REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Direction de la Post-Graduation et de la Recherche Scientifique

MEMOIRE DE MAGISTER

Option : Structure et Matériaux

Présenté par

CHEIKH BEN AZOUZ

Ingénieur d'Etat en Travaux Publics de l'ENSTP d'Alger, juin 2006

Thème

EVALUATION DES PERFORMANCES SISMIQUES DES OSSATURES EN BETON ARME PAR LA METHODE PBSD (PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN) BASEE SUR L'ANALYSE STATIQUE NON – LINEAIRE



Soutenue publiquement le 23 Mai 2009 à 9:00h à la salle de Conférences 'Direction Générale, ENSTP' devant le Jury composé de Mr:

ZERZOUR. A	**Maître de Conférences, ENSTP**	**Président**
HADID. M	**Maître de Conférences, ENSTP**	**Rapporteur**
BOURAHLA. N	**Professeur, USTB**	**Examinateur**
TAHAR.B	**Docteur, BEREG**	**Examinateur**
BENOUCHFOUN.A	**Chargé de cours, ENSTP**	**Invité**

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
01, Rue Sidi Garidi, Kouba - Alger

REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à DIEU le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour donner terme à ce modeste travail.

J'ai l'honneur d'être encadré par Mr. **HADID Mohamed**, Maître de conférence à l'ENSTP. je tiens ici de vous remercier monsieur pour la proposition de ce sujet d'actualité. je vous remercie monsieur pour votre confiance et pour votre effort pour achever ce travail, qu'à travers lui j'ai fait mes premiers pas de recherche dans le domaine du génie parasismique.

Un grand merci à Mr. **ZERZOUR Ali**, Maître de conférence et le Directeur de l'ENSTP, d'avoir accepté de présider le jury de ce mémoire, d'avoir bien voulu m'accueillir au sein de son établissement.

Je remercie vivement Mr. **BOURAHLA Noureddine,** Professeur à l'USTB, d'avoir accepté d'être examinateur de ce mémoire, que vous trouviez monsieur mes sincères considérations.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon ancien promoteur Mr. **TAHAR Bouchakor,** PDG du B.E.R.E.G, d'avoir examiné ce mémoire, je tiens à vous témoigner toute notre gratitude pour votre aide et votre temps précieux que vous m'avez apporté.

Je suis également très reconnaissant à Mr. **BENOUCHFOUNE Abdelhakim,** Chargé de cours à l'ENSTP, d'avoir accepté de participer au jury d'examen, que vous trouviez ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je présente également mes remerciements à **M^{me} DERICH Zohra,** Professeur à l'ENSTP, pour son aide précieux et sa disponibilité. Vous étiez un grand soutien moral et scientifique pendant toute ma formation.

Je témoigne également ma parfaite reconnaissance, à tous les responsables de l'école nationale supérieure des travaux publics (ENSTP), directeur, chefs de départements, enseignants notamment **Mr. AFRA**, **Mr. BELABDLOUHAB, M^{me} OUMOUSSA, Mr. TOUNSI, Mr. AKNOUCH.** Et je n'oublier jamais **GARIDI Fatima , et RACHIDA,** pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation,

DEDICACES

À…

Ma chère mère

Mes chers grands parents

Mon chèr frère MOHAMED l'exemple de la fraternité

Mes frères et mes sœurs surtout AYA et HEBA

À mes chers amis

«BOUBAKER Faycal, MAKI Moustafa, ABBAS Fathi, KHLFI Mebarek, GUIA Hamid,

CHOUBAN Zouhir, CHABAN Djihad, BENYOUCEF Abdelkader».

Je n'oublier jamais FAYCAL et MOUSTAFA et notre beaux souvenirs entre nous.

Ing. CHEIKH Benazouz

ملخص

هذه الدراسة تتمثل في تقنين جديد لمجالات مستويات التأثير, في إطار ال PBSD (التصميم الزلزالي المؤسس على الأداء).

في الجزء الأول, بهدف تقديم طلبات تشتت الطاقة لعمارات مصنوعة بالخرسانة المسلحة بواسطة طريقة طيف السعة ال CSM من ال ATC40 مع تقريبين للأجراء A (تقريب التخامد و تقريب الاستطالة). التحليل السعوي طبق على دراسة محضرة لثمانية بنايات, هذه الدراسة أسست على خمس نماذج للقوى المطبقة في التحليل الستاتيكي الغير خطي, ما أعطى 40 حالة مدروسة. أيضا حساب الطلبات الزلزالية أسست من أجل الأربعون حالة الماضية باستعمال طريقة ال CSM المؤسسة على الأطياف الخطية و الغير الخطية, ما أعطت 160 حالة مدروسة.

في الجزء الثاني, نقدم طريقة جديدة لمراقبة فعالية مستويات التأثير الزلزالي, هذه الطريقة تستعمل حجة حساب الانسحاب الغير خطي من أجل تعيين مجالات التأثير, و أخيرا دراسة عنصرية عملت من أجل دراسة تأثير بعض العناصر على مستوى التأثير الزلزالي, مثل نمط الهيكل, مدة الزلزال, المنطقة الزلزالية و شروط التربة.

RESUME

Cette étude présente une nouvelle formulation des intervalles des niveaux de performances, dans le cadre du PBSD (Performance-Based Seismic Design).

La première partie, dont l'objectif est l'évaluation des demandes de l'énergie à dissiper des bâtiments en béton armé par la méthode de spectre de capacité de l'ATC40 avec deux approches de la Procédure A (approche en amortissement et approche en ductilité). L'analyse capacitaire porte sur une étude réalisée sur un échantillon de 8 structures, cette étude a été faite sous cinq modèles du chargement de l'analyse statique non – linéaire, ce qui a donné 40 cas étudiés. Ainsi, l'évaluation des demandes sismiques a été établit pour ces 40 cas en utilisant la méthode CSM basée sur les spectres élastiques et inélastiques, ce qui a donné 160 cas étudiés avec des niveaux de performance différents.

Dans la deuxième partie, nous présentons une nouvelle démarche de contrôler efficacement le niveau de performance, cette démarche utilise le critère d'évaluation en déplacement inélastique pour identifier les intervalles d'évolution de la performance. Enfin, une étude paramétrique a été faite pour permettre de quantifier les paramètres susceptibles de varier ce niveau de performance, tels que le type de contreventement, la durée du séisme, la zone sismique et les conditions de sols.

SUMMARY

This study presents a new formulation of the performance level intervals, using the PBSD (Performance-Based Seismic Design).

In the first part, the evaluation of the energy requests to dissipate reinforced concrete buildings by the capacity spectrum method of the ATC40 with the two approaches of Procedure A (damping approach and ductility approach) is done. The capacity analysis is carried out through a study based on a sample of 8 structures. This study was made under five load models of the non-linear static analysis, which gave 40 studied cases. Then, the evaluation of the seismic requests is made using CSM method based on elastic and inelastic spectra, which gave 160 studied cases with different performance levels.

In the second part, we present a new step to control the effective performance level; this step uses the evaluation criterion of the inelastic displacement to identify the evolution of the performance levels. Finally a parametric study is done to quantify the parameters which influence the variation of the performance levels, such as the type of wind-bracing, the seismic duration, the seismic zone and the ground conditions.

SOMMAIRE

Page

1 INTRODUCTION GENERALE

1.1. INTRODUCTION 1
1.2. PROBLEMATIQUE ET PRINCIPAUX OBJECTIFS 2
1.2.1. Evolution des méthodes de calculs en génie parasismique 2
1.2.2. Objectifs 5
1.3. ORGANISATION DU MEMOIRE 5

2 NOTIONS THEORIQUES SUR LA PBSD "PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN"

2.1. INTRODUCTION 6
2.2. METHODOLOGIE DE LA PBSD 7
2.2.1. Choix du niveau de performance 8
2.2.2. Conception préliminaire 9
2.2.3. Evaluation de la performance 10
2.2.3.1. Courbe de capacité 10
2.2.3.1.1 Distribution pseudo charge latérale ELF 15
2.2.3.1.1 Distribution sous forme du mode fondamentale 16
2.2.3.1.1 Distribution SRSS 16
2.2.3.1.2 Distribution uniforme 17
2.2.3.1.1 Distribution des charges latérales modales 17
2.2.3.2. Méthode du spectre de capacité (CSM) 19
2.2.3.2.1 Système linéaire équivalent 22
2.2.3.2.2 Procédure d'analyse (ATC40) 24
2.3. COMPORTEMENT NON - LINEAIRE 27
2.3.1. Modèles Globaux 27
2.3.2. Modèles Locaux 28

2.3.3. Modèles Semi – Globaux 28
2.4. DETERMINATION DES LOIS DE COMPORTEMENT 28
2.4.1. Evaluation des moments et courbures des sections rectangulaires vis-à-vis de M et N 29
2.4.2. Evaluation des moments et courbures des sections rectangulaires vis-à-vis de M 31
2.4.3. Rotation de la corde 32
2.5. CONCLUSION 34

3 EVALUATION DES DEMANDES SISMIQUES

3.1. INTRODUCTION 35
3.2. HYPOTHESES DU TRAVAIL 36
3.2.1. Structures étudiées 36
3.2.2. Programme utilisé 37
3.2.3. Lois de comportement (Rotules non linéaires) 38
3.3. CALCULS ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS 38
3.3.1. Evaluation de la capacité par NSP 38
3.3.1.1. Comportement global 39
3.3.1.2. Profils des déplacements maximums 42
3.3.2. Evaluation de la capacité par MPA 45
3.3.3. Evaluation des demandes sismiques par CSM 50
3.3.3.1. Procédure A (Approche en amortissement) 54
3.3.3.2. Procédure A (Approche en ductilité) 56
3.3.3.3. Interprétation des résultats et comparaison des deux approches 61
3.4. CONCLUSION 63

4 NIVEAUX DE PERFORMANCES "CRITERE D'EVALUATION"

4.1. INTRODUCTION 64
4.2. METHODOLOGIE D'EVALUATION 65
4.3. RECHERCHE DE LA RELATION D=*f*(T) 65
4.4. VALIDATION DE LA RELATION D=*f*(T) 67
4.5. CONCLUSION 71

5 ETUDE PARAMETRIQUE

5.1. INTRODUCTION 72
5.2. DEFINITION DES PARAMETRES 73
5.2.1. Système de contreventement 73

5.2.2. Durée du séisme 73
5.2.3. Zone sismique 73
5.2.4. Sites 73
5.3. ETUDE PARAMETRIQUE 74
5.3.1. Influence du système de contreventement sur la capacité 75
5.3.2. Influence de la durée du séisme sur la capacité 76
5.3.3. Influence de la zone sismique sur la demande 76
5.3.4. Influence du site sur la demande 76
5.4. ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS 78
5.5. CONCLUSION 80

6 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES 81

7 REFERENCES 85

8 ANNEXES 88
A. Caractéristiques des structures et résultats de l'analyse linéaire 90
B. Formules des facteurs de comportement 98

LISTE DES FIGURES

Fig.2.1	Processus du PBSD	7
Fig.2.2	Niveaux des performances structurales et non – structurales	8
Fig.2.3	Stratégie pour l'acceptation de la performance	10
Fig.2.4	Courbe de capacité	11
Fig.2.5	Représentation bilinéaire des systèmes MDOF et SDOF	14
Fig.2.6	Développement de la courbe Pushover	19
Fig.2.7	Conversion de la courbe Pushover en format ADRS	20
Fig.2.8	Conversion du spectre de réponse en format ADRS	21
Fig.2.9	Détermination du point de performance	21
Fig.2.10	Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système SDOF	22
Fig 2.11	Dérivation d'énergie absorbée près l'atténuation	24
Fig.2.12	Variation du facteur de modification en fonction de l'amortissement	24
Fig.2.13	Méthode de spectre de capacité 'Procédure A'	25
Fig.2.14	Comportement cyclique d'un mur en béton armé	27
Fig.2.15	Distribution des déformations et des contraintes	29
Fig.2.16	Distribution des déformations et des contraintes	30
Fig.2.17	Illustration de la rotation de la corde sur divers éléments de construction	32
Fig.2.18	Rotation de plastification de la corde θ_y d'un élément de construction	32
Fig.2.19	Rotation de la corde à la rupture θu d'un élément de construction	33
Fig.3.1	Exemple de la loi de comportement non-linéaire	38
Fig.3.2	Courbes Pushover (Système en Portiques)	40
Fig.3.3	Courbes Pushover (Système Mixtes)	41
Fig.3.4	Déplacements des niveaux (Structures en Portiques)	43
Fig.3.5	Déplacements des niveaux (Structures Mixtes)	43
Fig.3.6	Déplacements inter-étages (Structures Portiques)	44
Fig.3.7	Déplacements inter-étages (Structures Mixtes)	44
Fig.3.8	Courbes Pushover (Structures en Portiques)	46
Fig.3.9	Courbes Pushover (Structures Mixtes)	47
Fig.3.10	Déplacements des niveaux (Structures en Portiques) Comparaison avec MPA	48
Fig.3.11	Déplacements des niveaux (Structures Mixtes) Comparaison avec MPA	48
Fig.3.12	Déplacements inter-étages (Structures en Portiques) Comparaison avec MPA	49
Fig.3.13	Déplacements inter-étages (Structures Mixtes) Comparaison avec MPA	49
Fig.3.14	Système SP	50
Fig.3.15	Courbe Capacité – Demande pour SP	50
Fig.3.16	Mécanisme de rupture du SP	50
Fig.3.17	Système SM	51
Fig.3.18	Courbe Capacité – Demande pour SM	52
Fig.3.19	Mécanisme de rupture du SM	52
Fig.3.20	Courbes de capacité en format ADRS pour les systèmes SP et SM	53
Fig.3.21	Demandes en déplacements inélastiques pour SP	55
Fig.3.22	Nombres d'itérations pour SP	55
Fig.3.23	Demandes en déplacements inélastiques pour SM	55

Fig.3.24 Nombres d'itérations pour SM 55
Fig.3.25 Spectres de réponses inélastiques de : (a) Newmark et Hall (1982), (b) Krawinkler et Nassar (1992), et (c) Vidic, Fajfar et Fischinger (1994) 57
Fig.3.26 Spectre de réponse Pseudo-acceleration pour un système de (μ= 5) 57
Fig.3.27 Demandes sismiques pour les systèmes SP 59
Fig.3.28 Demandes sismiques pour les systèmes SM 60
Fig.3.30 Spectres inélastiques 'Approche en ductilité' 62
Fig.4.1 Déplacement en fonction de la période fondamentale 66
Fig.4.2 Déplacement en fonction de la période fondamentale 'Validation des formules' 68
Fig.5.1 Représentation graphique de la méthode CSM (Procédure A) 75
Fig.5.2 Influence du système de contreventement sur le point de performance 77
Fig.5.3 Influence du coefficient K sur le point de performance 77
Fig.5.4 Influence de la zone sismique sur le point de performance 77
Fig.5.5 Influence du site sur le point de performance 77

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.2.1 Niveaux de performance [ATC40] 9
Tableau.2.2 Les coefficients SRa et SRv pour les trois types 25
Tableau.2.3 Limites des déplacements inter-étages pour les niveaux de performances 26
Tableau.4.1 Intervalles proposés des niveaux de performance structurale 69
Tableau.4.2 Degrés d'endommagement structural d'après le projet RISK-UE 70
Tableau.5.1 Etude paramétrique pour la capacité 78
Tableau.5.2 Etude paramétrique pour la demande 78

CHAPITRE 1

INTRODUCTION GENERALE

1
INTRODUCTION GENERALE

1.1 INTRODUCTION

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas protégées contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines. La solution parasismique semble être une solution de protection efficace.

La double nécessité de mieux décrire la performance attendue d'une nouvelle construction soumise à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant a conduit entre autres au développement des méthodes de calculs non linéaires des structures.

Dans ces méthodes, il apparaît plus simple de décrire l'état d'une structure sous forme de déplacements ou rotations. Les calculs non linéaires peuvent se révéler particulièrement utiles lors de la réévaluation sismique d'un bâtiment. Ainsi leur utilisation est envisagée dans les guides de réévaluation des bâtiments existants.

En effet, ils permettent de mieux appréhender le comportement à la ruine de la structure en simulant la succession des phénomènes caractérisant la ruine de chaque élément de structure. Dans le cas des structures irrégulières (en élévation, en plan,…) ou ayant des éléments de structure avec des rigidités et/ou des résistances peu homogènes, les limites des calculs linéaires sont rapidement atteintes et il faut avoir recours à des calculs non linéaires pour pouvoir estimer plus correctement les niveaux de séisme correspondant à la ruine de la structure ainsi que les éléments critiques et le mode de ruine le plus probable.

La plupart des règlements modernes en génie sismique ont fait apparaître le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à une excitation sismique par un niveau de performance dont la signification est proche des états limites ultimes et des services d'utilisation largement utilisée dans les règlements parasismiques. Mais l'augmentation d'une exigence sécuritaire croissante dans nos sociétés aux bâtiments existants a nécessité entre autres la définition de niveaux de performance dont la terminologie permet plus clairement de différencier la multitude d'états possibles d'une structure du point de vue fonctionnel que la simple distinction entre un état limite de service et un état limite ultime.

Cette évolution de la définition d'un état limite vers celle d'un niveau de performance a traduit d'une part le besoin des ingénieurs de mieux cerner l'état d'une structure lors de sa réponse globale à un séisme et d'autre part la nécessité de définir des degrés d'endommagements progressifs reliés à la fonction d'une installation utiles notamment dans une démarche de diagnostic sismique.

1.2 PROBLEMATIQUE ET PRINCIPAUX OBJECTIFS

1.2.1 Evolution des méthodes de calculs en Génie Parasismique

Les concepts sous-jacents des méthodes en performances telles qu'elles ont été définies au paragraphe précédent sont pris en compte dès la fin des années 1950, dans le développement des recommandations de l'association californienne des ingénieurs de structures (1960), [1].

En France, leur écho a été traduit par le développement des règles parasismiques. Ces règlements ont pour point commun la définition d'une force latérale représentant l'action sismique sur les bâtiments prenant déjà en compte certains phénomènes post-élastiques par des coefficients de réponse ou l'utilisation des spectres réduits.

Mais, il faut attendre la publication de BLUME de l'association des ciments de portland en 1961, pour avoir appliquer le concept de ductilité de béton armé et l'analyse statique équivalente par Pushover.

Puis, à la suite des séismes importants comme le séisme d'ALASKA en 1964, de SAN FERNANDO en 1971, MEXICO en 1985 ou LOMA PRIETA en 1989, certains points de faiblesse observés dans les règlements parasismiques ont été décelées, [1]. Pour pallier aux insuffisances des règles PS69, (l'association française du génie parasismique, AFPS) a rendu public en 1990 des recommandations parasismiques. Ces règles concernent les bâtiments courants présentant les non linéarités les plus répandues c-à-d de types inélastiques ou géométriques. Les recommandations AFPS90, présentent également les méthodes de dimensionnement requises pour les bâtiments exhibant des non linéarités de type géométriques ou mécaniques, [1].

Des incursions dans le domaine post-élastique sont donc clairement consenties par ces nouvelles règles. Aux Etats-Unis, la fondation nationale des sciences (NSF) et le bureau national des codes (NBS) ont aussi promu le développement de nouvelles règles de conception parasismique dès le milieu des années 1970, [1]. Le résultat de ce développement devient L'ATC3 (Applied Technology Council), il introduit la notion de la réponse dynamique transitoire non linéaire, avec plusieurs niveaux sismiques. Mais, il faut attendre le début des années 1980 pour que la communauté des ingénieurs accepte clairement ces notions, sur la base d'un manuel publié en 1986 par le département militaire américain, des forces marines et des forces aériennes, consacré aux bâtiments stratégiques comme les hôpitaux ou les installations d'urgence, [1].

L'estimation des demandes sismiques aux faibles niveaux de performance, tels que la sécurité de vie et la réduction d'effondrement, exige la considération explicite du comportement

inélastique de la structure. Tandis, que, l'analyse dynamique non – linéaire (Non linear Response History Analysis, NL-RHA) est le procédé le plus rigoureux pour calculer les demandes sismiques. Le calcul pratique en génie parasismique utilise la méthode statique non-linéaire (Non lineare Static Procedure, NSP) ou la méthode Pushover recommandée dans le FEMA (Federal Emergency Management Agency).

Plus tard, (Fajfar et Fischinger, 1987) [42], ont proposé une méthode non-linéaire simple pour l'analyse des dommages sismiques des bâtiments en BA, cette méthode utilise l'approche de spectre de réponse et l'analyse statique non-linéaire, la méthode a été appliquée à trois bâtiments de 7 niveaux. Dans cette méthode, la courbe de capacité est obtenue à partir d'un système SDOF équivalent au système MDOF. La méthode donne des résultats précis à condition que le premier mode soit le seul pris en compte. Cette méthode d'évaluation des performances est basée sur des applications pratiques utilisant des procédures inélastiques simplifiées, en combinant la méthode Pushover basée sur un modèle relativement simple et la méthode de spectre de réponse.

Actuellement, beaucoup de travaux sont effectués pour développer et évaluer les méthodes simplifiées pour l'estimation du déplacement maximal des systèmes à SDOF inélastique, ce qui a mené la méthode de spectre de capacité recommandée en ATC40, la méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method, CSM) est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'évaluation des performances sismiques. La méthode a été développée par Freeman en 1975, et est passée par plusieurs modifications jusqu'à aujourd'hui, la CSM a trois versions des plus récentes (procédures A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC40. La version de l'ATC40 de la méthode de spectre de capacité s'est avérée incertaine et imprécise (Chopra et Goel, 2000) [6].

(Newmark et Hall, 1982; et Miranda, 2000) ont proposé des procédures basées sur des facteurs de modification dans lesquelles la demande en déplacement inélastique maximum du système MDOF est estimée à partir de la demande en déplacement du système SDOF moyennant ces facteurs de modification.

De même, la méthode des coefficients décrite dans FEMA356 est une procédure approximative non-itérative basée sur des facteurs de modification de déplacement. D'ailleurs, (Chopra et Goel, 1999) ont proposé une amélioration de la méthode du diagramme demande-capacité utilisant le spectre de demande en ductilité constant pour estimer les déformations sismiques inélastiques du système de SDOF [6], Le spectre de réponse inélastique de Veletsos et Newmark, 1960; et Newmark et Hall, 1982 a été préconisé par Bertero, 1995; Reinhorn, 1997; et Fajfar, 1999 et mis en application graphiquement (diagramme demande-capacité), (Chopra et Goel, 1999) [6].

Les demandes sismiques généralement sont calculées par l'analyse statique non-linéaire, dans cette analyse la structure est soumise à des charges augmentant d'une façon monotone avec une distribution invariable des charges sur toute la hauteur jusqu'à un déplacement cible prédéterminé. La distribution des forces et le déplacement cible sont fondés sur l'hypothèse de

la réponse commandée par le mode fondamental ou que la forme de ce mode reste invariable dans le domaine inélastique.

À cette fin, les chercheurs ont étudié divers aspects de l'analyse Pushover pour identifier les limitations et les insuffisances pour établir une analyse améliorée considérant les effets des charges latérales, les modes supérieurs, et le mécanisme de rupture de la structure.

Krawinkler et Seneviratna, 1998 [29], ont fait une étude détaillée sur les avantages et les inconvénients de l'application de l'analyse Pushover en considérant que le déplacement cible du système MDOF est celui du système équivalent SDOF, les demandes sismiques locales et globales ont été calculées à partir des résultats de l'analyse Pushover. La comparaison des résultats de l'analyse Pushover et les résultats d'analyse dynamique non-linéaire ont prouvé que l'analyse Pushover fournit de bonnes prévisions des demandes sismiques pour les structures à base et moyenne élévation.

Aucune distribution invariable des forces ne peut expliquer la contribution des modes supérieurs à la réponse, ou pour une distribution des forces d'inerties en raison de l'endommagement structural et le changement associé des propriétés de vibration de la structure, pour surmonter ces limitations, plusieurs chercheurs ont proposé les distributions adaptatives des forces qui essayent de suivre plus étroitement les distributions des forces d'inerties dans le temps (Fajfar et Fischinger, 1988; Baracci et autres, 1997; Gupta et Kunnath, 2000), elles sont conceptuellement compliquées et exige un calcul numérique pour l'application courante dans la pratique d'engineering. Des tentatives ont été également faites pour considérer plus que le mode fondamental de vibration dans l'analyse Pushover (Paret et autres, 1996; Sasaki et autres, 1998; Gupta et Kunnath, 2000; Kunnath et Gupta, 2000; Matsumori et autres, 2000) [29], ou l'analyse Pushover modale.

L'analyse MPA (Modal Pushover Analysis) [8], récemment développée par (Chopra et Goel, 2001, 2002) ou sont inclus les modes supérieurs de vibration fournit une très bonne estimation de la demande sismique, tant en maintenant la simplicité conceptuelle et l'attraction informatique du fait de l'invariabilité de la distribution des forces. La distribution des efforts de chaque mode, comme le choix le plus raisonnable devant toute autre distribution, donne des résultats identiques à ceux obtenus par la méthode modale spectrale dans la phase élastique. Etant une méthode approximative, elle doit être vérifiée avant son application pratique aux besoins d'engineering.

L'analyse Pushover modale modifiée (Modified Modal Pushover Analysis, MMPA) récemment développée par (Chopra et al, 2004) [28], est une extension de l'analyse Pushover modale (MPA) qui combine l'influence élastique des modes supérieurs avec la réponse inélastique du premier mode en utilisant les méthodes de combinaison tel que (SRSS).

Contrairement à l'analyse (MMPA) où la réponse est obtenue par la combinaison des réponses obtenues à partir des déformées modales, l'analyse Pushover des limites supérieures (Upper-Bound Pushover Analysis, UBPA) proposée par Jan et al, 2004, [46], est basée sur l'utilisation d'un vecteur de chargement obtenu par la combinaison du vecteur du premier mode et du vecteur du deuxième mode corrigé.

1.2.2 Objectifs

C'est dans le cadre de la problématique de l'évaluation des demandes sismiques décrite au cours de cette introduction, que s'inscrit le présent travail qui a pour objectif essentiel l'évaluation des capacités des bâtiments à dissiper l'énergie et les demandes sismiques en appliquant la PBSD avec l'utilisation des méthodes de calculs non – linéaires et les procédures de l'ATC40.

A cet effet, une méthodologie basée sur les trois étapes décrites ci-dessous est suivie :

- Il s'agit dans la première étape d'évaluer la capacité des bâtiments en béton armé par l'analyse statique non-linéaire avec plusieurs types de chargements connus (ELF, Mode élastique, Uniforme), et par la considération des effets des modes supérieurs comme (SRSS, MPA). Aussi il s'agit d'évaluer les demandes sismiques par la procédure A de l'ATC40 avec les deux approches en amortissement et en ductilité.
- Dans la deuxième étape, il s'agit de développer une nouvelle démarche pour l'évaluation des niveaux de performances sur un bâtiment en BA.
- La troisième étape est consacrée à une étude paramétrique montrant l'influence de certains paramètres cardinaux sur le point de performance.

1.3 ORGANISATION DU MEMOIRE

Pour atteindre notre objectif, nous avons divisé ce travail en six chapitres :

- Le premier chapitre est réservé à l'introduction générale expliquant la problématique de cette étude et l'évolution des méthodes de calculs.
- Le deuxième chapitre présente une recherche bibliographique sur la PBSD, ainsi que sur l'analyse statique non-linéaire et les différents modèles de chargement.
- Le troisième chapitre traite l'évaluation de la capacité de bâtiments de différent niveaux avec deux types de contreventement par plusieurs types d'analyse non- linéaire, et l'évaluation des demandes sismiques des bâtiments par la procédure A de l'ATC40 (Approche en amortissement et Approche en ductilité).
- Le quatrième chapitre est consacré à la détermination d'une relation entre la demande sismique et la période fondamentale, pour évaluer les intervalles des niveaux de performances du bâtiment.
- Le cinquième chapitre développe une étude paramétrique qui a pour objectif d'étudier l'influence de certains paramètres cardinaux sur l'évaluation du point de performance.
- Le dernier chapitre présente la conclusion générale de notre travail et les perspectives pour des recherches futures.

CHAPITRE 2

NOTIONS THEORIQUES SUR LA PBSD

"PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN"

2

NOTIONS THEORIQUES SUR LA PBSD

"PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN"

2.1 INTRODUCTION

Depuis le développement initial des dispositions des méthodes de performance sismique pour une bonne résistance contre les séismes, la philosophie des codes a été de protéger les vies humaines en fournissant une assurance fiable contre les séismes. Après les tremblements de terre de Loma Prieta 1989 et de Northridge 1994, les chercheurs de génie parasismique aux USA ont commencé le développement de procédures de la conception structurale en réduisant les pertes liées aux dommages des séismes [27]. Cette tendance moderne est appelée la Conception Sismique Basée sur la Performance (Performance Based Seismic Design, PBSD) ou (Performance Based Earthquake Engineering, PBEE) capable de concevoir des bâtiments avec un degré prévu de dommages, ou en d'autres termes, de prévoir la réponse d'un bâtiment avec une performance sismique adéquate [30].

La PBSD est basée sur une approche claire que la performance peut être prévue et évaluée par l'ingénieur pour prendre des décisions intelligentes basées sur des considérations de cycle de vie de bâtiments plutôt que sur les coûts de construction seul [30].

Dans l'évaluation de la performance et la vérification de la conception des bâtiments, les procédures statiques non linéaires (Nonlinear Static Procedures, NSP) deviennent utilisables dans la pratique pour estimer les demandes sismiques. La NSP est fréquemment utilisé dans les applications ordinaires de génie civil pour éviter la complexité et les efforts informatiques requis par M, N, et T. En conséquence, la NSP recommandée dans (ATC40) et (FEMA356) est devenue populaires. L'évaluation des demandes sismiques revêt une importance capitale dans la conception parasismique des structures, et dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, cette nécessité nous exige l'utilisation des méthodes de calculs prenant en compte les effets post-élastiques pour une prévention exacte des demandes sismiques.

Dans notre travail de recherche, on doit passer par des notions théoriques sur la PBSD et les méthodes de calcul. Ce chapitre vise essentiellement la formulation de ces méthodes de calculs, il a pour objectif d'exposer de manière simplifiée la formulation de l'analyse statique non-linéaire utilisée dans notre étude, et la méthode d'évaluation des lois de comportements.

2.2 METHODOLOGIE DE LA PBSD

La figure 2.1 illustre le processus de la PBSD, il inclut une évaluation itérative, commençant par le choix de niveau de performance approprié. La deuxième étape consiste à développer une ou plusieurs conceptions préliminaires pour atteindre ces objectifs. Cependant, l'objectif d'un niveau de performance est de définir un état de dommages du bâtiment pour un séisme de conception donné [19]. Après la conception sismique, on doit calculer la capacité de la structure à dissiper de l'énergie (la courbe Pushover), et la demande de l'énergie à dissipée (le spectre de demande). Ainsi on détermine le point de performance pour identifier le niveau de performance obtenu. Si ce niveau ne satisfait pas les conditions de la PBSD, on doit remodifier la conception sismique jusqu'à un niveau de performance satisfaisant.

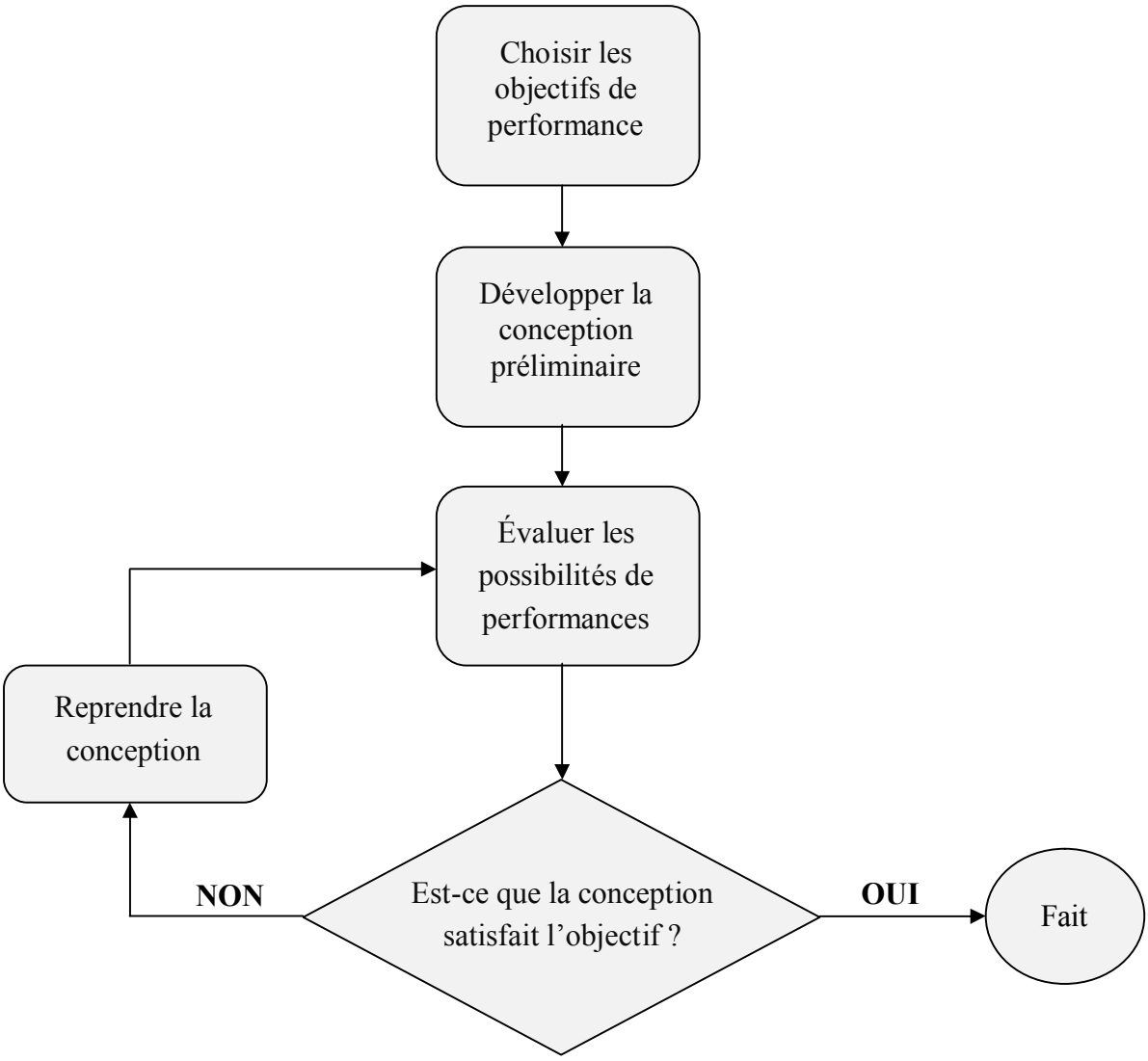


Fig. 2.1 Processus du PBSD (Ronald O. HAMBURGER) [27]

2.2.1 CHOIX DU NIVEAU DE PERFORMANCE

L'objectif de la performance est basé sur les conditions de l'évaluation sismique et la réhabilitation des bâtiments en béton (*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings)* (ATC40) [2], cet objectif a deux parts: un état de dommages et un niveau de risque sismique. La performance sismique est décrite en indiquant l'état maximal de dommages (*niveau des performances*) pour un risque sismique identifié (tremblement de terre). Le but ici est d'utiliser la PBSD efficacement et intelligemment, pour se rendre compte des incertitudes impliquées dans la performance structurale et l'évaluation des risques sismiques. Il convient de noter que les conditions de l'ATC40 [2] sont adressées à l'évaluation sismique et de la vulnérabilité des bâtiments existants, en revanche les prescriptions du FEMA273, 274 et 356 [20] sont adressées à la conception de nouveaux bâtiments aussi bien que pour ceux existants.

Le niveau de performance pour un bâtiment pendant le tremblement de terre est mesuré par la nature et l'ampleur des pertes potentielles. Évidemment, le niveau de performance est affecté par la force sismique. Selon l'ATC40, le niveau de performance d'un bâtiment est une combinaison du niveau de performance structural (SP-1 à SP-6) et du niveau non structural (NP-A à NP-E), comme illustré sur le schéma 2.2.

Le tableau 2.1 donne les combinaisons recommandées du SP et du NP à des niveaux des performances de bâtiment de l'ATC40. Maintenant les projets de l'ATC58 [27] ont un but important, ils utilisent les objectifs de la performance qui sont quantifiables et prévisibles, aussi bien que significatif, et utiles pour les décideurs qui doivent choisir les objectifs utilisés comme une base pour la conception [27]. Cependant, aujourd'hui les décideurs regardent la performance sismique d'une perspective différente et choisissent la performance désirée en utilisant différents processus décisionnels.

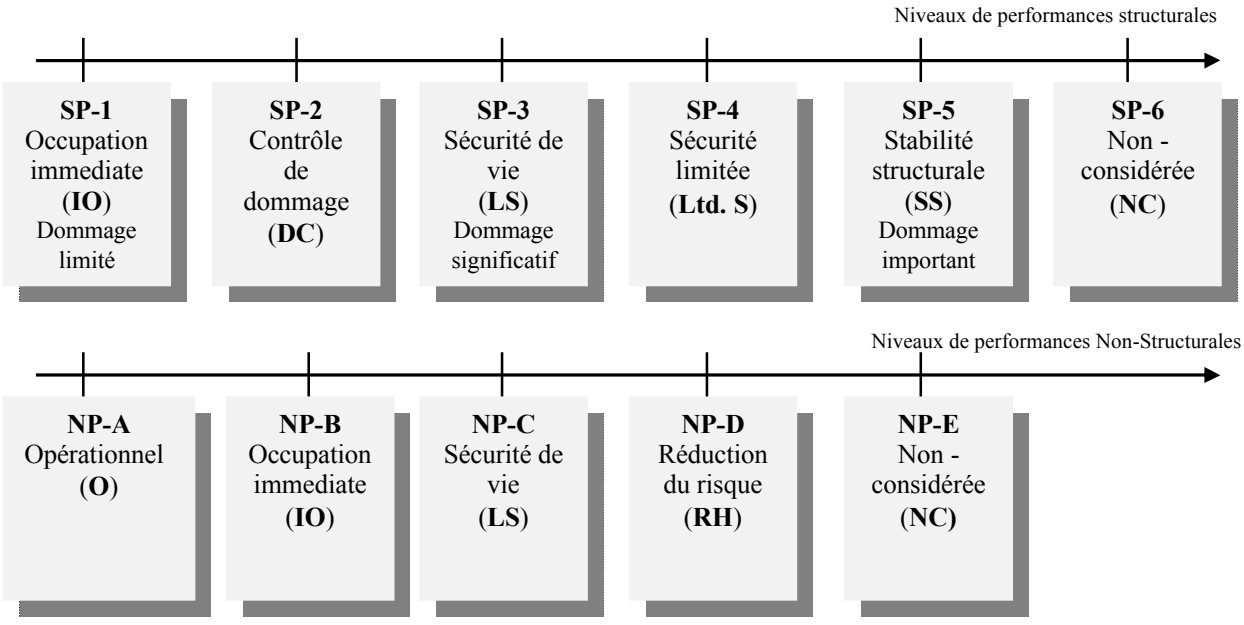


Fig. 2.2 Niveaux des performances structurales et non - structurales

Niveaux de performances structurales / Niveaux de performances non-structurales	SP-1 Occupation immédiate	SP-2 dommage contrôlé	SP-3 Sécurité de vie	SP-4 Sécurité limitée	SP-5 Stabilité structurale	SP-6 Non-considérée
NP-A Opérationnel	1-A Opérationnel	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Occupation immédiate	1-B Occupation immédiate	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Sécurité de vie	1-C	2-C	3-C Sécurité de vie	4-C	5-C	6-C
NP-D Réduction du risque	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Non-considérée	NR	NR	3-E	4-E	5-E Stabilité structurale	Non-applicable

Tableau. 2.1 Niveaux de performance [ATC40]

Niveau de performance généralement utilisé (SP – NP)
Autre possibilité de combinaison de (SP – NP)
Combinaison non recommandée de (SP – NP)

2.2.2 CONCEPTION PRELIMINAIRE

La conception préliminaire d'un bâtiment se fait par la définition de tous les dispositifs significatifs pour atteindre le niveau de performance prédéterminé à sa future performance sismique probable. Ceci inclut les caractéristiques du chantier, sa configuration de base, les matériaux de construction, les systèmes structuraux, la rigidité et la résistance. La conception préliminaire doit également inclure la considération des types des composantes et des systèmes non-structuraux qui doivent être installés dans le bâtiment [27].

2.2.3 EVALUATION DE LA PERFORMANCE

Plusieurs méthodologies ont été proposées pour évaluer la performance, une évaluation déterministe est proposée et existe dans différents codes tels que l'ATC40 et FEMA273, une autre approche, telle que le projet de l'ATC58 préfère employer une évaluation probabiliste. [27].

L'ATC40 et les FEMA273 prévoient la stratégie de l'évaluation comme illustré sur le schéma 2.3, basée d'une part sur la caractérisation de la capacité de la structure et la détermination de la demande sismique, et d'autre part sur un processus de la vérification de la performance qui est fixé en préalable par le propriétaire conjointement avec l'ingénieur dans la première étape du projet [19].

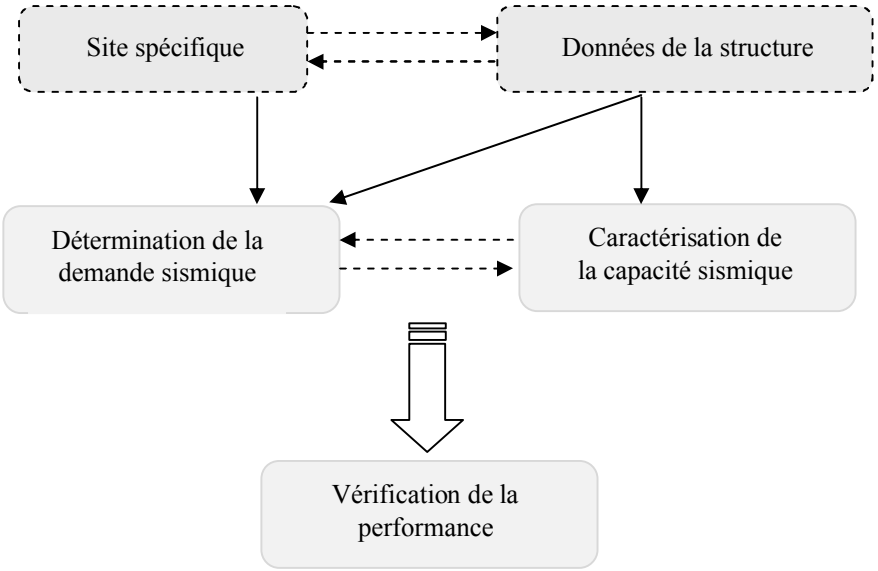


Fig.2.3 Stratégie pour l'acceptation de la performance

2.2.3.1 Courbe de capacité

L'analyse statique non-linéaire NSP (ou Pushover) est utilisée pour produire la courbe de capacité d'un bâtiment. L'analyse Pushover devient un outil largement utilisé pour l'évaluation des performances sismiques des nouvelles structures ou existantes, [29].

Le nom de (Pushover) vient de ce que le fondement de la méthode consiste à établir une courbe effort – déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en la 'poussant' de plus en plus fort. Il s'agit d'un calcul statique, prenant en compte un modèle non linéaire ou linéaire équivalent, dans lequel les charges gravitaires restent constantes et les efforts horizontaux appliqués au niveau des masses du modèle de la structure pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique, ont une répartition généralement semblable

à celle des déplacements du mode fondamental de vibration et sont multipliés par un facteur croissant λ jusqu'à l'obtention d'un état d'endommagement plastique considéré comme représentant la limite de ce qui est acceptable pour la sécurité [35]. Il faut noter que la répartition semblable à la déformée du mode fondamental est exacte pour un modèle élastique monomodal. La répartition des efforts horizontaux est aussi parfois considérée uniforme, parabolique ou triangulaire inversée.

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement Δ du sommet et en ordonnée l'effort tranchant V à la base (la somme des forces horizontales multipliée par λ). Elle est supposée constituer une caractéristique intrinsèque de la structure du point de vue de l'effet des actions horizontales de nature statique ou dynamique. Elle fournit une estimation des mécanismes de plastification attendus et de la distribution de l'endommagement progressif, en fonction de l'intensité des forces et des déplacements horizontaux.

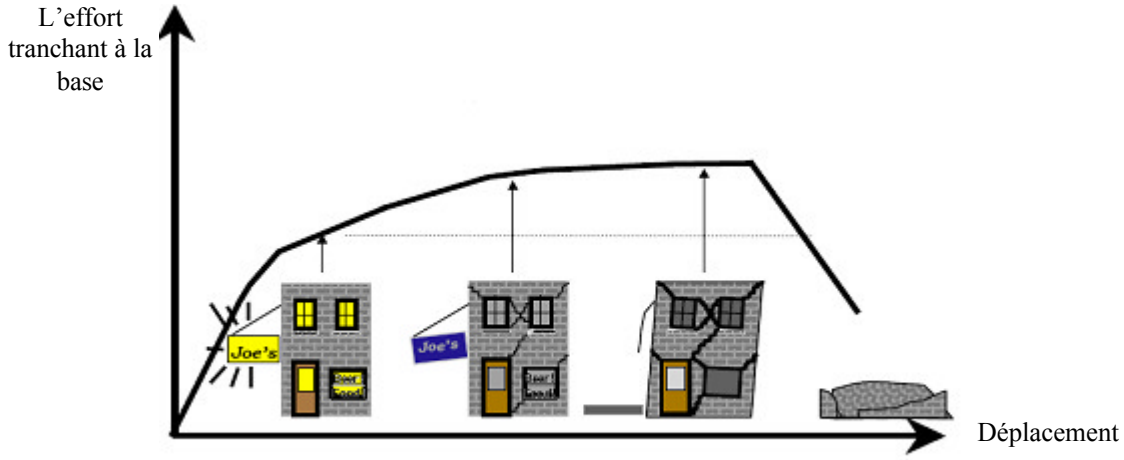


Fig. 2.4 Courbe de capacité

L'analyse Pushover n'a aucune base théorique rigoureuse, elle est basée sur l'hypothèse pour laquelle la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système équivalent à SDOF, ceci implique que la réponse est commandée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante dans toute la réponse, clairement les deux hypothèses sont incorrectes, mais des études ont été effectuées par plusieurs investigateurs qui ont indiqué que ces hypothèses donnent une bonne prévision de la réponse sismique maximale des structures à plusieurs étages (MDOF), [31].

La formulation du système équivalent à SDOF n'est pas unique, mais l'hypothèse fondamentale commune à toutes les approches est que la déformée du système MDOF peut être représentée par le vecteur modal Φ qui reste constant pendant l'histoire de chargement [29].

$$u_n(t) = \Phi_n q_n(t) \qquad \text{(Eq 2.1)}$$

$q_n(t)$ Coordonnées modales, appelées les multiplicateurs scalaires

Φ_n Vecteur modal

L'équation différentielle de mouvement pour le système MDOF peut être écrite comme suit :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + f_s(u, sign\,\dot{u}) = -m\iota\ddot{u}_g \qquad \text{(Eq 2.2)}$$

Tels que:

u Vecteur du déplacement

m,c,k Matrices de masse, amortissement et rigidité

ι Vecteur d'influence

f_s Force latérale

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N} \Phi_n q_n(t) \qquad \text{(Eq 2.3)}$$

En multipliant à droite l'équation (Eq 2.2) par Φ_n^T, et en utilisant l'équation (Eq 2.1), on obtient l'équation modale suivante [29]:

$$\ddot{q}_n + 2\xi_n\omega_n\dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n^*} = -\Gamma_n\ddot{u}_g(t) \qquad \text{(Eq 2.4)}$$

Avec

$$F_{sn} = F_{sn}\left(q, sign\,\dot{q}\right) = \Phi_n^T f_s\left(u, sign\,\dot{u}\right) \qquad \text{(Eq 2.5)}$$

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \qquad \text{(Eq 2.6)}$$

Avec

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n^*} \qquad L_n = \Phi_n^T m\iota \qquad M_n^* = \Phi_n^T m\Phi_n \qquad \text{(Eq 2.7)}$$

Γ_n coefficient de participation modale pour le $n^{ème}$ mode

A partir de l'équation (2.6), L'équation différentielle de mouvement pour le système SDOF peut être écrite comme suit :

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \ddot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \qquad \text{(Eq 2.8)}$$

D'après l'équation (2.1 et 2.6), le déplacement du niveau *i* pour le mode n est :

$$u_{in}(t) = \Gamma_n \Phi_{in} D_n(t) \qquad \text{(Eq 2.9)}$$

En particulier le déplacement du toit comme suit

$$u_{rn}(t) = \Gamma_n \Phi_{rn} D_n(t) \qquad \text{(Eq 2.10)}$$

Le déplacement du système équivalent à SDOF est donné par

$$(u_r)_{SDOF} = \Gamma_1 \Phi_{r1} D_1 \qquad \text{(Eq 2.11)}$$

Le vecteur modal Φ_n est connu, la relation force – déformation de système équivalent SDOF (Fig 2.5-b) peut être déterminée à partir des résultats de l'analyse statique non – linéaire incrémentale de la structure (MDOF), qui produit habituellement l'effort tranchant à la base (V) et le déplacement du toit (u).
Afin d'identifier les quantités des forces et les déplacements, le diagramme a une idéalisation bilinéaire, cette représentation est caractérisée par l'effort V_{bny} ou (la limite élastique) qui présente la rigidité élastique efficace [29]:

$$K_{MDOF} = \frac{V_{bny}}{u_{rny}} \qquad \text{(Eq 2.12)}$$

$K_s = \alpha K_{MDOF}$ Est la dégradation de rigidité de la structure. La simplification bilinéaire de la courbe ($V - u$), est montrée dans la figure 2.5-b, qui définit les propriétés de système équivalent (SDOF) [29].

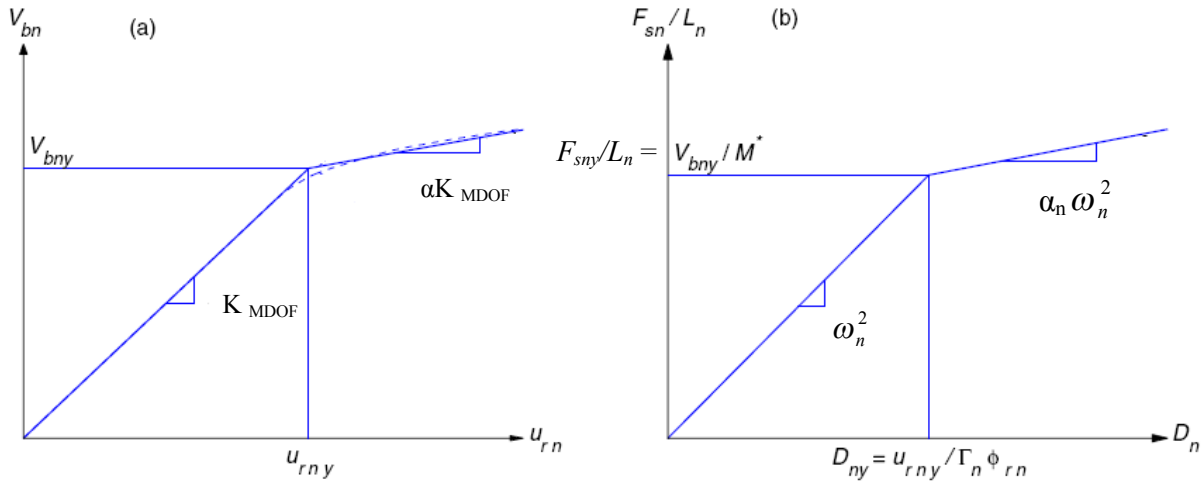


Fig 2.5 Représentation bilinéaire des systèmes MDOF et SDOF

La période initiale du système équivalent SDOF, T_{eq} peut être calculée par la relation suivante [31] :

$$T_{eq} = 2\pi\left[\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}}\right]^{1/2} \qquad \text{(Eq 2.13)}$$

Le rapport d'écrouissage (α) pour la relation ($V - u$) du système MDOF définit le rapport d'écrouissage du système équivalent de SDOF.
Les propriétés de base du système équivalent de SDOF sont connues, la question fondamentale qui se pose dans l'exécution de l'analyse Pushover est l'importance du déplacement cible auquel l'évaluation des performances sismiques de la structure doit être exécutée [47].

L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs éléments de réponses qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [26], on peut citer :

1. L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
2. La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteaux-poutres, les sollicitations de cisaillement.
3. Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
4. L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

5. L’identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
6. L’estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peuvent être utilisés dans le contrôle de l’endommagement.

L'exactitude relative des prévisions du Pushover et les limitations des procédures de l'analyse Pushover doivent être identifiées. L'évaluation du déplacement cible, choix du modèle de charges et l'identification des mécanismes latéraux de rupture dus aux modes supérieurs de vibration, sont des questions importantes qui affectent la précision des résultats de l’analyse Pushover.

Les charges latérales d’un modèle mathématique sont appliquées proportionnellement à la distribution des forces d’inertie dans le plan, pour toutes les analyses, au moins deux distributions verticales des charges latérales seront appliquées.
Donc, la distribution des charges latérales peut être choisie parmi les modèles adoptés par le (FEMA356) [22]. Actuellement, plusieurs répartitions des charges latérales sont recommandées dans FEMA356 pour l’analyse statique non linéaire [22], on peut citer :

2.2.3.1.1 Distribution pseudo charge latérale ELF (Equivalent Lateral Force)

Cette distribution est utilisée seulement quand plus de 75% de toute la masse participe dans le mode fondamental dans la direction considérée.
Ce modèle défini dans le FEMA356, est donné par :

$$F_i = \frac{m_i h_i^k}{\sum m_i h_i^k} \qquad \text{(Eq 2.14)}$$

h_i Hauteur de niveau i
k coefficient considérant les effets des modes supérieurs
(k=1 pour $T_1 \leq 0.5$s). (k=2 pour $T_1 \leq 2.5$).
m_i masse du niveau i

2.2.3.1.2 Distribution sous forme du mode fondamental

Cette distribution verticale est proportionnelle à la forme de mode fondamental dans la direction considérée dans l'étude. L'utilisation de cette distribution est autorisée seulement quand plus de 75% de la masse totale participe à ce mode [42].

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i} \qquad \text{(Eq 2.15)}$$

m_i masse du niveau i

Φ_i amplitude du niveau i au premier mode

2.2.3.1.3 Distribution SRSS (Square Root of the Sum of Squares)

Une distribution verticale proportionnelle à la distribution des efforts des niveaux est calculée par la combinaison des réponses modales de l'analyse modale spectrale du bâtiment, en utilisant suffisamment de modes pour capturer au moins 90% de la masse totale du bâtiment. Cette distribution des efforts est utilisée lorsque la période du mode fondamentale excède 1.0 seconde.

Le modèle des charges latérales considère les effets des modes supérieurs élastiques de vibration pour une longue période et les structures irrégulières. La force latérale dans chaque niveau est calculée par la combinaison (SRSS) pour les distributions des charges obtenues à partir de l'analyse modale des structures comme suit :

1. Calculer la force latérale à tous les niveaux pour le n^{ème} mode par l'équation suivante [42]:

$$F_{in} = \Gamma_n m_i \Phi_{in} A_n \qquad \text{(Eq 2.16)}$$

Tels que :

Γ_n Coefficient de participation modal pour le mode n

Φ_{in} Amplitude du niveau i au mode n

A_n Pseudo – accélération pour le mode n du système élastique SDOF

2. Calculer l'effort tranchant des niveaux

$$V_{in} = \sum_{j \geq i}^{N} F_{jn} \qquad \text{(Eq 2.17)}$$

N nombre total des niveaux

3. Combiner les charges modales des niveaux par l'utilisation du SRSS

$$V_i = \sqrt{\sum_n (V_{in})^2} \qquad \text{(Eq 2.18)}$$

4. Calculer les forces latérales des niveaux, F_i pour tous les niveaux par la combinaison des efforts tranchants des niveaux.

5. Normaliser les charges latérales des niveaux par l'effort tranchant à la base pour la convenance.
   Tels que :

$$F_i^{`} = \frac{F_i}{\sum F_i} \qquad \text{(Eq 2.19)}$$

2.2.3.1.4 Distribution uniforme

Le modèle de charge uniforme est basé sur une distribution uniforme des forces latérales à chaque niveau proportionnelle à la masse totale de chaque niveau.

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \qquad \text{(Eq 2.20)}$$

Tels que :
F_i Force latérale au niveau i
m Masse de niveau i

2.2.3.1.5 Distribution des charges latérales modales (Analyse Pushover Modale, MPA)

La procédure de MPA est développée par Chopra et Goel, 2001.
Les étapes ci – dessous sont utilisées pour estimer la réponse maximale non – élastique d'un bâtiment symétrique à plusieurs étages [8].

1. Calculer les pulsations propres ω_n et les modes Φ_n, pour la vibration élastique linéaire du bâtiment.

2. Pour le n^{éme} mode, développer l'effort tranchant à la base en fonction des déplacements $V_{bn} - u_{rn}$, (courbe Pushover) pour la distribution des forces.

$$S_n^* = m\Phi_n \qquad \text{(Eq 2.21)}$$

   m : Matrice de masse de la structure.

3. Construire la courbe Pushover comme courbe bilinéaire. Si la courbe Pushover présente une dégradation de rigidité négative idéaliser cette courbe comme une courbe élasto-plastique parfaite.

4. Convertir la courbe bilinéaire du Pushover en force - déplacement

$$\frac{F_{sn}}{L_n} \rightarrow D_n \qquad \text{(Eq 2.22)}$$

$$\Gamma_n = \frac{\Phi_n^T m 1}{\Phi_n^T m \Phi_n} \qquad \text{(Eq 2.23)}$$

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \qquad \text{(Eq 2.24)}$$

$$D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \Phi_{rn}} \qquad \text{(Eq 2.25)}$$

5. Calculer la déformation maximale D_n pour le n^{éme} mode du système SDOF inélastique définie par la relation force – déformation et l'amortissement ξ_n, la période de vibration du système élastique :

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \qquad \text{(Eq 2.26)}$$

Pour le système SDOF T_n, ξ_n et D_n sont connues.

6. Calculer le déplacement maximal du toit u_{rn} associé avec le n^{éme} mode du système SDOF inélastique par :

$$U_{rn} = \Gamma_n \Phi_{rn} D_n \qquad \text{(Eq 2.27)}$$

7. Répéter les étapes 3 à 6 pour plusieurs modes. Les deux ou trois premiers modes sont suffisants pour cette analyse.

8. Déterminer la réponse totale (demande) par la combinaison des réponses maximales modales par l'utilisation de SRSS :

$$(u_r)_{MPA} = \left(\sum_n u_{rno}^2 \right)^{1/2} \qquad \text{(Eq 2.28)}$$

Avec u_{rno} la valeur maximale du u_{rn}

2.2.3.2 Méthode du Spectre de Capacité (CSM)

Parallèlement aux efforts entrepris pour élaborer le guide NEHRP (Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings), un document à même finalité mais centré sur la seule utilisation du béton a été élaboré aux États-Unis pour L'ATC (ATC, 1996). Diffusé plus tôt que le FEMA273, ce document largement connu sous le nom de l'ATC40 a été abondamment utilisé par les professionnels et les développeurs des logiciels pour l'évaluation sismique et la réparation du bâtiment existant.

La méthode d'analyse proposée dans l'ATC40 est appelée méthode de spectre de capacité désignée par 'capacité – demande'. La méthode de spectre de capacité (Capacity Spectum Method, CSM) compare la capacité d'une structure à résister aux forces latérales aux demandes des spectres de réponse des séismes dans une présentation graphique, qui permet une évaluation visuelle du comportement de la structure vis-à-vis au séisme.

Dans l'ATC40 [2], on distingue trois procédures différentes pour estimer la déformation due au tremblement de terre et trouver le point de performance. Toutes ces méthodes sont basées sur les mêmes principes, mais elles sont différentes dans l'exécution. Les procédures A et B sont analytiques et favorables à l'exécution d'ordinateur, tandis que le procédé C est graphique et plus adapté à l'analyse manuelle. La procédure A est suggérée dans notre étude car elle demande de l'utilisateur des applications simples et directes.

L'intérêt de la méthode CSM consiste entre autres à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection représente le point de fonctionnement (point de performance) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et son degré de pénétration dans le domaine plastique.

La méthode (CSM) se compose de [13]:

1. Développer la relation entre l'effort tranchant à la base V_b et le déplacement du toit u_r, cette relation est obtenue par la courbe Pushover.

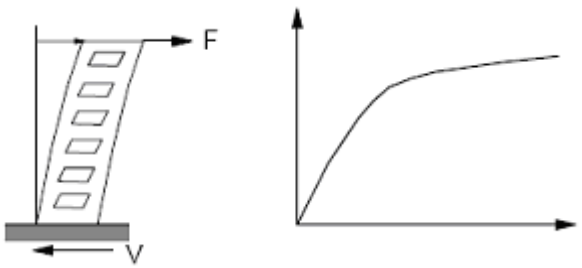


Fig.2.6 Développement de la courbe Pushover

2. La courbe Pushover subit donc les transformations suivantes :

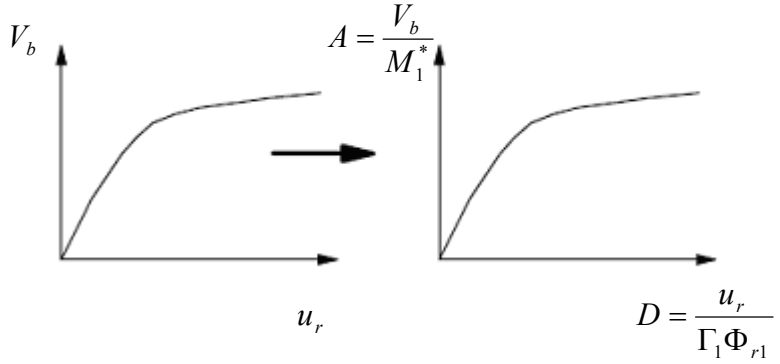


Fig.2.7 Conversion de la courbe Pushover en format ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra)

$$D = \frac{u_r}{\Gamma_1 \Phi_{r1}} \qquad \text{(Eq 2.29)}$$

$$A = \frac{V_b}{M_1^*} \qquad \text{(Eq 2.30)}$$

$$\Gamma_1 = \left[\frac{\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{j1}}{\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{j1}^2} \right] \qquad \text{(Eq 2.31)}$$

$$M_1^* = \frac{\left[\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{j1} \right]^2}{\left[\sum_{j=1}^{N} m_j \Phi_{j1}^2 \right]} \qquad \text{(Eq 2.32)}$$

Avec :

M_1^* Masse modale effective au premier mode

Γ_1 Facteur de participation modal du premier mode

m_j Masse du $j^{ème}$ niveau

Φ_{j1} Amplitude du niveau j au mode fondamentale

N Nombre de niveaux

Φ_{r1} Amplitude du premier mode au niveau du toit

3. Conversion du spectre de réponse en format (ADRS)

   Cette conversion peut être faite par la relation suivante

$$D = \frac{T_n^2}{4\pi^2} A \qquad \text{(Eq 2.33)}$$

D Déplacement spectral
A Accélération spectrale
T_n Période naturelle

Si le spectre de réponse est en format de vitesse spectrale, alors la conversion doit être faite par les relations suivantes, [ATC40].

$$A = \frac{2\pi}{T_n} S_v \qquad \text{(Eq 2.34)}$$

$$D = \frac{T_n}{2\pi} S_v \qquad \text{(Eq 2.35)}$$

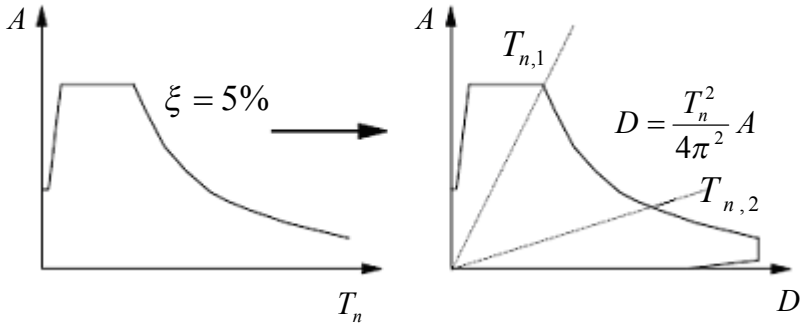


Fig.2.8 Conversion du spectre de réponse en format ADRS

4. Combiner le diagramme de la demande et de la capacité et déterminer la demande en déplacement, cette étape est très compliquée en analyse dynamique d'un système linéaire équivalent avec des valeurs successivement mises à jour de la période de vibration T_{eq} et l'amortissement équivalent ξ_{eff} .

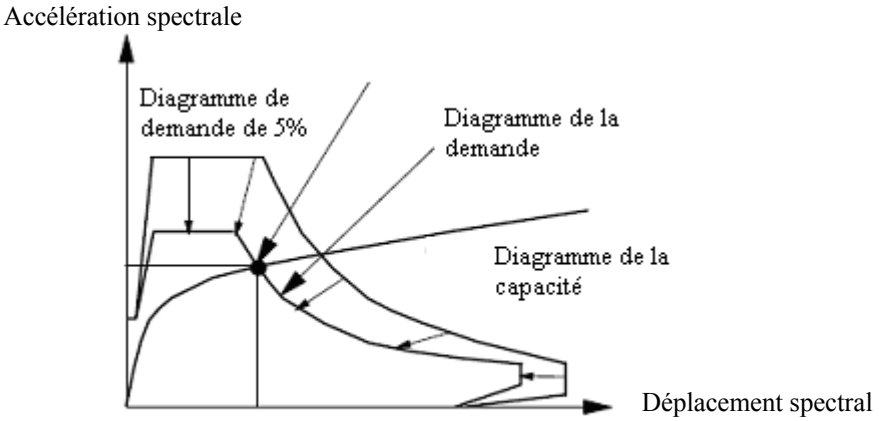


Fig.2.9 Détermination du point de performance

5. Convertir la demande en déplacement déterminée à l'étape 4 en déplacement global et comparer avec les valeurs limites.

2.2.3.2.1 Système linéaire équivalent

La réponse sismique des systèmes inélastiques peut être estimée par des méthodes d'analyse approximatives dans lesquelles le système non-linéaire est remplacé par un système linéaire 'équivalent'. Ces méthodes représentent un champ fertile pour plusieurs chercheurs avant le développement rapide du calcul numérique où une grande partie du travail fondamental a été accompli plus de deux décennies (Hudson, 1965 ; Jennings, 1968 ; Lwan et Portes, 1979) [13]. En général, il existe deux méthodes approximatives utilisées pour la détermination des paramètres du système linéaire équivalent : méthodes basées sur la réponse harmonique et d'autres basées sur la réponse aléatoire.

Maintenant, il existe d'autres applications qui peuvent remplacer cette dernière méthode. Parmi ces applications, on trouve la méthode de la rigidité sécante (Jennings, 1968) utilisée dans la CSM pour vérifier l'adéquation d'une conception structurale (Freeman et al, 1975 ; Freeman, 1978 ; Deierlein et Hsieh, 1990 ; Reinhorn et autres, 1995), qui a été adaptée pour développer la méthode statique non linéaire dans l'ATC40, [13].

On considère que le système SDOF est inélastique avec la relation bilinéaire (force – déplacement) en état initial, la rigidité de la branche élastique k reste invariable sur l'ensemble de la réponse, et αk représente la dégradation de rigidité (figure 2.10) [13].

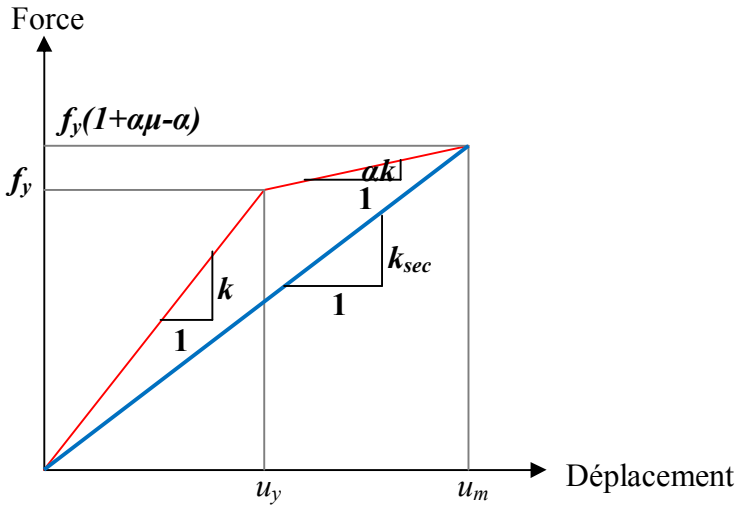


Fig.2.10 Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système SDOF

u_y Déplacement élastique
u_m Déplacement ultime
μ Ductilité

La période fondamentale de vibration pour le système linéaire équivalent :

$$T_{eq} = T_n \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha\mu-\alpha}} \qquad \text{(Eq 2.36)}$$

T_n : la période lorsque $(u \leq u_y)$

Le calcul de l'amortissement visqueux équivalent est basé sur l'énergie dissipée par l'oscillateur élastoplastique avec écrouissage. L'amortissement visqueux total du système linéaire équivalent vaut alors :

$$\xi_{eff} = \xi_o + 0.05 \qquad \text{(Eq 2.37)}$$

Où ξ_o représente l'amortissement visqueux équivalent correspondant à l'amortissement hystérétique

0.05 représente l'amortissement matériel visqueux inhérent de la structure

Le terme ξ_{eq} se calcul à partir de la relation suivante :

$$\xi_o = \frac{1}{4\pi}\frac{E_d}{E_{s0}} \qquad \text{(Eq 2.38)}$$

E_d : représente l'énergie dissipée par l'amortissement
E_{s0} : représente l'énergie des déformations maximales.

En idéalisant le comportement de la structure considéré comme élastoplastique avec écrouissage par une courbe bilinéaire (Fig 2.11), les expressions de E_d et E_{s0} s'écrivant respectivement :

$$E_d = 4\left(Sa_y Sd_{pi} - Sd_y Sa_{pi}\right) \qquad \text{(Eq 2.39)}$$

Et

$$E_{s0} = \frac{Sa_{pi} Sd_{pi}}{2} \qquad \text{(Eq 2.40)}$$

Ce qui devient :

$$\xi_o = \frac{2}{\pi}\frac{Sa_y Sd_{pi} - Sd_y Sa_{pi}}{Sa_{pi} Sd_{pi}} \qquad \text{(Eq 2.41)}$$

Le calcul de l'amortissement équivalent ξ_o est basé sur l'hypothèse de comportement idéalisé de la structure illustré par la figure (2.11), il ne peut pas couvrir la diversité de comportements des structures soumises à des excitations dynamiques.
Par exemple le comportement dynamique d'une structure contreventée par des portiques sans remplissage en maçonnerie présente généralement un amortissement hystérétique plus faible que celui d'une structure ductile capable de supporter des déformations non linéaires importantes. Pour tenir compte de ces écarts, l'amortissement effectif peut être modifié par le biais d'un coefficient empirique κ.

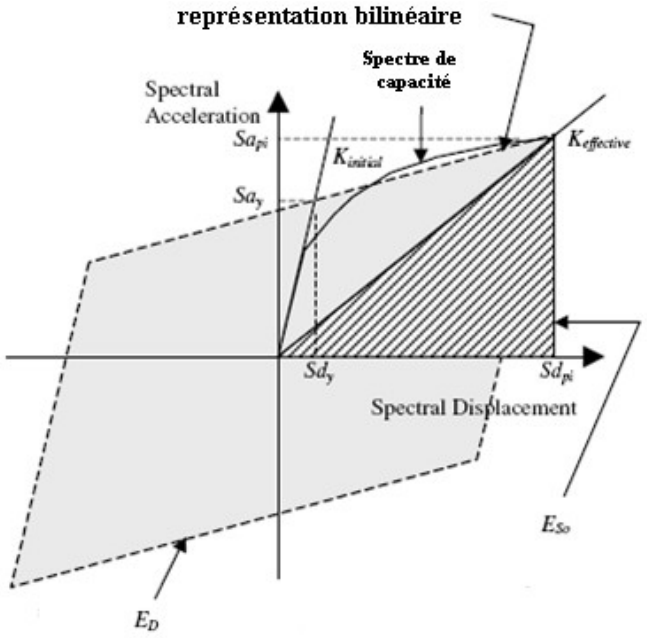


Fig 2.11 Dérivation d'énergie absorbée près l'atténuation

2.2.3.2.2 Procédure d'analyse ATC40

L'amortissement par hystérésis peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent. Ainsi, l'amortissement effectif peut être estimé par [13]:

$$\xi_{eff} = \kappa\xi_o + 0.05 \qquad \text{(Eq 2.42)}$$

Là où ξ_{eq} est l'amortissement par hystérésis (sa valeur n'excède pas 45%) et 0.05 est l'amortissement visqueux assumé 5% inhérent à la structure. κ est un facteur de modification pour expliquer le point auquel l'hystérésis réel du bâtiment est bien représenté par le comportement bilinéaire du spectre de capacité (figure 2.12)

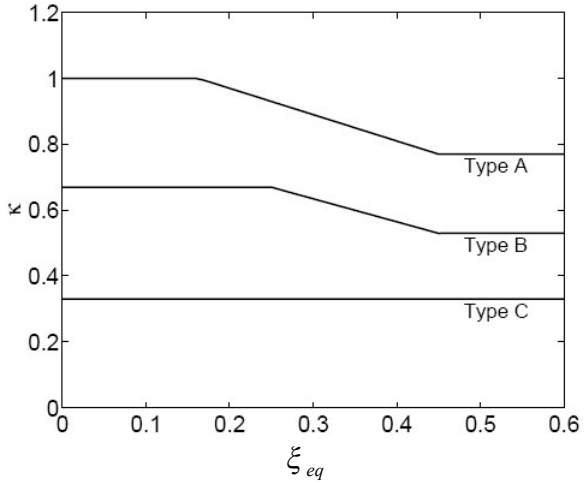


Fig.2.12 Variation du facteur de modification en fonction de l'amortissement

Le facteur de modification de l'amortissement κ dépend du comportement par hystérésis du système, caractérisé par l'un des trois types : le type A dénote le comportement par hystérésis stable, le type C représente les boucles sévèrement pincées et/ou dégradées et le type B représente l'état intermédiaire entre les deux types A et C [13].
Pour expliquer l'atténuation, le spectre de réponse doit être réduit par des facteurs de réduction d'accélération et de la vitesse S_{Ra} et S_{Rv} respectivement qui sont donnés par les relations suivantes [19].

Type de comportement structural	S_{Ra}	S_{Rv}
Type A	0.33	0.5
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Tableau 2.2 Les coefficients SRa et SRv pour les trois types

$$S_{Ra} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \qquad \text{(Eq 2.43)}$$

$$S_{Rv} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \qquad \text{(Eq 2.44)}$$

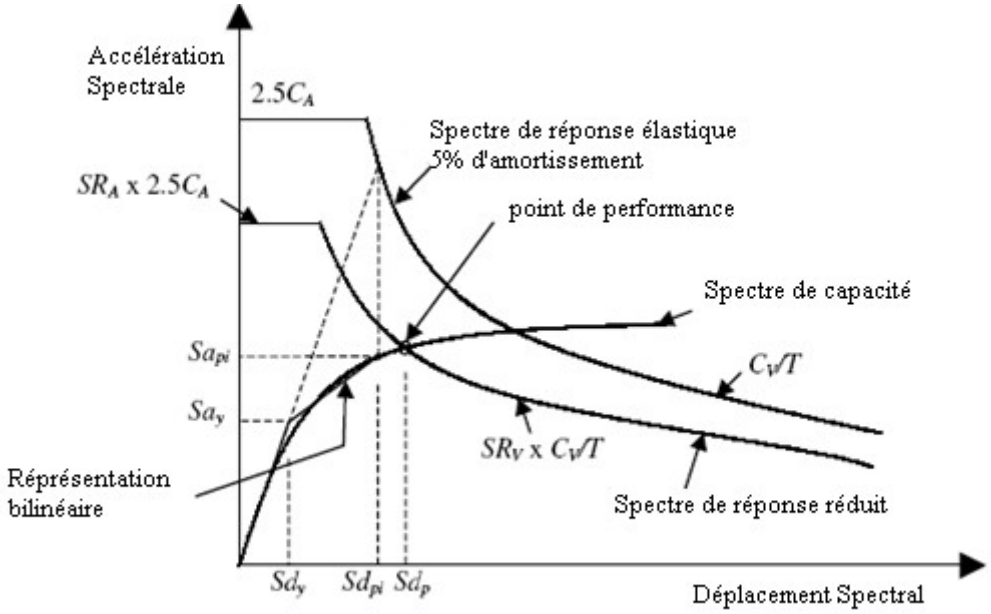


Fig.2.13 Méthode de spectre de capacité 'Procédure A'

Après le calcul du point de performance, on doit vérifier les étapes suivantes pour contrôler notre objectif [2]:

1- Pour assurer la réponse globale du bâtiment, vérifier que :

a. La résistance des forces latérales n'est pas dégradée de plus de 20% de la résistance maximale.

b. Les limites de déplacement inter-étages doivent satisfaire les limites données dans le tableau montré ci-dessous.

	Limite des déformations			
	limite des performances			
limites de déplacements inter-étages	Occupation immédiate	Dommage contrôlée	sécurité de vie	Stabilité structurale
Maximum du déplacement inter-étage total	0.01	0.01 - 0.02	0.02	0.03 V_i/P_i
Maximum du déplacement inter-étage inélastique	0.005	0.005 - 0.015	non limité	non limité

Tableau 2.3 Limites des déplacements inter-étages pour les niveaux de performances

V_i Effort tranchant total au niveau i

P_i Charge gravitaire totale au niveau i à l'ELS

2- Identifier et classifier les différents éléments du bâtiment.

3- Identifier tous les éléments primaires et secondaires.

4- Pour chaque type d'élément, identifier les composantes et les actions critiques selon le chapitre 11 de l'ATC-40 [2].

5- Les demandes des forces et des déformations au point de performance doivent être inférieures ou égales aux capacités définies au chapitre 11 de l'ATC-40 [2].

6- La performance des éléments secondaires doivent être passée en revue pour l'acceptabilité du niveau de performance indiqué.

7- Les éléments non-structuraux doivent être examinés pour assurer les niveaux de performance indiquée.

En outre, par le développement du CSM, (Chopra et Goel, 1999) [13] ont proposé également d'utiliser les spectres non élastiques développés par Newmark et Hall, ce qui ouvre le défi dans ce domaine.

Il convient de noter que dans cette section une perspicacité est donnée sur la méthodologie de l'ATC40, ceci n'exclut pas l'existence d'autres méthodes qui sont citées dans le FEMA-273/274, ou dans d'autres rapports techniques.

2.3 COMPORTEMENT NON - LINEAIRE

Le calcul des spectres de réponse linéaire suppose un comportement visco-élastique des oscillateurs. Dans la réalité, les matériaux et en particulier le béton armé exhibent un comportement non linéaire en raison de la fissuration et de l'écrasement du béton ainsi que de la plastification de l'acier. Ces non linéarités peuvent être prises en compte par des lois de comportement monotone (ou cyclique) qui peuvent se diviser suivant l'échelle de leur représentation en trois grandes catégories : les modèles globaux, les modèles locaux et les modèles semi-locaux (modèles à fibre ou modèles multicouches) [1].

2.3.1 MODELES GLOBAUX

Les modèles globaux reproduisent le comportement d'un élément de structure complet comme une poutre, un poteau, un mur ou même un étage complet de la structure. Les lois de comportement globales sont généralement uniaxiales et relient une déformation généralisée comme la courbure, l'allongement ou la distorsion (Φ, ξ , γ) et son effort généralisé associé (M, N ou T). Elles traduisent le comportement non linéaire cyclique des sections, et représentent généralement [1] :

- un comportement linéaire pour de faibles amplitudes de déplacement,
- une diminution de raideur induite par la fissuration du béton,
- une limitation de l'effort maximal correspondant à l'apparition des non linéarités au-delà d'un certain seuil de déplacement (plastification des aciers, adoucissement en compression du béton),
- des boucles d'hystérésis traduisant une dissipation d'énergie.

Ce comportement est illustré sur la figure 2.14 issue de tests réalisés sur une maquette en béton armé.

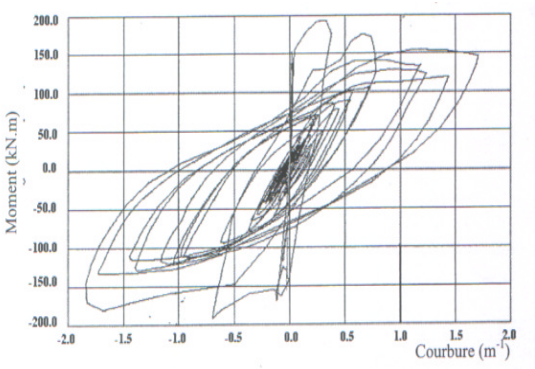


Fig 2.14 : Comportement cyclique d'un mur en béton armé

2.3.2 MODELES LOCAUX

A ce niveau de modélisation, chaque matériau constitutif des éléments de structure étudiés peut être décrit (acier, béton, liaison acier – béton, maçonnerie…), l'association de ces lois permet de représenter le comportement de l'élément mais la lourdeur des calculs associés à ces modèles limite leur utilisation à des chargements simples. Il reste que l'utilisation de ces modèles pour identifier les paramètres des modèles globaux cités précédemment permet l'étude de structure complète sous chargement sismique [1].

2.3.3 MODELES SEMI – GLOBAUX

Plus économe en temps de calculs que la modélisation fine ou locale, la modélisation semi – globale permet d'accéder à la loi de comportement globale d'un élément, relation entre la déformation axiale, de cisaillement ou la courbure et les contraintes généralisées associées, effort normal, tranchant ou moment fléchissant, à partir d'une description géométrique de la section basée sur des éléments bidimensionnels et des lois de comportement uniaxiales décrites précédemment. Ce type de modèle dit modèle à fibre ou modèle multicouche est basé sur une description géométrique à deux dimensions d'une section de poutre supposée se comporter sur le plan cinématique suivant les différentes théories de poutre (poutre de Bernoulli sans déformation de cisaillement et poutre de Timoshenko avec déformation de cisaillement) [1]. La cinématique de type poutre est associée à des lois de comportement uniaxiales locales permettant de déterminer les contraintes axiales puis en intégrant sur chaque section les efforts généralisés (moments, efforts normaux et efforts tranchants).

2.4 DETERMINATION DES LOIS DE COMPORTEMENT

La courbe Pushover peut s'obtenir à partir d'un calcul non linéaire statique avec un modèle éléments finis comportant des lois de comportement similaires à celles décrites dans les paragraphes 2.3. Ces calculs non linéaires sont parfois difficiles à réaliser en raison des problèmes de convergence ainsi que par la lourdeur des modèles, il est parfois plus simple et moins coûteux d'utiliser des méthodes simplifiées basées sur une suite de calculs linéaires élastiques et des lois de comportement élastique parfaitement plastique.

Dans notre travail, nous avons choisi des lois bilinéaires (modèle global), elles reproduisent le comportement d'un élément de structure complet comme une poutre, un poteau, un mur. La même loi uniaxiale élastoplastique avec écrouissage cinématique est utilisée pour relier la courbure Φ_y au moment de flexion M_Y. Ce choix est justifie par :

- La loi bilinéaire peut être utilisée soit pour les éléments de poutre de Bernoulli, soit pour la poutre de Timoshenko.
- Simplicité du modèle.
- La méthodologie utilisée dans notre travail est basée sur les méthodes en déplacement (Analyse Pushover), et les programmes utilisés acceptent des lois bilinéaires, (le choix du modèle hystérétique n'a donc pas d'influence sur les résultats).

2.4.1 Evaluation des moments et courbures des sections rectangulaires vis-à-vis de M et N

2.4.1.1 Détermination du moment et de la courbure à la limite élastique

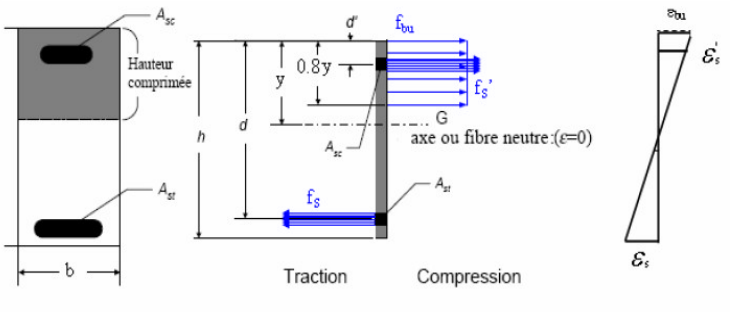


Fig.2.15 Distribution des déformations et des contraintes.

La limite élastique de déplacement est définie, pour la section droite d'un élément de contreventement, comme l'état où les armatures d'acier tendues atteignent leur déformation élastique maximale.

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} \qquad \text{(Eq 2.45)}$$

L'équilibre de la section, montrée en Fig 2.15 permet d'écrire les équations données en supposant un diagramme rectangulaire équivalent des contraintes dans le béton.
La déformation de traction dans l'acier est:

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2\times10^{-3} \qquad \text{(Eq 2.46)}$$

D'après le BAEL 91 modifié 99 on a:

$$N_y = -A_s f_s + A_s^{'} f_s^{'} + 0.8byf_{bu}\left(d - 0.4y\right) \qquad \text{(Eq 2.47)}$$

Le moment à l'état limite élastique est comme suit:

$$M_y = A_s^{'} f_s^{'}\left(d - d^{'}\right) + 0.8byf_{bu}\left(d - 0.4y\right) - N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) \qquad \text{(Eq 2.48)}$$

La courbure à la limite élastique est:

$$\Phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d-y} = \frac{\varepsilon_{bu}}{y} \qquad \text{(Eq 2.49)}$$

N_u Effort normal ultime.
M_u Moment ultime.
A_{sc} Section des aciers comprimés.
A_{st} Section des aciers tendus.
b Largeur de la section de poteau.
d Hauteur utile.
d' Enrobage.
f_{bu} Résistance du béton.
y Distance entre l'axe neutre et le bord supérieur de la section du poteau.

2.4.1.2 Détermination du moment et de la courbure à l'état ultime de résistance

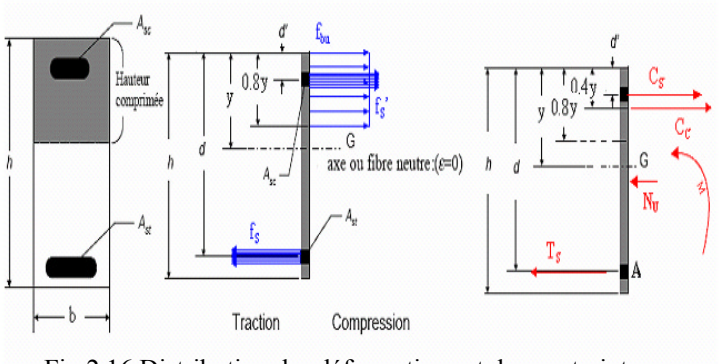


Fig.2.16 Distribution des déformations et des contraintes.

La limite de résistance est définie comme la limite pour laquelle la fibre la plus comprimée de la section droite de l'élément de contreventement atteint sa déformation maximale (ε_{bu}= 3.5 ‰), alors que les armatures d'acier tendues atteignent leur contrainte maximale f_y . Comme pour le cas de l'état élastique, la courbure ainsi que le moment fléchissant sont obtenus en exprimant les équations d'équilibre de la section droite. Après développement des équations d'équilibre, on aboutit aux expressions suivantes pour la courbure et le moment respectivement :

$$N_u = -A_s f_s + A_s' f_s' + 0.8byf_{bu}(d - 0.4y) \qquad \text{(Eq 2.50)}$$

Le moment à l'état limite ultime est comme suit:

$$M_u = A_s' f_s'(d - d') + 0.8byf_{bu}(d - 0.4y) - N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) \qquad \text{(Eq 2.51)}$$

La courbure à la limite ultime est:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_s}{d - y} = \frac{\varepsilon_{bu}}{y} \qquad \text{(Eq 2.52)}$$

2.4.2 Evaluation des moments et courbures des sections rectangulaires vis-à-vis de M

2.4.2.1 Détermination du moment et de la courbure à la limite élastique

L'équilibre de la section permet d'écrire les équations données en supposant un diagramme rectangle équivalent des contraintes dans le béton. La déformation de traction dans l'acier est:

$$\varepsilon_S = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2 \times 10^{-3} \qquad \text{(Eq 2.53)}$$

D'après le BAEL 91 modifié 99 on a:

Le moment à l'état limite élastique est comme suit:

$$M_y = A_s^{'} f_s^{'} \left(d - d^{'}\right) + 0.8byf_{bu}\left(d - 0.4y\right) \qquad \text{(Eq 2.54)}$$

La courbure à la limite élastique est:

$$\Phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d - y} = \frac{\varepsilon_{bu}}{y} \qquad \text{(Eq 2.55)}$$

2.4.2.2 Détermination du moment et de la courbure à l'état ultime de résistance

Après développement des équations d'équilibre, on aboutit aux expressions suivantes pour la courbure et le moment respectivement :

Le moment à l'état limite élastique est comme suit:

$$M_u = A_s^{'} f_s^{'} \left(d - d^{'}\right) + 0.8byf_{bu}\left(d - 0.4y\right) \qquad \text{(Eq 2.56)}$$

La courbure à la limite élastique est:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_s}{d - y} = \frac{\varepsilon_{bu}}{y} \qquad \text{(Eq 2.57)}$$

2.4.3 Rotation de la corde

La rotation de la corde est définie selon la figure 2.17 comme l'angle formé par la tangente à l'axe de l'élément de construction au niveau de la rotule plastique (endroit du moment maximal) et la corde reliant celle-ci à l'extrémité de la portée de cisaillement (point de moment nul) [17].

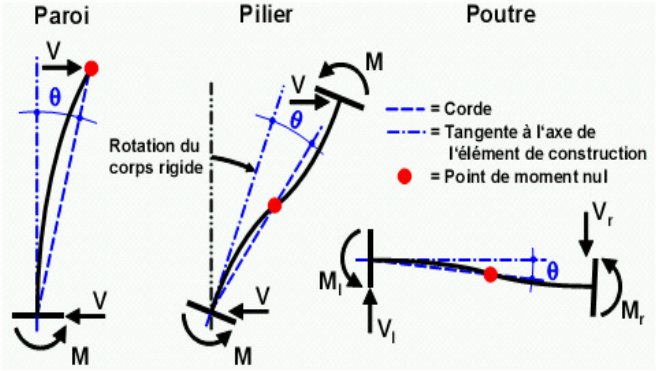


Fig. 2.17 Illustration de la rotation de la corde sur divers éléments de construction.

2.4.3.1 Rotation élastique

Malgré les non-linéarités dues au développement progressif de la fissuration, il est admis que le comportement d'un élément de construction jusqu'à la rotation de plastification de la corde θ_y est linéaire-élastique. La courbure au début de la portée de cisaillement L_v atteint alors la valeur Φ_y (courbure nominale de plastification) et la répartition de la courbure le long de la portée de cisaillement est linéaire (voir figure 2,18).

Sur la base des relations ressortant de la figure 2.18, la rotation de plastification de la corde θ_y peut être calculée comme le rapport entre le déplacement nominal de plastification Δ_y et la portée de cisaillement L_v, Elle vaut d'après Park et Paulay [17] :

$$\theta_y = \Phi_y \frac{L_v}{6} \qquad \text{(Eq 2.58)}$$

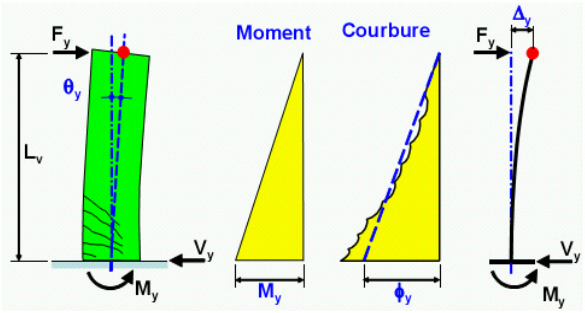


Fig. 2.18 Rotation de plastification de la corde θ_y d'un élément de construction.

2.4.3.2 Rotation non - élastique

La répartition effective de la courbure le long d'un élément de construction plastifié est donc relativement compliquée et peut être simplifiée pour des raisons de calcul tout en incluant le concept de la rotule plastique. La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification.
Plusieurs possibilités permettant de définir la longueur de la rotule plastique, nous présentons l'hypothèse de Paulay et Priestley 1992 [17] qui a été retenue (Eq 2.58) avec une correction au moyen du facteur a_{st} pour tenir compte de la capacité d'écrouissage réduite des aciers européens.

$$L_{pl} = a_{st}\left(0.08L_v + 0.022 f_s d_{bl}\right) \qquad \text{(mm)} \qquad \text{(Eq 2.59)}$$

avec:

a_{st} coefficient de nuance d'acier. a_{st} = 0.8 pour les aciers d'armature avec $(f_t / f_s) < 1.15$ et
a_{st} = 1.0 pour les aciers d'armature avec $(f_t / f_s) \geq 1.15$

L_v portée de cisaillement $L_v = M_u/V_u$ en [mm]

f_s limite d'écoulement de l'armature longitudinal, en [MPa]

f_t résistance à la traction de l'armature longitudinal, en [MPa]

d_{bl} diamètre de l'armature longitudinale, en [mm]

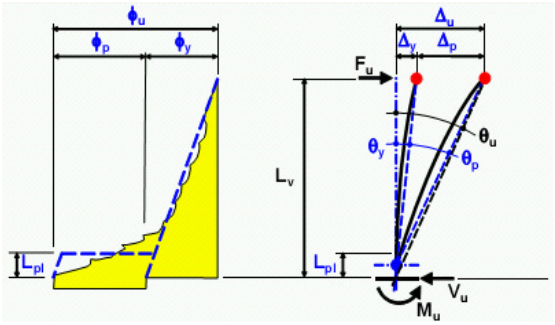


Fig. 2.19 Rotation de la corde à la rupture θu d'un élément de construction.

D'après l'ATC40 la rotation plastique peut être obtenue par la relation suivante [2]:

$$\theta_p = \left(\Phi_u - \Phi_y\right) L_{pl} \qquad \text{(Eq 2.60)}$$

2.5 CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre la PBSD et des notions théoriques y afférentes, il semble que la PBSD donne à l'ingénieur le droit et lui ouvre les portes pour faire son jugement dans toutes les étapes du projet, également, elle lui donne le droit de parler avec le propriétaire pour choisir les objectifs de performances exigés. En outre, l'ingénieur aura la responsabilité totale.

Il est clair que cette méthode est basée sur plusieurs étapes telles que le choix de la performance, la conception sismique préliminaire, l'évaluation de la capacité, l'évaluation de la demande sismique, et la vérification de la performance visée. Dans l'évaluation de la capacité, l'analyse Pushover a été développée pour capturer les caractéristiques essentielles de la réponse structurale sous l'action sismique. L'exactitude et la fiabilité de l'analyse Pushover en prévoyant des capacités structurales globales et locales ont été le sujet des discussions dans ce chapitre.

Les incertitudes de la méthode de spectre de capacité, les limitations de l'analyse Pushover et les issues affectant l'exactitude des prévisions du Pushover, le choix du modèle latéral de charge, l'identification des mécanismes de rupture dus à des modes supérieurs de vibration sont parmi les questions importantes qui affectent la prévision de la PBSD.

CHAPITRE 3

EVALUATION DES DEMANDES SISMIQUES

3

EVALUATION DES DEMANDES SISMIQUES

3.1 INTRODUCTION

Une analyse correcte est le résultat d'une modélisation précise et représentative, actuellement la modélisation est devenue moins compliquée qu'auparavant surtout avec le développement rapide de l'informatique et la disponibilité des logiciels de modélisation et de calcul très performants.

La demande en déplacement inélastique est définie comme étant un déplacement cible représentant une demande globale maximale probable de la structure une fois sollicitée par un séisme donné. L'évaluation précise du déplacement cible est associée à l'objectif spécifique de la performance.

La demande maximale de déplacement des structures peut être calculée 'exactement' par une analyse dynamique non linéaire. Cependant, la complexité et la difficulté d'évaluation des performances sismiques, nous ramène à l'utilisation des méthodes statiques non linéaires.

Aussi, dans ce chapitre, une application de l'analyse Pushover sera réalisée sur un ensemble de 8 structures sous 5 modèles de chargement différents (Mode élastique, ELF, Uniforme, SRSS, et MPA), et une étude d'évaluation des demandes sismiques sera faite en utilisant la procédure A de l'ATC40, développée originalement par Freeman et Al (1975) et Freeman (1978) [43] avec deux approches 'approche en amortissement et approche en ductilité' avec trois formules d'évaluation du coefficient de comportement. et nous vérifions les niveaux de performance en utilisant la PBSD, pour prendre une perspicacité au sujet des avantages de ce procédé d'évaluation de risque sismique.

3.2 HYPOTHESES DU TRAVAIL

3.2.1 Structures étudiées

Les structures analysées au cours des différentes investigations numériques sont des bâtiments à usage d'habitation implantés en zone de forte sismicité. Ces structures sont en béton armé contreventées par des portiques autostables et mixtes (voiles – portiques).

Les caractéristiques du bâtiment sont les suivantes :

- Dimensions en plan : Lx=16m ; Ly=16m.
- Le bâtiment est classé sous groupe d'usage 2 (H<48m).
- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).
- Le nombre de niveaux varie de 1 à 10 et le nombre de travées est de 4 travées.
- La surabondance en plan est vérifiée.
- La symétrie en plan et la régularité en élévation est satisfaite.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont fixées comme suit:

- Béton : la résistance à la compression à 28 jours est égale à 25 MPa.
- Module d'élasticité du béton: $3.21\ 10^7$ KN/m^2.
- Armatures longitudinales et transversales en Acier Fe E400.

Les charges et surcharges sont fixées comme suit:

- Terrasse inaccessible: G= 6.75 KN/m^2
  Q= 1.00 KN/m^2
- Etage courant: G= 4.20 KN/m^2
  Q= 1.50 KN/m^2

Les dimensions adoptées pour l'ensemble des éléments et structures analysées et leurs ferraillages, sont présentés en annexes A.

3.2.2 Programme utilisé

L'analyse statique non-linéaire (Pushover), peut être exécutée directement par des programmes comme SAP2000, DRAIN-2DX, etc. La structure dans cette analyse passe par plusieurs étapes : modélisation, définition du modèle de chargement, définition des paramètres de non–linéarité, etc. Mais, le problème qui se pose c'est les lois de comportement des éléments structuraux (Poteaux, Poutres,…) intégrées dans les programmes qui sont des lois par défauts selon FEMA et l'ATC.

Le programme utilisé dans le cadre de notre travail pour l'analyse statique non linéaire est le ETABS v 9.0, l'analyse Pushover offerte par ce programme est très puissante, cette analyse peut être exécutée sur deux et trois modèles structuraux dimensionnels.

Dans le logiciel ETABS, on remarque que [16]:

1. Toutes les propriétés non linéaires définissant l'endommagement éventuel de la structure sous l'effet des forces dues au tremblement de terre sont représentées dans les rotules plastiques. Les autres types de non linéarités (forces longitudinales, analyse P-delta, barres en traction / compression seule, …) peuvent être pris en compte avec les rotules non linéaires.

2. Les rotules non linéaires peuvent être utilisées uniquement dans les structures de type portique (poteaux - poutres) ; elles ne sont pas prises en compte dans les éléments de structure comme : plaques, coques, solides. Ces types de structures utilisent respectivement les éléments finis surfaciques ou volumiques.

Le terme « voiles » regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers, cependant du point de vue de leur fonctionnement, deux grandes familles se distinguent Voiles courts ($H / L < 2$) et Voiles élancés ($H / L > 2$).

En s'appuyant sur les descriptions qu'on fait FOURE et PAULAY sur les modes de rupture des deux familles des voiles, nous concluons que dans le cas des voiles courts, le mécanisme plastique est contrôlé par l'effort tranchant. Pour le cas des voiles élancés, ce qui est notre cas, le mécanisme plastique est contrôlé par la flexion ce qui est les cas des poteaux qui présentent le même mécanisme.

D'autre part, l'article 6.8.2.1 du règlement américain FEMA356 permet une modélisation des voiles élancés par un model équivalent de poteau-poutre.

Le comportement non linéaire de la structure peut être dû soit à la présence dans la structure des éléments comportant des non linéarités géométriques ou matérielles. Actuellement, nous pouvons définir seulement les non linéarités géométriques liées à l'influence exercée par le changement de la géométrie de la structure sur l'état d'équilibre de la structure (prise en compte de l'effet P-delta).

3.2.3 Lois de comportement (Rotules non linéaires)

Le comportement non linéaire d'un élément structural (poteau, poutre) est représenté par la courbe ci-dessous, cette courbe exprime le comportement par le développement des rotules plastiques dans les éléments.

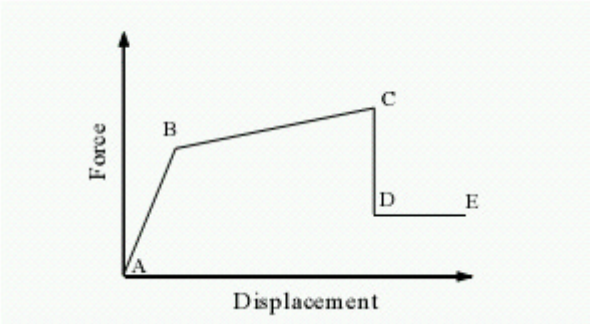


Fig. 3.1 Exemple de la loi de comportement non-linéaire

Dans la figure 3.1, le point A correspond à l'état déchargé, le point B représente le comportement de l'élément dans l'état élastique et le point C représente l'état ultime. La droite BC présente une pente α prise comme écrouissage total. La droite CD représente l'échec initial de l'élément. Au-delà de point C, la résistance aux charges latérales est habituellement incertaine et ne permet aux éléments que de soutenir les charges de pesanteur. Au-delà du point E, la structure atteinte sa capacité maximum de déformation et les charges de pesanteur ne peuvent pas être soutenues.

3.3 CALCULS ET INTERPRETATIONS DES RESULTATS

La phase de calcul se divise en deux parties : calcul linéaire et calcul non linéaire. Selon la taille du fichier et la précision demandée, cette tâche demande peut ou énormément de temps. Pour ce faire, il conviendra d'adapter au mieux les requêtes aux objectifs à atteindre.
Les résultats de calcul linéaire sont présentés en annexes A.

3.3.1 Evaluation de la capacité par (NSP)

La précision des modèles des charges latérales utilisées dans l'analyse Pushover pour prévoir le comportement de la structure influence les courbes de capacité. Dans cette étude, on utilise plusieurs modèles de chargement pour présenter la différence entre ces modèles. Les résultats sont présentés sous forme de courbes : le comportement global, les profils des déplacements des niveaux, et les profils des déplacements inter – étages.

3.3.1.1 Comportement global

Les courbes Pushover (Effort tranchant à la base - déplacement au sommet) sont les enveloppes des forces – déplacements des structures et représentent la réponse globale de la structure. Les courbes de capacité obtenues par l'utilisation de plusieurs modèles de chargement pour les ossatures du système de contreventement en portiques sont présentées dans les figures 3.2. Les courbes de capacité des ossatures en système mixte sont illustrées dans les figures 3.3. Ces courbes dépendent directement du système de contreventement et de la distribution des charges latérales sur la hauteur de l'ossature ainsi que les caractéristiques non – linéaires des éléments structuraux :

- Les courbes 'Pushover' présentées dans les figures 3.2 et 3.3 illustrent le comportement proche du comportement réel des structures en question. Ces courbes sont caractérisées d'abord par une partie élastique puis elles s'inclinent en décrivant le comportement de la structure dans sa phase inélastique, on remarque à la fin une dégradation importante de la rigidité latérale de l'ossature jusqu'à l'obtention de la rupture par formation d'un mécanisme de ruine.
- Les courbes 3.2 et 3.3 montre l'influence des modèles de distribution des charges latérales appliqués sur la capacité. Ainsi, à titre d'exemple, l'analyse Pushover (UNIFORME) montre des courbes de capacité avec une rigidité initiale inférieure à celle des autres analyses, mais présente un déplacement maximum supérieur à ceux des modèles des charges latérales (MODE ELASTIQUE, ELF, SRSS) pour toutes les ossatures sauf l'ossature à quatre niveaux.

  Ceci s'explique par le point d'application de la résultante des charges latérales, ainsi que par les caractéristiques structurales non – linéaires. Le modèle du chargement (UNIFORME) donne un point d'application situé au milieu, par contre dans les autres modèles le point d'application est situé dans la partie supérieure.
- Les résultats de l'analyse Pushover (Mode élastique, ELF, SRSS) présentent des efforts tranchants à la base supérieurs aux efforts tranchants obtenus par l'analyse (UNIFORME), ceci s'explique par l'augmentation incrémentale des charges statiques par un coefficient multiplicateur. Ce coefficient reste constant pour le modèle (UNIFORME).

- Les courbes 'Pushover' des structures mixtes présentent des capacités des efforts tranchants plus grandes que celles des structures en portiques. Ceci indique la participation des voiles en terme de rigidité dans l'ossature d'une part, la réduction en terme de déformation (zones sensibles où rotules plastiques) d'autre part.

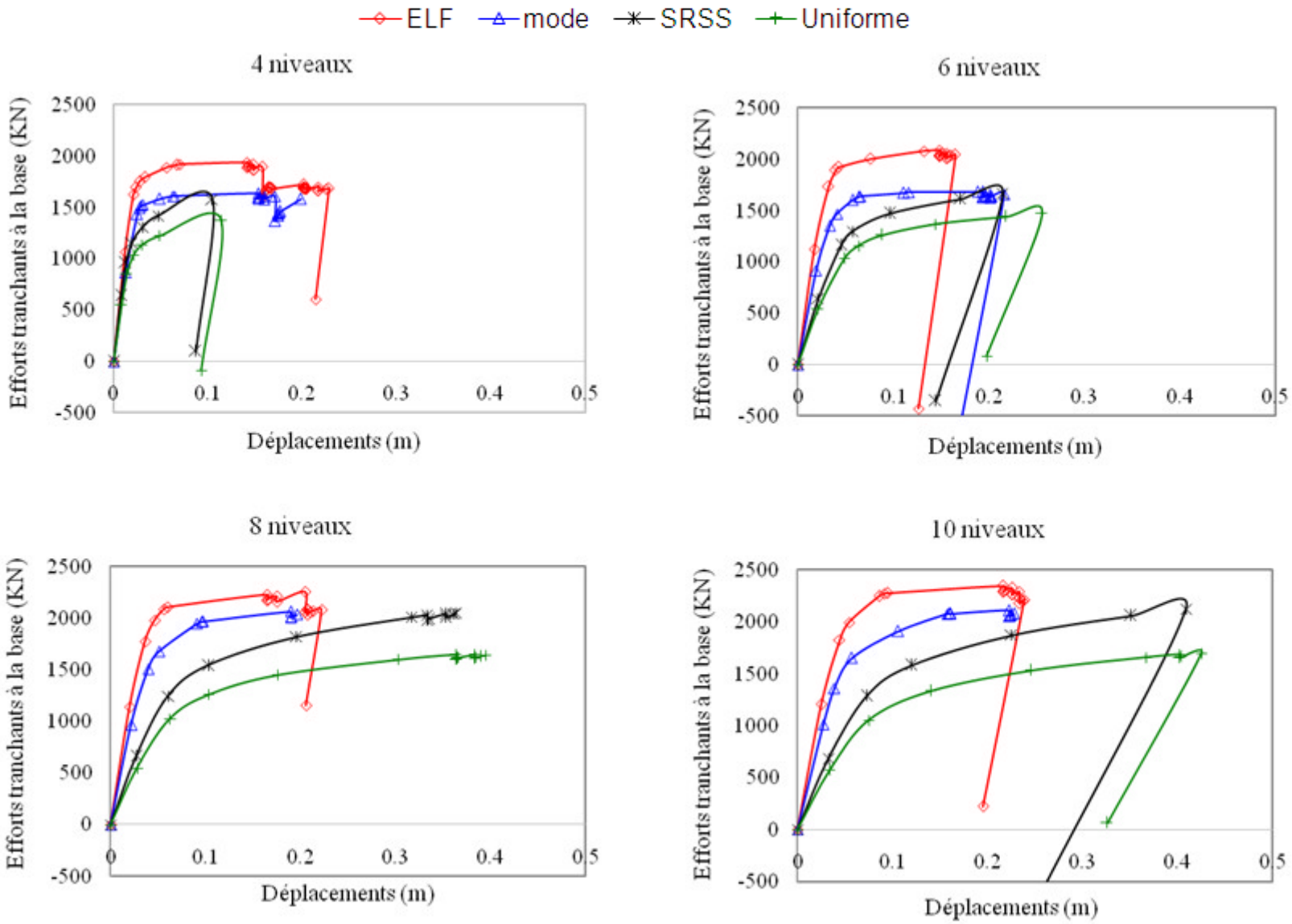


Fig. 3.2 Courbes Pushover (Système en Portiques)

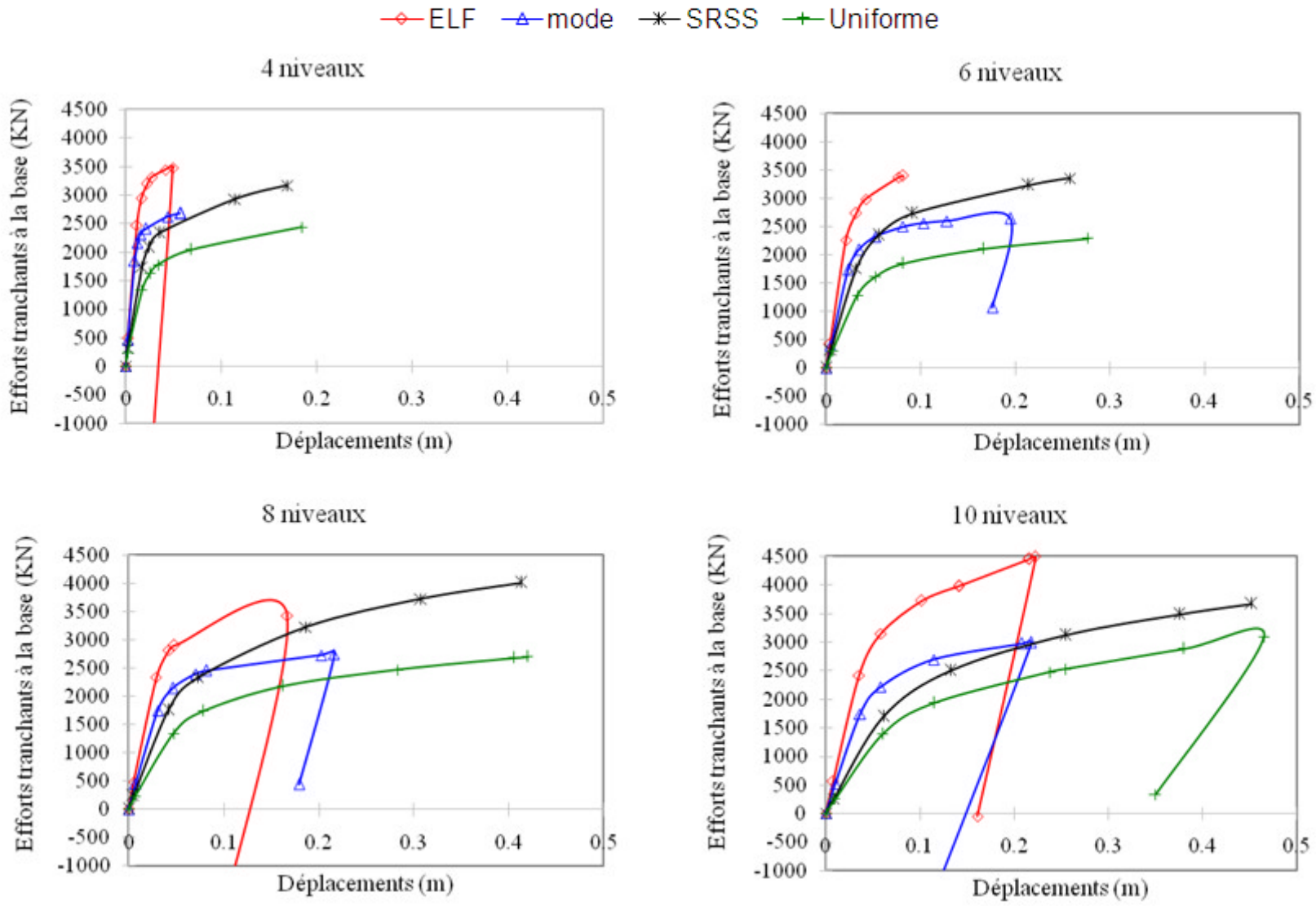


Fig. 3.3 Courbes Pushover (Système Mixtes)

3.3.1.2 Profils des déplacements

Les figures représentant les déplacements des niveaux pour les différents modèles de chargement sont illustrés dans les figures 3.4 et 3.5

L'examen de ces courbes permet de noter ce qui suit :

- L'analyse Pushover des différents modèles de chargements nous offre les valeurs de déplacements maximums pour chaque niveau.
- La prévision du déplacement du modèle des charges latérales (UNIFORME) augmente lorsque la hauteur de l'ossature augmente. Le FEMA recommande que ce modèle de chargement soit toujours applicable pour toutes les ossatures.
- Les modèles (ELF et Mode élastique) sont applicables seulement pour les ossatures quand plus de 75% de toute la masse participe dans le mode fondamental dans la direction considérée. Dans notre travail, nous pouvons prendre que les résultats des ossatures à 4 et à 6 niveaux pour les structures en portiques, et à 4, 6 et à 8 niveaux pour les ossatures mixtes. Dans cette étude, le modèle ELF donne des déplacements similaires à ceux du modèle Mode élastique.
- Le modèle SRSS, nous a donné des déplacements maximums pour les structures ayant des périodes supérieurs à 1s plus grands que ceux des autres modèles, ceci explique la participation des modes supérieurs dans la réponse.
- Les profils des déplacements maximums des systèmes mixtes sont différents de ceux des systèmes en portiques, cette remarque est illustrée dans la partie initiale pour les premiers niveaux, ceci indique la différence entre les formes de la déformée. Cette remarque s'explique par la capacité en rotation des éléments structuraux, parce que les capacités en rotation des portiques sont supérieures à celles des voiles.

La détermination des déplacements inter-étages et leurs distributions sur toute la hauteur de la structure est indispensable pour l'évaluation des performances sismiques car les dommages structuraux sont liés directement aux déplacements inter-étages.
Les résultats des profils des déplacements inter-étages sont présentés dans les figures 3.6 et 3.7.
Après l'observation des résultats, nous notons :

- Les analyses en Mode élastique et en ELF donnent presque les mêmes résultats pour les deux ossatures en portiques à 4 et à 6 niveaux, cette remarque s'explique par la condition que 75% de toute la masse participe dans le mode fondamental dans la direction considérée.
- Il apparait sur les figures 3.6 et 3.7 que les profils de Mode élastique et de SRSS restent entre les profils UNIFORM et ELF.

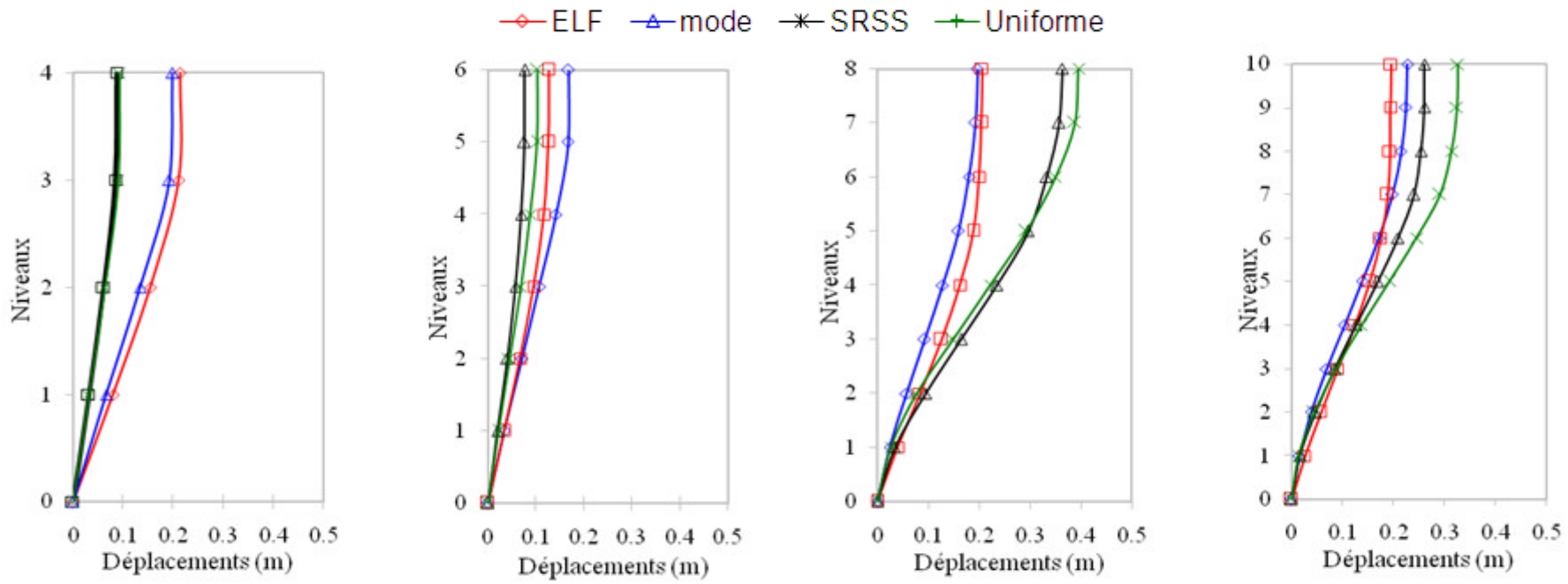


Fig. 3.4 Déplacements des niveaux (Structures en Portiques)

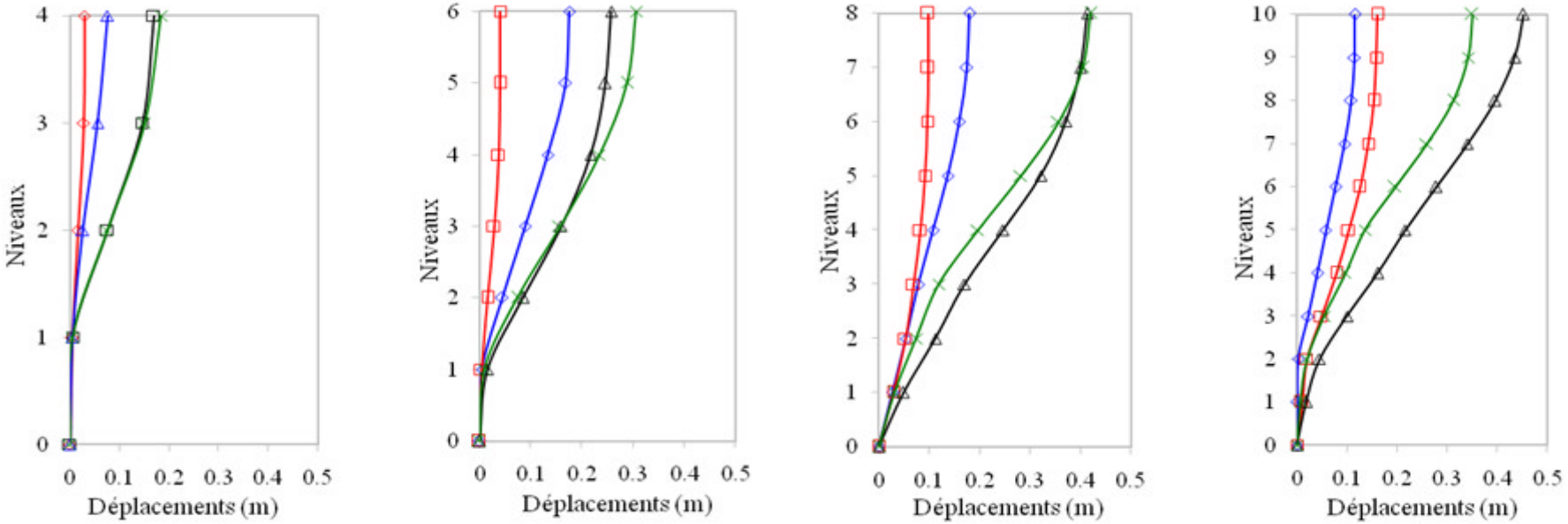


Fig. 3.5 Déplacements des niveaux (Structures Mixtes)

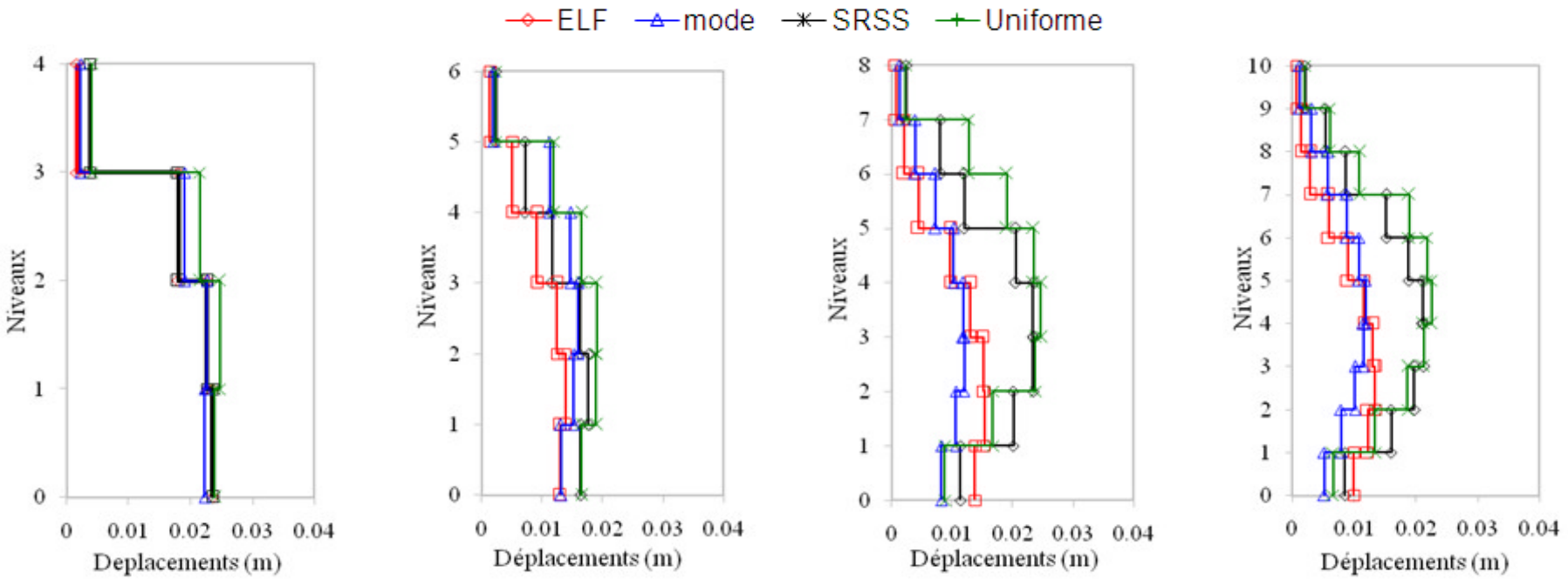


Fig. 3.6 Déplacements inter-étages (Structures Portiques)

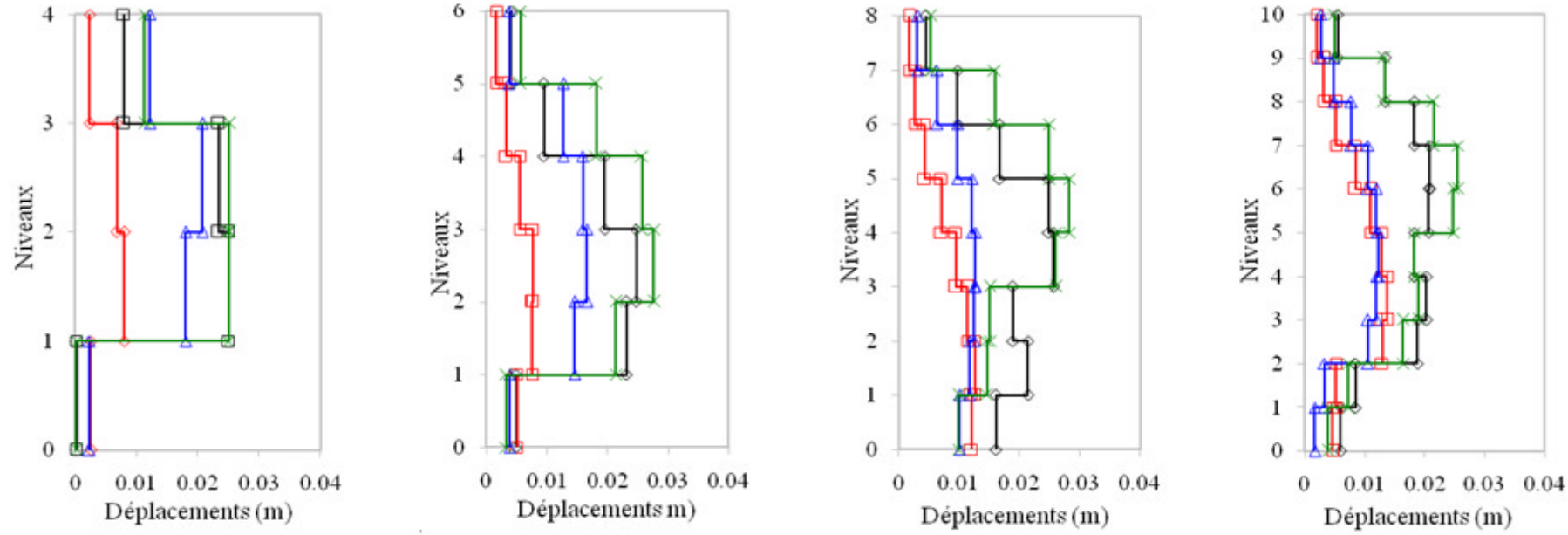


Fig. 3.7 Déplacements inter-étages (Structures Mixtes)

3.3.2 Evaluation de la capacité par la MPA

La procédure MPA implique certaines approximations et prétentions qui couplent les coordonnées modales dues a la dégradation de la structure tout en calculant le déplacement. Cette procédure combine les réponses modales maximales pour obtenir la réponse maximale totale, (Chopra et Goel, 2001) [9].

Dans notre travail la procédure MPA est appliquée pour quatre ossatures de 4, 6, 8 et 10 niveaux contreventées par deux systèmes : Portiques et Mixte, en considérant la contribution des trois premiers modes de vibration dans toute la réponse. Une comparaison avec l'analyse Pushover, pour l'évaluation de la capacité par NSP est présentée.

Interprétation des résultats (effets des modes de vibration)

Les effets des modes supérieurs sur la réponse des structures inélastiques dépendent fortement des caractéristiques du mouvement du sol et les propriétés du système structural. Les propriétés dynamiques du système structural sont sensiblement affectées par le contenu fréquentiel du mouvement du sol ainsi que par la dégradation de rigidité du système structural progressive (Chopra et Goel, 2001) [8].

Les figures 3.8 et 3.9 présentent les différentes réponses inélastiques (courbe de capacité), et donnent une image claire sur le comportement des structures de différents niveaux suivant les trois premiers modes.

D'après les résultats obtenus, nous constatons :

- D'après les courbes (Fig 3.8 et 3.9), une autre observation importante est celle que les courbes de capacités associées aux facteurs de participation modale du deuxième et troisième mode sont différentes à celles associées au premier facteur de participation modale.
- Les figures représentant les déplacements inter-étages et les profils des déplacements des niveaux et les déplacements inter-étages (Fig 3.10, 3.11, 3.12 et 3.13), donnent une indication précise sur les effets des modes supérieurs. Il est bien de noter que les périodes modales (liées a la dégradation et le comportement non-élastique) sont associées aux facteurs de participation modale.
- L'analyse MPA dans la plupart du temps nous a offert des déplacements inter-étages semblables aux autres modèles du chargement, sauf pour les niveaux de mi-hauteur. Aussi, nous avons observé des résultats plus précis pour les ossatures de longue période, du fait que l'analyse MPA tient en compte d'une manière implicite les modes supérieurs dans la réponse.

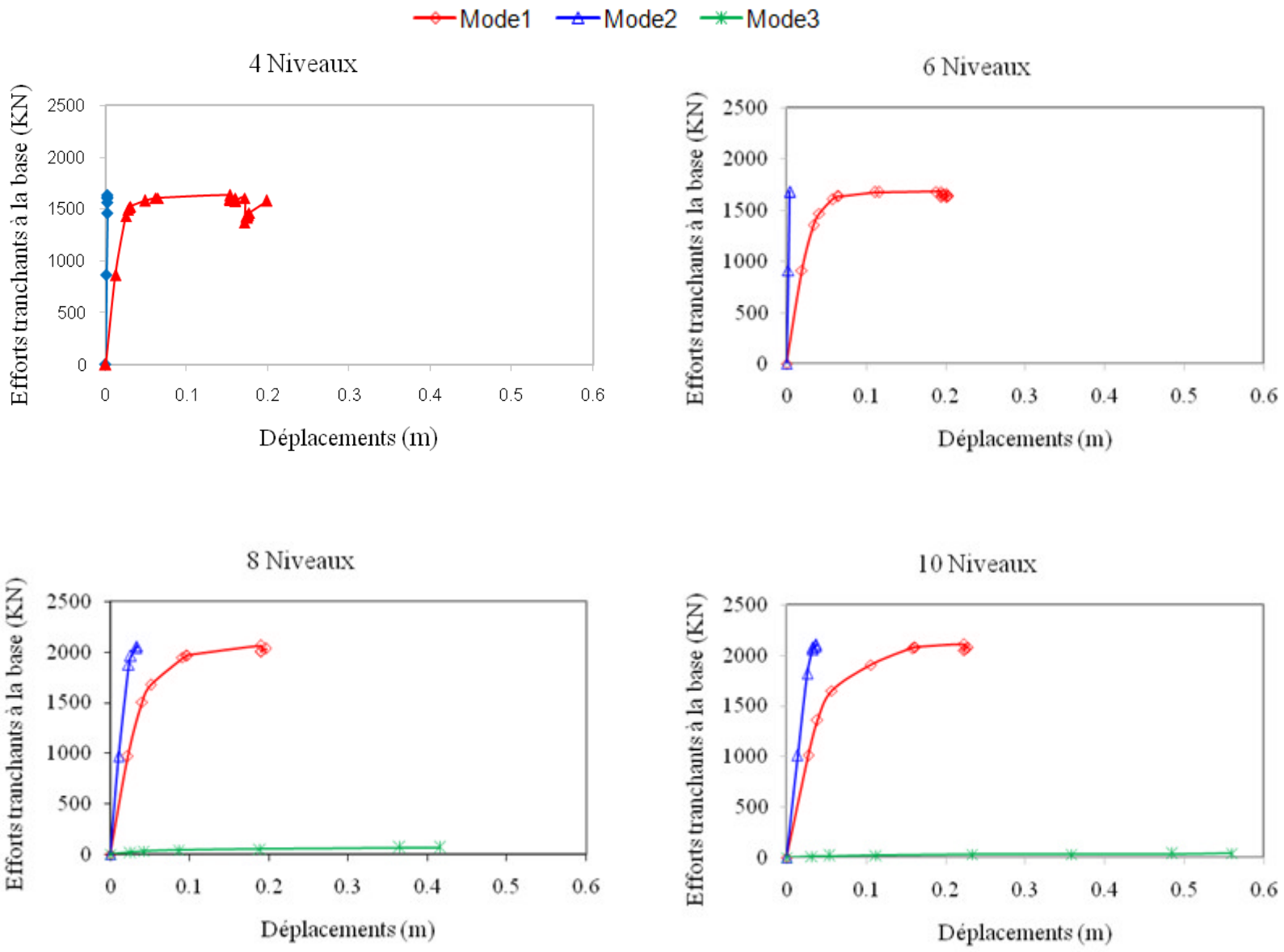


Fig. 3.8 Courbes Pushover (Structures en Portiques)

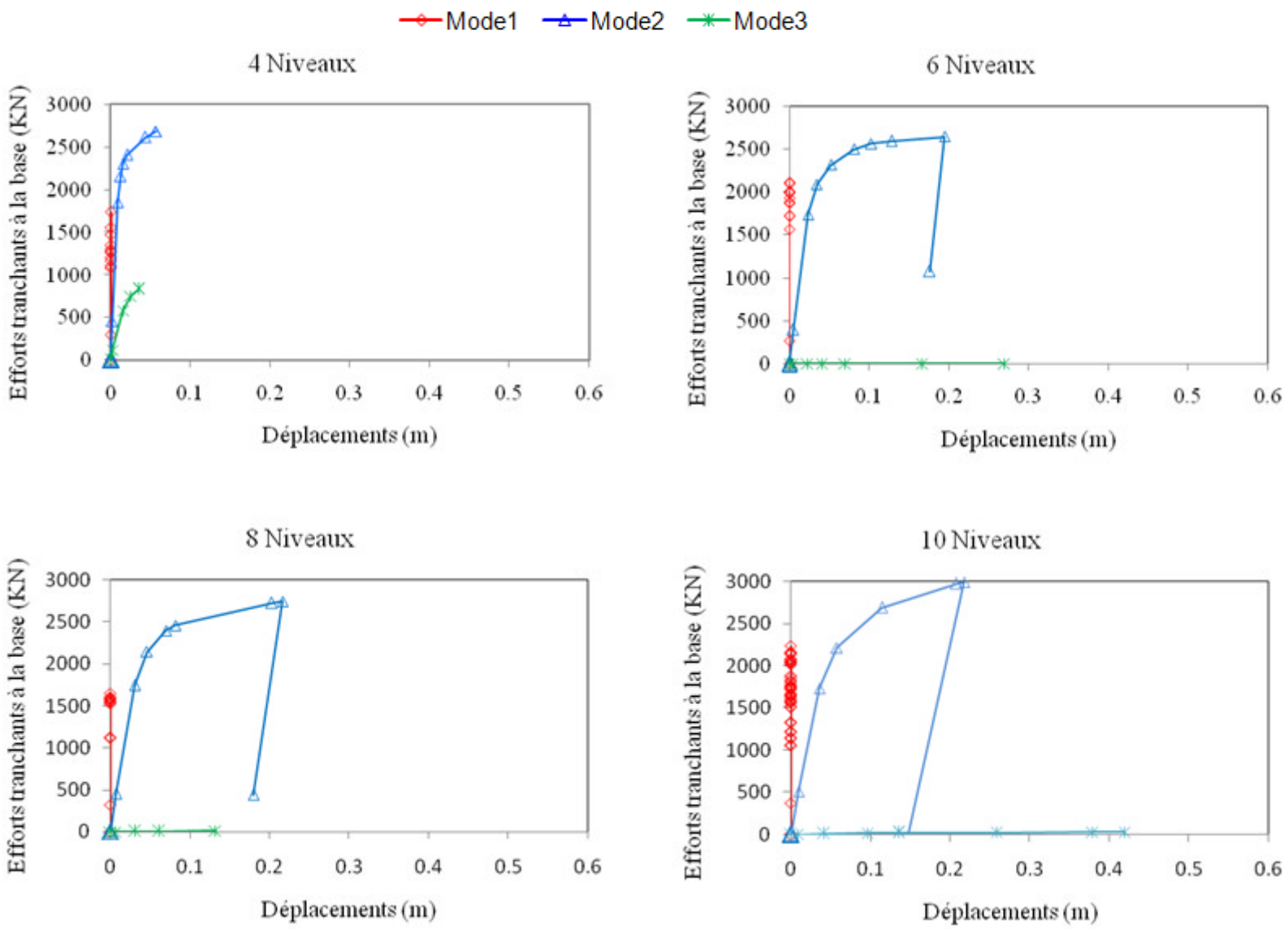


Fig. 3.9 Courbes Pushover (Structures Mixtes)

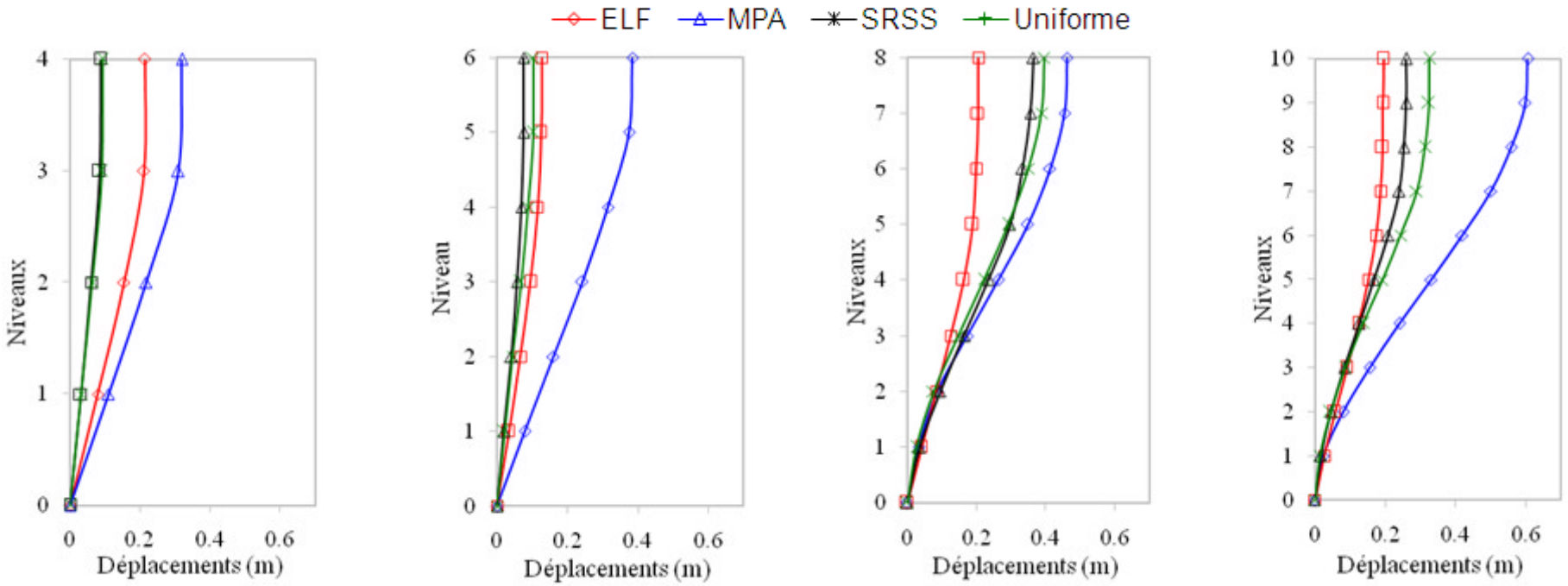


Fig. 3.10 Déplacements des niveaux (Structures en Portiques) Comparaison avec MPA

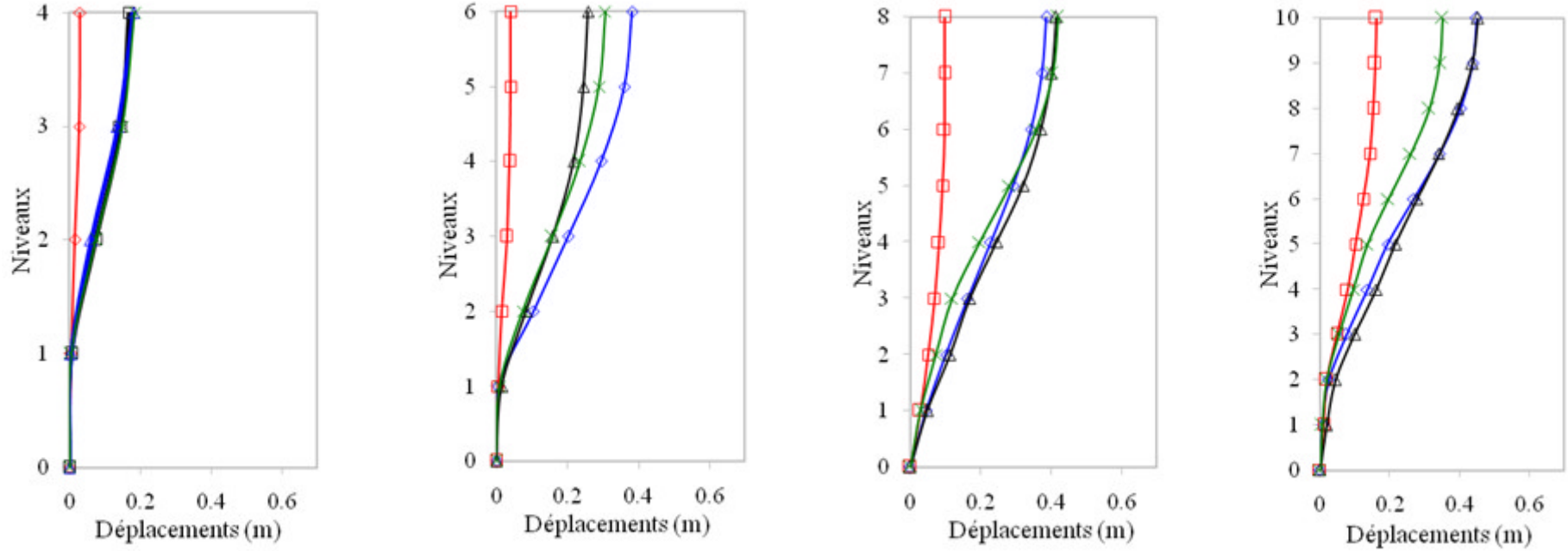


Fig. 3.11 Déplacements des niveaux (Structures Mixtes) Comparaison avec MPA

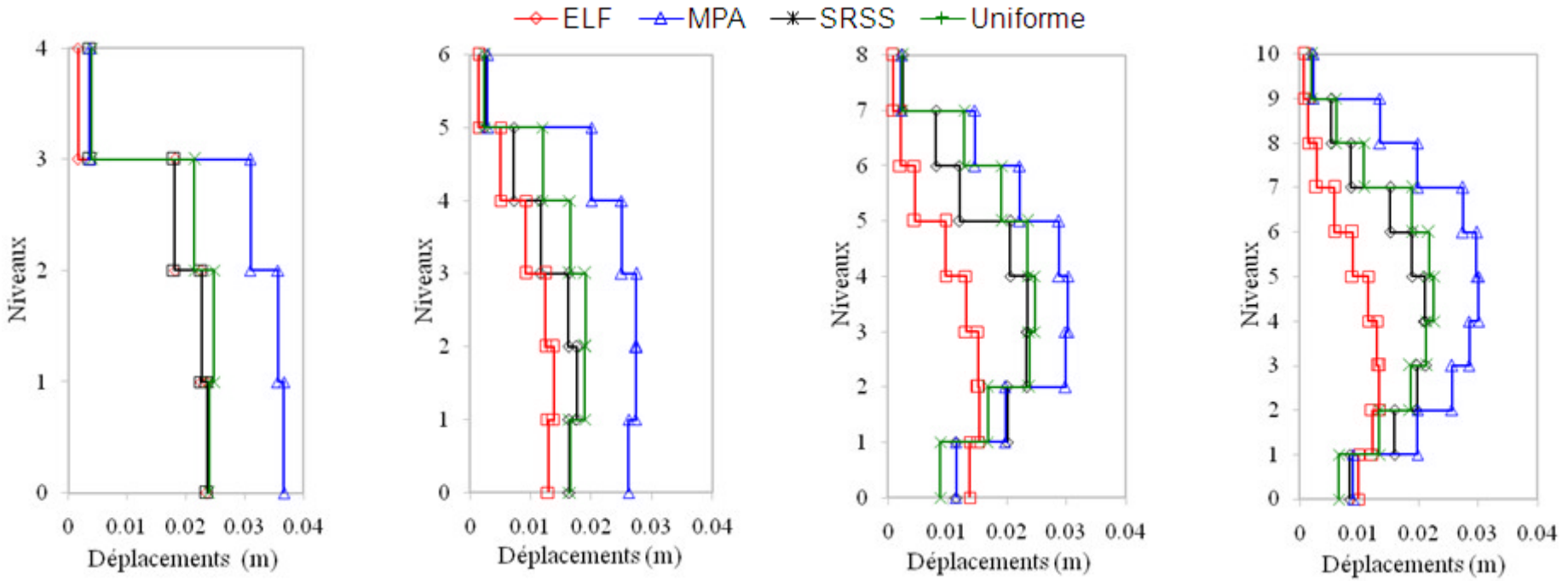


Fig. 3.12 Déplacements inter-étages (Structures en Portiques) Comparaison avec MPA

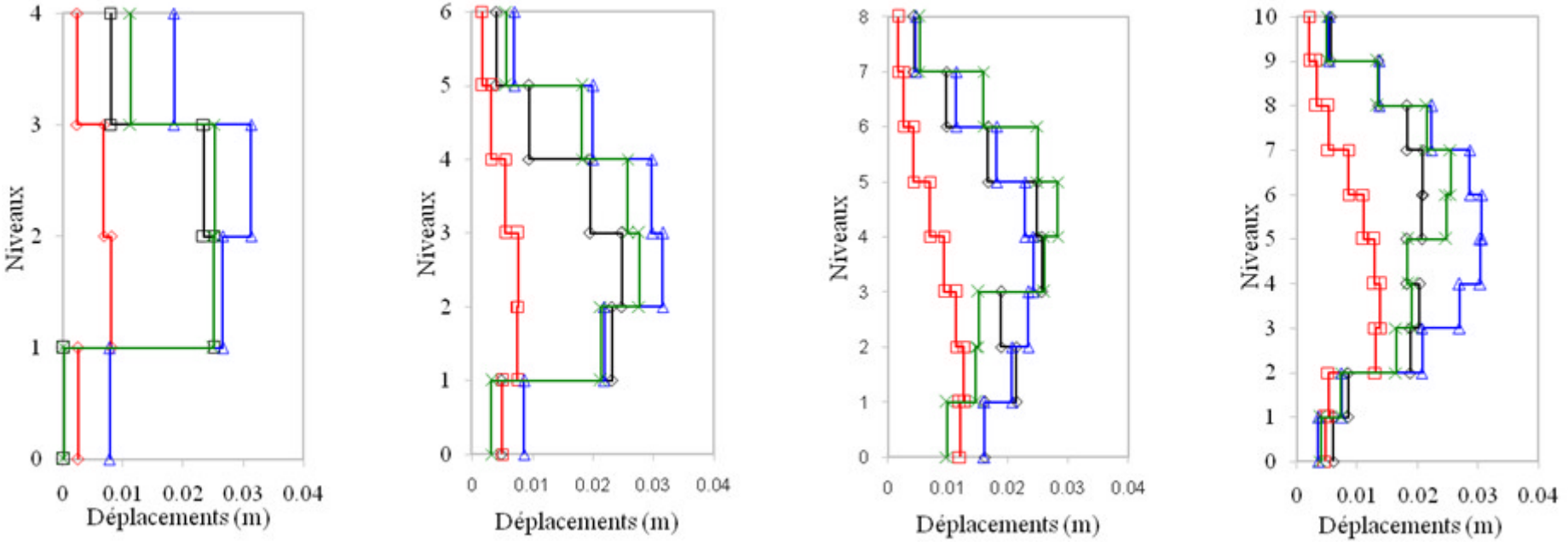


Fig. 3.13 Déplacements inter-étages (Structures Mixtes) Comparaison avec MPA

3.3.3 Evaluation des demandes sismiques par la CSM

Exemple de la PBSD

Dans cette section, nous présentons l'analyse d'un bâtiment en utilisant la PBSD, pour prendre une perspicacité au sujet des avantages de ce procédé d'évaluation de risque sismique. L'exemple est un bâtiment à 6 niveaux à système de contreventement en Portiques (Fig 3.14), nous utilisons l'analyse Pushover de type Mode élastique. Les caractéristiques de ce bâtiment sont détaillées en annexe A, le niveau de performance choisi est (**SP-3** Sécurité de vie (**LS**) Dommage significatif).

.

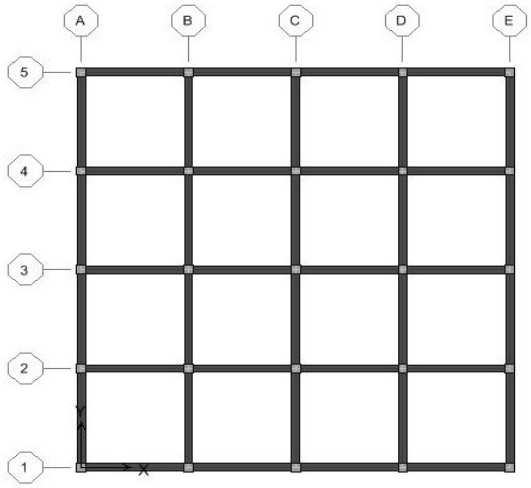


Fig.3.14 Système SP

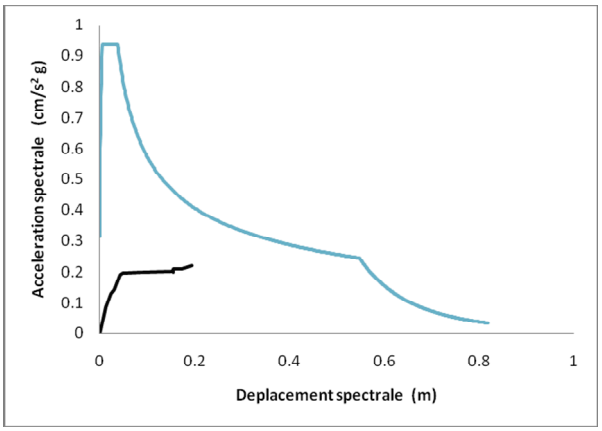


Fig.3.15 Courbe Capacité – Demande pour SP

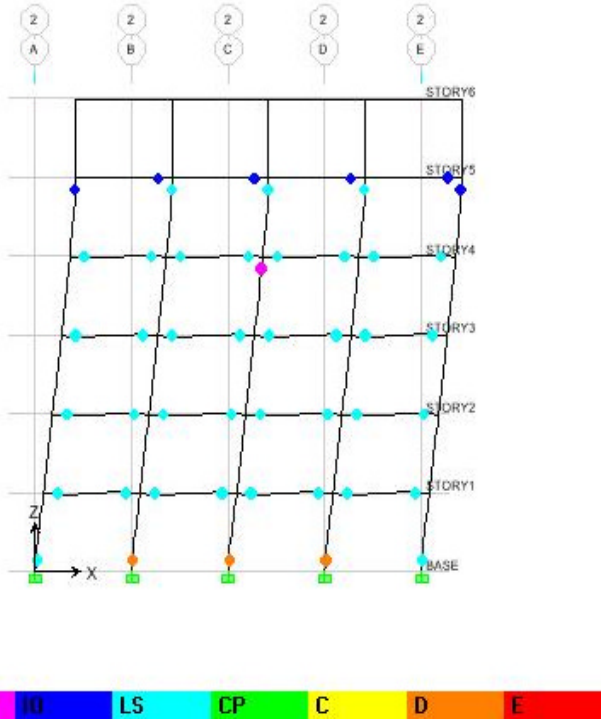


Fig.3.16 Mécanisme de rupture du SP

La courbe de capacité pour la structure entière et le spectre de demande sans réduction ont été tracés sur le schéma 3.15. Le point de performance n'existe pas, un effondrement est assuré à ce bâtiment s'il subit ce niveau de la secousse au sol. Par conséquent, une mesure de sécurité doit être prise par une stratégie de modification de la conception.

Une fois que la décision est prise pour modifier la conception du bâtiment, l'ingénieur peut avoir plusieurs techniques pour réaliser la performance cible choisie avec le propriétaire dans la première étape de la méthodologie PBSD (dans cette étape, les objectifs de la performance cible peuvent changer).Cependant, deux catégories des techniques doivent être considérées pour répondre à l'objectif de la performance.

1. Améliorer le système en ajoutant
    - Résistance
    - Rigidité
    - Ductilité
    - ou toute combinaison de ce qui précède
2. Réduire la demande sismique par
    - Augmenter l'amortissement
    - Intégrer des systèmes d'isolations.

Pour notre exemple, on renforce notre bâtiment par des voiles en béton armé, comme illustré sur le schéma 3.17. Une analyse Pushover est effectuée et la CSM est adoptée pour déterminer le nouveau point de performance.

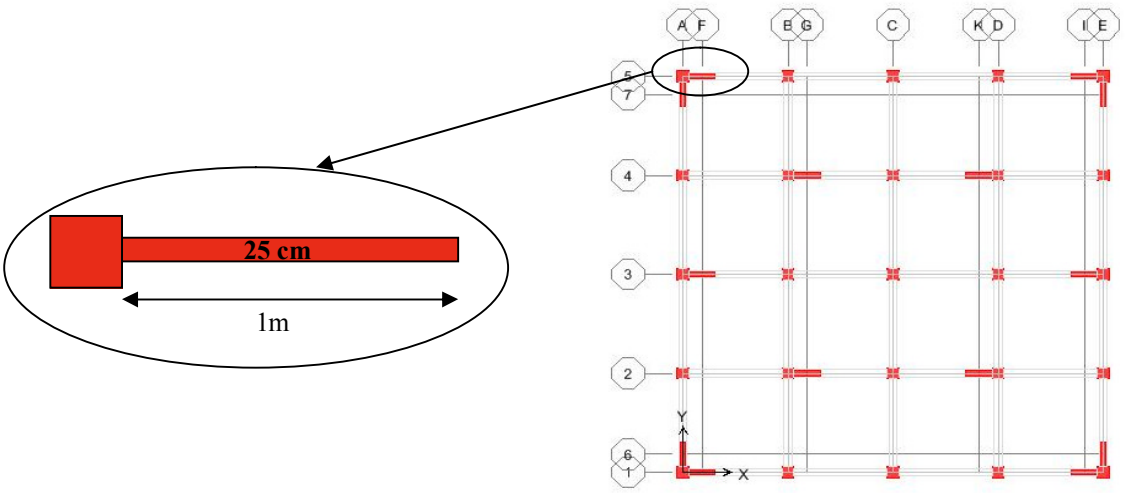


Fig. 3.17 Système SM

Le spectre de capacité, le spectre de demande et le nouveau point de performance sont tracés sur la figure 3.18.

Comme nous pouvons voir, les voiles en béton armé adoptés en renfort, ont décalé le point de performance pour satisfaire la demande de capacité. Le but du renforcement est d'augmenter la rigidité et la résistance de la structure.

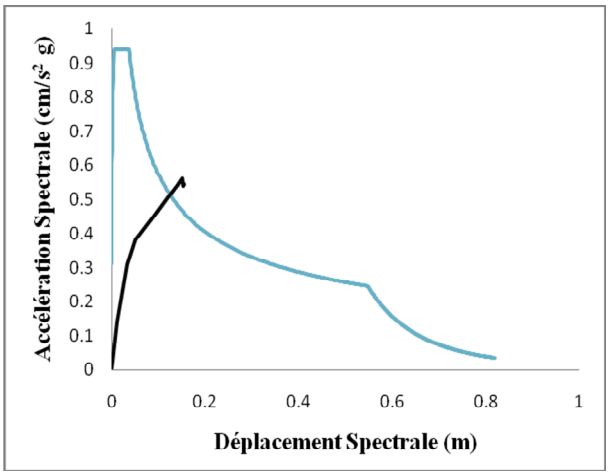


Fig.3.18 Courbe Capacité – Demande pour SM

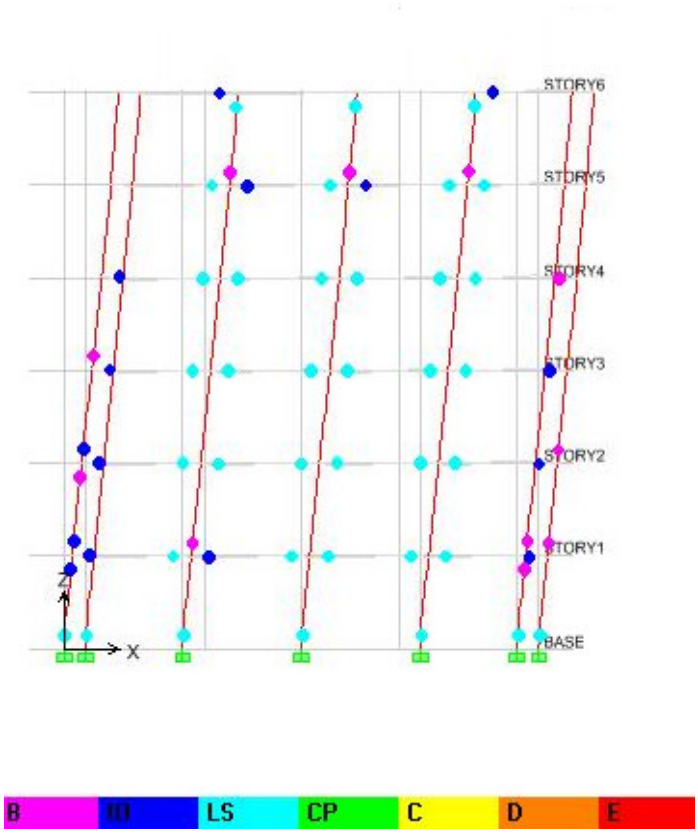


Fig.3.19 Mécanisme de rupture du SM

Interprétation des résultats :

Après ces exemples, nous distinguons (figure 3.20) :

- La structure originale, subit plus de dommages, dus au niveau élevé de la demande sismique, cette structure doit être renforcée afin d'éviter ces dommages et répondre aux objectifs de la performance ciblée.
- La stratégie de modification en ajoutant des voiles (système mixte) renforce la structure originale, donc, nous avons atteint un bon niveau de performance avec beaucoup moins de dommages.

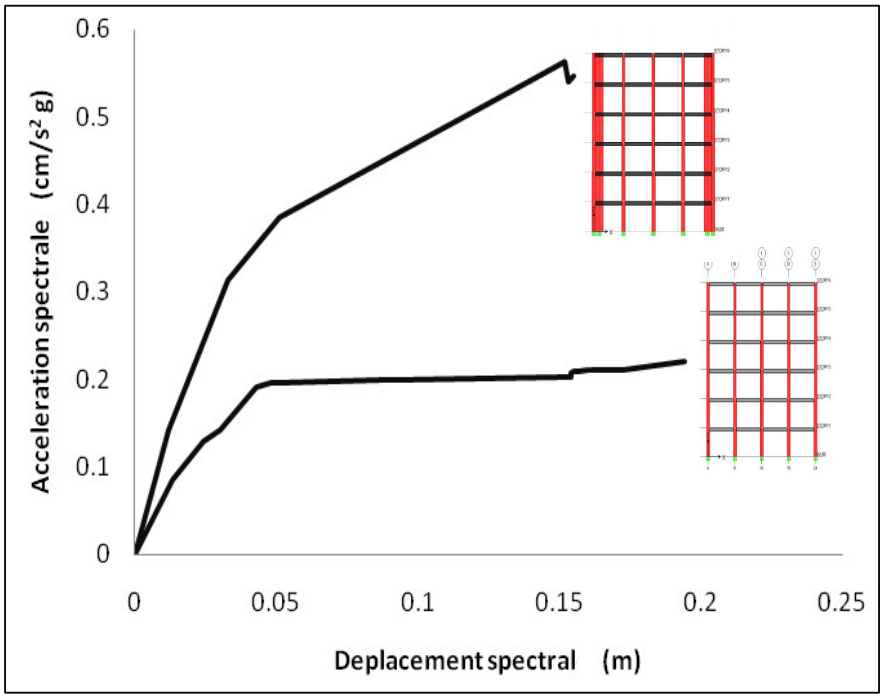


Fig.3.20 Courbes de capacité en format ADRS pour les systèmes SP et SM

3.3.3.1 Procédure A (Approche en amortissement)

Elle se compose des étapes suivantes [13]:

1. Tracer le diagramme force – déplacement et le spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement ou spectre de dimensionnement en format ADRS.
2. Estimer la demande en déplacement D_i et déterminer la pseudo-accélération correspondante A_i à partir du diagramme de capacité. Initialement supposé $D_i = D(T_n, \xi = 5\%)$.
3. Calculer la ductilité $\mu = D_i / u_y$.
4. Calculer l'amortissement équivalent ξ_{eff} à partir de l'équation (2.42).
5. Tracer le diagramme de la demande pour ξ_{eff} déterminé à l'étape 4 et trouver D_j lorsque ce diagramme traverse le diagramme de la capacité.
6. Vérifier la convergence : Si $(D_j - D_i) / D_j \leq 0.05$, sinon poser $D_i = Dj$ (autre valeur) et reprendre les étapes 3 à 6.

Dans cette section, nous traitons les exemples précédents pour la détermination des demandes sismiques par la méthode CSM (Procédure A), Approche en amortissement pour atteindre les niveaux de performance choisis.

Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.21 à 3.23.

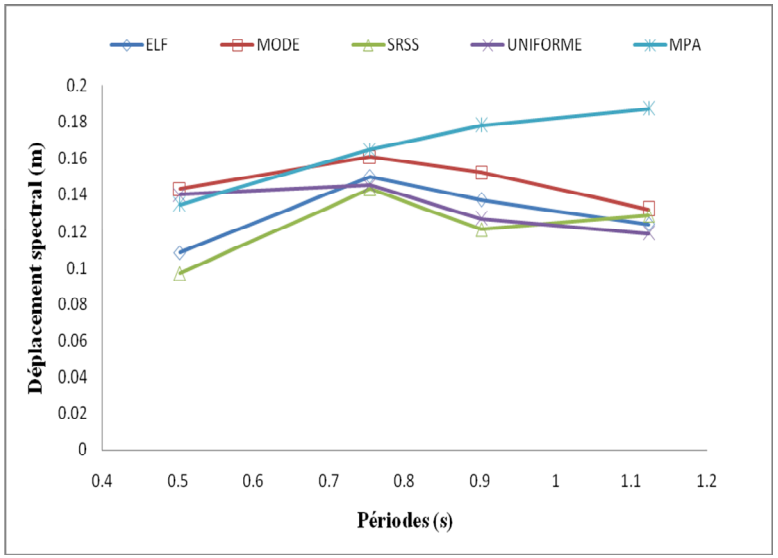


Fig 3.21 Demandes en déplacements inélastiques pour SP

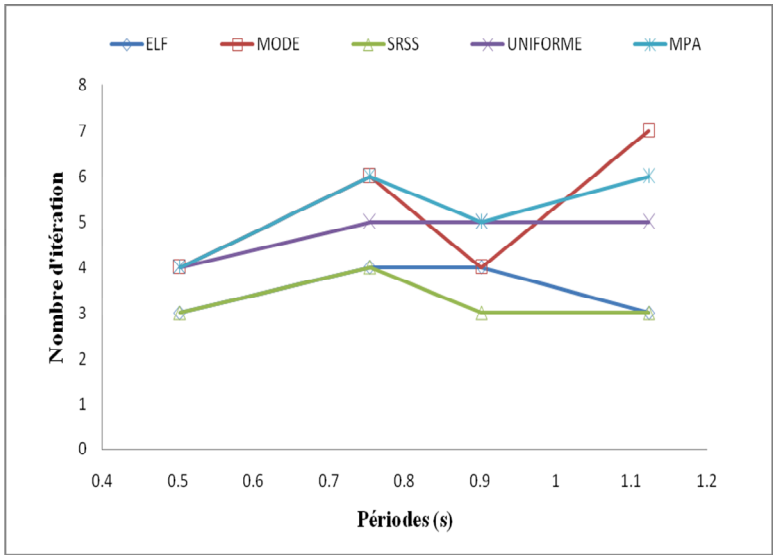


Fig 3.22 Nombres d'itérations pour SP

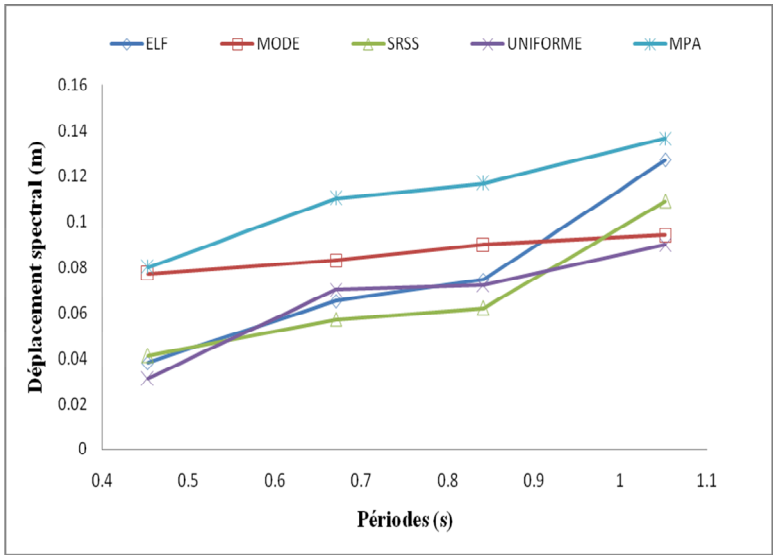


Fig 3.23 Demandes en déplacements inélastiques pour SM

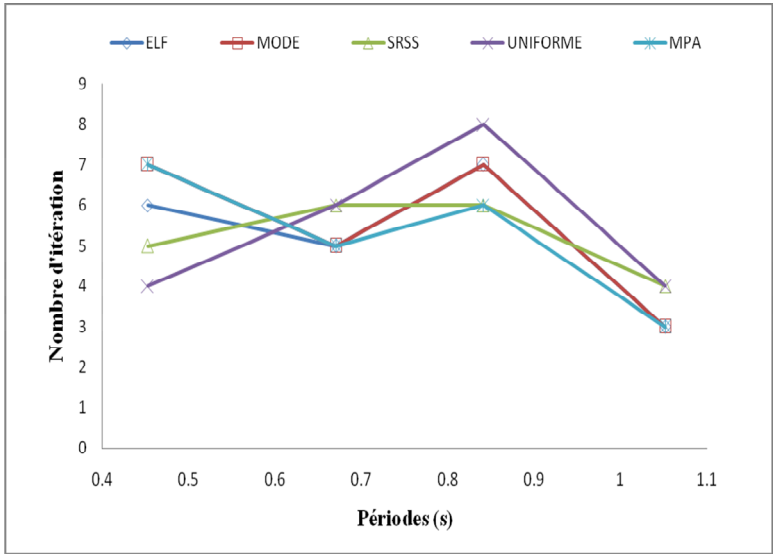


Fig 3.24 Nombres d'itérations pour SM

3.3.3.2 Procédure A (Approche en ductilité)

Dans cette approche, il s'agit toujours de comparer la courbe de capacité de la structure (capacité à dissiper de l'énergie) et la demande (demande en énergie à dissiper) sous la forme d'un spectre, mais les spectres inélastiques sont utilisés dans cette analyse. Pour cette raison, la méthode est appelée méthode en ductilité [1].

L'utilisation des spectres élastiques (approche en amortissement) se différencie de la méthode basée sur l'utilisation des spectres anélastiques (approche en ductilité) essentiellement par le calcul de facteur de réduction du spectre de demande élastique permettant l'évaluation des spectres réduits correspondant.

Les spectres inélastiques

Le spectre de conception de la ductilité constante [13] est établi en réduisant le spectre de conception élastique par des facteurs dépendant de la ductilité appropriés qui dépendent de T_n.

Ces dernières années, plusieurs recommandation pour le facteur de comportement ont été développées (Krawinkler et Nassar, 1992 ; Vidic, Fajfar et Fischinger 1994 ; Riddell, Hidalgo et Cruz 1989 ; Tso et Naumoski, 1991 ; Miranda et Bertero, 1994) [13]. Plusieurs chercheurs ont tenté de valider ce coefficient expérimentalement et théoriquement et de cerner les paramètres qui le conditionnent.

Les spectres inélastiques utilisés dans notre travail de recherche sont de Newmark et Hall, 1982, Krawinkler et Nassar, 1992 et Vidic, Fajfar et Fischinger 1994 (voir annexe B).

Les figures 3.25 (a, b et c) présente trois spectres inélastiques de conception utilisés dans notre travail pour une ossature de T = 0.754s.

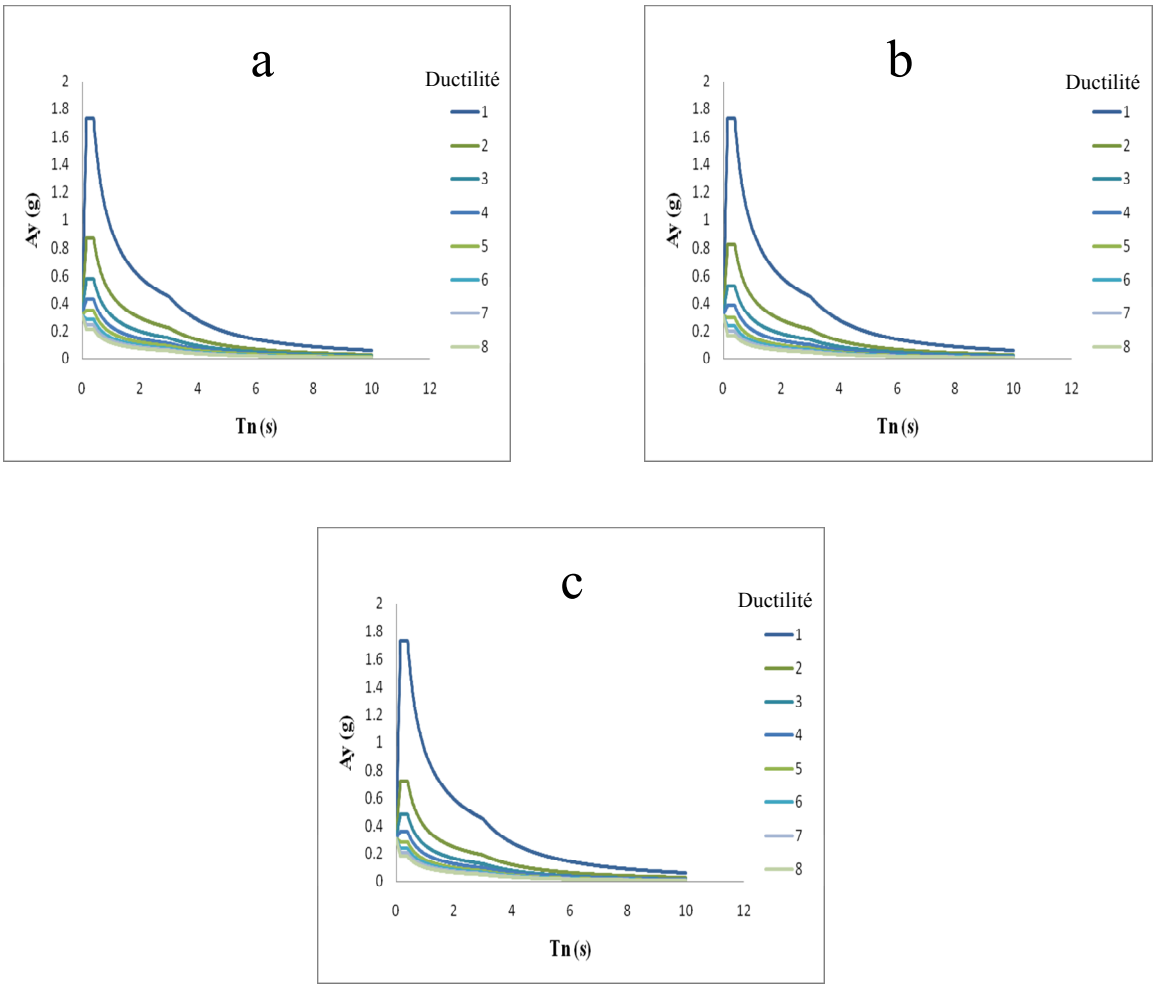


Fig 3.25 Spectres de réponses inélastiques de : (a) Newmark et Hall (1982), (b) Krawinkler et Nassar (1992), et (c) Vidic, Fajfar et Fischinger (1994).

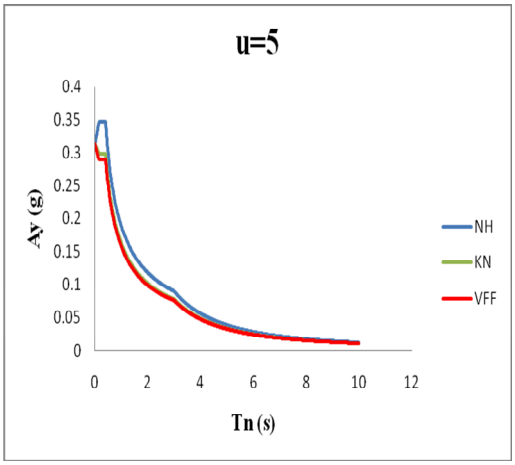


Fig 3.26 Spectre de réponse Pseudo-acceleration pour un système de (μ= 5)

Cette approche se compose les étapes suivantes [13]:

1. Tracer le diagramme force – déplacement et le spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement ou spectre de dimensionnement en format ADRS. et évaluer le déplacement de la limite élastique u_y.
2. Estimer la demande en déplacement D_i et déterminer la pseudo-accélération correspondant A_i à partir du diagramme de capacité. Initialement, supposé $D_i = D(T_n, \mu = 1)$, déterminé pour T_n à partir du diagramme de la demande.
3. Calculer la ductilité $\mu = D_i / u_y$
4. Comparer la ductilité avec la valeur de la ductilité qui est utilisée dans le spectre inélastique, et déterminer la demande en déplacement si la valeur de la demande en ductilité (point de performance) égale à la valeur initiale, sinon voir étape 5.
5. Tracer le diagramme de la demande pour une ductilité μ=2, 3, 4… et répéter les étapes 2 à 4 jusqu'à obtention de la demande en ductilité égale à la valeur de la ductilité utilisée dans le spectre inélastique.

Les résultats obtenus sont présentés dans les figures 3.27 et 3.28 :

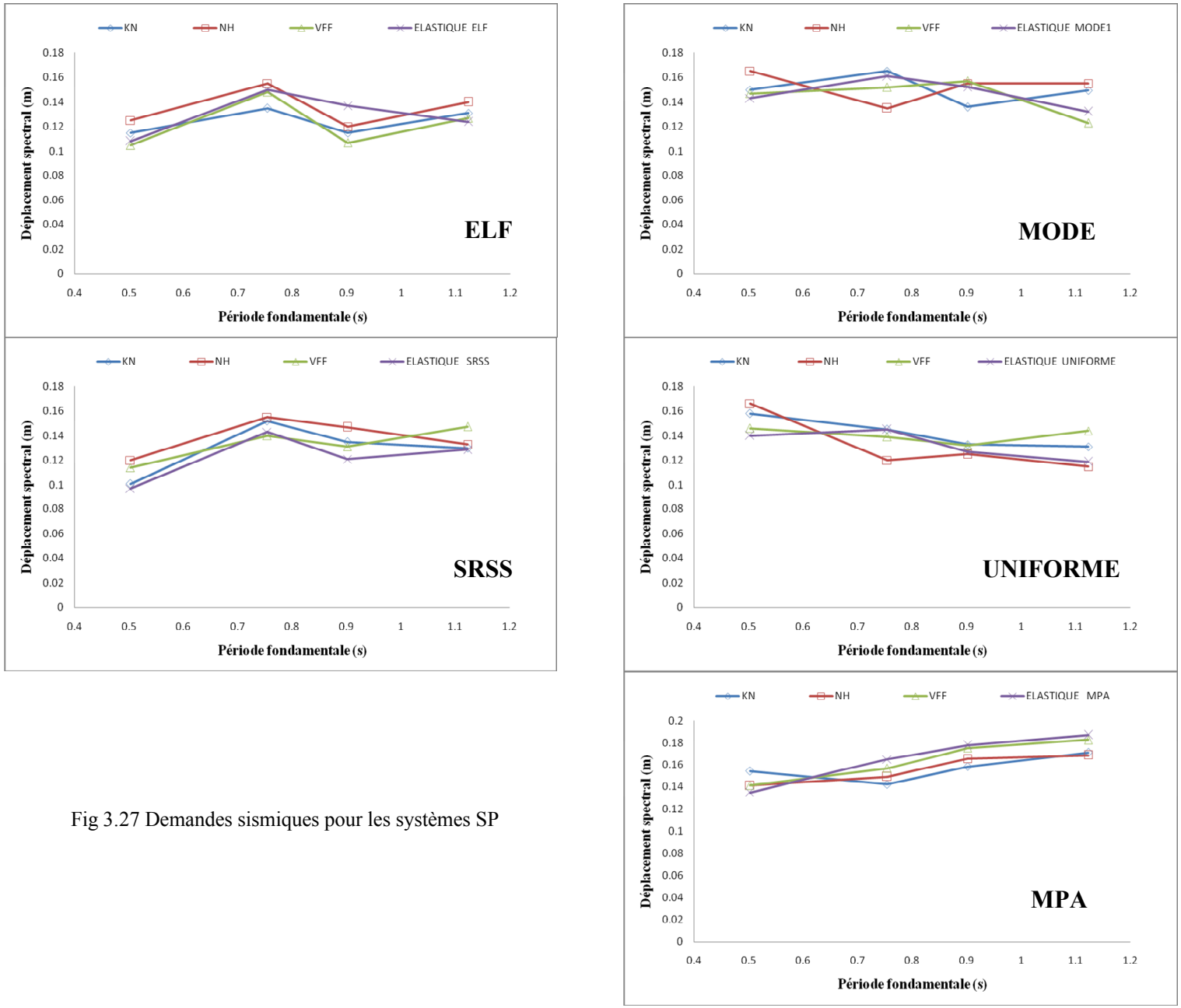
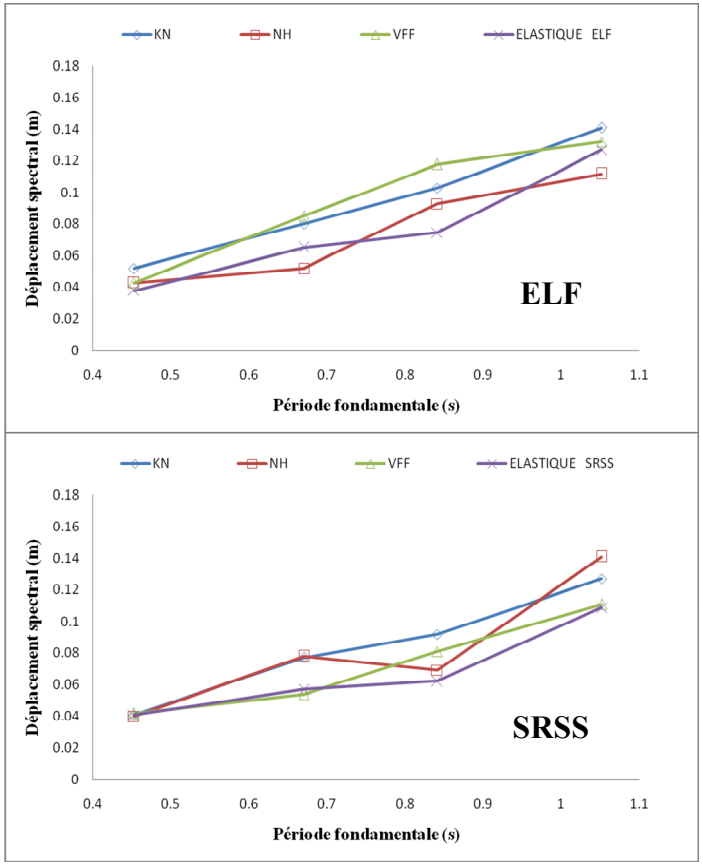


Fig 3.27 Demandes sismiques pour les systèmes SP



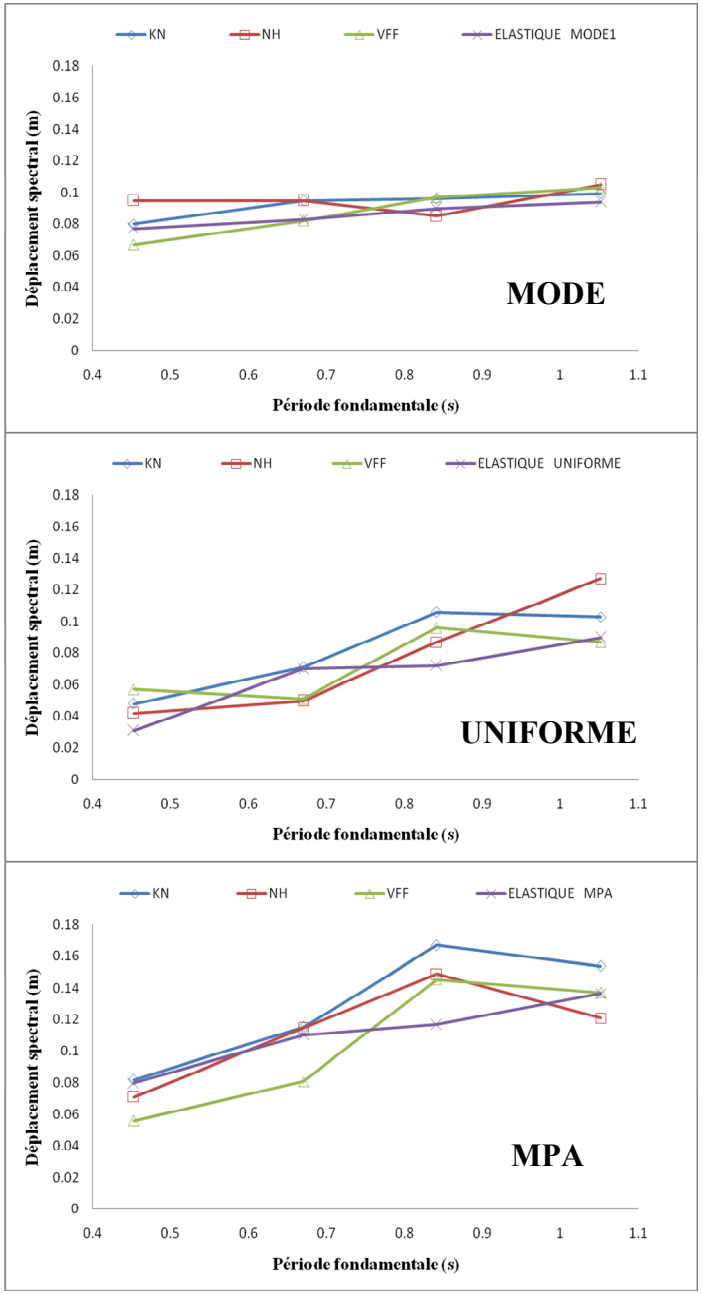


Fig 3.28 Demandes sismiques pour les systèmes SM

3.3.3.3 Interprétation des résultats et comparaison des deux approches

Après tout ce qu'on a vu dans les travaux précédents, nous pouvons comparer les deux approches comme suit :

- Les figures 3.21 à 3.23 montrent que les demandes sismiques des structures mixtes sont moins importante que celles des structures en portiques ce qui justifie l'augmentation de la rigidité et la participation des voiles dans la réduction des demandes sismiques, et rend le niveau de performance de la structure avantageux.
- Les figures 3.27 et 3.28 confirment les résultats obtenus précédemment car on remarque très bien que les demandes en déplacement de l'approche en amortissement, sont plus petites que celles des autres demandes de l'approche en ductilité, ce qui confirme l'influence des spectres inélastiques dans la méthode du spectre de capacité.
- L'utilisation des spectres élastiques (approche en amortissement) se différencie de la méthode basée sur l'utilisation des spectres inélastiques (approche en ductilité) essentiellement par le calcul du facteur de réduction du spectre de demande élastique permettant l'évaluation des spectres réduits correspondants.
- La différence principale entre les deux approches apparaît en trançant les spectres réduits. Dans les méthodes en amortissement, ces spectres sont calculés à ***période constante*** (figure 3.29). Mais, pour les méthodes en ductilité, ces spectres réduits sont calculés à ***déplacement constant*** ou à ***ductilité constante*** (figure 3.30).
- Dans l'approche en amortissement, le calcul de l'amortissement équivalent est basé sur l'énergie dissipée par un oscillateur élastoplastique avec écrouissage. Il ne peut donc évidemment pas couvrir la diversité de comportements des structures soumises à des excitations dynamiques quand à leur capacité à dissiper l'énergie. Pour l'approche en ductilité, le calcul est basé sur les relations *R-u-T* (facteur de comportement, ductilité, période fondamentale) pour la détermination de la demande en ductilité. Et nous voulons dire que les coefficients de réductions utilisés sont plus ou moins spécifiques à certains types de comportements.

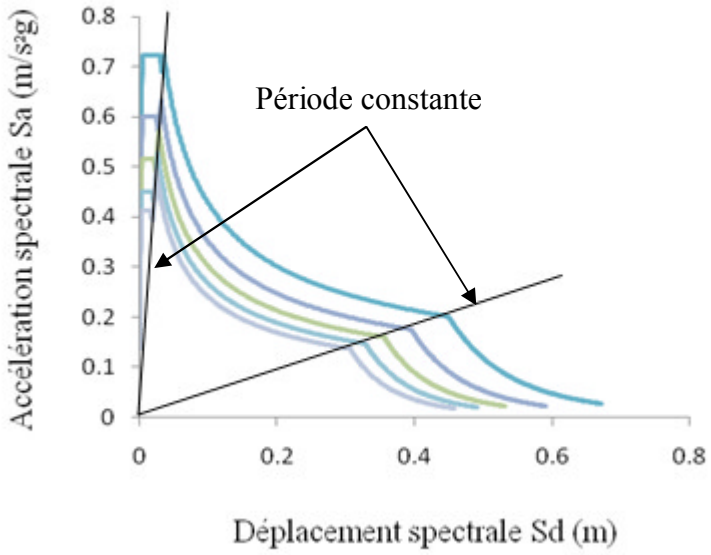


Fig 3.29 Spectres élastiques 'Approche en amortissement'

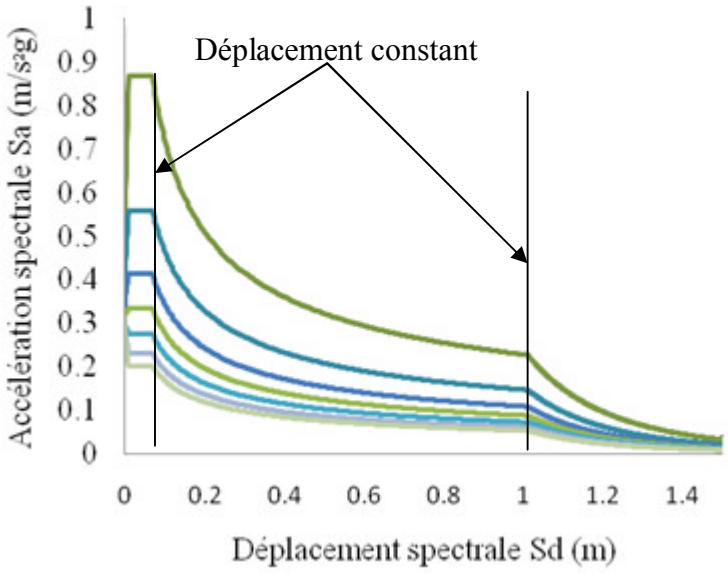


Fig 3.30 Spectres inélastiques 'Approche en ductilité'

3.4 CONCLUSION

La conclusion principale est la prévision de la réponse par Pushover est directement liée à la distribution des charges selon la hauteur.

Cependant, aucun modèle de chargement ne peut capturer le comportement global dynamique des différents niveaux. (Dans l'analyse MPA, on peut voir la formation des rotules plastiques dans toutes les directions par l'utilisation des modèles du chargement suivant les formes des modes de vibration).

A cet effet, on peut dire que l'analyse MPA donne une prévision du comportement inélastique plus ou moins meilleure que ceux des modèles du chargement.

Les procédures utilisées pour l'évaluation des demandes sismiques pour les structures MDOF, sont fondées sur certaines hypothèses inhérentes.

La courbe de capacité de la structure est habituellement obtenue à partir d'une analyse Pushover avec plusieurs types de chargement. En outre, seule le rapport force-déplacement est déterminé par un système équivalent à SDOF et pour convertir la courbe de capacité dans un diagramme de capacité.

Les prévisions de la méthode de spectre de capacité dépendent des relations amortissement – ductilité, l'effet des différents rapports pour produire les spectres inélastique et l'exactitude de ces rapports pour présenter la demande inélastique devraient être considéré puisque ces procédures sont sensibles à la forme des spectres de demandes. En outre l'exactitude impliquée dans la construction des spectres de demande pour les niveaux élevés de l'amortissement doit être étudiée quand la méthode CSM est utilisée pour l'évaluation de conception parce que la plupart des règles existantes exigent pour la construction des spectres élastiques de conception à une limitation de l'amortissement de 0 à 20%.

CHAPITRE 4

NIVEAUX DE PERFORMANCES

"CRITERE D'EVALUATION"

4

NIVEAUX DE PERFORMANCES
"CRITERE D'EVALUATION"

4.1 INTRODUCTION

Une des étapes importantes pour optimiser la structure est de contrôler efficacement le niveau de performance. Pour ce faire, nous utilisons le critère d'évaluation en déplacement inélastique pour identifier les intervalles d'évolution de la performance. Ceci constituera la présente étape de notre travail.

L'étude se fera en deux étapes :

Première étape : Recherche d'une relation entre le déplacement inélastique D et la période fondamentale de la structure T.

Deuxième étape : Validation de la relation adoptée.

4.2 METHODOLOGIE D'EVALUATION

L'hypothèse fondamentale du critère d'évaluation en déplacement inélastique consiste à favoriser l'apparition des rotules plastiques dans les poutres par l'utilisation de l'analyse statique non-linéaire sous plusieurs types de chargements. Le niveau de performance de la structure est connu, on peut déterminer le déplacement inélastique correspondant avant et après chaque niveau de performance.

4.3 RECHERCHE DE LA RELATION *D=f(T)*

Dans cette étape de l'analyse, l'étude se fera pour des structures en béton armé avec deux types de contreventement dont les périodes de vibration fondamentales varient entre 0.45s et 1.13s, ces structures sont implantées sur un site ferme et dans une zone sismique III. Elles sont soumises aux analyses Pushover sous plusieurs types de chargement.

Pour relier le déplacement inélastique de chaque niveau de performance et la période fondamentale, on effectue la procédure itérative suivante :

A- On vise un niveau de performance, et on procède à la conception préliminaire et le dimensionnement de la structure. La conception préliminaire doit également inclure le type des composants et des systèmes non-structuraux.

B- On évalue les déplacements inélastiques ou les déplacements totales, c-à-d l'état de dommages (le niveau de performance) par la formation d'un mécanisme de rupture.

C- Dans cette étape, on peut avoir plusieurs techniques pour atteindre la performance ciblée avec le propriétaire dans la première étape de la méthodologie. On ajoute des voiles en béton armé ou par une autre manière on améliore le système de contreventement.

D- On augmente les sections des voiles progressivement et à chaque fois on détermine le déplacement inélastique avec l'état de performance pour séparer les différents niveaux de performances, et on vérifie les niveaux de performance en utilisant les étapes de vérification qui on a éclairé dans le chapitre de notions théoriques sur la PBSD.

Les étapes B, C et D sont répétées pour plusieurs bâtiments de différentes périodes fondamentales, on ajoute des niveaux, jusqu'à l'obtention d'une corrélation satisfaisante entre le déplacement inélastique et la période fondamentale.

Les résultats sont donnés dans les figures 4.1.

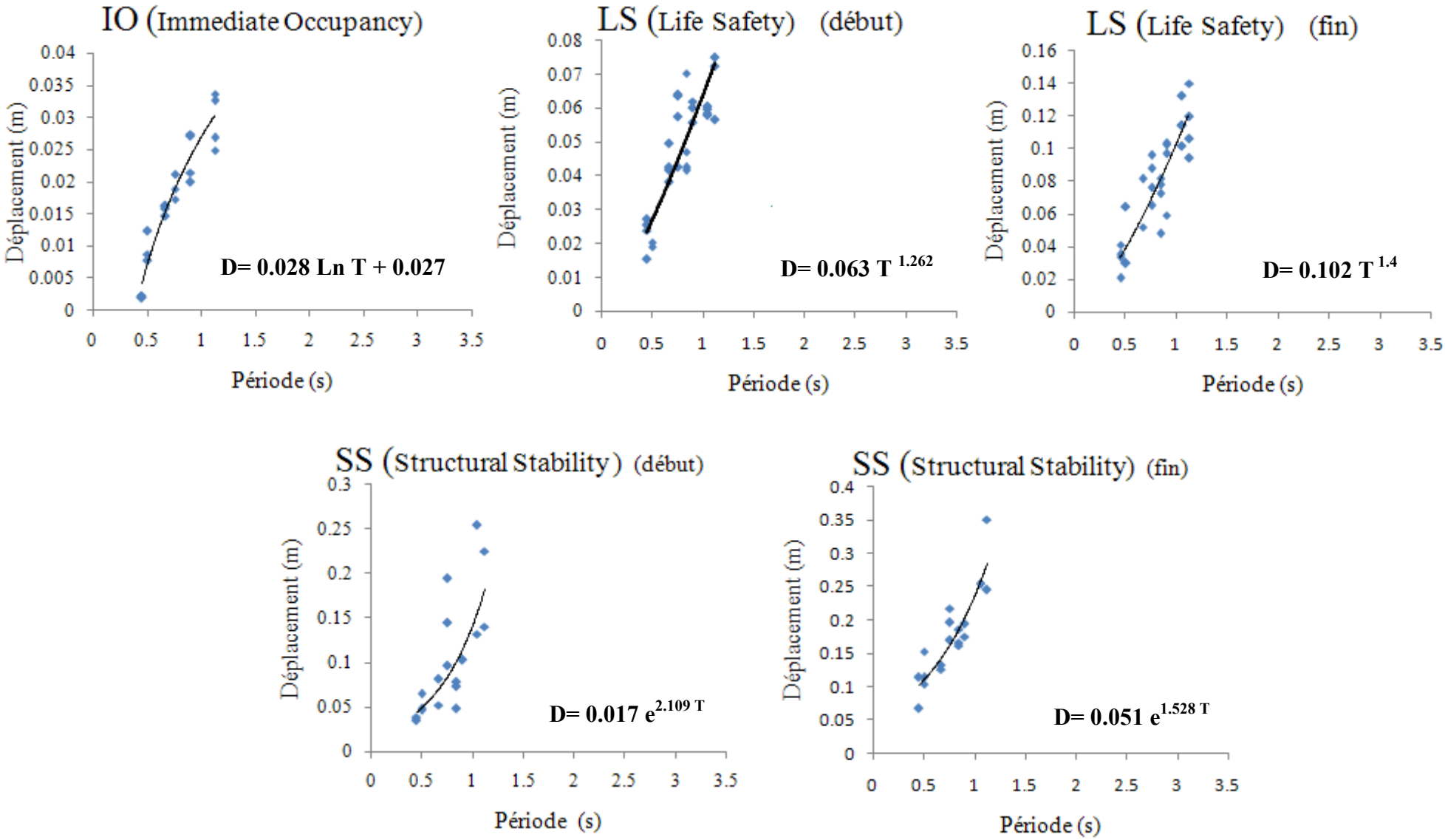


Fig. 4.1 Déplacement en fonction de la période fondamentale pour tous les niveaux de performance

D'après les résultats précédents, les intervalles des niveaux de performances (caractérisés par le déplacement D) sont simplement déterminés à partir des relations présentées dans le tableau précédent. Ces relations nous permettent non seulement d'imposer les différents niveaux de performances dans la courbe non-linéaire mais aussi de classer le bâtiment à partir d'une demande sismique calculée par la méthode du spectre de capacité de l'ATC40.

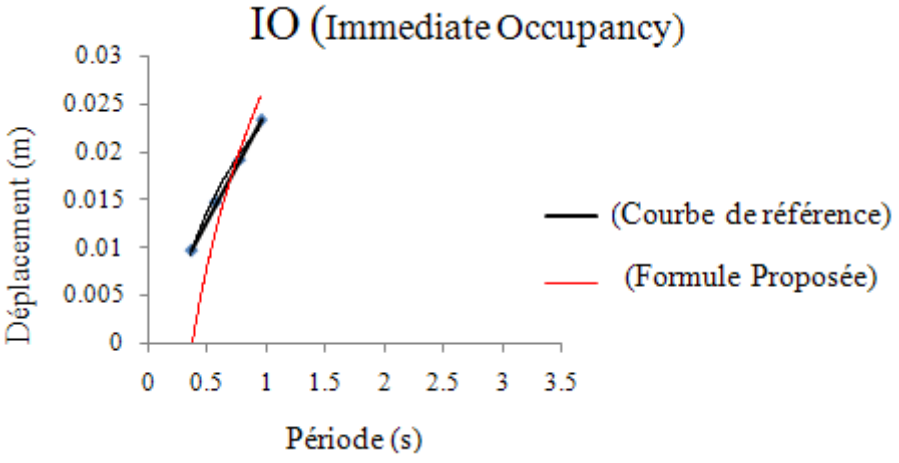
4.4 VALIDATION DE LA RELATION D=*f*(T)

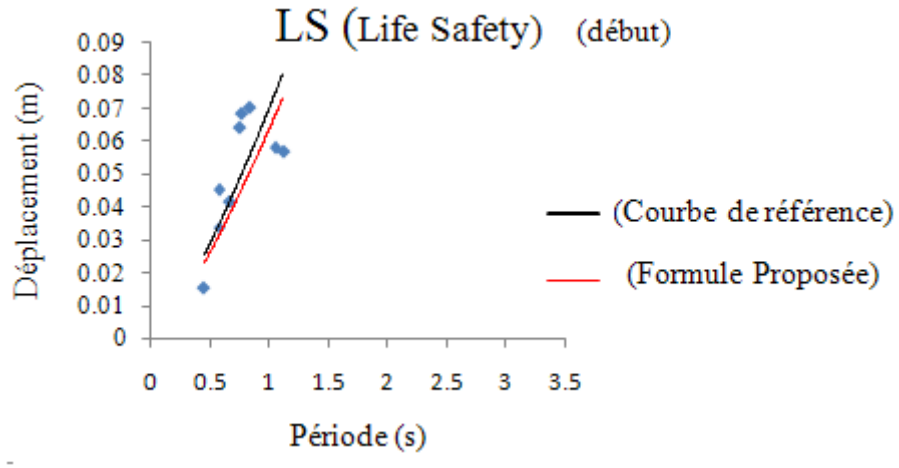
L'objectif recherché, dans cette étape, est de valider les relations précédentes. A cet effet on choisit quatre structures en système mixte de 3, 5, 7 et 9 niveaux.

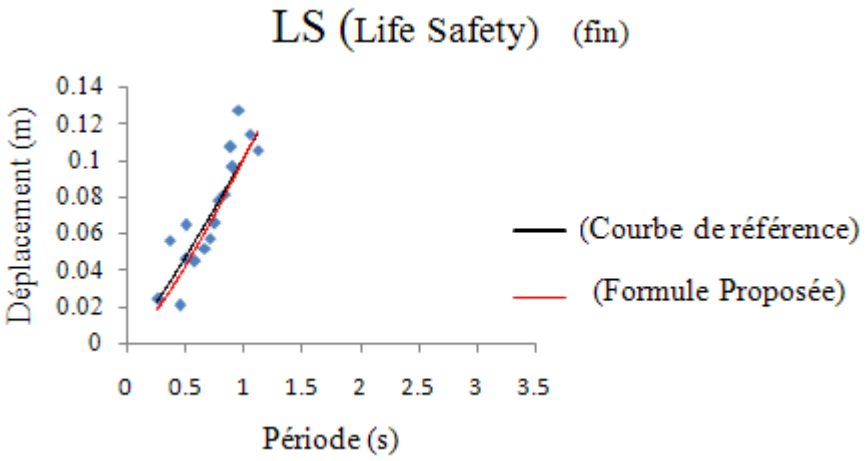
On applique ensuite la procédure suivante :

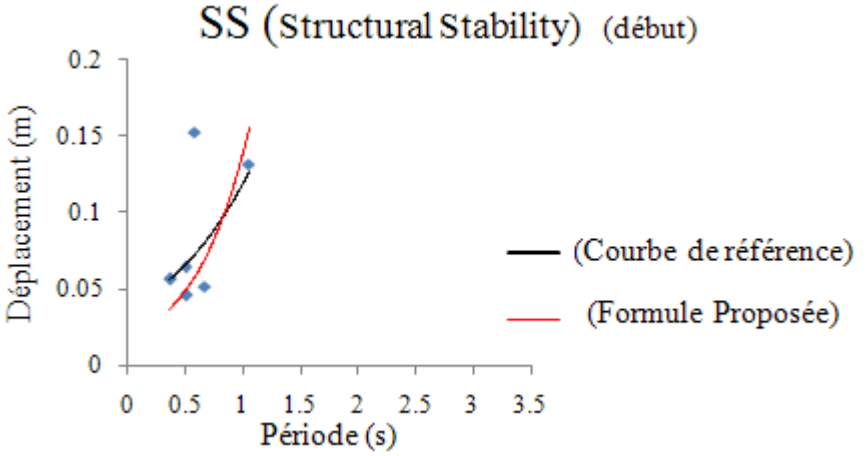
- On fait la procédure itérative précédente pour obtenir les intervalles des niveaux de performances réelles.
- On détermine les valeurs par les relations obtenues par les études précédentes.

On obtient les courbes données dans les figures 4.2.









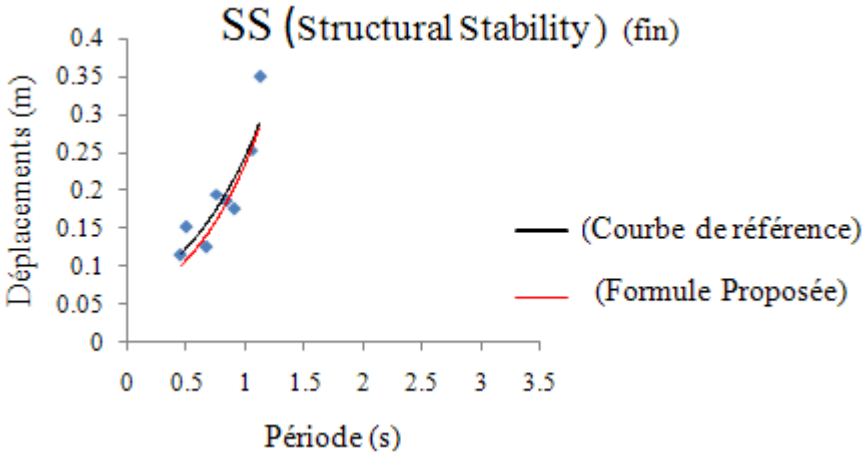


Fig. 4.2 Déplacement en fonction de la période fondamentale ‘Validation des formules’

Niveaux de performance structural	Intervalle	Formule Proposée	Nature de la fonction	Coefficient de corrélation	Erreur relative
SP-1 Occupation Immédiate **(IO)** Dommage Limité	<	**$0.028 \ln T + 0.027$**	Logarithmique	**0.919**	**2.25%**
SP-2 Dommage Contrôlé **(DC)**	Début	**$0.028 \ln T + 0.027$**	Logarithmique	**0.919**	**2.25%**
	Fin	**$0.063\ T^{1.262}$**	Puissance	**0.777**	**3.41%**
SP-3 Sécurité de Vie **(LS)** Dommage Significatif	Début	**$0.063\ T^{1.262}$**	Puissance	**0.777**	**3.41%**
	Fin	**$0.102\ T^{1.4}$**	Puissance	**0.773**	**4.42%**
SP-4 Sécurité Limitée **(Ltd.S)**	Début	**$0.102\ T^{1.4}$**	Puissance	**0.773**	**4.42%**
	Fin	**$0.017\ e^{2.109\ T}$**	Exponentielle	**0.624**	**9.31%**
SP-5 Stabilité Structurale **(SS)** Dommage Substantiel	Début	**$0.017\ e^{2.109\ T}$**	Exponentielle	**0.624**	**9.31%**
	Fin	**$0.051\ e^{1.528\ T}$**	Exponentielle	**0.79**	**6.18%**
SP-6 Non Considérée **(NC)**	>	**$0.051\ e^{1.528\ T}$**	Exponentielle	**0.79**	**6.18%**

Tableau 4.1 Intervalles proposés des niveaux de performance structurale

L'analyse des résultats montre que les nouvelles courbes *D=f(T)*, obtenues à partir du nuage de points sont très voisines des courbes de références à partir desquelles les structures ont été dimensionnées. En effet, l'erreur relative dans tous les cas étudiés, n'excède pas les 10%. D'où la fiabilité des relations proposées traduisant les niveaux de performances à partir de l'évaluation des demandes sismiques.

Plusieurs auteurs ont défini les degrés d'endommagements en fonction du déplacement inter-étages ou déplacement au sommet, comme les degrés de dégâts de projet **Risk-UE et HAZUS.**

Dans le projet **Risk-UE**, le DG1, correspond au niveau élastique du bâtiment. Il nous renseigne sur le niveau de conception et de dimensionnement initial du bâtiment. En fait, il caractérise, à la limite, un endommagement superficiel et non structurel. Le DG2, représente un niveau de dégât contrôlé. La stabilité du bâtiment est assurée, mais des dommages structuraux mais mineurs se sont développés. Le DG3 et DG4, représentent des niveaux d'endommagements avancés pour lequel la stabilité est assurée dans une certaine mesure et la sécurité d'une partie de l'édifice limitée. Le DG5, représente la limite au delà de laquelle le bâtiment perde sa capacité portante et sa stabilité, autrement dit l'effondrement du bâtiment. Il faut noter que dans le programme **HAZUS**, les courbes de capacité bilinéaire sont des courbes moyennes, et toutes les grandeurs associées le sont aussi. La même constatation est valide pour **Risk-UE**. D'autres critères d'évaluation de l'endommagement sont utilisés tel que le déplacement inter-étages ou le déplacement au sommet du bâtiment en termes de déplacements limites [3].

Degré de dégâts DG	Définition	Indice d'endommagement en déplacements limites au sommet
0	Aucun dégât	$\Delta < 0.7\Delta_y$
1	Faible endommagement	$0.7\Delta_y < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.05(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$
2	Endommagement modéré	$0.7\Delta_y + 0.05(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y) < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.20(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$
3	Dégâts importants	$0.7\Delta_y + 0.20(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y) < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.50(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$
4	Effondrement	$0.7\Delta_y + 0.50(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y) < \Delta < 0.7\Delta_y + 1.0(0.90\Delta_u - 0.70\Delta_y)$

Tableau 4.2 Degrés d'endommagement structural d'après le projet RISK-UE

4.5 CONCLUSION

Au point de performance, la demande est égale à la capacité, ceci correspond à un 'unique' état de dommages correspondant à un déplacement maximum et un état spécifique d'énergie à dissiper. Cet état est bien unique, s'il correspond à un mouvement sismique spécifique.

L'état de dommages correspond à l'ensemble des déformations de tous les éléments de la structure. Il faut alors revenir à la notion de 'Critères acceptables' (voir les niveaux de performance dans le chapitre 2), en fonction des niveaux de performance que le maître d'ouvrage souhaite pour la construction dont il a la charge. On voit que là encore, la durée du séisme n'intervient pas directement. On verra que, curieusement, cette durée peut être prise en compte dans l'expression de l'énergie qui peut être dissipée par la structure, compte tenu précisément de cette interdépendance entre la demande et la capacité.

Nous pouvons contrôler le niveau de performance de la structure par la demande en déplacement inélastique qui représente le paramètre le plus important pour la détermination des demandes sismiques. Mais la question pour laquelle nous cherchons des réponses claires, est-ce-qu'il y a des paramètres influant directement l'évaluation du point de performance ?

Nous verrons la réponse de cette question dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 5

ETUDE PARAMETRIQUE

5
ETUDE PARAMETRIQUE

5.1 INTRODUCTION

Maintenant, nous ouvrions une porte à plusieurs questions représentant des points d'équivoque, et il nous semble très intéressant d'essayer de décrypter les relations permettant d'identifier l'effet de certains paramètres sur l'évaluation du point de performance ou par conséquent sur la détermination des demandes sismiques.

Nous proposons, dans ce chapitre, d'analyser certains paramètres susceptibles d'influencer d'une manière explicite ou implicite la demande sismique. Parmi les paramètres retenus, nous verrons que certains paramètres ont une influence sur la capacité comme le type de structure et la durée du séisme exprimée par le coefficient κ, et d'autres influençant la demande tels que la zone sismique, les caractéristiques des sites.

L'étude paramétrique est faite en utilisant la CSM (Procédure A, Approche en amortissement) de l'ATC40.

5.2 DEFINITION DES PARAMETRES

5.2.1 Système de contreventement

Les ouvrages doivent, en général, comporter des contreventements dans deux directions horizontales au minimum. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique RPA99/2003 [15]..

5.2.2 Coefficient κ

Le coefficient κ est un facteur de modification pour expliquer le point auquel l'hystéris réel du bâtiment est bien représenté par le comportement bilinéaire du spectre de capacité. Ce facteur dépend de comportement par hystérisis du système, et lié en particulier à la typologie et l'âge de la structure, ainsi qu'à la durée du séisme.

5.2.3 Zone sismique

La définition d'une zone sismique est la partie du territoire national dont les limites sont déterminées en fonction de l'aléa sismique qui la caractérise.

Dans notre pays, les zones sismiques sont définies par des coefficients dits coefficients d'accélération de zone. Ces valeurs sont données en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. (Tableau 4.1, RPA99/2003) [15].

5.2.4 Sites

Le site est un terrain d'implantation retenu pour la construction, caractérisé par un ensemble de conditions géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques.

Les sites en Algérie sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le tableau 4.7 du RPA99/2003 présente les différents sites algériens caractérisés par la période T_2 [15].

5.3 ETUDE PARAMETRIQUE

Cette étude est réalisée avec un amortissement visqueux de 5% correspondant à une demande initiale. Si on trouve une demande en énergie à dissiper plus grande alors le spectre est situé en dessous (qu'il soit de type élastique visqueux ou de type non linéaire élastoplastique), il est appelé Reduced Seismic Demand [33].

Cette réduction se fait par des facteurs de comportements selon les règlements (PS92, ATC-40, etc.).

La figure 5.1, montre clairement que le point de performance s'obtient grâce à un processus itératif : la méthode peut alors être programmée pour qu'il y ait compatibilité entre les amortissements de la demande et ceux de la capacité. Le choix d'une première valeur peut être celle issue de l'approche élastique classique, avec intersection de la demande spectrale à 5%, correspondant au déplacement spectral S_{di} et retour sur le diagramme en capacité pour avoir S_{ai} (Equal Displacement Approximation) : en ce point le déplacement élastique est égal au déplacement inélastique.

Nous pensons que, pour mieux comprendre l'importance du paramètre ξ_{eff} 'amortissement effectif', qui correspond à une énergie à dissiper, il faut simplement l'utiliser en ordonnée, dans un diagramme $\xi_{eff} - S_d$, comme indiqué sur la figure 5.1.

Pour cet exemple, nous adoptons κ=0.67, correspondant à une structure de type B, dont les capacités d'amortissement sont intermédiaires, compte tenu de la nature de la construction et de la longue durée du séisme (magnitude > 7.5) [33].

Les courbes de 'demande' et de 'capacité' en énergie à dissiper se construisent alors simplement, dans le diagramme $\xi_{eff} - S_d$, et l'intersection des deux donnent directement le point de performance **sans itération**.

Mais, bien plus qu'une simple procédure qui permet de résoudre un problème itératif, la mise en évidence de l'amortissement effectif, aussi bien pour la demande $(\xi_{eff})_D$ que pour la capacité $(\xi_{eff})_C$ permet de mieux se rendre compte de leur rôle respectif et interdépendant, comme indiqué dans ce qui suit.

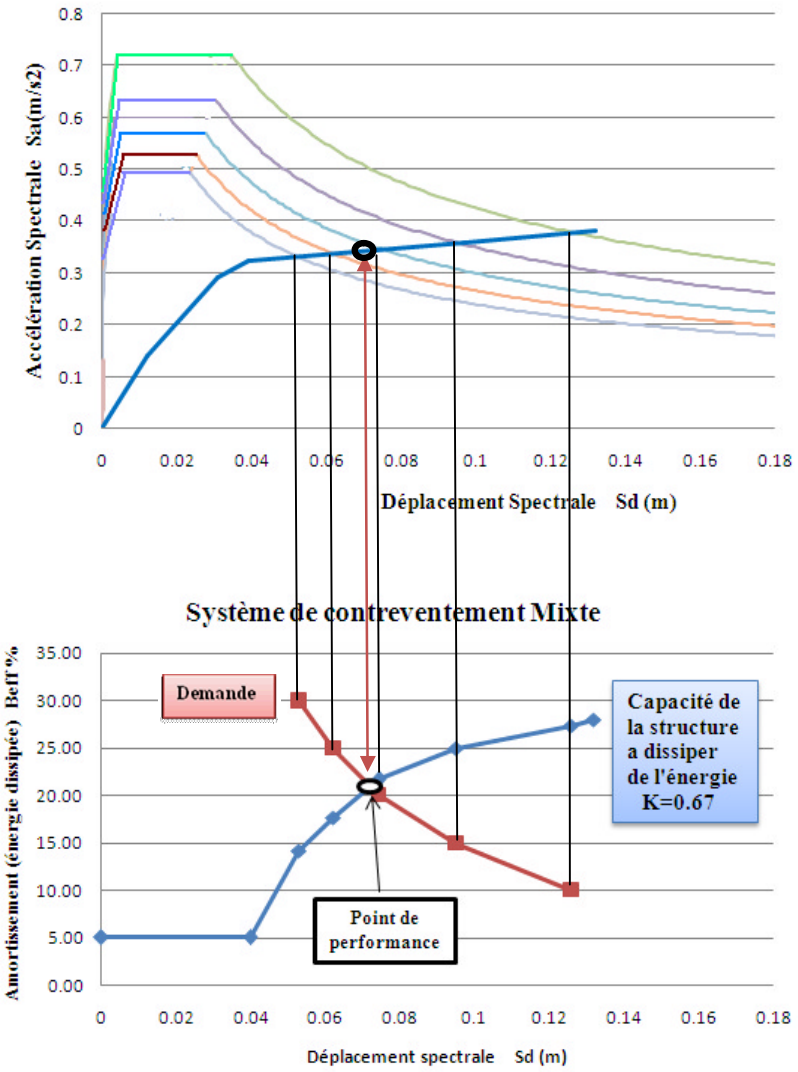


Fig. 5.1 Représentation graphique de la méthode CSM (Procédure A. Approche en amortissement)

5.3.1 Influence du système de contreventement sur la capacité

Pour analyser l'influence du système de contreventement sur la capacité de la structure à dissiper de l'énergie nous utilisons l'exemple d'un bâtiment R+5 avec les caractéristiques suivantes :

- Deux types de contreventement (Portiques et mixtes).
- Type d'analyse (Mode élastique).
- On fixe le coefficient κ=0.67.
- Zone sismique III.
- Site 2 (Site ferme).

Reprenons la courbe qui donne β_{eff}, sur la figure 5.2. Nous y avons également reporté :

- Une autre courbe de demande et de capacité correspondant à une ossature contreventée par des portiques.

5.3.2 Influence du coefficient κ sur la capacité

Pour analyser l'influence du coefficient κ sur la capacité de la structure à dissiper de l'énergie on utilise un exemple d'un bâtiment R+5 contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) avec les caractéristiques suivantes :

- Type d'analyse (Mode élastique).
- Zone sismique III.
- Site 2 (Site ferme).

On fixe le système de contreventement et on varie le coefficient κ pour les trois types A, B et C. On obtient les courbes de capacités et de demandes en fonction du K représentées dans la figure 5.3.

5.3.3 Influence de la zone sismique sur la demande

Pour l'influence de la zone sismique sur la demande de l'énergie à dissiper, on utilise un exemple d'un bâtiment R+5 contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) avec les caractéristiques suivantes :

- Type d'analyse (Mode élastique).
- On fixe le coefficient κ=0.67
- Site 2 (Site Ferme).

On fixe le site et on varie la zone sismique pour les quatre zones du RPA99/version 2003. Zone III, IIb, IIa et I. On obtient les courbes de capacités et de demandes en fonction de la zone sismique représentées dans la figure 5.4.

5.3.4 Influence du site sur la demande

Pour l'influence du site sur la demande de l'énergie à dissiper, on utilise un exemple d'un bâtiment R+5 contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques) avec les caractéristiques suivantes :

- Type d'analyse (Mode élastique).
- On fixe le coefficient κ=0.67
- Zone sismique III.

On fixe la zone sismique et on varie le site pour les quatre sites du RPA99/version 2003 : Site S_1, S_2, S_3 et S_4. On obtient les courbes de capacités et de demandes en fonction des sites représentées dans la figure 5.5.

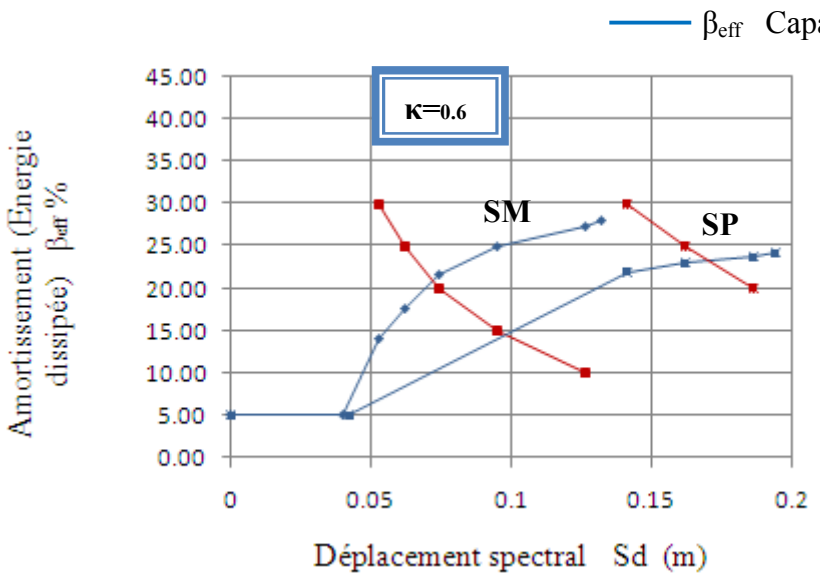


Fig. 5.2 Influence du système de contreventement sur le point de performance

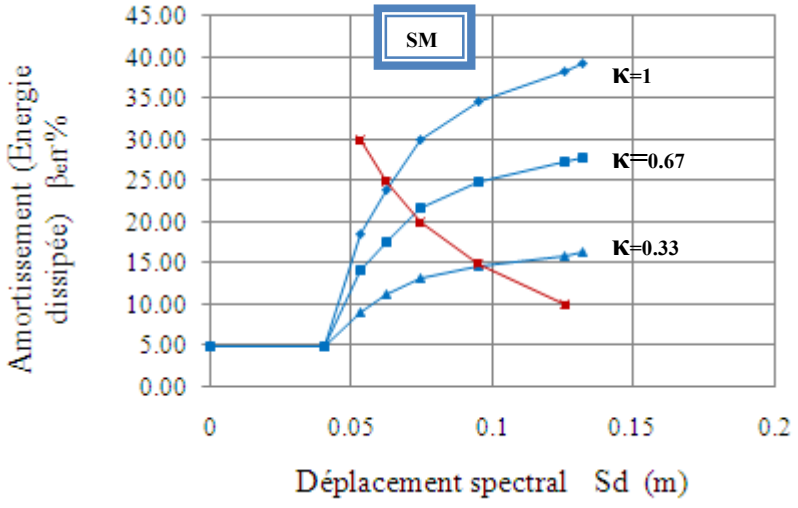


Fig. 5.3 Influence du coefficient K sur le point de performance

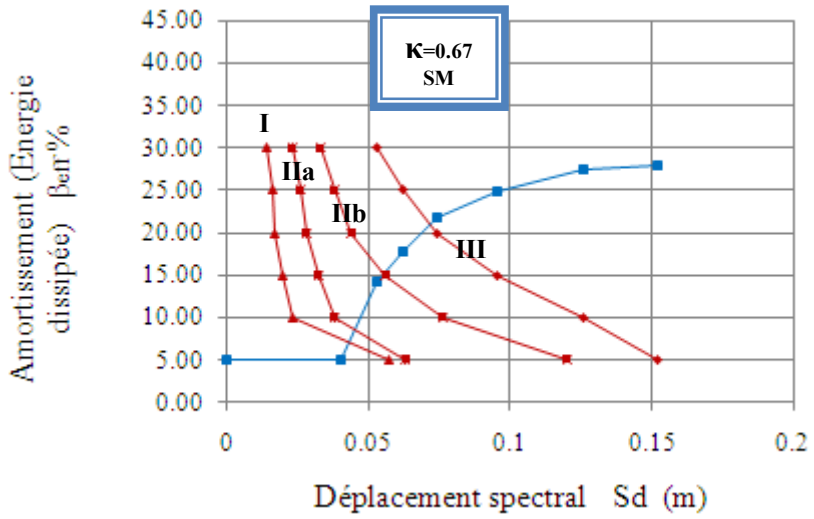


Fig. 5.4 Influence de la zone sismique sur le point de performance

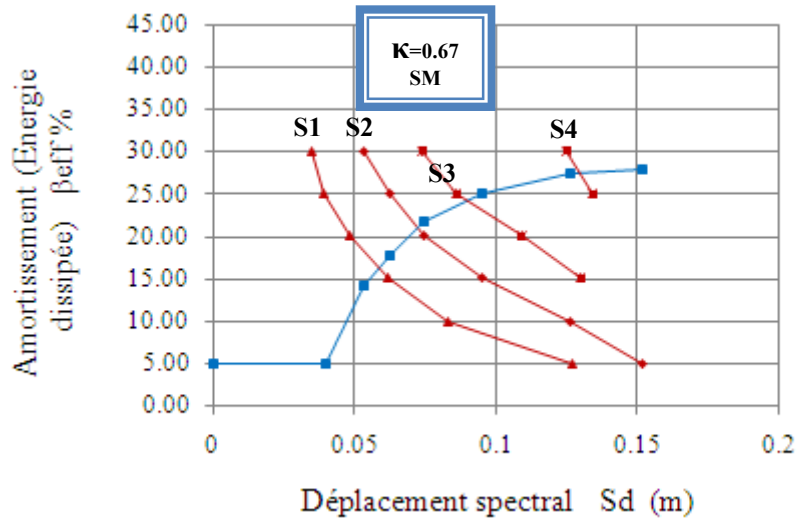


Fig. 5.5 Influence du site sur le point de performance

5.4 ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Cette étude paramétrique, qui ne présente qu'un exemple, permet de voir les variations possibles de la position du point de performance, en fonction des courbes respectives de demande et de capacité, en amortissement, et aussi de mieux apprécier la sensibilité des différents paramètres :

- **Pour la capacité**

Influence du système de contreventement

Système	S_d (m)	ξ_{eff} (%)
SP	0.170	24.2
SM	0.071	21.1

Influence du coefficient κ

κ	S_d (m)	ξ_{eff} (%)
0.33	0.095	15.0
0.67	0.071	21.1
1	0.065	24.3

Tableau 5.1 Etude paramétrique pour la capacité

- **Pour la demande**

Influence de la zone sismique

Zone	S_d (m)	ξ_{eff} (%)
III	0.071	21.1
IIb	0.055	15.0
IIa	0.046	08.0
I	0.043	06.5

Influence du site

Site	S_d (m)	ξ_{eff} (%)
S4	0.131	27.4
S3	0.090	24.3
S2	0.071	21.1
S1	0.059	16.0

Tableau 5.2 Etude paramétrique pour la demande

S_d *et* ξ_{eff} sont les coordonnées du point de performance

D’après les résultats de l‘influence de certaines paramètres sur la détermination du point de performance, plusieurs constatations peuvent être directement tirées.

- **Pour la capacité**

Influence du système de contreventement

La seule chose qu’on peut dire, c’est qu’il existe une augmentation de la rigidité (Système SM) pour laquelle il y’aura un changement de la courbe d’où la nécessité de prévoir un mécanisme de rupture c-à-d un niveau de performance qui distingue le comportement des structures rigides. Cette remarque converge très bien avec ce qu’on a vu précédemment en ce qui concerne la PBSD.

Influence du coefficient κ

Pour la variation de la demande sismique en fonction du coefficient κ, le comportement par hystérisis représenté par le coefficient κ confirme qu’il existe une relation entre le type de comportement et la réduction de la demande sismique, si le comportement est dégradé alors la demande sera plus grande.

- **Pour la demande**

Influence de la zone sismique

Pour la constatation de l’influence de la zone sismique sur le spectre de la demande, la seule chose qu’on peut tirer c’est les caractéristiques de la zone sismique. Cette remarque nous confirme l’influence des caractéristiques de la zone sismique sur la demande sismique, c-à-d le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Influence du site

La même chose pour l’influence du site sur le spectre de la demande, les propriétés mécaniques des sols qui constituent les sites peuvent varier la demande sismique.

5.5 CONCLUSION

L'étude paramétrique représente un outil efficace pour la détermination de l'influence de certains paramètres sur les niveaux de performances des structures.

Pour notre travail, nous avons choisi quatre paramètres essentiels caractérisant le niveau de performance des structures qui sont le système de contreventement, la durée du séisme, la zone sismique et le type de site.

Les dimensions de la structure à étudier influent directement sur la courbe de capacité, le projeteur peut alors modifier ses options de renforcement ou simplement sa conception initiale, selon le niveau de performance souhaité. Pour le renforcement, il pourra jouer sur les différentes options suivantes :

- Augmenter la résistance.
- Augmenter la raideur.
- Allonger le pallier de ductilité.
- Utiliser des isolateurs.
- Utiliser des spectres avec amortisseurs, etc…

Chacune de ces options se traduit par des courbes différentes en amortissement, avec les conséquences sur le comportement d'ensemble de la structure.

CHAPITRE 6

CONCLUSION GENERALE

6

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Le séisme reste l'ennemi numéro un des structures car il représente le phénomène qui a le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les tremblements de terre continueront à surprendre l'homme et à cause de l'impossibilité de les prévoir, la seule prévention valable est de construire parasismique car mieux vaut prévenir que guérir, c-à-d, l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

La solution la plus efficace, mais non pas parfaite, est de préconiser des appuis parasismiques. Malheureusement, elle ne peut être appliquée que pour des bâtisses à risque spécial parce qu'elle est très coûteuse. La proposition la plus convenable est de prévoir le comportement réel ou proche du réel des structures faces aux secousses sismiques en autorisant des incursions dans le domaine plastique sans atteindre l'effondrement. Mais cette dernière tâche exige la maîtrise du comportement des structures et les caractéristiques essentielles qui le déterminent. Le paramètre le plus important pour le dimensionnement des structures est le niveau de performance, car comme son nom l'indique, il caractérise le niveau de souplesse ou de rigidité de l'ossature. Ce paramètre représente en réalité la demande en déplacement inélastique autrement dit la demande sismique.

Les calculs traditionnels consistent à faire des études basées sur l'analyse linéaire considérant le comportement linéaire élastique parfait des structures, or ce n'est pas le cas en réalité sauf pour les excitations sismiques modestes, d'où la nécessité de calculer non linéairement. Le calcul non linéaire permet de suivre le comportement des ouvrages au-delà de leur phase élastique. Ce type de calcul présente l'avantage de prendre en considération la dégradation de la rigidité des éléments constituant l'ouvrage et par conséquent la redistribution des efforts internes dans ces pièces.

Dans ce travail de recherche, nous avons étudié la méthode **PBSD** "***Performance Based Seismic Design***" et comme premier objectif l'application de cette méthode pour les bâtiments algériens.

Les étapes de base requises pour prévoir le comportement sismique des structures par l'analyse Pushover consiste à modéliser la structure et choisir un modèle de chargement approprié en utilisant un logiciel de calcul non-linéaire, et prévoyant la demande en déplacement de la structure par une procédure approximative et estimer les paramètres importants de la réponse à prévoir une demande maximum de déplacement raisonnablement proche de celle prévue par l'analyse dynamique non-linéaire.

Pour mieux aborder notre sujet, nous avons tenté d'élucider, en premier lieu, l'évolution des méthodes de calculs en génie parasismique pour l'évaluation des demandes sismiques. On peut noter que la plupart du temps l'évaluation des demandes sismiques se fait par l'analyse Pushover qu'on injecte dans le calcul comme étape très importante pour la détermination de la courbe de capacité.

A partir de cette constatation, on s'est fixé, comme deuxième objectif, d'évaluer les niveaux de performances, et les paramètres qui les conditionnent. Le développement, de cette partie qui constitue la partie principale de notre étude, s'appuie sur l'élaboration des différentes hypothèses de travail. Ceci a permis de définir les étapes générales d'analyse suivies tout le long de ce travail.

Une application de l'analyse Pushover a été réalisée sur un ensemble de 8 structures sous 5 modèles de chargement différents (Mode élastique, ELF, Uniforme, SRSS, et MPA), et une étude d'évaluation des demandes sismiques a été faite en utilisant la procédure A de l'ATC40 (approche en amortissement et approche en ductilité) avec trois formules d'évaluation du coefficient de comportement.

Les observations primaires de l'étude sur l'exactitude de la capacité des structures à partir des modèles de chargements latéraux utilisés dans l'analyse Pushover, nous montrent que l'exactitude des résultats du Pushover dépend fortement du choix du modèle de chargement, des propriétés des structures et des caractéristiques des lois de comportements.

De plus, on a observé, sur les différents cas d'études, que la variation de la distribution des charges suivant la hauteur du bâtiment (Premier mode élastique, ELF, SRSS, Uniforme) est importante pour l'évaluation de la réponse.

L'analyse MPA donne une estimation du déplacement maximal et inter-étage plus importante que les autres méthodes, mais pour les structures de longue période donne des résultats semblables à ceux de l'analyse SRSS.

La méthode du point de performance de l'ATC40 permet une compréhension du comportement sismique d'un ouvrage de génie civil dans le domaine post-élastique où l'évaluation des capacités et des limites de déformation du système principal de contreventement est primordial. Toutefois cette méthode reste limitée aux points suivants :

- Ouvrages réguliers ayant un mode fondamental de réponse par direction horizontale,
- L'étude se fait par direction,
- L'interaction sol – structure n'est pas considérée,

Par ailleurs, elle s'applique, en particulier, à des bâtiments à ossature autostable ou contreventés par des voiles. De plus, la méthode du spectre de capacité basée sur la notion que la déformation d'un système non-élastique peut être estimée par une méthode itérative exige une analyse des systèmes linéaires équivalents, la procédure A de l'ATC40 n'a pas convergé pour certains des systèmes analysés. Elle a convergé dans beaucoup de cas mais pas à la déformation exacte déterminée par l'analyse dynamique non-linéaire du système non-élastique, ni à la valeur déterminée à partir du spectre de conception inélastique. La convergence de ce procédé itératif est trompeuse parce qu'elle ne se base pas sur une grande précision suite aux erreurs induites lors itérations. Cette procédure donc ne satisfait pas la condition de base d'une procédure itérative raisonnable, elle devrait toujours converger vers le résultat exigé après un nombre suffisant d'itérations.

Suite aux résultats obtenus, il a été possible de proposer une nouvelle démarche pour l'identification des niveaux de performance. A cet effet, une étude statistique sur les résultats a abouti à une relation entre la demande en déplacement et la période fondamentale en variant à chaque fois les dimensions des éléments structuraux pour atteindre le niveau de performance choisi. Cette étude statistique a donné des formules pour l'identification des niveaux de performance d'une structure avec une erreur relative n'excédant pas les 10%.

Enfin, une étude paramétrique a été menée pour les facteurs susceptibles d'influencer le point de performance, tels que le système de contreventement, la durée du séisme, la zone sismique et le site d'implantation.

Finalement, nous estimons avoir répondu, en grande partie, à l'objectif fixé au début de ce travail, puisqu'on est parvenu à proposer des formules pour les niveaux de performances liés aux périodes fondamentales des structures. Il apparait essentiel, à travers notre travail de recherche, le besoin de définir l'état d'une structure lors de sa réponse à un séisme par un niveau de performance.

Au terme de cette étude, nous préconisons des recommandations et des suggestions pour de futurs travaux :

- Identifier le niveau de performance par l'emplacement du déplacement global inélastique dans les intervalles déterminés dans notre travail de recherche comme une étape de contrôle de la performance.

- Faire intervenir l'interaction sol-structure dans l'analyse statique non-linéaire (Pushover) pour considérer le comportement réel des structures.

- Préconiser des abaques ou des formules pour la détermination du coefficient de comportement de chaque type de contreventement des bâtiments en tenant compte leurs périodes fondamentales de vibration et leurs dimensions.

- Eviter les étages flexibles et surtout aux Rez – de – chaussée parce qu'ils excitent la formation d'un mécanisme défavorable.

REFERENCES

[1] AFPS, 2006 « **Méthodes en déplacement : principe – codification – application** », Avril 2006. Association française du génie parasismique, cahier technique AFPS N° 26.

[2] Applied Technology Council (1996), "**Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**", ATC-40, Volume 1 and 2, Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.

[3] Belmouden. Y et Lestuzzi. P, 2006 "**Evaluation de la vulnérabilité sismique des batiments existants en Suisse** », Rapport N° CH-1015, EPFL l'école polytechnique fédérale de Lausanne. Suisse

[4] Capra Alain et Victor Davidovici, "**Calcul des structures en zone sismique**", 3ème édition, Collection UTI, EYROLLES, Paris, 1984

[5] Cheikh Benazouz et Khelfi Mebarek, 2006 « **Calcul de la ductilité globale de certaines structures et comparaison avec le coefficient de comportement du RPA** », Mémoire du fin d'étude, ENTP Ecole nationale des travaux publics Alger, juin 2006.

[6] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, et Chintanapakdee Chaptan ; 2001 " **Statistics of SDF-system estimate of roof displacement for Pushover analysis of buildings** ", Report N° PEER 2001/16, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.

[7] Chopra Anil. K, 2004 "**Estimating seismic demands for Performance – Based Engineering of buildings**", N° 5007, 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, B, C, Canada.

[8] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 2004 "**A modal Pushover analysis of SAC buildings**", Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley.

[9] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 2001 "**Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation**", PEER, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 2001/03 January 2001.

[10] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 2003 " A **Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for unsymmetric-plan Buildings: Theory and Preliminary Evaluation**", Report N° EERC 2003-08, Earthquake Engineering Researche Center, University of California, Berkeley.

[11] Chopra Anil. K, et Chintanapakdee Chaptan , 2003 "**Evaluation of the modal Pushover analysis procedure using vertically regular and irregular generic frames**", Repot N° EERC 2003-03, Earthquake Engineering Researche Center, University of California, Berkeley.

[12] Chopra Anil. K, 2000 "**Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering** ", New Jersey, Prentice Hall, Second Edition, 2000.

[13] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 1999 "**Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems**", PEER, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 1999/02, April 1999.

[14] Chopra Anil. K, Goel Rakesh. K, 2001 "**Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation**", PEER, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 2001/03 January 2001.

[15] C.G.S. « RPA, **Règles parasismiques algériennes** », RPA99/version 2003.

[16] Computers and Structures, Inc.: **ETABS Computer Program v 8.5.4**. Berkeley, California, USA, February 2003.

[17] Dazio Alssandro « **Capacité portante des constructions en BA**, traduction Xavier Mittaz, ENAC-IS-IMAC, EPFL.

[18] Draidi Salima Y, 1997 « **Contribution à l'étude du facteur de comportement des structures contreventées par des portiques autostables en BA** », Thèse de Magister, Février 1997.

[19] Farzad N, Bhatia H et ROY Lobo. M., "**Perfomance-based seismic engineering**", Seismic Design Handbook, 2000

[20] Federal Emergency Management Agency (1997), "**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", FEMA-273, Washington, D.C.

[21] Federal Emergency Management Agency (1997), "**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", FEMA-274, Washington, D.C.

[22] Federal Emergency Management Agency (2000), "**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", FEMA-356, Washington, D.C.

[23] Federal Emergency Management Agency (2002), "**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", FEMA-440, Washington, D.C.

[24] Federal Emergency Management Agency (2002), "**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", FEMA-445, Washington, D.C.

[25] Federal Emergency Management Agency (2004), "**NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**", FEMA-450, Washington, D.C.

[26] Hamou. K et Ramdane. K, 2007 « **Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover »,** 7 Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris – 013.

[27] Hamburger Ronald. O, "**Development of next-generation performance-based seismic design guidelines**", Performance-based seismic design concepts and implementation proceedings of an international workshop, Bled, Slovenia, June 28, July 1, 2004, Edited by Peter Fajfar and Helmut Krawinkler.

[28] Kalkan Erol, Kunnath Sashi. K, 2007 "**Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings**", Engineering structures 29 (2007) 305-316. University of California, Davis. CA 95616, USA.

[29] Krawinkler Helmut et autres, 1998 "**Pros and cons analysis of seismic evaluation**", Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp. 452-464, Elsevier Science Ltd.

[30] Krawinkler Helmut, "**Advancing Performance-Based Earthquake Engineering**", PEER, California, February 11, 2000

[31] Krawinkler Helmut, 2005 "**Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it**", structural engineers association of California, Stanford University, Stanford. California.

[32] Moehle Jack et Deierlein Gregory. G, 2004 "**A framework methodology for performance-based earthquake engineering**", 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver Canada, N° 679.

[33] Mouroux. P « **la méthode du point de performance (ATC-40) principes de base et utilisation pratique, application à un batiment existant, les projets HAZUS et RISK-UE** », PM-gr / 02-55. Aménagement et risques naturels.

[34] Moussa. L, 2007 "**Earthquake engineering and dynamics of structures**", Report of exam N° 05, Technical university of civil engineering, Bucharest.

[35] Motlagh. A. R, Yazdani. M. et Ala Saadeghvaziri, 2001 "**Nonlinear seismic response of stiffening SDOF systems**", Report 1269-1280. University Heights, Newark.

[36] Newmark N. M et Rafael. R, 1980 "**Inelastic spectra for seismic designe**", Volume 4, PL29-136, proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering, Istanbul. Turkey, September 8-13 1980.

[37] Newmark N. M and W. J. Hall, "**Earthquake spectra and design**" Earthquake Engineering Research Institute (EERI) Berkeley, California, 1982

[38] Pecker Alain, "**Dynamique des structures et des ouvrages**", Cours de l'ENPC Paris, édition 2006.

[39] Peter Fajfar "**Structural analysis in earthquake engineering a breakthrough of simplified nonlinair methods**", 12th European conference on earthquake engineering, N° 843, University of Ljubljana, Slovenia.

[40] Peter Fajfar et Helmut Krawinkler, 2004 "**Performance-based seismic deisgne concepts and implementation**", Proceedings of an international workshop. Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley PEER 2004/05.

[41] Pierino. L et autres, 2007 "**Modélisation parasismique**", projet de semestre, EPFL l'école polytechnique fédérale de Lausanne. Suisse

[42] Oguz Sermin, 2005 « **Evaluation of Pushover analysis procedures for frame structures** », a thesis submitted to the graduate school of natural and applied sciences of Middle East technical university.

[43] Sigmund. A. Freeman « **The capacity spectrum method as a tool for seismic design** ».

[44] Triantafyllos. K et Makarios, 2005 "**Optimum definition of equivalent nonlinear SDF system in Pushover procedure of multistory r/c frames**", 814-825. Thessaloniki, Greece.

[45] Tothong P et Cornell C, 2006 "**Application of nonlinear static analysis to probabilistic seismic demand analysis**", 8th U.S. National conference on earthquake en gineering, N° 505, San Francisco, California, USA.

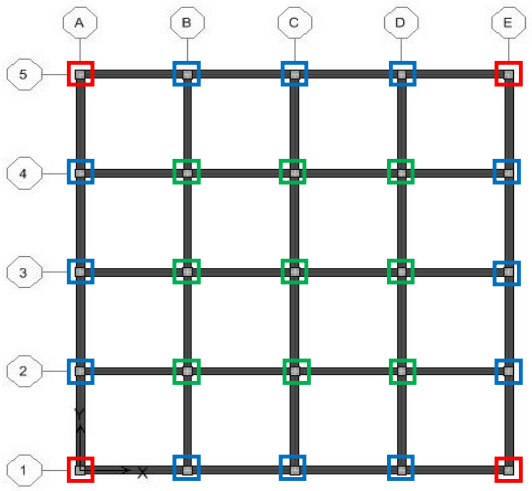
[46] Tysh Shang Jan, Ming Weiliu et Ying Chieh Kao, 2004 "**An upper-bound Pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings**", N°: 26(2004) 117-128, Elsevier Science Ltd.

[47] Yassilis K, Amr S et Juan F, 2005 « **Limits of applicability of conventional and adaptive Pushover analysis for seismic response assessment** », University of Illinois at Urbana – Champaign.

ANNEXE A

CARACTERISTIQUES DES STRUCTURES ET RESULTATS DE L'ANALYSE LINEAIRE

1. Structures en portiques (SP)



Groupe A
Groupe B
Groupe C

1.1. Structure à 4 niveaux en béton armé

1.1.1. Résultats de l'analyse linéaire

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	1.991	0.5021	00.7196	80.3371	Flexion dans le plan XZ
2	1.991	0.5021	81.0567	81.0567	Flexion dans le plan YZ
3	2.198	0.4549	81.0567	81.0567	Torsion autour de Z
4	6.086	0.1643	87.7196	86.8118	
5	6.086	0.1643	93.4747	93.4747	

1.1.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	Dimensions	Armatures Longitudinales	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
poutre		35×30 (cm2)	3HA14+3HA12	068.26	068.26	0.0001001	0.03530
4	A	35×35 (cm^2)	12HA12	080.97	085.35	0.00003815	0.02825
	B			086.17	093.00	0.00003930	0.02883
	C			093.98	105.24	0.00004125	0.02971
3	A	35×35 (cm^2)	12HA12	086.65	093.72	0.00003944	0.02888
	B			094.97	107.03	0.00004150	0.02989
	C			107.63	126.00	0.00004520	0.02959
2	A	40×40 (cm^2)	12HA14	133.83	156.00	0.00003437	0.02852
	B			147.05	167.28	0.00003634	0.02954
	C			166.66	195.50	0.0000398	0.02560
1	A	40×40 (cm^2)	12HA14	140.22	156.08	0.00003803	0.02837
	B			156.92	182.54	0.00003795	0.03105
	C			180.66	212.00	0.00004292	0.01675

1.2. Structure à 6 niveaux en béton armé

1.2.1. Résultats de l'analyse linéaire

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	1.326	0.7540	76.9367	00.9458	Flexion dans le plan YZ
2	1.326	0.7540	77.8825	77.8825	Flexion dans le plan XZ
3	1.452	0.6884	77.8825	77.8825	Torsion autour de Z
4	3.955	0.2528	79.6279	87.9665	
5	3.955	0.2528	89.7120	89.7120	
6	4.364	0.2291	89.7120	89.7120	
7	7.256	0.1378	92.2881	92.1477	

1.2.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	Dimensions	Armatures Longitudinales	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
poutre		35×30 (cm2)	3HA14+3HA12	068.26	068.26	0.0001001	0.03530
6	A	35×35 (cm^2)	12HA12	080.97	085.35	0.00003815	0.02825
	B			086.17	093.00	0.00003930	0.02883
	C			093.98	105.24	0.00004125	0.02971
5	A	35×35 (cm^2)	12HA12	086.65	093.72	0.00003944	0.02888
	B			094.97	107.03	0.00004150	0.02989
	C			107.63	126.00	0.00004520	0.02959
4	A	40×40 (cm^2)	12HA14	133.83	156.00	0.00003437	0.02852
	B			147.05	167.28	0.00003634	0.02954
	C			166.66	195.50	0.0000398	0.02560
3	A	40×40 (cm^2)	12HA14	140.22	156.08	0.00003803	0.02837
	B			156.92	182.54	0.00003795	0.03105
	C			180.66	212.00	0.00004292	0.01675
2	A	45×45 (cm^2)	4HA16 + 8HA14	203.00	226.69	0.00003105	0.02552
	B			226.62	264.00	0.00003337	0.02719
	C			260.17	304.50	0.00003750	0.01554
1	A	45×45 (cm^2)	4HA16 + 8HA14	211.00	238.82	0.00003175	0.02585
	B			237.34	278.00	0.00003460	0.02430
	C			275.79	318.75	0.00003900	0.01092

1.3. Structure à 8 niveaux en béton armé

1.3.1. Résultats de l'analyse linéaire

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	1.109	0.9013	60.8416	15.2104	Flexion dans le plan YZ
2	1.109	0.9013	76.0578	76.0750	Flexion dans le plan XZ
3	1.191	0.8396	76.0808	76.0808	Torsion autour de Z
4	3.201	0.3124	85.3264	78.3921	
5	3.201	0.3124	87.6379	87.6381	
6	3.485	0.2869	87.6382	87.6381	
7	5.621	0.1779	91.4643	88.5949	
8	5.621	0.1779	92.4214	92.4223	

1.3.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	Dimensions	Armatures Longitudinales	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
poutre		40×30 (cm2)	3HA14+3HA12	079.34	083.32	0.0001001	0.03630
poutre		35×30 (cm2)	3HA14+3HA12	068.26	068.26	0.0001001	0.03530
8	A	35×35 (cm^2)	12HA12	080.97	085.35	0.00003815	0.02825
	B			086.17	093.00	0.00003930	0.02883
	C			093.98	105.24	0.00004125	0.02971
7	A	35×35 (cm^2)	12HA12	086.65	093.72	0.00003944	0.02888
	B			094.97	107.03	0.00004150	0.02989
	C			107.63	126.00	0.00004520	0.02959
6	A	40×40 (cm^2)	12HA14	133.83	156.00	0.00003437	0.02852
	B			147.05	167.28	0.00003634	0.02954
	C			166.66	195.50	0.00003980	0.02560
5	A	40×40 (cm^2)	12HA14	140.22	156.08	0.00003803	0.02837
	B			156.92	182.54	0.00003795	0.03105
	C			180.66	212.00	0.00004292	0.01675
4	A	45×45 (cm^2)	4HA16 + 8HA14	203.00	226.69	0.00003105	0.02552
	B			226.62	264.00	0.00003337	0.02719
	C			260.17	304.50	0.00003750	0.01554
3	A	45×45 (cm^2)	4HA16 + 8HA14	211.00	238.82	0.00003175	0.02585
	B			237.34	278.00	0.00003460	0.02430
	C			275.79	318.75	0.00003900	0.01092
2	A	50×50 (cm^2)	12HA16	268.39	306.93	0.00002709	0.02891
	B			299.83	354.00	0.00003011	0.02975
	C			343.77	402.00	0.00003392	0.01530
1	A	50×50 (cm^2)	12HA16	277.44	321.61	0.00002852	0.02940
	B			312.61	369.00	0.00003107	0.02470
	C			361.66	416.00	0.00003575	0.01156

1.4. Structure à 10 niveaux en béton armé

1.4.1. Résultats de l'analyse linéaire

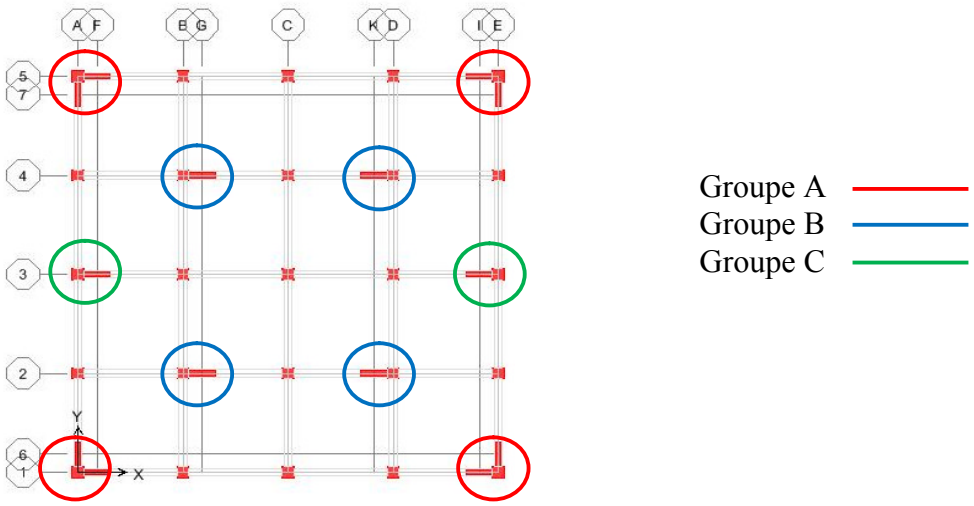
Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	0.890	1.1229	59.5278	14.8819	Flexion dans le plan YZ
2	0.890	1.1229	74.4114	74.4163	Flexion dans le plan XZ
3	0.944	1.0583	74.4180	74.4179	Torsion autour de Z
4	2.520	0.3968	83.8912	76.7860	

5	2.520	0.3968	86.2598	86.2616	
6	2.718	0.3678	86.2622	86.2622	
7	4.416	0.2264	90.1208	87.2258	
8	4.416	0.2264	91.0844	91.0844	

1.4.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	Dimensions	Armatures Longitudinales	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
poutre		40×30 (cm2)	3HA14+3HA12	079.34	083.32	0.0001001	0.03630
poutre		35×30 (cm2)	3HA14+3HA12	068.26	068.26	0.0001001	0.03530
10	A	35×35 (cm2)	12HA12	080.97	085.35	0.00003815	0.028250
	B			086.17	093.00	0.00003930	0.028830
	C			093.98	105.24	0.00004125	0.029710
9	A	35×35 (cm2)	12HA12	086.65	093.72	0.00003944	0.028880
	B			094.97	107.03	0.00004150	0.029890
	C			107.63	126.00	0.00004520	0.029590
8	A	40×40 (cm2)	12HA14	133.83	156.00	0.00003437	0.028520
	B			147.05	167.28	0.00003634	0.029540
	C			166.66	195.50	0.00003980	0.025600
7	A	40×40 (cm2)	12HA14	140.22	156.08	0.00003803	0.028370
	B			156.92	182.54	0.00003795	0.031050
	C			180.66	212.00	0.00004292	0.016750
6	A	45×45 (cm2)	4HA16 + 8HA14	203.00	226.69	0.00003105	0.025520
	B			226.62	264.00	0.00003337	0.027190
	C			260.17	304.50	0.00003750	0.015540
5	A	45×45 (cm2)	4HA16 + 8HA14	211.00	238.82	0.00003175	0.025850
	B			237.34	278.00	0.0000346	0.024300
	C			275.79	318.75	0.00003900	0.010920
4	A	50×50 (cm2)	12HA16	268.39	306.93	0.00002709	0.028910
	B			299.83	354.00	0.00003011	0.029750
	C			343.77	402.00	0.00003392	0.015300
3	A	50×50 (cm2)	12HA16	277.44	321.61	0.00002852	0.029400
	B			312.61	369.00	0.00003107	0.024700
	C			361.66	416.00	0.00003575	0.011560
2	A	55×55 (cm2)	4HA20 + 8HA16	365.29	421.38	0.00002551	0.025800
	B			409.91	484.00	0.00002759	0.024600
	C			472.11	548.00	0.00003141	0.012270
1	A	55×55 (cm2)	4HA20 + 8HA16	375.86	437.67	0.00002597	0.026800
	B			423.79	501.00	0.00002836	0.020970
	C			491.87	562.00	0.00003290	0.009508

2. structures mixtes (SM)



2.1. Structure à 4 niveaux en béton armé

2.1.1. Résultats de l'analyse linéaire

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	2.211	0.4522	0.0000	85.3347	Flexion dans le plan XZ
2	2.663	0.3754	86.5215	85.3347	Flexion dans le plan YZ
3	3.558	0.2810	86.5215	85.3347	Torsion autour de Z
4	4.734	0.2112	86.5215	97.7120	
5	6.523	0.1533	98.3199	97.7120	

2.1.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
4	A	073.82	079.00	0.0000760	0.066
	B	090.37	105.50	0.0000880	0.049
	C	083.27	094.00	0.0000820	0.065
3	A	075.00	084.00	0.0000770	0.066
	B	093.12	109.00	0.0000900	0.043
	C	085.06	097.00	0.0000835	0.060
2	A	076.62	084.00	0.0000780	0.065
	B	098.00	114.00	0.0000945	0.034
	C	098.06	104.00	0.0000945	0.050
1	A	077.00	084.50	0.0000782	0.065
	B	113.75	126.50	0.0001140	0.010
	C	089.00	104.00	0.0000870	0.051

2.2. Structure à 6 niveaux en béton armé

2.2.1. Résultats de l'analyse linéaire

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	1.492	0.6701	00.0000	75.8148	Flexion dans le plan YZ
2	1.769	0.5651	74.6175	75.8148	Flexion dans le plan XZ
3	1.929	0.5182	74.6176	75.8148	Torsion autour de Z
4	4.784	0.2090	74.6176	89.5559	
5	5.830	0.1715	89.4457	89.5559	
6	6.439	0.1553	89.4461	89.5559	
7	9.416	0.1062	89.4461	95.1262	
8	11.89	0.0841	95.2987	95.1262	

2.2.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
6	A	071.00	075.10	0.0000745	0.056
	B	084.74	097.00	0.0000830	0.054
	C	078.52	082.00	0.0000790	0.058
5	A	072.47	77.5.00	0.0000750	0.047
	B	087.85	102.00	0.0000860	0.047
	C	081.23	091.24	0.0000805	0.059
4	A	073.82	079.00	0.0000760	0.066
	B	090.37	105.50	0.0000880	0.049
	C	083.27	094.00	0.0000820	0.065
3	A	075.00	084.00	0.0000770	0.066
	B	093.12	109.00	0.0000900	0.043
	C	085.06	097.00	0.0000835	0.060
2	A	076.62	084.00	0.0000780	0.065
	B	098.00	114.00	0.0000945	0.034
	C	098.06	104.00	0.0000945	0.050
1	A	077.00	084.50	0.0000782	0.065
	B	113.75	126.50	0.0001140	0.010
	C	089.00	104.00	0.0000870	0.051

2.3. Structure à 8 niveaux en béton armé

2.3.1. Résultats de l'analyse linéaire

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	1.189	0.8410	00.0000	75.8683	Flexion dans le plan YZ
2	1.347	0.7420	75.8952	75.8683	Flexion dans le plan XZ
3	1.462	0.6839	75.9073	75.8687	Torsion autour de Z
4	3.629	0.2755	75.9073	88.9450	
5	4.244	0.2356	89.8870	88.9450	
6	4.657	0.2147	89.8872	88.9450	
7	6.802	0.1470	89.8872	94.1238	
8	8.223	0.1216	95.2054	94.1238	

2.3.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
8	A	066.70	069.72	0.0000702	0.079
	B	076.49	084.02	0.0000775	0.083
	C	072.80	078.23	0.0000755	0.081
7	A	068.90	072.58	0.0000730	0.080
	B	081.23	091.29	0.0000805	0.077
	C	075.89	083.09	0.0000775	0.083
6	A	071.00	075.10	0.0000745	0.056
	B	084.74	097.00	0.0000830	0.054
	C	078.52	082.00	0.0000790	0.058
5	A	072.47	077.50	0.0000750	0.047
	B	087.85	102.00	0.0000860	0.047
	C	081.23	091.24	0.0000805	0.059
4	A	073.82	079.00	0.0000760	0.066
	B	090.37	105.50	0.0000880	0.049
	C	083.27	094.00	0.0000820	0.065
3	A	075.00	084.00	0.0000770	0.066
	B	093.12	109.00	0.0000900	0.043
	C	085.06	097.00	0.0000835	0.060
2	A	076.62	084.00	0.0000780	0.065
	B	098.00	114.00	0.0000945	0.034
	C	098.06	104.00	0.0000945	0.050
1	A	077.00	084.50	0.0000782	0.065
	B	113.75	126.50	0.0001140	0.010
	C	089.00	104.00	0.0000870	0.051

2.4. Structure à 10 niveaux en béton armé

2.4.1. Résultats de l'analyse linéaire

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	η_x (%) cumulé	η_y (%) cumulé	Nature
1	0.950	1.0516	00.0000	73.3051	Flexion dans le plan YZ
2	1.077	0.9278	72.5077	73.3051	Flexion dans le plan XZ
3	1.156	0.8648	72.5106	73.3052	Torsion autour de Z
4	2.835	0.3527	72.5106	86.1914	
5	3.320	0.3012	86.0328	86.1914	
6	3.632	0.2753	86.0343	86.1914	
7	5.282	0.1893	86.0343	91.5182	
8	6.402	0.1562	91.7068	91.5182	

2.4.2. Dimensionnements, ferraillages, et lois de comportements

Niveau	Groupe	$M_{élastique}$	M_{ultime}	$\theta_{élastique}$	θ_{ultime}
10	A	062.41	064.00	0.000070	0.077
	B	065.17	067.73	0.000071	0.078
	C	065.25	067.81	0.000071	0.078
9	A	064.55	066.85	0.000071	0.078
	B	076.49	084.02	0.000077	0.083
	C	072.80	078.23	0.000075	0.081
8	A	066.70	069.72	0.000072	0.079
	B	076.49	084.02	0.000077	0.083
	C	072.80	078.23	0.000075	0.081
7	A	068.90	072.58	0.000073	0.080
	B	081.23	091.29	0.000080	0.077
	C	075.89	083.09	0.000077	0.083
6	A	071.00	075.10	0.000074	0.056
	B	084.74	097.00	0.000083	0.054
	C	078.52	082.00	0.000079	0.058
5	A	072.47	077.50	0.000075	0.047
	B	087.85	102.00	0.000086	0.047
	C	081.23	091.24	0.000080	0.059
4	A	073.82	079.00	0.000076	0.066
	B	090.37	105.50	0.000088	0.049
	C	083.27	094.00	0.000082	0.065
3	A	075.00	084.00	0.000077	0.066
	B	093.12	109.00	0.000090	0.043
	C	085.06	097.00	0.000083	0.060
2	A	076.62	084.00	0.000078	0.065
	B	098.00	114.00	0.000094	0.034
	C	098.06	104.00	0.000094	0.050
1	A	077.00	084.50	0.000078	0.065
	B	113.75	126.50	0.000114	0.010
	C	089.00	104.00	0.000087	0.051

Moment (KN m)

Rotation (rad)

ANNEXE B

FORMULES DES FACTEURS DE COMPORTEMENT

1. Newmark et Hall

Ont été les premiers à avoir tenté d'estimer le facteur de comportement. En se basant sur la réponse d'un système à un degré de liberté, ils ont établi une corrélation entre les spectres de réponse élastique et inélastique.

Ils ont observé que [18]:

- Dans les régions des basses et moyennes fréquences, les systèmes élastiques et inélastiques ont approximativement le même déplacement maximal.
- Le principe de la conservation des énergies se produit dans une bande très étroite dans la région des fréquences modérément hautes.
- En hautes fréquences, ce sont les accélérations qui dominent.

La procédure générale de construction des spectres consiste à [18]:

1- Subdiviser le domaine fréquentiel en différentes zones ou régions spectrales : 5 régions spectrales ont été considérées.

2- Réduire le spectre élastique par des facteurs pour chaque zone spectrale.

Le facteur de comportement est donné par les formules suivantes [13]:

$$R_y = \begin{cases} 1 & T_n \prec T_a \\ (2\mu - 1)^{\beta/2} & T_a \prec T_n \prec T_b \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b \prec T_n \prec T_{c'} \\ \dfrac{T_n}{T_c}\mu & T_{c'} \prec T_n \prec T_c \\ \mu & T_n \succ T_c \end{cases} \qquad \text{(Eq B.1)}$$

Avec

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{T_n}{T_a}\right)}{\ln\left(\frac{T_b}{T_a}\right)} \qquad \text{(Eq B.2)}$$

Où les périodes Ta, Tb et Tc sont données dans le spectre de réponse défini par les auteurs (figure 1).

$$T_c^{'} = T_c \sqrt{2\mu - 1} \Big/ \mu \qquad \text{(Eq B.3)}$$

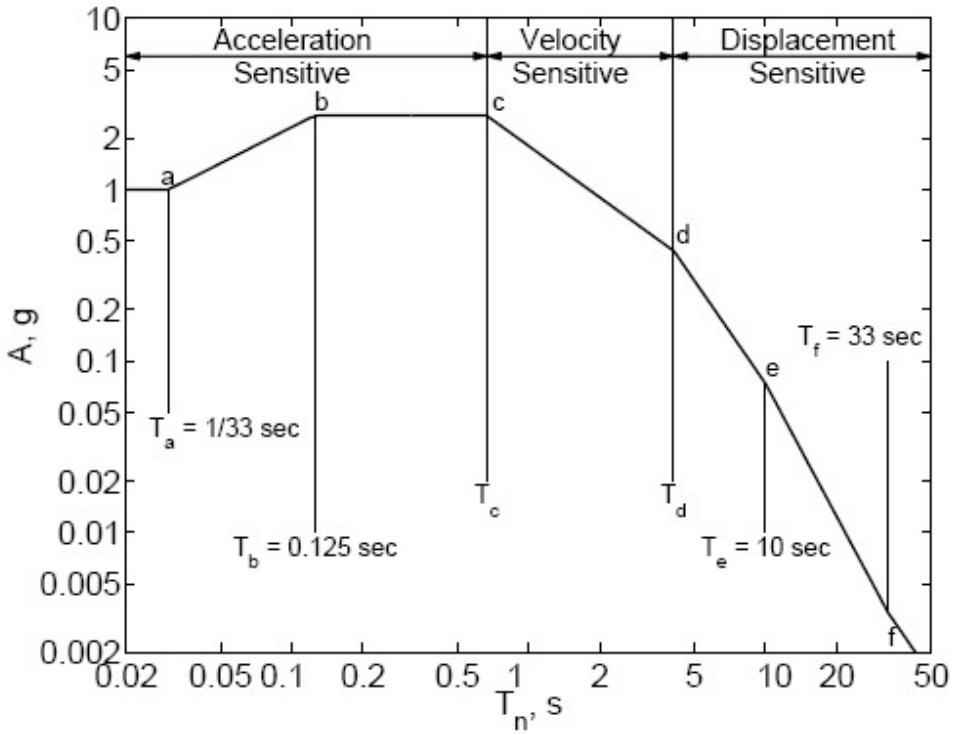


Fig. 1 Spectre de réponse élastique du Newmark et hall

μ Ductilité

R_y Coefficient de comportement

T_n Période fondamentale

2. Nassar et Krawinkler, 1992

Ont étudié l'influence sur le facteur de réduction de la distance épicentrale ainsi que des paramètres du système structural, tels que la période naturelle de vibration, le coefficient d'écrouissage (Strain – Hardening), la ductilité et la loi de comportement inélastique (bilinéaire et de dégradation de la rigidité).

Cette étude, sur les systèmes à un degré de liberté, a montré que la distance épicentrale ainsi que le système de dégradation de la rigidité ont une influence négligeable sur le facteur de réduction [18].

La relation R_y, pour le système bilinéaire et pour un amortissement de $\xi = 5\%$, est donnée par [13]:

$$R_y = \left[c(\mu - 1) + 1\right]^{1/c} \qquad \text{(Eq B.4)}$$

$$c = c(T, \alpha) = \frac{T_n^a}{T_n^a + 1} + \frac{b}{T_n} \qquad \text{(Eq B.5)}$$

Où les valeurs de a et b sont données en fonction du coefficient d'écrouissage α (fig 2).

a=1 et b=0.42 pour α=0%

a=1 et b=0.37 pour α=2%

a=0.8 et b=0.29 pour α=10%

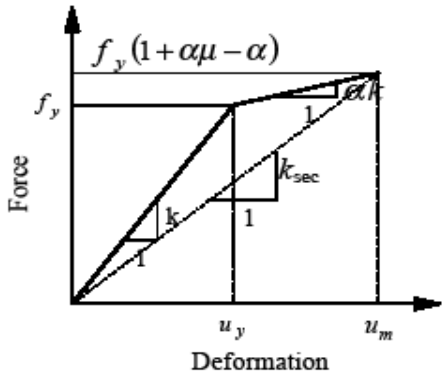


Fig.2 Relation bilinéaire Force – Déplacement pour un système SDOF

μ Ductilité

R_y Coefficient de comportement

T_n Période fondamentale

3. Vidic, Fajfar and Fischinger, 1994

Ont proposé une autre formulation comme suit [13]:

$$R_y = \begin{Bmatrix} 1.35(\mu-1)^{0.95\frac{T_n}{T_0}} + 1 \\ 1.35(\mu-1)^{0.95} + 1 \end{Bmatrix} \quad \begin{matrix} T_n \prec T_0 \\ T_n \prec T_0 \end{matrix} \qquad \text{(Eq B.6)}$$

Avec

$$T_0 = 0.75\mu^{0.2} T_c \qquad \text{(Eq B.7)}$$

μ Ductilité

R_y Coefficient de comportement

T_n Période fondamentale