecteur de charge (procédure IUB)
- C_r : facteur de correction (procédure IUB)
- Δ_{i-push} : déplacements inter-étages obtenus par l'analyse pushover
- Δ_{i-NTHA} : déplacements inter-étages obtenus par la NTHA
- r_U : facteur pour ajuster la contribution de la charge uniforme dans la distribution de charge IUB finale
- F_{si} : distribution des charges appliquée au i -ème étage (procédure IUB)
- U_{iM1} : déplacement cible utilisant une distribution de charge correspondant à la déformée de premier mode.
- M_w : magnitude de séisme.
- R_{jb} : distance à partir de la surface de rupture
- $F_{i_UB}^k$: charge UB appliquée sur l'étage i (dans chaque étape k de l'analyse)
- $F_{i_Unif}^k$: charge uniforme pour chaque étape k .
- F_i^k : charge adaptatif appliquée dans la procédure AUB

APPENDICE B

ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Tableau B.1. Types et dimensions des éléments de la structure SAC-20 [100]

Niveaux	Poteaux		Poutres
	Extérieurs (section tubulaire)	Intérieurs	
-2/-1	15X15X2.00	W24X335	W14X22
-1/1	15X15X2.00	W24X335	W30X99
1/2	15X15X2.00	W24X335	W30X99
2/3	15X15X2.00, 15X15X1.25	W24X335	W30X99
3/4	15X15X1.25	W24X335	W30X99
4/5	15X15X1.25	W24X335	W30X99
5/6	15X15X1.25, 15X15X1.00	W24X335, W24X229	W30X108
6/7	15X15X1.00	W24X229	W30X108
7/8	15X15X1.00	W24X229	W30X108
8/9	15X15X1.00	W24X229	W30X108
9/10	15X15X1.00	W24X229	W30X108
10/11	15X15X1.00	W24X229	W30X108
11/12	15X15X1.00	W24X229, W24X192	W30X99
12/13	15X15X1.00	W24X192	W30X99
13/14	15X15X1.00	W24X192	W30X99
14/15	15X15X1.00, 15X15X0.75	W24X192, W24X131	W30X99
15/16	15X15X0.75	W24X131	W30X99
16/17	15X15X0.75	W24X131	W30X99
17/18	15X15X0.75	W24X131, W24X117	W27X84
18/19	15X15X0.75	W24X117	W27X84
19/20	15X15X0.75, 15X15X0.50	W24X117, W24X84	W24X62
20	15X15X0.50	W24X84	W21X50

Tableau B.2. Types et dimensions des poutres des structures étudiées dans le chapitre 5 [109]

Sections des poutres					Sections des poteaux		
Section	h_t (cm)	t_w (cm)	b_f (cm)	t_f (cm)	Section	d (cm)	t (cm)
B1	50	1	22.5	3	C1	50	3.5
B2	45	1	22.5	2.5	C2	45	3
B3	45	1	22.5	2	C3	40	2.5
B3	40	1	22.5	2	C4	35	2.5
B3	35	0.88	22.5	2	C5	30	2
B3	30	0.8	20	1.5	C6	25	1.5

Tableau B.3. Types et dimensions des poteaux des structures étudiées dans le chapitre 5 [109]

Structure	Niveau	Poteaux	Poutres
10 Niveaux	1-4	C4	B4
	5-6	C4	B5
	7-8	C5	B5
	9-10	C5	B6
15 Niveaux	1-7	C2	B4
	8	C3	B4
	9	C3	B5
	10-12	C4	B5
	13-15	C5	B6
20 Niveaux	1-6	C2	B3
	7-10	C2	B4
	11-12	C3 (Poteaux extérieurs)	B4
	11-12	C4 (Poteaux intérieurs)	B4
	13-14	C3 (Poteaux extérieurs)	B5
	13-14	C4 (Poteaux intérieurs)	B5
	15	C4	B5
	16-17	C5	B5
	18	C5	B6
	19-20	C6	B6
30 Niveaux	1-11	C1	B1
	12-14	C1 (Poteaux intérieurs)	B1
	12-14	C2 (Poteaux extérieurs)	B1
	15-19	C1 (Poteaux intérieurs)	B2
	15-19	C2 (Poteaux extérieurs)	B2
	20-21	C2	B2
	22-23	C2	B4
	24-25	C2	B5
	26-27	C3	B5
	28	C5	B5
	29	C5	B6
	30	C6	B6

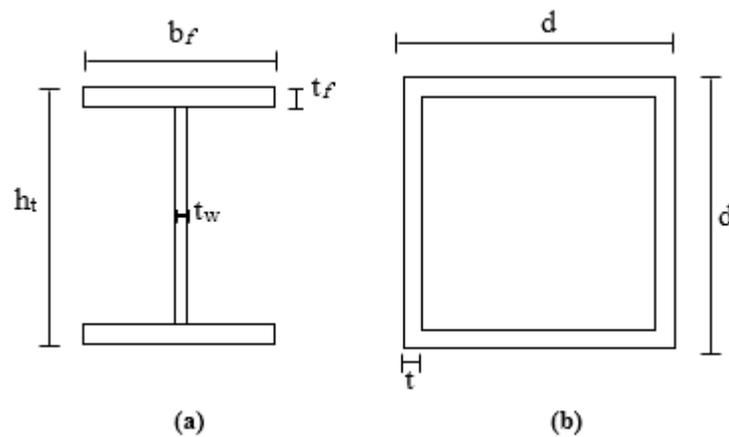


Figure B.1 : Types des sections utilisées, (a) poutres, (b) poteaux [109].

REFERENCES

1. Gulkan, P., Sozen, M.A., "Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions", ACI Journal V.71 (1974), 601-610.
2. Saiidi, M., Sozen, M.A., "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, V. 107, ST5, (1981) 937-952.
3. Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., Tyrell, J.V., "Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington", Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, U.S.A., (1975), 113-122.
4. ATC, "An Investigation of the Correlation between Earthquake Ground Motion and Building Performance", Report ATC-10, Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A, (1982).
5. Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. and Matsumura, G., "Seismic Design Guidelines for Essential Buildings", Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, U.S.A, (1984).
6. Army, "Seismic Design Guidelines for Essential Buildings", Departments of the Army (TM 5- 809-10-1), Navy (NAVFAC P355.1), and the Air Force (AFM 88-3, Chapter 13, Section A), Washington, D.C., U.S.A, (1986).
7. Fajfar, P., Fischinger, M., "N2 – A Method for Non-linear Seismic Analysis of Regular Structures" Proceedings of 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, V.5, (1988), 111-116.
8. Fajfar, P., Vidic, T. and Fischinger, M., "Seismic demand in medium- and long-period structures". Earthquake Engng. Struct. Dyn., V.18, (1989), 1133–1144.
9. Qi, X., and Moehle, J.P., "Displacement-based approach for reinforced concrete structures subject to earthquakes." Report No. UCB/EERC/ 91/02, University of California, Berkeley, (1991).
10. Deierlein, G., Hsieh, S.H., "Seismic response of steel frames with semi-rigid connections using the capacity spectrum method", Proceedings 4th US National Conference on Earthquake Engineering, V.2, (1990), 863-72.
11. Mahaney, J.A., Paret, T.F., Kehoe, B.E., Freeman, S.A. "The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response during the Loma Prieta Earthquake' in 'Earthquake Hazard Reduction in the Central and Eastern United States: A Time for Examination and Action", Proceedings of 1993 National Earthquake Conference, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, U.S.A., (1993), 501-510.

12. Lawson, R.S., Vance, V., Krawinkler, H., "Nonlinear Static Pushover Analysis –Why, When and How?" Proceedings of 5th US Conf. on Earthquake Engineering, Chicago IL, V. 1, (1994), 283-292.
13. Krawinkler, H., "Pushover Analysis: Why, How, When and When Not to Use It" Structural Engineers Association of California, Stanford University, (1996), 17-36.
14. Krawinkler H., Seneviratna, G., "Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation", Engineering Structures, V.20, (1998), 452-464.
15. Iwan, W.D., "Implications of Near-Fault Ground Motion for Structural Design" Proceedings of the US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for R/C Building Structures, PEER Center Report, UC Berkeley, (1999), 17-25, Maui, Hawaii.
16. Kuramoto, H., Teshigawara, M., "Prediction of Earthquake Response of Buildings using Equivalent Single-Degree-of-Freedom System", Proceedings of the US Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for R/C Building Structures, PEER Center Report, UC Berkeley, (1999),53-67, Maui, Hawaii.
17. Yang P., Wang Y., "A Study on Improvement of Pushover Analysis", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering Auckland, Paper No.1940, New Zealand Society for Earthquake Engineering, (2000).
18. Skokan, M.J., Hart, G.C., "Reliability of Nonlinear Static Methods for the Seismic Performance Prediction of Steel Frame Buildings", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering Auckland, Paper No.1972, New Zealand Society for Earthquake Engineering, (2000).
19. Peter, K., Badoux, M., "Application of the Capacity Spectrum Method to R.C. Buildings with Bearing Walls", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering Auckland, Paper No.609, New Zealand Society for Earthquake Engineering, (2000).
20. Gaspersic, P., Fajfar, P., Fischinger, M., "An approximate method for seismic damage analysis of buildings", Proceedings of the 10th world conference in earthquake engineering, Balkema, Rotterdam, V. 7, (1992), 3921-3926.
21. Fajfar, P., Gaspersic, P., "The N2 method for the seismic damage analysis for RC buildings", Earthquake Engineering Structural Dynamics, V.25 n° 1, (1996), 23–67.
22. Fajfar, P., "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectrum", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 28, (1999), 979-993.
23. Freeman S.A., "Development and Use of Capacity Spectrum Method", Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington, U.S.A., Paper No. 269, (1998).

24. ATC, Applied Technology Council. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", V. 1 et 2, Report No. ATC-40. Redwood City, CA, (1996).
25. FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings" (FEMA 273). Washington, D.C., (1997).
26. FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", (FEMA 356), Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2000).
27. CEN, Comité Européen de Normalisation. Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings", EN 1998-1:2004. Brussels, Belgium, (2004).
28. Kadid, A., Boumrkik, A., "Pushover analysis of reinforced concrete frame structures", Asian Journal Of Civil Engineering, V.09, n° 1, (2008), 75-83
29. FEMA 440, "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures", (FEMA 440), Federal Emergency Management Agency. Washington D.C., USA, (2005).
30. Paret, T.F., Sasaki, K.K., Eilbeck, D.H., Freeman, S.A., "Approximate Inelastic Procedures to Identify Failure Mechanisms from Higher Mode Effects", Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, No. 966, Acapulco, Mexico. (1996).
31. Chopra, A.K., Goel, R.K., "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V.31, n°3, (2002), 561 -582.
32. Chopra, A.K., Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 33, (2004), 903-927.
33. Reyes, J.C., Chopra, A.K., "Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V.40, (2011), 789–806.
34. Hernández-Montes, E., Kwon, O-S, Aschheim, M., "An energy-based formulation for first and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses", Journal of Earthquake Engineering, V. 8, n°1, (2004), 69-88.
35. Tomassoli, E., Mezzi, M., "Energy-based criterion for the evaluation of seismic input spectra for nonlinear static analyses", 14th European Conference on Earthquake Engineering. Ohrid, Macedonia, (2010).

36. Chopra, A.K., Goel, R.K, Chintanapakdee, C., "Evaluation of a Modified MPA Procedure Assuming Higher Modes as Elastic to Estimate Seismic Demands", *Earthquake Spectra*, V. 20, (2004), 757-778.
37. Paraskeva, T.S, Kappos, A.J., "Further development of a multimodal pushover analysis procedure for seismic assessment of bridges", *Earthq Eng Struct Dyn* V.39 (2010), 211–222.
38. Belejo, A., Bento, R., "Improved modal pushover analysis in seismic assessment of asymmetric plan buildings under the influence of one and two horizontal components of ground motions", *Soil Dyn Earthq Eng*, V.87, (2016), 1–15.
39. Jan, T.S., Liu, M.W., Kao, Y.C., "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings" *Engineering Structures*, V.26, n°1, (2004), 117-128.
40. Poursha, M., Samarin, E.T., "The modified and extended upper-bound (UB) pushover method for the multi-mode pushover analysis of unsymmetric-plan tall buildings", *Soil Dyn Earthq Eng*, V.71, (2015), 114–127.
41. Kunnath, S.K., "Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, V.19, (2004), 282-295.
42. Poursha, M., Khoshnoudian, F., Moghadam, A.S., "A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings", *Eng Struct*, V.31, (2009), 591–599.
43. Poursha, M., Khoshnoudian, F., Moghadam, A.S., "The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan tall building structures under influence of two horizontal components of ground motions". *Soil Dyn Earthq Eng*, V. 63, (2014), 162–173.
44. Fajfar, P., Marusic, D., Perus, I., "Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.9, n° 6, 2005, 831-854.
45. Fajfar, P., Marušić, D., Perus, I., "The extension of the N2 method to asymmetric buildings", *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*, CD ROM. Thessaloniki, (2005).
46. Kreslin, M., Fajfar, P., "The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation", *Earthq Eng Struct Dyn*, V.40, n°14, (2011), 1571–1589.
47. Kreslin, M., Fajfar, P., "The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation", *Bull Earthq Eng*, V.10, (2012), 695–715.

48. Bhatt, C., Bento, R., "Extension of the CSM-FEMA440 to Plan-Asymmetric Real Building Structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 40, n°11, (2011), 1263-1282.
49. Sucuoglu, H., and Selim Gunay, M., "Generalized force vectors for multi-mode pushover analysis", *Earthquake Eng Struct Dynam*, V.40, (2011), 55-74.
50. Sahraei, A., Behnamfar, F., "A Drift Pushover Analysis Procedure for Estimating the Seismic Demands of Buildings", *Earthquake Spectra*, V. 30, n° 4, (2014), 1601-1618.
51. Behnamfar, F., Taherian, S.M., Sahraei, A., "Enhanced nonlinear static analysis with the drift pushover procedure for tall buildings", *Bull Earthquake Eng*, V.14, (2016), 3025–3046.
52. Poursha, M., Amini, M.A., "A single-run multi-mode pushover analysis to account for the effect of higher modes in estimating the seismic demands of tall buildings", *Bull Earthquake Eng*, V.13, (2015), 2347–2365.
53. Amini, M. A., Poursha, M. "A non-adaptive displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall building frames", *Engineering Structures*, V.126, (2016), 586-597.
54. Vafaei, M. H., Saffari, H. "A modal shear-based pushover procedure for estimating the seismic demands of tall building structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, V.92, (2017), 95-108.
55. Liu, Y., Kuang, J.S., "Spectrum-based pushover analysis for estimating seismic demand of tall buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, V.15, n°10, (2017), 4193-4214.
56. Bracci, J.M, Kunnath S.K., Reinhorn A.M., "Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures", *ASCE*, V.123, n°1, (1997), 3-10.
57. Valles, R., Reinhorn, A., Kunnath, S.K., Li, C., Madan, A., "IDARC2D version 4.0: A computer program for the inelastic analysis of buildings", National Center for Earthquake Engineering Research. Buffalo, NY, USA, (1996).
58. Lefort, T., "Advanced pushover analysis of RC multi-storey buildings," MSc Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, United Kingdom, (2000).
59. Matsumori, T., Otani, S., Shiohara, H., Kabeyasawa, T., "Earthquake Member Deformation Demands in Reinforced Concrete Frame Structures," *Proceeding of the US-Japan Workshop on Performance-based Earthquake Engineering Methodology for RC Building Structure*, (1999),79–94, Maui, Hawaii.

60. Gupta B., Kunnath S.K., "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures", *Earthquake Spectra*, V.16, n°2, (2000), 367–391.
61. Requena, M., Ayala, A.V., "Evaluation of a simplified method for determination of the nonlinear seismic response of RC frames", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, Paper 2109, (2000).
62. Elnashai, A.S., "Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications", *Structural Engineering and Mechanics*, V.12, n°1, (2001), 51-69.
63. Albanesi, T., Biondi, S., Petrangeli, M., "Pushover analysis: An energy based approach", *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper 605, (2002).
64. Aydinoğlu, M.N., "An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation," *Bulletin of Earthquake Engineering*, V.1, (2003), 3-36.
65. Antoniou, S., Pinho, R., "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures", *Journal of Earthquake Engineering*, V.8, n°4, (2004), 497-522.
66. Antoniou, S., Pinho, R., "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure", *Journal of Earthquake Engineering*, V. 8, N° 5, (2004), 643-661.
67. Pinho, R., Antoniou, S., "A displacement-based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames", *Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behavior of Irregular and Complex Structures*, Thessaloniki, Greece, Paper No 30. (2005).
68. Kalkan, E., Kunnath, S.K., "Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures", *ASCE Journal of Structural Engineering*, V.132, n° 11, (2006), 1721-1731.
69. Casarotti, C., Pinho, R., "An Adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action", *Bulletin of Earthquake Engineering*, V. 5, n° 3, (2007), 377-390.
70. Pinho, R., Marques, M., Monteiro, R., Casarotti, C., "Using the adaptive capacity spectrum method for seismic assessment of irregular frames", *Proceedings of the 5th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*. Catania, Italy, (2008).
71. Ferracuti, B., Pinho, R., Savoia, M., Francia, R., "Verification of displacement-based adaptive pushover through multi-ground motion incremental dynamic analyses", *Engineering Structures*, V.31, (2009) 1789-1799.

72. Colajanni, P., Potenzone, B., "On the distribution of lateral loads for pushover analysis", Proceedings of the 14th World Conference on earthquake engineering, (2008), Beijing, China.
73. Colajanni, P., Potenzone, B., "Influence of lateral load distribution in estimation of target displacement and capacity demand by pushover analysis", Proceedings of the 14th European Conference on Earthquake Engineering, (2010), Ohrid, Republic of Macedonia.
74. Shakeri, K., Shayanfar, M.A., Kabeyasawa, T., "A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings", Eng Struct, V.32, (2010), 174–183.
75. Bento, R., Bhatt, C., Pinho, R., "Adaptive capacity spectrum method for seismic assessment of 3D irregular SPEAR buildings", Earthq Struct, V.1, (2010), 177–195.
76. Bhatt, C., Bento, R., (2014) "The extended adaptive capacity spectrum method for the seismic assessment of plan-asymmetric buildings", Earthq Spectra, V.30, (2014), 683–703.
77. Abbasnia, R., Tajik Davoudi, A., "An adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule", Eng Struct, V.52, (2013), 654–666.
78. Abbasnia, R., Tajik Davoudi, A. & Maddah, M.M., "An improved displacement-based adaptive pushover procedure based on factor modal combination rule" Earthq. Eng. Eng. Vib., V.13, (2014), 223-241.
79. Davoudi, A.T., Abbasnia, R., Sarvghad-Moghadam, A., Maddah, M.M., Khodam, A., "An alternative modal combination rule for adaptive pushover analysis", Struct Des Tall Spec Build, V.25, (2016), 325–339.
80. Amini, M.M., Poursha, M., "Prediction the seismic demands of tall buildings using an adaptive force-based multi-mode pushover analysis," Proceedings of international Conference on Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Reykjavik, Iceland. (2017).
81. Newmark, N.M., Hall, W.J., "Earthquake spectra and design", Earthquake Engineering Research Institute. Oakland, California, U.S.A., (1982).
82. Ramirez, O.M., Constantinou, M.C., Whittaker, A.S., Kircher, C.A., Chrysostomou, C.Z., "Elastic and inelastic seismic response of buildings with damping systems", Earthquake Spectra, V.18, (2002), 531–547.
83. Lin, Y.Y., Chang, K.C., "A study on damping reduction factors for buildings under earthquake ground motions", ASCE Journal of Structural Engineering, V. 129, n°2, (2003), 206-214.

84. Priestley, M.J.N., Grant, D.N., "Viscous damping in seismic design and analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, V.9, (2007), 229-255.
85. Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M., "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 23, (1994), 502–521.
86. Miranda, E., "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites", *Journal of Structural Engineering*, V.126, n°10, 1150–1159.
87. Lin, E., Pankaj, P., "Nonlinear static and dynamic analysis - the influence of material modelling in reinforced concrete frame structures", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No 430, Vancouver, Canada. (2004).
88. Wight, J.K., Burak, B., Canbolat, B.A., Liang, X., "Modelling and Software Issues for Pushover Analysis of RC Structures", *Seismic design methodologies for the next generation of codes*, Proc. of the International Workshop, (1997), Bled, Slovenia.
89. Antoniou, S., "Advanced Inelastic Static Analysis for Seismic Assessment of Structures", PhD Thesis, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, (2002), Imperial College, London, UK.
90. Naeim, F., Lobo, R.M., "Common Pitfalls in Pushover Analysis", SEAOC Convention, T1-T13, (1998).
91. Mwafy, A.M., Elnashai, A.S., "Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Buildings", *Journal of Engineering Structures*, V.23, (2000) ,407-424.
92. Lew, H.S., Kunnath, S.K., "Evaluation of Nonlinear Static Procedures for Seismic Design of Buildings", Presented at the 33rd Joint Meeting of the UJNR Panel on Wind and Seismic Effects, (2001), 1-17.
93. Chopra, A., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall. (1995).
94. Chopra, A.K., Goel, R.K., "Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems", *Journal of Structural Engineering*, V.126, n°4, (2000), 482-490.
95. SeismoSoft, "SeismoStruct- A computer program for Static and Dynamic Non-linear Analysis of Framed Structures (online)", (2004), Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
96. Bhatt, C., "Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure", PhD Thesis, (2011), University of technology, Lisbon, Portugal.

97. Ghahari, S.F., Moradnejad, H.R., Rouhanimanesh, M.S., Sarvghad-Moghadam, A., "Studying higher mode effects on the performance of nonlinear static analysis methods considering Near-Fault effects", *KSCE J Civ Eng*, V.17, ,n^o2, (2013), 426–437.
98. Tarta, G., Pintea, A., "Seismic evaluation of multi-storey moment-resisting steel frames with stiffness irregularities using standard and advanced pushover methods". *Procedia Eng* V.40(2012), 445–450.
99. Yousuf, M., Bagchi, A., "Seismic performance of a 20-story steel-frame building in Canada", *Struct Des Tall Spec Build*, V.19, (2009), 901–921.
100. FEMA 355C, "State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking", FEMA 355C, SAC Joint Venture and FEMA, Washington, (DC), (2000).
101. Gupta, A., Krawinkler, H. "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures", John A, Blume Earthquake Engineering Research Center, Rep. No. 132. Department of Civil Engineering, Stanford University, (1999).
102. Standard No. 2800-05 "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", 3rd edn. Building and Housing Research Centre, (2005), Iran.
103. P100-1/2006, "Seismic design code. Part 1: earthquake resistant design of buildings", *Buletinul Constructiilor*, No. 12–13, (2006) INCERC, Bucharest, Romanian.
104. NBCC, "National building code of Canada. Canadian Commission on Building and Fire Codes", National Research Council of Canada, (2005), Ottawa, Canada.
105. UBC, "Uniform building code", International Conference of Building Officials, (1994), Whittier, CA.
106. Pacific Earthquake Engineering Research Center , <http://peer.berkeley.edu>.
107. Computers and Structures Inc. (CSI) SAP2000NL, (2013), Berkeley, CA, USA.
108. Chopra, A.K., "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering", 4th edn, (2012), Prentice Hall, Hong Kong.
109. Farhad, B., Sayed, M.T., Arash, S., "Enhanced nonlinear static analysis with the drift pushover procedure for tall buildings", *Bull Earthquake Eng*, V.14, (2016), 3025-3046.

110. American Institute of Steel Construction, "Manual of steel construction, allowable stress design. AISC-ASD, (2010), Chicago, IL.
111. Applied Technology Council NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), "Recommended seismic provisions for new buildings and other structures", (FEMA P-750), (2009), Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
112. OpenSees Development Team (Open Source Project) "OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation," Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, (2008). <http://opensees.berkeley.edu/>.
113. Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H., "Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V.34, n°12, (2005), 1489-1511.
114. Lignos, D.G., and Krawinkler, H., "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", Journal of Structural Engineering, ASCE, V.137, n°11, (2011), 1291-1302.