



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Modélisation des Matériaux et des Structures

Sous le Thème :

**Contribution de L'étude de L'influence de Certains
Paramètres Numériques et Matériels sur L'analyse
Pushover**

Présentée par :

BADLA Oualid

Devant le jury composé de :

Dr KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Président
Dr BOUZID Tayeb	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Dr Pedro Martinez-Vazquez	Prof.	Université de Birmingham	co-Rapporteur
Dr YAHIAOUI Djarir	MCA.	Université de Batna 2	Examineur
Dr MERDAS Abdelghani	Prof.	Université de setif 1	Examineur
Dr MELLAS Mekki	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Dr BELACHIA Mouloud	Prof.	Université de Guelma	Examineur.....
Dr DIMIA Mohammed Salah	MCA.	Université de Batna 2	Invité

Septembre 2021

REMERCIEMENTS

C'est une tâche difficile de trouver les plus justes mots pour exprimer ses «mercis », c'est paradoxalement la dernière page qu'on rédige et qu'on croise en premier.

Je tiens d'abord à remercier mon encadreur Pr Bouzid Tayeb, pour avoir accepté de reprendre la direction de cette thèse à un moment crucial. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude et reconnaissance.

J'aimerais aussi saisir cette occasion pour remercier profondément mon co-encadreur Dr Pedro Martinez-Vazquez qui m'a encadré durant ce travail ; reconnu pour sa modestie et ses idées pertinentes. Ses encouragements m'ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.

Je remercie aussi le professeur Karech Toufik pour avoir accepté de présider le jury ainsi que les professeurs Mellass Mekki et Belachia Mouloud, et les Docteurs Yahiaoui Djarir et Merdes Abdel Ghani pour avoir consacré leur précieux temps à examiner mon travail.

Je voudrais aussi remercier le Professor charalompos Baniotoulos pour son soutien moral durant certains moments de doute, et qui a permis grâce à ses encouragements l'aboutissement de cette thèse.

Enfin, je remercie du fond du cœur ceux qui ont contribué de près ou de loin à la finalisation de ce travail ainsi qu'à certains de mes étudiants qui sans le savoir m'ont beaucoup aidé moralement.

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Mon père et à ma mère qui m'ont permis d'être ce que je suis. Aucun mot ne peut exprimer le respect que je leur voue et je prie dieu le tout puissant de leur donner longue vie.

Ma femme & Mes adorables enfants Baylessen, Rahaf et Taha Nazim qui sont ma raison de vivre.

Mes frères et sœurs

Mes amis particulièrement M. Messoudi Salim

Sommaire

Résumé	i
Remerciements	iii
Dédicaces	iv
Sommaire	v
Listes Des Tableaux	viii
Listes Des Figures	ix
Liste des Abréviations	xi

Chapitre -1- : Introduction générale et Synthèse bibliographique

Etat de l'art.....	1
1.1. Objectifs de la thèse.....	4

Chapitre -2- : Analyse Structurelle

Introduction.....	6
2.1. Analyse linéaire versus non linéaire.....	6
2.2. Analyse statique versus dynamique.....	10
2.2.1. Analyse du domaine temporel.....	13
2.2.2. Analyse du domaine fréquentiel.....	15

Chapitre -3- : Risque Sismique

Introduction.....	19
3.1. Risques sismiques.....	20
3.2. Exposition.....	26
3.3. Vulnérabilité sismique.....	27
3.4. Atténuation du risque sismique.....	28

Chapitre -4- : Conception Sismique Des Structures

Introduction.....	31
4.1. Conception basée sur la performance.....	31
4.1.1. Bref historique des normes fondées sur la performance.....	34
4.1.2. Principes fondamentaux de la conception basée sur la performance.....	36
4.1.3. Intensité, demande et mesures des dommages.....	41

4.1.4.	Prise de décision dans la conception basée sur la performance	44
4.2.	Modélisation structurelle	46
4.2.1.	Remarques générales	46
4.2.2.	Modélisation de plasticité localisée	48
4.2.3.	Modélisation de la plasticité étalée	51
4.3.	Critères de conception sismique et règles de détail	54
4.3.1.	Principaux paramètres de conception	60
4.3.2.	Régularité structurelle	64
4.4.	Conception fondée sur les forces versus basé sur les déplacements	70

Chapitre -5- : Procédures Statiques Non Linéaires

Introduction.....	74	
5.1.	Estimation de la capacité sismique	74
5.1.1.	Remarques générales	74
5.1.2.	Procédures basées sur les forces versus procédures basées sur les déplacements	79
5.1.3.	Stratégies de contrôle	82
5.1.4.	Procédures mono-modes versus multi-modes	83
5.1.5.	Profils de charge constants versus adaptatifs	87
5.1.6.	Effets tridimensionnels	96
5.1.7.	Analyse statique non-linéaire selon EC8 et FEMA356	100
5.2.	Estimation de la demande et la performance sismiques	101
5.2.1.	La méthode du spectre de capacité	102
5.2.2.	La méthode du coefficient de déplacement	106
5.2.3.	La méthode N2	110

Chapitre -6- : Simulation Numérique

Introduction.....	120	
6.1.	Choix et Présentation du Code de Calcul	121
6.1.1.	Méthodologie de Fibre	123
6.2.	Configuration structurelle et caractéristiques des matériaux	123
6.2.1.	Propriétés des matériaux	126
6.2.2.	Modèle de béton	126
6.2.3.	Modèle en acier	127
6.3.	Base de données des enregistrements des séismes	129

Sommaire

6.4.	Champ de vent simulé.....	136
6.4.1.	Réponse dynamique	138
6.5.	Charge due au vent et aux tremblements de terre.....	139
6.6.	Résultats et discussion	139
6.6.1.	Déplacement, cisaillement a la base et demande de ductilité- μ	141
Conclusions générales et perspectives		146
Référence bibliographie		147

Listes Des Tableaux

Tableau 6.1. Mouvements du sol enregistrés à proximité de la faille, utilisés dans cette étude.....	133
Tableau 6.2. Mouvements du sol enregistrés à loin de la faille, utilisés dans cette étude.	134
Tableau 6.3. Statistiques calculées des séries chronologiques de vents simulés	137
Tableau 6.4. Corrélacion croisée des cibles	137
Tableau 6.5. Corrélacion croisée simulée	138
Tableau 6.6. Réponse des valeurs maximales de la structure (tableau récapitulatif)	140

Listes Des Figures

Figure 3.1. Risque sismique sur un site (adapté de Lanzo et Silvestri, 1999).....	24
Figure 4.1 Niveaux de dommages en cas d'augmentation de l'intensité sismique.	39
Figure 4.2 Matrice des performances dans Vision 2000	40
Figure 4.3 Définition des macro-éléments de plasticité répartie dans les murs de maçonnerie	52
Figure 4.4 Modélisation des fibres d'une poutre en béton armé (Manfredi et al., 2007)	53
Figure 4.5 Demande de ductilité de déplacement par rapport à la capacité de résistance latérale	57
Figure 4.6 Ductilité par rapport au facteur de réduction de la résistance (adapté de Park et Paulay, 1975).....	59
Figure 4.7 Dommages en flexion et en cisaillement d'un panneau de quai.	63
Figure 5.1 Analyse statique incrémentale non linéaire (pushover)	76
Figure 5.2 Courbes de Pushover pour différents modèles de force (Mwafy et Elnashai, 2001)	81
Figure 5.3 Modification de l'amplification spectrale pour le premier et le second mode (Antoniou, 2002).	85
Figure 5.4 Effets de l'amplification spectrale sur la courbe de pushover (Antoniou et Pinho, 2004a).	88
Figure 5.5 Actualisation totale du schéma des forces (Antoniou, 2002)	90
Figure 5.6 Courbe de pushover à partir de l'analyse adaptative et de la variation du modèle de force (Antoniou, 2002).....	90
Figure 5.7 Mise à jour incrémentale du modèle de force (Antoniou, 2002).....	91
Figure 5.8 Comparaison entre l'analyse conventionnelle basée sur les forces, l'analyse non adaptative basée sur les déplacements et IDA (Antoniou et Pinho, 2004b).....	94
Figure 5.9 Actualisation totale par rapport à l'actualisation incrémentale en DAP (Antoniou et Pinho, 2004b)	94
Figure 5.10 Surface de la BST (De la Llera et Chopra, 1995)	99
Figure 5.11 Représentation graphique du CSM (Mwafy, 2001)	106
Figure 5.12 Représentation graphique du DCM.	107
Figure 5.13 Définition du facteur de réduction de la résistance lié à la ductilité (Fajfar, 1999).....	114

Figure 5.14 Estimation de la demande de déplacement pour (a) des structures à faible et (b) à forte périodicité	115
Figure 6.1 La modélisation des fibres d'une poutre en béton armé	122
Figure 6.2 Géométrie du portique RC à quatre étages et trois baies (m), (vues en élévation et en plan, Carvalho et al. 1999).	124
Figure 6.3 Schéma des charges verticales pour l'analyse non linéaire, Carvalho et al	125
Figure 6.4 Modèle pour la réponse monotone du béton confiné et non confiné Mander et al. (1988)	128
Figure 6.5 Modèle en acier adapté de Menegotto et Pinto (1973).	129
Figure 6.6 Spectres de réponse des mouvements de sol de faille proche utilisés dans cette étude	130
Figure 6.7 Spectres de réponse des mouvements de sol de faille lointains utilisés dans cette étude	132
Figure. 6.8 Spectre de l'énergie éolienne simulé et théorique à 10 m au-dessus du sol.....	138
Figure 6.9 Courbes de capacité de poussée pour la structure	140
Figure 6.10. Résultats expérimentaux et analytiques de top déplacements - temps : (a) moyen de la faute proche EQ ;(b) moyen de la faute lointaine EQ.....	142
Figure6.11. Résultats analytiques - cisaillement de base-temps :(a) moyen des séismes près de la faille + force du vent ;(b) moyen des séismes loin de la faille + force du vent.....	143
Figure 6.12 Demande de ductilité pour les séismes de faille proche et lointaine	144
Figure 6.13 facteur de réduction de force pour les séismes de faille proche et lointaine.....	145

LISTE DES ABRÉVIATIONS

LIST OF ABBREVIATIONS

AD	acceleration-displacement / accélération-déplacement
CLS	cracking limit state / état limite de fissuration
CQC	complete quadratic combination / combinaison quadratique complète
CSM	capacity spectrum method / méthode du spectre de capacité
CULS	cracked ultimate limit state / état limite ultime fissuré
DAP	displacement-based adaptive pushover / Pushover adaptatif basé sur le déplacement
DBD	displacement-based design / conception basée sur le déplacement
DCM	displacement coefficient method / méthode du coefficient de déplacement
DDBD	direct displacement-based design / conception basée sur le déplacement direct
DI	damage index / indice de dommage
DM	damage measure / mesure des dommages
DOF	degree of freedom / degré de liberté
EBD	energy-based design / conception basée sur l'énergie
EC6	Eurocode 6
EC8	Eurocode 8
EDP	engineering demand parameter / paramètre de demande d'ingénierie
ELS	elastic limit state / état limite élastique
EPP	elastic-perfectly plastic / plastique parfaitement élastique
FAP	force-based adaptive pushover / pushover adaptatif basé sur la force
FBD	force-based design / conception basée sur la force
FE	finite-element / éléments finis
FEMA	Federal Emergency Management Agency / Agence fédérale de gestion des urgences
FO	fully operational / complètement opérationnel
IDA	incremental dynamic analysis / analyse dynamique incrémentale
IDR	interstorey drift ratio / rapport de dérive interétage
IM	intensity measure / mesure de l'intensité
LD	limited damage / dommages limités
LELS	linear elastic limit state / état limite élastique linéaire
LS	life safety / sécurité des personnes
SD	limit state design / conception de l'état limite
LVDT	linear variable differential transformer / transformateur différentiel variable linéaire
MCE	maximum credible earthquake / séisme maximal crédible
MDOF	multi-degree-of-freedom / multi-degrés de liberté
MMPA	modified modal pushover analysis / analyse pushover modale modifiée

MPA	modal pushover analysis / analyse modale pushover
NC	near collapse / près de l'effondrement
NELS	non-linear elastic limit state / état limite élastique non linéaire
NSP	non-linear static procedure / procédure statique non linéaire
PBD	performance-based design / conception basée sur la performance
PBEE	performance-based earthquake engineering / ingénierie parasismique basée sur la performance
PDF	probability density function / fonction de densité de probabilité
PGA	peak ground acceleration / accélération maximale du sol
PGD	peak ground displacement / déplacement maximal du sol
PGV	peak ground velocity / vitesse de pointe au sol
PP	performance point / point de performance
PSHA	probabilistic seismic hazard analysis / analyse probabiliste des risques sismiques
RC	reinforced concrete / béton armé
SDOF	single-degree-of-freedom / à un seul degré de liberté
SDR	strength degradation factor / facteur de dégradation de la résistance
SLS	serviceability limit state / état limite d'aptitude au service
SPO	static pushover / pushover statique
SRSS	squared root of sum of squares / racine carrée de la somme des carrés
ULS	ultimate limit state / ELU état limite ultime

Résumé

Cette étude porte sur l'analyse de la réponse inélastique des bâtiments initialement endommagés par des tremblements de terre et soumis à des répliques sismiques et à des charges de vent. L'objectif général est d'établir l'effet des actions du vent sur la stabilité structurelle. À cette fin, un portique nu de quatre étages, étalonné par le Laboratoire européen d'évaluation des structures, est soumis à divers niveaux de vent et de charge sismique conjointe tout en surveillant les changements de la demande de ductilité. Ce document montre que l'action combinée des vents forts et des tremblements de terre, même si sa probabilité d'occurrence est faible, entraînerait une diminution des facteurs de réduction de la résistance et augmenterait considérablement la demande de ductilité des infrastructures endommagées, induisant ainsi des risques supplémentaires qui resteraient autrement non quantifiés. L'étude examine la performance non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté soumis à divers niveaux de vents et de charges sismiques et traite de l'estimation des facteurs de réduction de la résistance. Il s'agit d'un domaine de recherche relativement inexploré qui s'appuie sur des développements passés dans lesquels la performance inélastique des bâtiments a été examinée. Il est également lié à diverses autres voies de développement telles que la fiabilité des structures, l'ingénierie médico-légale et les systèmes de contrôle.

Mots clés : Demande de ductilité, génie sismique, charge du vent et aérodynamique, éléments de portique en béton armée, séismes de failles proche et loin

Abstract

This thesis deals with the analysis of the inelastic response of buildings originally damaged by earthquakes and subjected to earthquake aftershock and wind loading. The overall aim is to establish the effect of wind actions on structural stability. To that end, one four-story bare frame benchmarked by the European Laboratory for Structural Assessment, is subject to various levels of winds and earthquake joint load while monitoring changes on the ductility demand. In this paper is shown that the combined action of strong winds and earthquakes, however its low probability of occurrence, would cause a decrease of strength reduction factors and considerably increase the ductility demand of damaged infrastructure hence inducing additional risks that would otherwise remain unquantified. The paper examines the non-linear performance of Multi- degree of freedom systems subject to various levels of winds and earthquake load and deals with the estimation of strength reduction factors. This is a relatively unexplored area of research which builds on past developments whereby inelastic performance of buildings has been discussed. It also links to various other paths of development such as structural reliability, forensic and control systems engineering.

Keywords : Ductility demands, seismic engineering, wind load & aerodynamics, RC frame elements, Far-fault earthquakes, Near-fault earthquakes

ملخص

تتناول هذه الرسالة تحليل الاستجابة غير المرنة للمباني التي تضررت أصلاً من الزلازل وتعرضت للهزات الارتدادية وتحميل الرياح. الهدف العام هو تحديد تأثير تصرفات الرياح على الاستقرار الهيكلي. تحقيقاً لهذه الغاية، يخضع إطار واحد مكشوف من أربعة طوابق تم قياسه من قبل المختبر الأوروبي للتقييم الإنشائي، لمستويات مختلفة من حمل مفاصل الرياح والزلازل أثناء مراقبة التغييرات في طلب الليونة. يوضح هذا البحث أن العمل المشترك للرياح القوية والزلازل، على الرغم من انخفاض احتمالية حدوثها، من شأنه أن يتسبب في انخفاض عوامل تقليل القوة ويزيد بشكل كبير من الطلب على ليونة البنية التحتية التالفة وبالتالي إحداث مخاطر إضافية قد تظل غير قابلة للقياس. تبحث الورقة في الأداء غير الخطي لأنظمة الحرية المتعددة التي تخضع لمستويات مختلفة من الرياح وحمل الزلازل وتتناول تقدير عوامل تقليل القوة. هذا مجال بحث غير مكتشفة نسبياً والذي يعتمد على التطورات السابقة حيث تمت مناقشة الأداء غير المرن للمباني. كما أنه يرتبط بمختلف مسارات التطوير الأخرى مثل الموثوقية الهيكلية وهندسة أنظمة التحكم

الكلمات الرئيسية:

متطلبات الليونة، الهندسة الزلزالية، حمل الرياح والديناميكا الهوائية، الزلازل بعيدة الصدع، الزلازل القريبة من الصدع

Chapitre 1. INTRODUCTION GENERALE ET SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Ces dernières années, l'axe de recherche dans le domaine des constructions en béton armé s'est considérablement développé. La présence généralisée de ces constructions dans le patrimoine bâti, en particulier dans les pays à forte sismicité comme l'Algérie, a mis en évidence la nécessité d'étendre l'état des connaissances en matière de recherches théorique, numérique et expérimentale, et cela afin d'évaluer et de réduire la vulnérabilité des bâtiments en béton armé existants.

L'analyse sismique non linéaire et l'analyse dynamique non linéaire temporelle (time-history Analysis) des bâtiments en béton armé sont, entre autres, des sujets de recherche clés en matière de génie parasismique structurel. Dans ce contexte, cela consiste en premier lieu à mieux estimer la réponse sismique non linéaire par une analyse statique incrémentale (pushover), et enfin à construire des modèles structurels simplifiés capables de simuler les principaux modes de défaillance observés après des événements sismiques ayant eu lieu dans le passé avec un travail de calcul limité.

Les méthodes statiques non linéaires appliquées dans ce cas, les méthodes permettent de combiner deux besoins différents, tout aussi importants : l'évaluation simplifiée des performances et des dommages en cas d'augmentation de l'intensité sismique, selon la philosophie du génie parasismique basé sur les performances (PBEE) et la validation ainsi que le traitement ultérieur des prévisions analytiques.

La plupart des structures conçues selon les dispositions actuelles du code subiront des dommages en cas d'occurrence de tremblement de terre au niveau de la conception, ce qui est dans une bonne mesure est prévu. Il est bien connu que les dommages structurels sont directement liés aux demandes de ductilité [1] et par conséquent, l'évaluation de leur relation est très importante pour estimer avec précision les performances structurelles. Des recherches antérieures montrent que les normes de conception actuelles

pour l'étude de la conception et l'évaluation sismiques peuvent s'améliorer considérablement grâce à la prise en compte explicite des demandes de ductilité [2].

L'évaluation des exigences de ductilité des structures est abondamment rapportée dans les recherches passées, voir par exemple Yi et al. (2007) [2]. Selon celles-ci, les valeurs de conception extrêmes de la ductilité sont liées à des événements rares. La conception parasismique des structures permet généralement une déformation inélastique en fonction du niveau de performance visé. Une performance structurelle appropriée repose donc sur des déformations inélastiques qui correspondent aux niveaux de ductilité ou de déformations attendues.

La demande structurelle due au mouvement du sol lors d'un tremblement de terre peut être estimée en effectuant des analyses non linéaires temporelles avec des modèles de calcul soumis à un mouvement du sol donné. Cependant, il semble approprié de ne pas considérer uniquement les "séismes de conception" isolés, mais de faire un pas en avant pour tenir compte de la réponse inélastique des bâtiments déjà endommagés par des séismes et qui sont soumis à des répliques modérées ou fortes. Dans de tels scénarii, il est suggéré alors de supposer lors de la conception initiale, la combinaison de l'action sismique accompagnée d'une action du vent. *Cela représente des scénarios multirisques qui n'ont pas été étudiés dans le passé.* D'après les études de recherche passées, seules quelques travaux ont examiné les effets des répliques sur les bâtiments, tandis que seules quelques études ont révisé la charge conjointe *combinée des tremblements de terre et du vent*. En outre, à ce jour, certaines études font encore état de techniques de modélisation simplifiées qui omettent d'intégrer le comportement des poutres ou des colonnes à l'état hystérétique. Par exemple Hatzigeorgiou and Beskos (2009) and Hatzigeorgiou (2010) [3,4] ont concentré sur la réponse des systèmes à un seul degré de liberté (SDOF) en supposant une hystérésis élasto plastique bilinéaire sans dégradation de la rigidité et de la résistance. Les systèmes MDOF peuvent intégrer plus efficacement les poutres, les colonnes et les nœuds poutre-colonne qui peuvent se déformer de différentes manières en

raison des inversions de charges cycliques propagées par le mouvement du sol lors d'un tremblement de terre. Il est à noter que la ductilité globale dépend de la déformation inter étages à des taux plus élevés que celle des toits. [5]. Les modèles d'hystérésis avec dégradation de la rigidité simulent mieux les pics de déplacement des structures de courte période que ceux qui supposent un comportement d'hystérésis non dégradant [6].

Chopra and Chintanapakdee (2001) [7] ont étudié les mouvements du sol à grande et à faible échelles pour déterminer les différences qualitatives sur la performance structurelle. Cette étude a montré que les mouvements proches ont tendance à induire une plus grande demande de déplacement que les mouvements éloignés de la région d'accélération constante. Ceci est apparemment dû au fait que pour les mouvements de terrain proches de la faille, la période de coin moyenne des spectres de réponse passe à des périodes plus longues. La région de vitesse constante pour les mouvements de faille proche est aussi généralement plus étroite que celle des mouvements de faille éloignée.

Toutes ces études supposent cependant que les tremblements de terre et les vents ne sont pas corrélés. Cette hypothèse semble raisonnable si l'on admet que la durée de vie de la structure supposée pour l'une ou l'autre condition de conception limite leur probabilité commune d'occurrence. Cependant, peu ou pas de recherches ont été menées sur les cas où des tremblements de terre majeurs qui coïncident avec des vents faibles à modérés dont la probabilité d'occurrence est significative ou lorsque, malgré sa faible probabilité d'occurrence, des événements sismiques et éoliens majeurs coexistent simultanément. Ce dernier cas ne semble pas improbable après tout si l'on considère le nombre de répliques qui suivent généralement les grands tremblements de terre, il est donc intéressant de s'y pencher attentivement. Par exemple, le tremblement de terre qui a frappé le Népal en 2015 ($M_s = 7,8$), tuant plus de 8 000 personnes [8], a été suivi de 30 répliques de $M_s < 5$ survenues dans les trois semaines et en a tué 200 autres. Le tremblement de terre qui a frappé la province du Sichuan en Chine en 2008 ($M_s = 7,9$), tuant plus de 87 000 personnes [9], a été suivi pendant 12 semaines de 42 répliques d'une magnitude comprise

entre $5 < M_s < 6,4$. Si l'on ajoute à cela le fait que le vent souffle constamment à une vitesse minimale égale à la vitesse moyenne du vent local, les hypothèses de conception actuelles concernant l'action non liée du vent et des tremblements de terre ne semblent pas prudentes [10]. Il semble donc que de nouvelles pistes de recherche soient générées et explorées par la prise en compte des tremblements de terre de courte ou de longue durée suivis de répliques modérées à fortes qui se produisent simultanément avec l'action du vent.

1.1. Objectifs de la Thèse

La reconnaissance d'une relation directe entre les déformations induites par les tremblements de terre et les dommages atteints, ainsi que la nécessité de méthodes contrôlées pour l'obtention de prévisions fiables du comportement sismique est nécessaire jusqu'à des niveaux élevés de dégradation de la résistance, impose enfin une modélisation appropriée et des stratégies non linéaires pour les bâtiments en béton armé. C'est à cette fin que les recherches théoriques et expérimentales présentées dans cette thèse tentent de combler ce manque de connaissances par l'estimation des demandes de ductilité (μ) et du coefficient de réduction des forces (R) des structures soumises à l'effet combiné du tremblement de terre et de l'action du vent. Ce dernier, peut circuler à des vitesses moyennes comprises entre 5 ms^{-1} et 50 ms^{-1} .

La présente thèse vise à présenter et à discuter les principaux développements de la recherche sur l'analyse sismique non linéaire des bâtiments en béton armé réalisés au cours du programme de doctorat. Le premier chapitre est consacré à une introduction générale concernant le thème de recherche ainsi qu'une synthèse bibliographique des travaux antérieurs récents les plus importants dédiés à ce sujet. Le Chapitre 2 quant à lui est consacré au risque sismique du point de vue théorique ainsi que les nouveautés tant scientifiques que technologiques relatives à cette thématique.

Le Chapitre. 3 est principalement destiné à mettre en exergue la philosophie de la conception sismique des structures. Il faut aussi mettre en évidence les pertes directes et indirectes qui impactent de façons négatives l'économie, le bien-être de la population, etc. Il faut dans ce cas souligner l'importance de la recherche en génie parasismique et son impact sur la perception élevée de l'aléa sismique et de la vulnérabilité non seulement du patrimoine bâti mais aussi de la population. Ceci a été correctement démontrée par une enquête récente visant à mettre à jour les cartes du risque sismique pour le territoire algérien avec de nouvelles données sur la l'immobilier et le plan national des risques sismiques.

Le chapitre 4 quant à lui se consacre aux méthodes d'analyse et de conception des structures en béton armé. La conception sismique des structures a considérablement changé en raison d'important progrès dans la prévision du comportement structurel non linéaire. Compte tenu de la grande importance du risque sismique, il est nécessaire de comprendre de manière claire les concepts clés qui sous-tendent les récents progrès de la recherche et qui sont ensuite passés en revue dans ce chapitre.

Le chapitre 5 se focalise sur les méthodes *statiques non linéaires* (NSP) comme des techniques efficaces pour la prévision de la performance sismique à différents niveaux d'intensité des séismes. Aussi, les analyses statiques des structures permettent d'éviter les analyses non linéaires temporelles complexes. Ainsi, l'évaluation de la performance sismique nécessite l'estimation de *la capacité* et de *la demande*. Il est également question dans ce chapitre de l'évaluation de la performance sismique qui fait appel à l'estimation de la capacité et de la demande. Dans le présent chapitre, les principales méthodes actuellement disponibles dans la littérature pour l'estimation de la capacité et de la demande sismiques sont revues.

Le chapitre 6 est consacré à une présentation détaillée des bases de données des enregistrements de tremblements de terre ainsi qu'une simulation du champ de vent et

de son action. Une simulation numérique intensive d'un portique de quatre étages normalisés par le Laboratoire européen d'évaluation structurelle (ELSA) a été réalisée. Ce bâtiment est ainsi soumis à l'effet combiné de multiples mouvements sismiques du sol de failles proches et lointaines et de la charge du vent. Ce dernier, circulant à des vitesses moyennes comprises entre 5 ms^{-1} et 50 ms^{-1} en tenant compte des divers paramètres déjà cités. Enfin une interprétation et une discussion des résultats obtenus ont été faites.

Dans le chapitre 7 sont présentées les principales conclusions pouvant être tirées de cette étude ainsi que des recommandations pour des travaux ultérieurs possibles dans ce domaine.

Chapitre 2. ANALYSE STRUCTURELLE

L'analyse structurelle nécessite nécessairement une modélisation de la construction réelle. Cette importante étape consiste à formuler des hypothèses sur le comportement mécanique des matériaux, la géométrie des composants structurels, les conditions aux limites et les actions appliquées (en termes de type, de magnitude, de direction, d'orientation et enfin de leur combinaison).

En d'autres termes, l'analyste doit effectuer :

1. la modélisation mécanique, où les matériaux constitutifs sont caractérisés par des paramètres de résistance et de déformation, des relations contrainte-déformation et des modèles de résistance,
2. la modélisation géométrique et des contraintes, où les dimensions des éléments structurels et leurs contraintes sont définies,
3. la modélisation des charges, où il faut distinguer les actions environnementales et les actions humaines dues respectivement au site de construction et à son utilisation.

En fonction des hypothèses sur le comportement des matériaux et les conditions de chargement, l'analyse structurelle peut être effectuée dans un état linéaire ou non linéaire, de manière statique ou dynamique. Dans ce chapitre, les principaux types d'analyse sont examinés de manière critique et succincte sans référence spécifique aux méthodes d'ingénierie parasismique.

2.1. Analyse linéaire versus non linéaire

Les méthodes d'analyse structurelle peuvent être classées sur la base de la relation entre les paramètres statiques et cinématiques, à savoir les relations contrainte-déformation au niveau du matériau et les relations force-déplacement au niveau des composants/structure globale. Ces relations peuvent être linéaires ou non linéaires. Les premières décrivent une ligne droite ou une surface plane alors que les secondes décrivent une ligne courbe ou une surface courbe.

Le type d'analyse structurelle à effectuer, et donc la modélisation correspondante, dépend du niveau de performance cible choisi par l'ingénieur concepteur, c'est-à-dire la valeur cible d'un paramètre de référence ou d'un ensemble de paramètres à contrôler.

Si l'ingénieur doit évaluer l'aptitude au service de la construction définie par le concepteur où les non-linéarités mécanique, géométrique et de contraintes peuvent être alors négligées. En fait, la structure est considérée dans un état où les sources de non-linéarité ne sont généralement pas significatives. À l'inverse, si la structure est analysée sous des conditions de chargement sévère pour évaluer les états limites de sécurité ou même de prévention des effondrements, alors différentes sources de non-linéarité peuvent être introduites dans l'analyse pour simuler le comportement actuel. Par conséquent, les analyses linéaire et non linéaire sont elles-mêmes complémentaires, car la première permet de définir la sécurité par rapport à des niveaux opérationnels prédéfinis dans les conditions de fonctionnement, tandis que la deuxième vise à identifier la capacité ultime de la structure.

Les principales non-linéarités peuvent être regroupées selon les types suivants :

(1) *Non-linéarité mécanique* : Une loi constitutive non linéaire exprimée sous la forme $\sigma - \varepsilon$ et $\tau - \gamma$ est supposée pour le matériau structurel, de sorte que les contraintes ne soient (sont) pas proportionnelles aux déformations correspondantes. Le module de

Young ou module de cisaillement du matériau peut augmenter ou diminuer sous une contrainte croissante. La non-linéarité du matériau peut également être due à la sensibilité par rapport à la vitesse de déformation ou à son augmentation en fonction du temps, causée, par exemple, par le fluage ou le retrait.

(2) *Non-linéarité géométrique.* Une telle non-linéarité peut être provoquée par des contraintes ou de grands déplacements. Dans le premier cas, l'expansion en série des contraintes de Taylor ne peut pas être limitée au terme linéaire, tandis que dans la théorie des grands déplacements, les équations d'équilibre doivent être écrites tenant compte de la forme de la déformation réelle de la structure par une théorie du second ordre, linéarisée ou d'ordre supérieur. La théorie du premier ordre inclut la forme déformée juste pour évaluer les déplacements, tandis que les théories du second ordre supposent que la rigidité change avec les déformations en fonction de relations non linéaires.

La non-linéarité géométrique peut affecter le comportement des structures composées de matériaux dont la résistance à la traction est bien inférieure à la résistance à la compression. C'est le cas des structures en maçonnerie et en béton où des modèles de matériaux NTR sont utilisés. Dans le cas de la maçonnerie, la résistance à la traction est négligée uniquement pour la résistance à la flexion alors qu'elle contribue de manière significative à la résistance au cisaillement. L'hypothèse d'une résistance à la traction nulle induit des sections transversales partiellement résistantes, dont la largeur effective dépend de l'intensité des forces internes. En conséquence, il existe une relation non linéaire entre les charges appliquées et les déplacements, car les variations de charge provoquent des modifications importantes des sections efficaces de l'élément structural. Son comportement élastique peut être considéré comme la somme d'une contribution liée aux sections non fissurées et une contribution non linéaire liée aux sections fissurées. Si l'hypothèse de petites déformations ne s'applique pas au matériau considéré, l'analyse structurelle doit nécessairement être réalisée par des méthodes non linéaires, car les effets ne peuvent pas se superposer.

(3) *Non-linéarité des contraintes.* Dans le contexte de l'analyse linéaire, on suppose des contraintes à double sens, c'est-à-dire des contraintes capables de réagir dans les deux orientations des charges appliquées. Néanmoins, si l'on considère des contraintes à sens unique, les conditions aux limites de la structure changent en fonction du modèle de chargement défini par l'analyste. Il est également souligné que les contraintes mutuelles entre différents éléments structurels peuvent changer en raison de la fissuration. Éléments structurels peuvent changer en raison de la fissuration ou de la déformation des matériaux constitutifs. Une telle interaction peut être difficile à prendre en compte.

Bien que la présence des non-linéarités susmentionnées soient connues, l'analyse linéaire est souvent préférée aux analyses non linéaires et les effets de non-linéarité sont pris en compte après par différentes méthodes ou facteurs de modification. Par exemple, la non-linéarité mécanique peut être prise en compte par l'adoption de modules sécants plutôt que tangents.

En analyse linéaire, une seule solution d'équilibre structurel existe selon le principe d'unicité de Kirchhoff ainsi le principe de superposition des effets s'applique puisque la configuration structurelle actuelle ne dépend pas des configurations précédentes. **Bien** au contraire, en analyse non linéaire complète, la solution d'équilibre peut ne pas exister ou ne pas être unique et la superposition des effets n'est pas autorisée car l'état actuel de la structure a une mémoire des états précédents.

L'introduction de rotules plastiques dans des structures faites de matériaux quasi fragiles ou ductiles permet d'éviter une analyse non linéaire complète car il est possible de supposer un comportement linéaire entre la formation de deux rotules plastiques consécutives. Une série d'analyses linéaires peut être effectuée ensuite sur la structure soumise à des incréments de charge individuels, si les contraintes sont actualisées à l'emplacement des rotules plastiques. Chaque analyse linéaire fournit la réponse structurelle sous les incréments de charge appliquée et la réponse réelle est déterminée

comme la somme des contributions uniques. Les rotules plastiques conduisent à la création de modèles de plasticité en bloc qui ne tiennent pas compte des effets spéciaux dus, par exemple, au glissement des barres d'armature dans les structures en béton armé.

2.2. Analyse statique versus dynamique

L'analyse structurelle peut être effectuée non seulement dans le domaine linéaire ou non linéaire, mais aussi dans des conditions statiques ou dynamiques selon l'intensité des accélérations et des vitesses induites par les charges externes et masses d'inertie. Les équations d'équilibre statique sont un cas particulier des équations de mouvement et s'appliquent lorsque les accélérations et les vitesses peuvent être négligées dans l'analyse structurelle. Lorsque l'on considère les équations de mouvement, il faut définir non seulement les propriétés élastiques et inélastiques de la structure, mais aussi l'inertie et les propriétés dissipatives¹.

On peut considérer que les charges permanentes et les charges variables sont appliquées de manière statique ou quasi statique à la structure. Cela signifie que leur amplitude maximale est supposée être atteinte par un processus incrémentiel si lent qu'il peut être considéré comme une séquence infinie de processus élémentaires liés à des instants consécutifs². Une analyse dynamique pourrait alors être encore plus erronée puisque le comportement structurel ne dépend pas de manière significative du temps. L'analyse statique de la structure consiste à résoudre l'équation d'équilibre suivante :

$$\mathbf{KX} = \mathbf{F} \quad (2.1)$$

Où \mathbf{K} représente la matrice de rigidité du système, \mathbf{x} est le vecteur de déplacement, et \mathbf{F} est le vecteur de charge.

¹ En général, des forces supplémentaires doivent également être prises en compte lors de l'application de dispositifs de contrôle actif à la structure à des fins de protection sismique.

² La moyenne des incréments de charge appliqués à la structure est égale à leur moyenne temporelle dans une période de référence donnée. Dans un tel cas, le processus progressif est dit ergodique.

Si une analyse statique non linéaire de la structure doit être effectuée, la rigidité n'est pas connue car elle dépend de la solution d'équilibre, à savoir la réponse de la structure dans la condition de charge donnée. L'équation (2.1) devient alors

$$\mathbf{K}(\mathbf{x})\mathbf{X} = \mathbf{F} \quad (2.2)$$

Cette équation (et) peut être résolue au moyen d'algorithmes classiques ou raffinés, tels que la méthode de Newton-Raphson, la méthode de rigidité constante (ou Newton-Raphson modifié), la méthode de rigidité sécante et la méthode de rigidité mixte.

Pendant la durée de vie nominale de la structure, il faut s'attendre à la présence de charges variables (par exemple, vent, séisme, charges cycliques, etc.) provoquant une excitation dynamique dans les masses d'inertie. Dans ces conditions, l'analyse statique pourrait fournir des prévisions fausses et même irréalistes du comportement réel de la structure en raison des effets d'amplification dynamique générés par les vitesses et les accélérations, qui ne sont pas pris en compte dans les équations (2.1) et (2.2). La réponse structurelle doit ensuite être analysée dans le domaine temporel par les méthodes de la dynamique des structures telles que l'analyse statique équivalente et l'analyse dynamique (Clough et Penzien, 1994). La première est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre et la prise en compte des effets d'amplification dynamique par des facteurs appropriés. De cette façon, même si la réponse structurelle n'est pas analysée dans le domaine temporel, il est possible d'estimer les effets dus aux charges dynamiques réelles en résolvant l'équation d'équilibre suivante :

$$\mathbf{KX} = a \mathbf{F} \quad (2.3)$$

Avec $a > 1$

Où le facteur $a > 1$ est dit *facteur d'amplification dynamique* et est fourni par des codes et des normes sur la base d'analyses dynamiques antérieures.

L'analyse dynamique de la structure consiste à résoudre l'équation du mouvement :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K}\mathbf{x}(\mathbf{t}) = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \quad (2.4)$$

Elle décrit l'équilibre entre les charges appliquées et l'inertie, l'amortissement et les forces élastiques au cours du temps. L'équation (2.4) est une relation de second ordre, non homogène comprenant non seulement des paramètres statiques (à savoir \mathbf{K} , \mathbf{x} et \mathbf{F}), mais aussi d'autres paramètres tels que la variable temporelle \mathbf{t} ; la matrice de masse \mathbf{M} ; la matrice d'amortissement \mathbf{C} ; le vecteur d'accélération relative $\ddot{\mathbf{x}}$; et le vecteur de vitesse $\dot{\mathbf{x}}$. Contrairement à l'analyse statique, les dérivées première et seconde du vecteur déplacement ne sont pas nulles et le vecteur charge est strictement dépendant du temps. Les coefficients de l'équation (2.4) sont généralement constants dans le temps (systèmes invariants dans le temps), mais ils peuvent changer ou non en fonction de la configuration structurelle, ce qui entraîne une réponse linéaire ou non linéaire du système dynamique. Une interprétation physique de l'équation du mouvement est que les charges appliquées \mathbf{F} sont équilibrées par des forces d'inertie $\mathbf{M}d^2\mathbf{x}(\mathbf{t})/d\mathbf{t}^2$, forces d'amortissement $\mathbf{C}d\mathbf{x}(\mathbf{t})/d\mathbf{t}$, et les forces élastiques $\mathbf{K}\mathbf{x}(\mathbf{t})$ à chaque instant.

En associant l'énergie d'entrée aux charges externes, l'équation du mouvement peut être réécrite en termes d'énergie. La structure est alors supposée être un système qui oscille autour de la position initiale en échangeant plusieurs types d'énergie avec l'environnement (à savoir, le système sol-fluide environnant) au cours du temps. L'énergie potentielle se transforme en énergie cinétique, en énergie stockée élastiquement, en énergie d'amortissement, L'énergie potentielle se transforme en énergie cinétique, en énergie stockée élastiquement, en énergie d'amortissement et en énergie hystérétique dans le cas d'un comportement non linéaire. L'énergie hystérétique est associée aux déformations plastiques qui augmentent avec le temps sous l'effet d'un chargement cyclique. Lorsque les actions externes disparaissent, le mouvement de la structure diminue

avec le temps jusqu'à atteindre l'état de repos L'énergie emmagasinée dans la structure est égale à celle dissipée par hystérésis et correspond à un dommage permanent.

Comme indiqué ci-dessus, l'analyse dynamique peut être effectuée dans une plage linéaire ou non linéaire. Les principales stratégies de résolution sont l'intégration directe de l'équation du mouvement et l'analyse spectrale. La première est effectuée dans le domaine temporel et s'applique à tous types de structure, la seconde est effectuée dans le domaine fréquentiel et s'applique aux systèmes linéaires sans complexité particulière.

2.2.1. Analyse du domaine temporel

L'analyse dynamique linéaire dans le domaine temporel consiste en une intégration pas à pas de l'équation du mouvement et repose sur l'hypothèse que les matrices \mathbf{C} et \mathbf{K} sont constantes dans le temps sous l'effet de variations de la réponse structurelle. Dans ces conditions, le système est dit *linéaire* et *invariant dans le temps*, de sorte que la solution de l'équation de mouvement est relativement simple à déterminer.

Une intégration de forme fermée de l'équation (2.4) ne peut être réalisée que si les actions extérieures sont décrites par des fonctions mathématiques. Dans ce cas, la solution intégrale des équations différentielles correspondant aux degrés de liberté (DOF) de la structure peut être représentée comme la somme de la *fonction complémentaire (intégrale)* liée à la condition du système³ et à *l'intégrale particulière* relative aux actions qui modifient le mouvement naturel. La fonction complémentaire décrit la réponse transitoire du système, qui disparaît avec le temps en raison de l'amortissement, tandis que l'intégrale particulière décrit la réponse en régime permanent dont la fréquence est égale à celle des actions extérieures. La réponse en régime permanent est défini par un vecteur de déplacement qui peut être égal au produit du terme statique par un facteur d'amplification dynamique. En général, les actions externes sont représentées par une distribution aléatoire variant dans le temps, de sorte que l'équation (2.4) ne peut être

³ Le problème de Cauchy est résolu, par exemple, en supposant $:\mathbf{x}(\mathbf{t} = \mathbf{0}) = \mathbf{0}; \dot{\mathbf{x}}(\mathbf{t} = \mathbf{0}) = \mathbf{0}$

résolue que par des méthodes numériques par exemple, en utilisant la méthode Newmark basées sur l'intégration d'une accélération, d'une vitesse ou d'un enregistrement de déplacement d'un événement passé. En considérant un ensemble d'enregistrements significatifs pour le site où la structure est située, une signification statistique peut être attribuée aux analyses structurelles visant à prédire la réponse lors d'événements futurs potentiels.

Dans certains cas particuliers comme , ceux des structures sensibles à l'interaction avec les actions environnementales, le système doit être considéré comme variant dans le temps. La résolution de l'équation du mouvement est alors très complexe et des stratégies et techniques numériques avancées sont donc nécessaires.

Le comportement évolutif des structures hautement non linéaires peut être évalué selon deux modes différents. Le premier consiste à résoudre l'équation du mouvement en considérant un système élastique linéaire à coefficients constants, mais caractérisé par une matrice de rigidité sécante \mathbf{K}_{eq} correspondant au déplacement ultime d'un diagramme force-déplacement bilinéaire idéalisé et une matrice d'amortissement visqueux équivalente \mathbf{C}_{eq} dont les coefficients sont évalués sur la base des amortissements visqueux et hystérétiques. L'équation (2.4) est ensuite modifiée comme suit :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}_{eq}\dot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K}_{eq}\mathbf{x}(\mathbf{t}) = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \quad (2.5)$$

La deuxième procédure alternative consiste à résoudre directement l'équation du mouvement dans le domaine non linéaire :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K}[\mathbf{x}(\mathbf{t})]\mathbf{x}(\mathbf{t}) = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \quad (2.6)$$

Où les coefficients sont constants dans le temps et dépendent de la configuration déformée réelle de la structure. Dans un tel cas, l'analyse dynamique atteint le maximum et exige un soin particulier dans la modélisation mécanique et la modélisation des données d'entrée. Il est à noter qu'un choix approprié de la méthode de résolution numérique

ainsi que de ses paramètres est nécessaire pour assurer la stabilité et la précision de la solution mathématique. Une fois que la configuration du système structurel est connue à chaque instant, les forces internes sur chaque composant structurel peuvent être enfin estimées et le niveau de sécurité évalué.

2.2.2. Analyse du domaine fréquentiel

L'analyse d'un système dynamique dans le domaine fréquentiel permet de réduire considérablement le calcul dans le domaine temporel, même si elle est assez simple dans le seul domaine linéaire. La première étape de cette méthode d'analyse est la transformation de la réponse temporelle $\mathbf{x}(t)$ en réponse spectrale $\mathbf{X}(f)$ définie dans le domaine des fréquences. La représentation du domaine fréquentiel de la fonction originale (réelle) est dérivée par la transformée de Fourier, qui est la forme intégrale de l'expansion de la série de Fourier (liée aux problèmes discrets) et qui est également définie pour les fonctions non périodiques⁴.

La fonction de réponse originale du système structurel est alors considérée comme la superposition d'un nombre infini de fonctions harmoniques qui, à leur tour, dans des problèmes discrets, sont ordonnées selon la relation $f_n = n f_1$ (où f_1 est la fréquence fondamentale et f_n est la fréquence naturelle associée au nième mode).

La relation de réciprocité entre les fonctions $\mathbf{x}(t)$ et $\mathbf{X}(f)$ est indiquée symboliquement comme suit :

$$\mathbf{x}(t) \Leftrightarrow \mathbf{X}(f) \quad (2.7)$$

L'amplitude de la fonction complexe est dite spectre de Fourier et est définie comme :

$$|\mathbf{X}(f)| = \sqrt{\mathbf{R}(f)^2 + \mathbf{I}(f)^2} \quad (2.8)$$

⁴ La fonction non périodique $\mathbf{x}(t)$ peut être considérée comme une fonction périodique avec période $T \rightarrow \infty$

$R(f)$ étant la partie réelle et $I(f)$ la partie imaginaire de la fonction.

$$\text{Le paramètre : } \theta(f) = \arctan \left[\frac{I(f)}{R(f)} \right] \quad (2.9)$$

Est appelée phase (ou angle initial) car dans le plan complexe, elle représente l'angle entre le vecteur d'amplitude $|\mathbf{X}(f)|$ et l'axe des nombres réels.

Une fois que les amplitudes de la fonction de transfert $\mathbf{H}(f)$ et du vecteur de charge $\mathbf{F}(f)$ dans le domaine fréquentiel ont été définies, l'amplitude de la réponse temporelle $\mathbf{X}(f)$ peut être dérivée par l'équation suivante :

$$|\mathbf{X}(f)| = |\mathbf{H}(f)| \cdot |\mathbf{F}(f)| \quad (2.10)$$

Cette relation décrit la réponse du système comme étant le signal de sortie d'un filtre dont le gain $\mathbf{H}(f)$ est soumis au signal d'entrée $\mathbf{F}(f)$.

Pour chaque fonction harmonique, il est facile de dériver l'amplitude et la phase, et ainsi donc les spectres d'amplitude et de phase qui représentent le contenu en fréquence de la fonction de réponse temporelle.

Enfin, la réponse $\mathbf{X}(f)$ du domaine fréquentiel est retransformée en réponse $\mathbf{x}(t)$ du domaine temporel au moyen de la transformée de Fourier inverse. En général, l'analyse dynamique des structures sous l'effet des séismes se concentre sur l'amplitude des paramètres de réponse (c'est-à-dire les déplacements, les vitesses et les accélérations), plutôt que la phase, de sorte que seuls les spectres d'amplitude sont généralement définis.

Si le système est linéaire et invariant dans le temps, l'équation matricielle du mouvement peut être convertie en un système d'équations différentielles linéaires non couplées, par décomposition modale. D'un point de vue physique, si l'on suppose un nombre fini de modes de vibration pour la structure analysée, un amortissement nul et la possibilité de définir un ensemble de coordonnées généralisées, la décomposition modale consiste en la

transformation du système dynamique linéaire réel avec n DOF dans n différents systèmes linéaires à un seul degré de liberté (SDOF), chacun ayant une fréquence spécifique. Par conséquent, la réponse évolutive du système actuel des degrés de liberté multiples (MDOF) est analysée comme une combinaison d'un certain nombre de systèmes SDOF. En d'autres termes, le vecteur de déplacement $\mathbf{x}(t)$ est représenté comme une combinaison linéaire de n vecteurs, chacun étant lié à un seul mode de vibration de la structure. L'analyse de Fourier permet de résoudre les problèmes dynamiques et l'équilibre des systèmes linéaires par la superposition des réponses élémentaires de n vecteurs de charge.

Une fois que la configuration structurelle est connue à chaque instant, les valeurs maximales des forces internes et des déplacements peuvent être déterminées pour chaque composant structurel, de sorte que des vérifications de sécurité peuvent être effectuées pour les états limites d'intérêt.

L'analyse dynamique d'un système structurel dans le domaine fréquentiel peut mettre en évidence le rôle clé de l'amortissement. Le spectre d'amplitude permet l'identification des fréquences naturelles d'un système MDOF. Lorsque l'entrée a une fréquence dominante égale à une fréquence naturelle du système, la réponse structurelle augmente indéfiniment, ce qui dénote le phénomène de *résonance*. C'est la raison pour laquelle les fréquences naturelles sont également appelées *fréquences de résonance*. Néanmoins, dans des structures réelles et peu résistantes, l'amplification du mouvement se produit au lieu de la résonance, et disparaît au moment de l'effondrement structurel. Bien que l'amortissement structurel soit assez faible, surtout dans le domaine élastique, il permet d'éviter l'amplification du mouvement et donc l'effondrement.

Le problème de l'amplification du mouvement existe, par exemple, dans le cas des tours en treillis et des ponts à longue portée. Ces derniers peuvent subir des phénomènes d'instabilité aéroélastique dus à des actions de *vent de forte intensité*. En raison de ce

problème potentiel, la structure soumise à l'action du *vent* et l'interaction est analysée en détail et simulée par des modèles à l'échelle dans des *galeries de vent ou des souffleries*. Si les coefficients de l'équation du mouvement changent avec le temps, l'analyse spectrale devient plus complexe et un travail de calcul plus important est nécessaire pour effectuer des analyses avancées. Un problème typique est l'interaction sol-structure sous l'effet sismique pour laquelle la matrice d'amortissement \mathbf{C} ne peut pas être exprimée comme une combinaison linéaire des matrices \mathbf{M} et \mathbf{K} . Dans ce cas, l'hypothèse de Rayleigh ne s'applique pas et le système structurel est appelé système à amortissement non classique, par opposition aux systèmes à amortissement classique typiques.

Chapitre 3. RISQUE SISMIQUE

L'un des principaux objectifs du génie parasismique est la réduction du risque sismique, c'est-à-dire la minimisation des pertes humaines, économiques et sociales et le maintien d'un niveau opérationnel complet pour les infrastructures et les installations stratégiques (par exemple, les hôpitaux et les unités de protection civile, les unités de maintien de l'ordre public) en cas d'événements sismiques. Les pertes directes sont, par exemple, les vies humaines, les dommages et effondrement d'éléments structurels et non structurels ; les pertes indirectes sont des interruptions de service (différents réseaux de distribution, i.e. Electricité, gaz, eau, transport, etc.).

La pertinence de la recherche en matière de génie parasismique est confirmée par la perception élevée de *l'aléa sismique* et de *la vulnérabilité* de la population. Cette observation à juste titre est confirmée par une enquête récente visant à mettre à jour les cartes du risque sismique pour le territoire algérien avec de nouvelles données sur la l'immobilier. Le Plan national de l'Algérie pour la réduction et la gestion des catastrophes ainsi que son cadre juridique et règlementaire, ont été renforcés en 2003 sur la base de l'expérience du tremblement de terre de Boumerdes en matière de réponse et de réhabilitation.

En 2004, le pays a adopté la loi sur la Prévention des Risques Majeurs et la Gestion des Catastrophes, ainsi que (et) le Schéma National d'Aménagement du Territoire (SNAT)⁶, qui a été mis à jour en 2010 pour inclure d'importantes dispositions en matière d'aménagement du territoire et (la planification urbaine) d'urbanisme. En 2004, le Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme a également publié un nouveau règlement de construction parasismique actualisé.

⁶ Schéma National d'Aménagement du Territoire

Etant donné de la grande importance du risque sismique, il est nécessaire d'avoir une compréhension et une connaissance suffisantes des concepts clés qui sous-tendent les récents progrès de la recherche et qui sont ensuite passés en revue dans ce chapitre.

Le risque sismique, désigné par R , est le degré total des pertes sur un site ou une région lors d'un tremblement de terre avec une probabilité donnée d'être dépassée au cours d'une période⁷ de référence donnée. Au sens probabiliste, le risque sismique est la probabilité qu'un niveau prédéfini de pertes dues aux tremblements de terre noté (L) soit dépassé au cours d'une période de référence donnée dans une zone territoriale d'intérêt spécifique. Sur la base de cette définition, le risque est cumulatif car il englobe les pertes humaines (décès et blessés) ainsi que les pertes socio-économiques, qui sont causées par différents événements sismiques et sont évalués, par exemple, sur une période d'un an.

Le niveau de risque peut être estimé à différentes échelles territoriales, de l'échelle régionale à l'échelle spécifique, son évaluation implique donc différents domaines scientifiques tels que : la sismologie, la géophysique ; la géologie ; la géotechnique ; l'ingénierie des structures ; l'aménagement du territoire ; l'urbanisme et enfin l'ingénierie des assurances. Officiellement, le risque sismique est défini par le produit fonctionnel suivant :

$$R = H.V.E \tag{3.1}$$

Où H est l'aléa sismique, V est la vulnérabilité sismique et E est l'exposition.

⁷ Cette période est l'intervalle de temps dans lequel les tremblements de terre sont observés. Du point de vue de la conception, elle est liée à la durée de vie nominale de la construction, à son niveau d'occupation prévu et à son importance pour la protection civile.

3.1. Risques Sismiques

L'aléa sismique est l'ensemble des effets physiques, directs et indirects, provoqués par le tremblement de terre et susceptibles de produire un ralentissement ou des pertes dans les activités humaines.

L'intensité du mouvement sismique du sol dans une zone territoriale donnée repose principalement sur les paramètres suivants : l'énergie (d'entrée) initiale libérée par la source sismique⁸ (qui est une fonction de la magnitude source et du mécanisme de rupture) ; *les effets (de directivité) directionnels* (qui dépendent, entre autres, de l'emplacement du site par rapport à la source) ; et la distance du site du foyer.

Ces facteurs ont un impact sur les caractéristiques du mouvement sismique au niveau du substratum rocheux, à savoir ce qu'on appelle la capacité ou l'aléa sismique régional (désigné par HB), qui est évalué dans des conditions idéales de surface topographique horizontale et de champ libre (c'est-à-dire en l'absence d'effets d'interaction sol-structure).

D'un point de vue mathématique, le mouvement sismique du sol enregistré par les sismomètres, les vélocimètres et les accéléromètres, est respectivement décrit par le champ de déplacement $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$, le champ de vitesse $d\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)/dt$, et le champ d'accélération $d^2\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)/dt^2$, associé au vecteur de localisation \mathbf{x} de l'appareil de mesure. Par conséquent, la description empirique du mouvement sismique dépend non seulement des caractéristiques de la source et du milieu de propagation, mais aussi de la réponse du mécanisme de mesure. Cela signifie que le mouvement sismique enregistré par un

⁸ La source sismique est un processus de glissement sur la surface d'une fracture (ce que l'on appelle généralement une faille) représentant la surface de discontinuité (géométriquement supposée plane en sismologie) induite dans la croûte terrestre par des forces tectoniques élevées. Au cours du processus de fracture, plusieurs types des ondes sismiques sont émises par la source. Les ondes subissent une atténuation géométrique due aux discontinuités crustales et à l'atténuation inélastique due aux non-linéarités mécaniques des roches et les sols, le long de leur parcours de la source à la surface. Ainsi, la Terre se comporte comme un filtre pour les ondes sismiques produites par la source. Pour les séismes graves produisant un fort mouvement la fracture peut se propager jusqu'à la surface.

sismomètre est *la convolution*⁹ de trois fonctions. La fonction $\mathbf{S}(\xi, t)$ qui décrit le mouvement sismique sur la surface de la fracture du sol, à savoir le glissement $\Delta\mathbf{u}$ produit par le processus de fracture ; la fonction $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t)$ qui décrit la propagation des ondes sismiques de la source à l'emplacement du récepteur, à savoir le champ de déplacement du sol aux points \mathbf{x} produit par le glissement des points ξ sur la surface de la fracture ; et enfin la fonction $\mathbf{I}(\mathbf{x}, t)$ qui décrit la modification du mouvement réel du sol due à la réponse de l'appareil de mesure (c'est-à-dire le sismomètre dans le cas présent).

Le déplacement enregistré à la surface dans le domaine temporel est exprimé comme suit :

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) * \mathbf{I}(\mathbf{x}, t) \quad (3.2)$$

Où le symbole * représente l'intégrale de la convolution. Une telle équation peut être réécrite dans le domaine des fréquences sous la forme suivante :

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega) = \mathbf{S}(\xi, \omega) \cdot \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega) \cdot \mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega) \quad (3.3)$$

Une fois que la réponse de l'instrument est connue, on peut obtenir le sismogramme réel dans le domaine temporel :

$$\mathbf{U}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) \quad (3.4)$$

Sa forme dans le domaine de fréquences est :

$$\mathbf{U}(\mathbf{x}, \omega) = \mathbf{S}(\xi, \omega) \cdot \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega) \quad (3.5)$$

Ceci permet ainsi au mouvement sismique à la source d'être évalué grâce à l'équation suivante :

⁹ La convolution entre les fonctions est implicitement réalisée également lorsque la superposition des effets est appliquée aux systèmes linéaires.

$$\mathbf{S}(\boldsymbol{\xi}, \boldsymbol{\omega}) = \frac{\mathbf{U}(\mathbf{x}, \boldsymbol{\omega})}{\mathbf{G}(\mathbf{x}, \boldsymbol{\xi}, \boldsymbol{\omega})} \quad (3.6)$$

Il en découle que l'évaluation des risques sismiques au niveau du (socle) substratum rocheux nécessite une décomposition de la réponse de l'instrument. Si l'étude porte sur le mouvement sismique à la source, la fonction de Green doit être décomposée ce qui élimine l'atténuation géométrique et inélastique dans les roches le long du trajet de l'onde sismique de la source au site considéré. Cela nécessite l'utilisation de méthodes d'inversion qui permettent d'estimer le mouvement sismique à la source sur la base de celui mesuré à la surface du sol.

Des analyses non linéaires par régression sont alors effectuées sur des données mesurées à différents endroits de la surface du sol. Les effets sur la collectivité, le patrimoine bâti et l'environnement physique sont également affectés de manière significative par la réponse sismique locale des couches de sol sur le site.

Il est alors nécessaire que l'évaluation de l'aléa sismique local (H_L) qui prend en compte de la variation de mouvement du substratum rocheux vers la surface, en raison de la réponse dynamique et de la topographie des couches de sol (Lanzo et Silvestri, 1999 ; Vinale, 2008).

En outre, les conditions du site peuvent affecter l'amplitude, la fréquence et la durée des mouvements sismiques du sol. La corrélation fonctionnelle de l'aléa sismique par rapport aux caractéristiques de la source et du milieu de propagation, de la distance entre la source et le site et les propriétés du sol local peuvent être brièvement exprimées comme suit :

$$H = H_B \cdot H_L \quad (3.7)$$

La figure 3.1 montre les principaux phénomènes physiques qui ont une incidence sur l'aléa sismique sur un site. Il est souligné que les effets sur l'environnement observés dans

la *source proche* sont différents de ceux observés dans le *champ lointain*¹⁰. Les effets des sources proches comprennent, entre autres, l'orientation vers l'avant qui peut être identifiée comme des impulsions de vitesse dans les phases temporelles du (de) mouvement du sol enregistrés.

L'observation du diagramme de rayonnement de la source permet d'identifier les principaux rayonnements le long d'une direction spécifique, plutôt que d'autres. En fait, le mécanisme de défaillance ne peut être considéré comme une source sphérique, ni comme une surface ponctuelle. L'étude des effets de la directivité sur les environnements physiques et bâtis est donc l'un des sujets les plus intéressants de l'Ingénierie (la) sismologique et du génie parasismique.

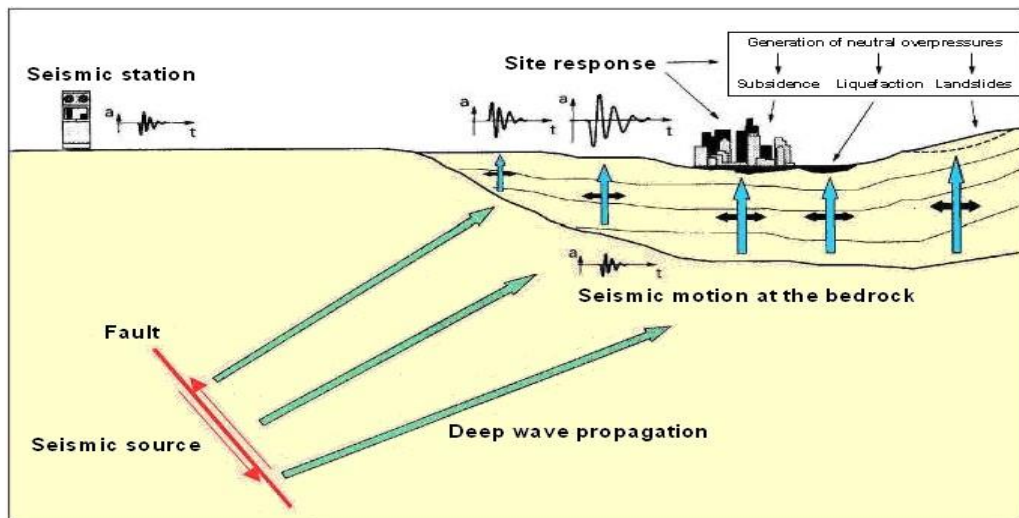


Figure 3.1 Risque sismique sur un site (adapté de Lanzo et Silvestri, 1999)

¹⁰ En général, on parle de *proximité de faille* (ou de *proximité de source*) pour la zone entourant une source active. Le contour de cette zone est généralement défini comme la ligne fermée à une distance de la projection de surface de la source égale aux dimensions linéaires de la source. Dans la source proche, la forme et le type des ondes sismiques sont considérablement affectés par les caractéristiques de la source, et donc par le mécanisme de faille. Les sites situés à des distances plus importantes de la source sismique appartient au *champ lointain* et le mouvement du sol sismique mesuré à leur est principalement influencée par une atténuation inélastique. Une telle dés amplification de l'atténuation sismique le mouvement le long du trajet de la source au site est pris en compte dans l'évaluation du risque sismique par des moyens de *lois d'atténuation* spécifiques. Ces dernières établissent une dépendance non linéaire d'une mesure de l'intensité avec la magnitude, la distance et d'autres paramètres.

Le danger peut être évalué par des méthodes déterministes basées sur des scénarii sismiques, des méthodes probabilistes (prenant en compte, de manière explicite, les dimensions et l'emplacement de la zone source ou son modèle, ainsi que le taux annuel d'occurrence), ou des méthodes stochastiques (Kramer, 1996).

Au sens probabiliste, l'aléa sismique est la probabilité qu'une valeur (prédéfinie) préétablie d'une *mesure d'intensité (IM)* soit dépassée sur un site ou dans une région (au cours d') pendant une période de référence donnée. La méthode probabiliste proposée par Cornell (1968), basée sur la définition de modèles de sources sismiques avec un taux d'occurrence homogène, permet d'estimer la probabilité de dépasser un niveau prédéfini d'intensité sismique dans un intervalle de temps donné ou, alternativement, le niveau d'intensité sismique correspondant à une probabilité de dépassement au cours de la période de référence.

La période de retour du séisme de référence peut également être définie en termes de probabilité de dépassement pendant la période de référence. En supposant que les événements sismiques se manifestent comme un processus stochastique homogène, la loi de Poisson peut être utilisée pour estimer la période de retour. Par exemple, on peut évaluer la valeur *IM* correspondant à une probabilité de dépassement égale à 10% en 50 ans ou, alternativement, à une période de retour de 475 ans. Le résultat de l'analyse de l'aléa sismique est la courbe de l'aléa sur un site spécifique, à savoir la représentation graphique de la probabilité de dépassement dans une période de référence donnée par rapport à un *IM*, ou la carte d'aléas d'une région, à savoir la distribution spatiale de l'*IM* correspondant à une probabilité unique de dépassement dans une période de référence.

L'analyse des risques sismiques comprend donc les étapes suivantes : la modélisation des sources sismiques, l'application d'une loi de limitation et l'analyse de la réponse du site. Les deux premières étapes conduisent à la *macro-zonation sismique* d'une région, alors que la dernière étape mène à une *micro-zonation sismique*.

Il est à noter que des analyses probabilistes de l'aléa sismique (*Analyses probabilistes des risques sismiques*) (PSHA) ont été menées par des groupes de recherche (Mortgat et Shah ; Bezzeghoud et al.) Débouchant ainsi sur une actualisation de toutes ces cartes à partir d'un répertoire de la sismicité algérienne compilé pour la période de 1365- 1992. D'autres études plus approfondies, ont été réalisées pour différentes *régions d'Algérie* (à l'exemple de) comme Chlef (WCC), Alger (CGS – Geomatrix), Oran (Bouhadad et al.). D'autres (études) travaux ont portés (concerné) sur l'ensemble (tout le) du territoire (tels) de sorte que (Aoudia et al., Pelaez, Hamdache et al.) ce dernier est mis à jour manuellement pour couvrir la sismicité (allant) jusqu'en (à) 2017. Ceci a permis d'établir des cartes statiques et interactives des risques sismiques. (Ces cartes sont liées) Celles-ci enfin sont associées à différents *IM*, aux probabilités de dépassement dans 50 ans et se (chevauchent) superposent sur une grille de référence avec un espacement de 5 km .

À ce titre, une fois que la période de retour de la conception a été choisie, les paramètres de l'aléa sismique sur un site peuvent être déduits de ceux des nœuds de référence. De cette manière, la conception sismique des structures est effectuée selon une approche dépendant du site, plutôt que de la zone.

Ainsi l'IM considérée par l'UBC dans l'Eurocode 8 (EC8) correspond à l'accélération horizontale de pointe au sol (PGA) qui est définie comme l'accélération horizontale maximale de référence sur un sol de type A (c'est-à-dire la roche, ou le substratum rocheux pour les autres types de sol) a_g multipliée par un facteur de sol S dû aux effets l'amplification du site:

$$PGA = a_g S = a_g S_S S_T \quad (3.8)$$

S_S représente le facteur d'amplification stratigraphique et S_T le facteur d'amplification topographique.

3.2. Exposition

Le terme exposition est défini comme l'ensemble des éléments (par exemple, les personnes, les structures et leur contenu, les systèmes de transport, les réseaux de services publics) qui sont affectés par des pertes potentielles lors d'événements sismiques.

En fonction de la portée de l'évaluation des risques, l'exposition peut porter sur un seul bâtiment avec ses occupants et son contenu ou, au contraire, sur un ensemble de bâtiments, d'infrastructures et d'habitants dans une zone donnée. Il est clair qu'une estimation fiable du risque sismique nécessite des bases de données sur la population, les structures, les infrastructures et autres installations, qui doivent être correctement classées en termes de type, de fonction et de niveau d'occupation.

L'optimisation de l'exposition est une mission qui incombe aux urbanistes et aux aménageurs du territoire. Les sites soumis à un risque sismique élevé ne devraient pas être marqués par des taux d'occupation élevé afin de garantir l'efficacité des plans d'urgence et de secours fournis par la protection civile ou tout autres institutions spécialisées.

À l'échelle mondiale, une augmentation significative de l'exposition a été observée, en particulier dans les pays émergents et en développement. A l'inverse, la vulnérabilité sismique de l'environnement bâti ne diminue pas, sauf dans les pays industrialisés où des codes de construction avancés ont déjà été adoptés et respectés à la lettre. La vulnérabilité sismique de l'environnement physique augmente même en raison d'actes de spéculation continus et des choix irresponsables des assiettes de construction.

3.3. Vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique d'un système sol-fondation-structure individuel, ou d'un patrimoine bâti et physique, représente théoriquement la sensibilité de l'exposition à un

certain niveau d'intensité sismique, à savoir les pertes totales prévues, exprimée comme une fraction des personnes exposées au risque.

Au niveau régional et pour un grand nombre d'éléments tels que les bâtiments, la vulnérabilité peut être définie en termes de dommages potentiels d'une classe de structures soumises à un niveau de risque sismique donné. Dans ce cas, La vulnérabilité peut être considérée comme le produit de trois composantes : la vulnérabilité de l'environnement bâti; la vulnérabilité de l'environnement physique ; et enfin la vulnérabilité territoriale.

Le premier facteur de vulnérabilité est la tendance des installations à subir des dommages compte tenu de la conception parasismique prévue; le deuxième facteur est associé aux phénomènes physiques (liquéfaction, affaissement, instabilité des pentes, tsunami, processus de fracture de surface) qui peuvent être générés par un tremblement de terre ; et le dernier (qui est évalué à l'échelle provinciale ou municipale) est la probabilité d'endommagement des infrastructures et des réseaux de services publics.

(En ce qui concerne) Pour le patrimoine bâti, le résultat de l'analyse de vulnérabilité est représenté par plusieurs niveaux de dommages d'une ou de plusieurs structures sous différentes IM visant à caractériser (la caractérisation du) le mouvement sismique. Comme indiqué à la section 4.1, les structures doivent répondre à différents niveaux de performance, chacun correspondant à un état d'endommagement

Dans le cas d'une analyse statique non linéaire, la vulnérabilité d'un bâtiment peut être interprétée de manière déterministe en supposant que le déplacement prévu est le paramètre de l'exigence de conception technique (*EDP*) et le *PGA* ou accélération spectrale liée au cisaillement de la base de résistance comme *IM*.

Pour l'analyse probabiliste, des courbes de fragilité sont développées pour évaluer la relation entre la probabilité d'un niveau de dommage donné et une *EDP* conditionnelle

sur l'intensité sismique. Ces courbes tiennent compte de l'incertitude liée à la demande et à la capacité sismique.

3.4. Atténuation du Risque Sismique

Comme mentionné ci-dessus, "atténuation" du risque sismique signifie "minimisation" des pertes humaines, économiques, sociales et culturelles. L'objectif premier est clairement la minimisation des décès et des blessures, bien qu'il faut noter que les tremblements de terre ne sont pas la principale cause de décès (à l'échelle) dans le monde. En effet, aux États-Unis d'Amérique, même huit événements sismiques d'une magnitude (non inférieure) supérieure à 6° sur l'échelle de Richter qui se sont produits entre 1970 et 1995, ne causant que 85 décès (morts) . Au cours de la même période, les décès dus à des erreurs humaines ou accidentelles dans le *domaine médical* ont été de 9000.

Ainsi la mitigation du risque sismique exige :

-le développement d'un système de protection civile efficace dans la période pré-événement par la diffusion des connaissances et à la réalisation de systèmes spécifiques d'alerte précoce des tremblements de terre (Gasparini et al., 2007), ainsi que dans la période post-événement (grâce à)par la gestion des urgences selon des protocoles prédéfinis mentionnés dans les plans d'urgence ;

- la conception et la réalisation d'installations conformes aux critères parasismiques ;
- la réduction de la vulnérabilité des structures et des infrastructures existantes ;
- le contrôle du niveau d'exposition ;
- la mise à jour continue des règlements sismiques en fonction des progrès de la recherche ; et

- la redéfinition des polices d'assurance, comme cela s'est produit en Turquie après le tremblement de terre de Kocaeli (ou Izmit) du 17 août 1999.

Dans ce cadre de la recherche scientifique, la réalisation des objectifs susmentionnés nécessite :

- la définition précise de l'aléa sismique, car sa surestimation conduirait à la construction de structures trop conservatrices et très coûteuses, tandis que sa sous-estimation provoquerait de lourds dégâts et de nombreux décès ;
- une analyse quantitative des dommages à l'aide d'une modélisation mécanique fiable et d'indices spécifiquement définis pour chaque type de structure (ce sujet n'a pas encore été pleinement étudié dans le cas des constructions en maçonnerie) ;
et
- le développement de systèmes aptes à évaluer les conditions d'alerte sismique grâce à un processus décisionnel et à des technologies fiables.

Ces dernières années, une collaboration satisfaisante entre sismologues et ingénieurs a conduit à une amélioration considérable de l'évaluation des risques sismiques basée sur des normes, permettant la conception sismique des structures par des spectres de réponse élastique très proches des spectres de réponse uniforme aux risques obtenues par PSHA.

Des études préliminaires ont montré que ces nouveaux outils pourraient permettre de réaliser 30 % d'économies en moyenne sur les structures nouvellement construites ou rénovées. En fait, selon l'approche multi-niveaux basée sur les performances du règlement parasismique algérien (RPA), l'accélération horizontale de pointe sur un site (a_g) ne correspond plus à la limite supérieure de l'intervalle indiqué précédemment mais il est estimé en fonction de l'emplacement du site spécifique par rapport aux nœuds de référence les plus proches.

Par exemple, une accélération horizontale de pointe égal à $0,17g$ a été prise par approximation comme $0,25g$. Le RPA est également basé sur la modification à la fois des périodes caractéristiques et l'accélération spectrale maximale des spectres de réponses élastiques, en fonction de deux autres paramètres d'aléa sismique.

il faut noter que l'Eurocode 8(EN1998-1, 2004) est beaucoup plus approximatif que le RPA, puisqu'il se base uniquement sur deux formes spectrales. La première forme est liée aux tremblements de terre de magnitude inférieure à $5,5$, et la deuxième est liée aux tremblements de terre d'une magnitude supérieure à $5,5$.

Chapitre 4. CONCEPTION SEISMIQUE DES STRUCTURES

Depuis les années 90 du siècle dernier, d'abord aux États-Unis et en Nouvelle-Zélande, puis en Europe et au Japon, la conception sismique des structures a considérablement évolué grâce aux progrès significatifs dans la prévision du comportement non linéaire des structures. Compte tenu de la grande importance du risque sismique, il est nécessaire de comprendre de manière appropriées les concepts clés qui sous-tendent les récentes avancées de la recherche et qui sont ensuite passés en revue dans ce chapitre.

La nécessité de limiter les effets catastrophiques dus aux tremblements de terre a donné une forte impulsion au développement de critères de conception et de méthodes d'analyse innovantes. Des normes et codes sismiques de nouvelle génération ont également été adoptés dans des régions exposées aux tremblements de terre, (ce qui a permis) permettant des vérifications de sécurité basées sur les concepts de PBEE. Dans ce chapitre, certains éléments fondamentaux de la conception sismique sont discutés avec accent particulier sur les constructions en béton armée.

4.1. Conception Basée sur la Performance

Le mouvement sismique à la base d'une structure génère des modèles d'actions cycliques aléatoires le long de la hauteur. Les forces et les déplacements sont générés dans toute la structure par l'accélération, la vitesse et les déplacements temporels aux niveaux local et global. La magnitude de ces demandes dépend évidemment de l'intensité sismique et augmente donc avec la période de récurrence du séisme.

Jusqu'à il y a quelques années, la conception sismique d'une structure était effectuée (de manière à) pour fournir une résistance latérale suffisante contre le cisaillement de la base (induit) provoqué par le séisme de projet ou de référence. L'estimation du cisaillement à la base était fondée sur l'utilisation de spectres d'accélération horizontale inélastique. Le

seul objectif de l'ingénieur concepteur était alors d'empêcher l'effondrement lors d'événements sismiques sévères.

En fait, même à ce niveau de performance clé, il a été reconnu que la capacité des structures dissipatives à période fondamentale pour résister aux tremblements de terre dépend d'une capacité satisfaisante au déplacement et de la ductilité, plutôt que d'une grande résistance. Si l'on fournit non seulement la résistance, mais aussi la ductilité et la capacité de déplacement à la structure, le processus de conception et les méthodes de vérification permettent alors de contrôler les mécanismes de dégradation et d'effondrement.

À noter, qu'à l'exception des structures à faible période pour lesquelles la résistance est souvent le paramètre clé de la capacité, plusieurs paramètres de performance devraient être vérifiés pour obtenir une réponse sismique satisfaisante. Ces paramètres ne sont pas liés les uns aux autres dans le domaine élastique linéaire, comme c'est le cas dans le domaine non linéaire (voir les sections 4.3.1 et 4.5).

Dans les pays exposés aux tremblements de terre, le taux d'occurrence des événements sismiques est élevé. Il est donc extrêmement important de satisfaire non seulement à l'exigence d'absence d'effondrement (comme c'était le cas y a de ça quelques années), mais aussi aux performances opérationnelles en cas de séismes de faible intensité. Les effets de tels séismes peuvent en effet être importants en termes de pertes économiques dues à l'interruption de services et aux dommages non structurels. Tout comme les dommages structurels et les effondrements, ces effets doivent être évités dans les limites de risque acceptables pour obtenir une conception sismique efficace.

Une nouvelle philosophie de conception a été proposée pour assurer différents niveaux de performance, chacun associé à des exigences de conception spécifiques à satisfaire au moyen de méthodes d'optimisation itératives.

Cette démarche de performance à plusieurs niveaux est alors la base de *la conception basée sur la performance* (PBD)¹¹ et constitue l'extension naturelle de la conception à l'état limite (LSD) pour l'ingénierie parasismique de nouvelle génération. En outre, il est précisé qu'un "état limite" est une situation après laquelle la structure ne répond plus aux niveaux de performance pour lesquels elle a été conçue. Alors que les vérifications de la sécurité structurelle dans le LSD classique consistaient à comparer une force de conception (S_d) à une réaction de conception (R_d), le PBD effectue donc une comparaison entre *la demande* (D) et *la capacité* (C). En d'autres termes, nous ne nous contentons pas de vérifier (cela) l'expression suivante :

$$S_d \leq R_d \quad (4.1)$$

Selon le LSD, la demande doit être inférieure à la capacité comme suit :

$$D \leq C \quad (4.2)$$

La demande est l'effet du séisme de référence, tandis que la capacité est une mesure des moyens disponibles dans la structure pour résister au séisme de référence. La transition logique de la situation LSD à celle PBD est alors une généralisation.

La mise en application du PBD nécessite une estimation fiable de la demande sismique par des outils appropriés de génie parasismique, ainsi qu'une estimation fiable des par des méthodes d'analyse parasismique (dans le cas de systèmes inélastiques, la demande et la capacité sont liés entre eux). Ces opérations doivent être effectuée en tenant compte de l'incertitude du risque sismique, de la réponse du site, des matériaux et des modèles de capacité. Le PBD a pour but de (à) faire une "estimation" (et non une "détermination") basée sur des principes quantitatifs et des normes fiables.

¹¹ La **PBD** fait partie dite *l'ingénierie basée sur la performance* (PBE) qui vise à répondre à des exigences "quantitatives" (par exemple, structurelles, d'usine et économiques) correspondant à des niveaux de performance "qualitatifs" attribués par le client de la construction. L'évaluation technique entreprise doit permettre la mise en œuvre d'un processus de décision dans des conditions incertaines.

4.1.1. Bref Historique des Normes Fondées sur la Performance

En 1992, l'Agence fédérale de gestion des urgences (FEMA) a financé le projet ATC-33 visant à élaborer des lignes directrices pour la mise à niveau parasismique des bâtiments en cas de séisme.

Cette démarche était la première étape vers la codification de la DPP et, en particulier, l'évaluation quantitative de la réponse sismique des structures. Cette tâche est actuellement accomplie en définissant plusieurs (de multiples) niveaux de performance, chacun étant exprimé par des paramètres spécifiques dans des limites d'incertitude prédéfinies. Comme il s'agit de prévisions, l'évaluation sismique est effectuée (directement ou indirectement) dans un cadre non déterministe, mais plutôt probabiliste.

Les éléments fondamentaux de la PBD pour la conception sismique des nouveaux bâtiments ont été traités de manière organique dans le document SEAOC Vision 2000 (OES, 1995) pour la première fois. Deux ans plus tard, la FEMA 273 (ATC, 1997a) et son observation dans la FEMA 274 (ATC, 1997b) dans le cadre du *programme national américain de réduction des risques sismiques* (NEHRP), ont élargi cette nouvelle approche à la réhabilitation sismique des bâtiments existants. Ces trois principes étaient les codes PBD de première génération.

La conception sismique multi-niveaux actuelle fait partie des codes de conception de la deuxième génération et a été mise au point par la FEMA 343 (BSSC, 1999), qui comprend quelques exemples d'application. Cependant la FEMA 356 (ASCE, 2000), quant à elle a apporté une amélioration significative à la fois des (procédures) méthodes d'analyse sismique mais aussi des critères de vérification mentionnés dans la FEMA 273.

Ces nouvelles actualisations de la réglementation américaine ont permis de développer les notions clés de la PBD et ont été intégrées dans les normes et codes sismiques les plus évolués, tant au niveau national qu'international, tels que l'EC8 et l'UBC.

Cependant, les milieux professionnels et de la recherche ont souligné les limites suivantes des derniers codes basés sur la performance :

- le niveau de précision des méthodes d'évaluation sismique ne permet toujours pas de prévoir la réponse sismique réelle des bâtiments avec une faible incertitude ;
- les critères de contrôle sont parfois trop conservateurs ou absolument pas ;
- les solutions de conception apportées par les méthodes PBD ne sont pas encore fiables ni avantageuses d'un point de vue économique ; et
- des paramètres et des méthodes spécifiques doivent être définis pour faire connaître les avantages et les inconvénients des différentes solutions de conception aux clients, aux parties concernées et aux décideurs.

Afin de réduire le risque sismique grâce à la PBD, les normes et à venir devraient inclure :

- des niveaux de performance définis en permanence grâce à des mesures appropriées tels que les coûts de réparation, les pertes en vie et les temps d'arrêt d'activité, qui sont en état de fournir des informations utiles aux décideurs ; il est possible de convertir toute solution de conception individuelle en pertes monétaires ;
- des méthodes d'estimation des coûts de réparation potentiels, des décès et des temps d'arrêt, pour les bâtiments neufs et existants ;
- les critères de vérification sismique des éléments non structurels, dont les dommages entraînent des pertes économiques importantes ;
- des méthodologies approfondies permettant de faire connaître le niveau de précision associé à la prévision de la réponse sismique, ainsi que le niveau d'incertitude de l'évaluation des risques ;
- des méthodes analytiques perfectionnées pour la prédiction de la réponse sismique ; et

- des critères de vérification fiables pour les performances locales et globales tenant compte de différents paramètres.

Les caractéristiques novatrices ci-dessus sont traitées dans le document FEMA 445 (ATC, 2006), qui examine les principes de base de la PBD et du développement de nouvelles méthodes d'analyse sismique et de méthodes de conception.

4.1.2. Principes Fondamentaux de la Conception Basée sur la Performance

La conception basée sur les performances est un processus itératif commençant par la sélection des objectifs de performance par le client¹², suivi d'une conception complète qui est mise à jour jusqu'à ce que les contrôles de sécurité soient satisfaits conformément aux objectifs prédéfinis. Un niveau de risque acceptable avec des états de dommages admissibles spécifiques est alors défini pour la structure sous un degré d'intensité sismique donné, résultant en des pertes directes et indirectes (voir chapitre 3).

Pour établir les objectifs de conception, il faut d'abord fixer des niveaux de performance. À cette fin, Vision 2000 a défini les états de dommages suivants pour les constructions :

- *Entièrement opérationnel (EO)* : aucun dommage et assurant une utilisation complète.
- *Opérationnel (O)* : dommages modérés uniquement aux éléments non structurels, ainsi que de légers dommages aux composants structurels ; la possibilité d'utilisation pendant un événement sismique n'est pas assurée, mais une restauration rapide est possible.

¹² Il est souligné qu'un tel mode de fonctionnement ne devrait pas être conforme aux codes "normatifs" qui n'offrent pas de solutions différentes aux concepteurs et aux clients, ni de niveaux de sécurité appropriés, contrairement à leurs homologues basés sur les performances. Le niveau d'incertitude concernant la demande sismique et l'estimation de la capacité ne peut pas être évalué également. En fait, une sécurité absolue ne peut jamais être obtenue puisqu'une probabilité de défaillance non nulle peut être estimée dans tous les cas. Négliger cet aspect peut donner lieu à des solutions de conception dangereuses car on pense une sécurité illimitée, bien qu'elle ne soit pas réellement accessible.

- *Sécurité des Personnes (SP)* : des dommages importants aux éléments structurels et non structurels.

- *Proche de l'Effondrement (PE)* : la sécurité des occupants n'est plus assurée, tout en permettant une capacité de charge résiduelle contre les charges de gravité.

Ainsi, les états limites et d'endommagement de la structure correspondent à chaque niveau de performance et doivent être vérifiés en conséquence. Par analogie avec les réglementations américaines et conformément aux Eurocodes, définit les états limites d'aptitude au service (ELS) sont définis comme suit :

- *Entièrement opérationnel (Fully operational)*, Etat qui doit être évalué dans le cadre d'événements sismiques fréquents (c'est-à-dire de faible intensité) dans le cas des structures stratégiques et critiques ;
- Les dommages limités (*Limited damage*) (LD), qui doivent être évalués dans le cadre d'événements sismiques occasionnels (c'est-à-dire d'intensité moyenne) dans le cas de structures ordinaires ;

Pour les États limites ultimes (ELU) , il faut considérer les cas suivants :

- La sécurité des personnes (*Life safety*), qui doit être évaluée dans le cadre d'événements sismiques rares (c'est-à-dire de haute intensité) dans le cas de structures ordinaires ;
- Le quasi-effondrement (*Near collapse*), qui doit être évalué en cas d'événements sismiques très rares (c'est-à-dire le séisme maximum crédible, MCE) dans le cas des structures stratégiques et critiques.

Les états de dommage suivants correspondent aux états limites susmentionnés et pouvant subir de (des) :

- légers dommages (pertes jusqu'à 5 % du coût de remplacement) ;

- dommages modérés aux éléments non structurels et les dommages réparables aux éléments structurels (pertes jusqu'à 15 % du coût de remplacement) ;
- dommages modérés aux composants structurels (pertes jusqu'à 30 % du coût de remplacement) et blessures potentielles ; structure capable de subir un nombre élevé de cycles plastiques (et donc de dissiper une grande quantité d'énergie d'entrée) sans dégradation considérable de la résistance, permettant une résistance résiduelle contre les charges de gravité ; et
- dommages importants aux composants structurels (pertes supérieures à 30 % du coût de remplacement) et incapacité à assurer la sécurité lors d'événements sismiques successifs, et donc nécessité éventuelle de démolition de la construction.

Étant donné l'importance des dégradations non structurels en termes de pertes économiques, les chercheurs et spécialistes ont reconnu la nécessité d'estimer la demande sismique et la capacité de ces éléments, afin de les évaluer sous la charge sismique. Actuellement, il plutôt question d'évaluer la demande sismique en termes d'accélération et de déplacement pour les éléments non structurels, mais leur capacité est étudiée à travers les courbes de fragilité.

En ce qui concerne l'évaluation de la capacité globale d'une structure, des analyses push over sont actuellement utilisées et la réponse non linéaire sous un modèle de charge donné est représentée par un diagramme de cisaillement de base en fonction du déplacement latéral appelé "*courbe de pushover*". La figure 4.1 montre des états de dommages clairement différents atteints par une structure de bâtiment soumise à une excitation sismique. Le couplage d'un niveau d'intensité sismique spécifique avec un niveau de performance de la structure est l'objectif de performance de la conception, selon la matrice de performance présentée dans Vision 2000 (Fig. 4.2). Une telle matrice met en relation quatre degrés de performance sismique avec les niveaux de conception exprimés

en termes de période de retour ou de manière équivalente, en termes de probabilité de dépassement dans un délai de 50 ans de la période de référence.

D'un point de vue quantitatif, l'objectif de performance de la conception est identifié à la fin de l'analyse sismique en un point exprimé en termes de *IM* et de *EDP*. Comme il sera vu plus loin, l'utilisation de courbes de capacité et de spectres de demande dans des méthodes statiques non linéaires permet d'identifier un point de performance PP qui représente la condition d'équilibre de la structure à une demande de déplacement donnée, supposée être une *EDP* (voir chapitre 5).

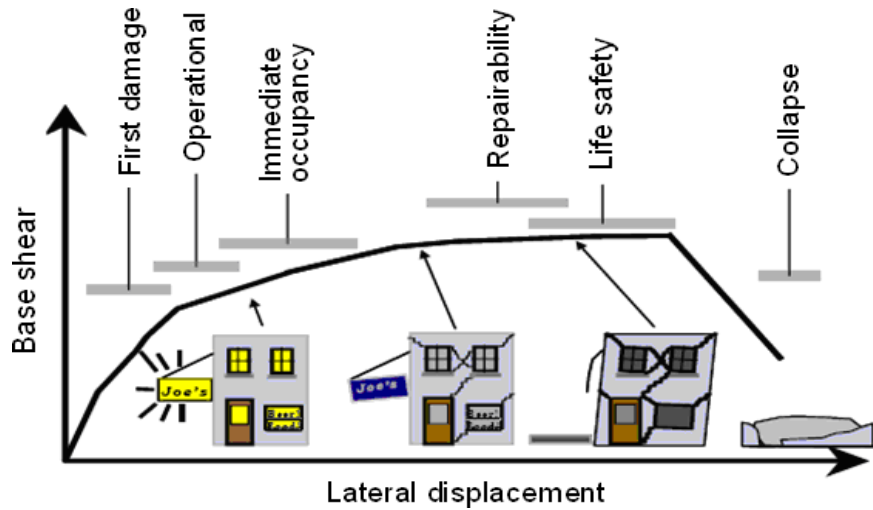


Figure 4.1 Niveaux de dommages en cas d'augmentation de l'intensité sismique (adapté de Hamburger)

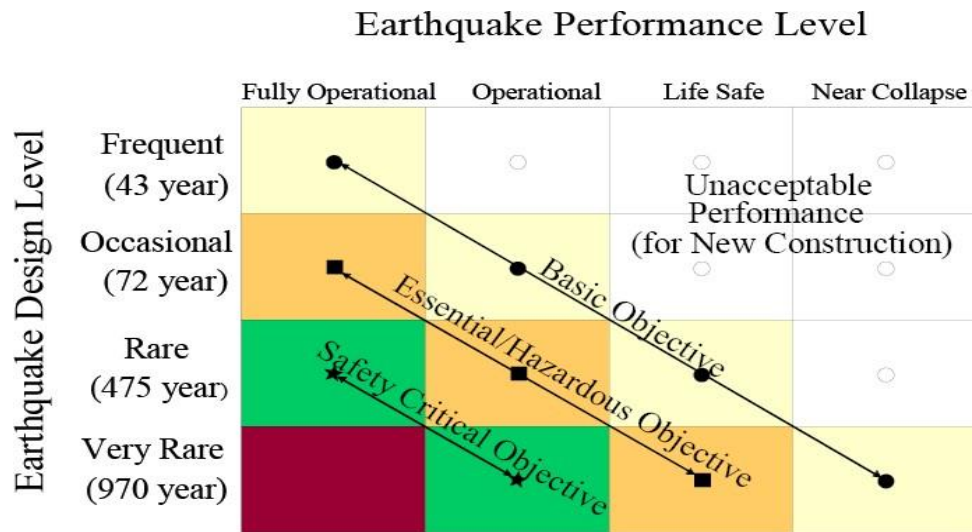


Figure 4.2 Matrice des performances dans Vision 2000

Dans le contexte de la méthode du spectre de capacité (ATC, 1996 ; Fajfar, 1999 ; ATC, 2005), qui était également intégrée dans *la méthode N2* (Fajfar et Gašpersič, 1996 ; Fajfar, 2001 ; Freeman, 1998) rapportée dans l'Eurocode EC8, le point de performance est obtenu comme l'intersection entre le "*spectre de capacité*" et le "*spectre de demande*" correspondant à l'état limite considéré (c'est-à-dire un niveau de risque sismique prédéfini). Ces spectres sont respectivement définis comme les transformations de la courbe Pushover et du spectre de conception dans un format d'accélération spectrale en fonction du déplacement spectral¹³.

¹³ Le spectre de conception est obtenu en réduisant les ordonnées du spectre de réponse élastique par un facteur de réduction de la résistance (ou du comportement) lié à la ductilité ou à l'amortissement. De cette manière, le spectre de conception est respectivement obtenu sur la base d'un facteur de ductilité ou d'un facteur d'amortissement visqueux équivalent. Dans ce dernier cas, l'amortissement élastique et l'amortissement hystérétique sont tous deux pris en compte selon l'ATC 40 (ATC, 1996). Il est donc possible de définir des spectres sur-amortis au lieu de spectres inélastiques à ductilité constante.

4.1.3. Intensité, Demande et Mesures des Dommages

D'un point de vue technique, la demande sismique peut être exprimée par les paramètres obtenus des enregistrements des mouvements du sol ou en évaluant la réponse linéaire ou non linéaire de la structure. Pour estimer les dommages les plus probables subis par la structure lors d'un événement sismique, il faut employer la demande des indices représentant le potentiel de destruction du tremblement de terre. A ce propos, Le *PGA* est le système de gestion de l'information le plus utilisé (*IM*), même s'il n'est pas approprié dans certains cas pour enfin, envisager une autre solution tenant compte de :

- la vitesse de pointe du sol (the *peak ground velocity*) (*PGV*), qui fournit des informations intéressantes sur le pouvoir destructeur des séismes, car elle est liée à la demande d'énergie hystérique¹⁴ ;
- le déplacement de pointe du sol (the *peak ground displacement*) (*PGD*) ;
- le rapport *PGA/PGV*, qui donne des informations importantes sur la consistance de la fréquence des tremblements de terre, le potentiel de dommages (qui augmente à mesure que ce rapport diminue) et la demande énergétique hystérétique ;
- l'intensité *d'Arias* I_A (Arias, 1970), qui est un indice de la demande important présentant de multiples avantages par rapport à d'autres paramètres, tels que l'*intensité spectrale de Housner* I_H ;
- l'indice de Cosenza & Manfredi I_d (Cosenza et Manfredi, 1997), qui est directement lié au contenu énergétique du tremblement de terre.

Les trois premiers indices représentent des *IM* de pointe, tandis que les autres sont des *IM* intégraux. Ce sont des paramètres de mouvement du sol qui permettent de prédire l'intensité destructive des séismes sur la seule base des enregistrements sismiques. Les dommages structurels et non structurels peuvent également être évalués au moyen des

¹⁴ L'énergie hystérique, avec l'énergie de déformation élastique, est une fraction de l'énergie absorbée par un système structurel pour résister à l'énergie d'entrée du tremblement de terre.

EDP suivantes, basées sur une réponse linéaire d'un système à un degré de liberté (SDOF) :

- la *pseudo-accélération* $S_a(T, \xi)$, (qui est) directement associée à la demande de résistance (exprimée en termes de cisaillement de base) et qui est plutôt fiable pour être utilisée dans le cas de structures à période faible ;
- la pseudo-vitesse $S_v(T, \xi)$, qui est une mesure de l'énergie cinétique des tremblements de terre et de la demande d'énergie hystérétique, en particulier dans le cas des structures à période moyenne ;
- le déplacement spectral $S_d(T, \xi)$, qui est une mesure directe des dommages structurels et non structurels dus aux (à la réalisation des) valeurs limites du rapport de déplacement ou de déviation *interétage (ratio) (IDR ou θ)*. Ce dernier est défini comme le rapport entre le déplacement latéral d'un étage et la hauteur d'un étage. Elle est considérée comme un paramètre de conception (clé) essentiel dans les (procédures) processus de conception/évaluation basées sur le déplacement, de sorte que la sécurité sismique est vérifiée en comparant la sollicitation de déplacement de la structure (à) avec la capacité de déplacement ;
- l'intensité spectrale I_H de Housner (Housner, 1952), qui est une mesure de la charge énergétique hystérétique obtenue de l'intégration directe sur un intervalle de temps spécifique.

Certaines EDP liées à la réponse non linéaire du système à un degré de liberté (SDOF) sont :

- la *pseudo-accélération inélastique* $S_{ai}(T, \xi)$;
- le *déplacement spectral inélastique* $S_{di}(T, \xi)$;
- la *ductilité de déplacement cinématique (ou monotone)* μ_{mon} ;
- la *ductilité de déplacement cyclique* μ_{cyc} ;

- la *ductilité de déplacement hystérétique* μ_{hyst} ; et
- la *demande énergétique hystérique* E_H .

Où T et ξ représentent respectivement la période fondamentale et le facteur d'amortissement visqueux équivalent.

L'importance des IDR résiduels a également été récemment étudiée comme mesure de la performance sismique, et donc comme EDP supplémentaire, par Pampanin et al. (2002) et Pettinga et al. (2007).

Les trois types de ductilité mentionnés ci-dessus sont actuellement parmi les paramètres inélastiques les plus utilisés (Cosenza et al. 1989) : les paramètres μ_{mon} peuvent également être déterminés par l'analyse pushover, tandis que les autres peuvent être obtenus de l'analyse dynamique non linéaire, comme dans le cas de la demande d'énergie hystérétique. En fait, les paramètres μ_{cyc} , μ_{hyst} et E_H sont encore trop complexes pour être déterminés dans le cas des structures en maçonnerie, étant donné que l'analyse dynamique non linéaire n'a pas encore été entièrement validée pour ces types de structures.

Une fois que la demande sismique d'une structure est connue, les dommages peuvent être quantitativement établis par des mesures de dommages (DM), à savoir des paramètres structurels permettant de contrôler l'état d'évolution de la structure jusqu'à son effondrement.

Au niveau structurel global, les dommages sont généralement exprimés en termes de déplacement du toit, ou IDR, dans le cas de structures dissipatives, et en termes de cisaillement de base, d'accélération spectrale, ou du PGA dans le cas de structures non dissipatives. A l'inverse, au niveau d'une seule composante, Les dommages peuvent être efficacement quantifiés en termes de rotation .Pour les dommages non structurels des composants comme ceux appartenant à des usines ou à des structures stratégiques, dont

la réparation ou les coûts de remplacement peuvent être beaucoup plus élevés que ceux des éléments structurels (dans le cas des hôpitaux et des bâtiments industriels), les accélérations de pointe au sol doivent également être évaluées.

4.1.4. Prise de Décision dans la Conception Basée sur la Performance

La mise en œuvre d'une EDP spécifique, ou d'un ensemble d'EDP, capable de fournir une description quantitative des performances sismiques permet de penser en termes économiques et temporels, qui sont des mesures clés dans l'évaluation des risques sismiques, tant au niveau de la structure unique qu'à un niveau bien plus important .

Selon la norme FEMA 445, la conception sismique d'une structure doit nécessairement être suivie par une analyse *avantages- coûts*, car les pertes totales peuvent être estimées pour chaque niveau de dommage prévu. Ce modus operandi ou mode opératoire permet d'identifier la solution de conception technico-économique la plus efficace. Compte tenu d'un ensemble d'alternatives, le concepteur doit être en mesure de démontrer au décideur la viabilité économique d'une solution spécifique par rapport à d'autres au moyen d'une ou plusieurs *variables de décision (DV)*.

Pour illustrer cela, considérons, le coût du cycle de vie, qui est défini comme la somme des coûts initiaux, les coûts d'entretien et de réparation pendant toute la durée de vie nominale de la structure. Etant donné que les pertes économiques dues à un tremblement de terre peuvent être importantes, il ne suffit pas de répondre aux objectifs de performance de la conception sans une estimation des coûts de construction et de réparation associés aux dommages anticipés pour chaque alternative de conception. Alors que (Si) le coût de construction est certain, les coûts de réparation sont affectés par un niveau élevé d'incertitude presque égal à la probabilité d'occurrence d'un tremblement de terre. Par conséquent, le coût global attendu pour une solution de conception donnée peut être estimé comme la somme du coût de construction et du coût de réparation

multiplié par la probabilité. La solution la plus avantageuse pour le décideur peut alors être supposée être celle associée au coût global le plus bas.

Parmi les pertes attendues pour un séisme de conception avec une période de retour donnée, il convient également considérer les temps d'immobilisation, qui est le temps prévu pour les interventions visant à restaurer la structure endommagée, et faire le point sur les décès et les blessés potentiels. En raison de la présence de plusieurs variables, les procédures décisionnelles multicritères peuvent fournir une aide précieuse dans la sélection des solutions de conception pour les bâtiments neufs et existants. Il est évident que les critères associés aux différentes variables doivent être correctement normalisés et pondérés.

Dans le cadre probabiliste, Aslani et Miranda (2005) ont proposé une méthode d'évaluation des pertes sismiques qui est en fait une généralisation des méthodes traditionnelles d'analyse sismique et comprenant ainsi les étapes suivantes :

- (1) l'évaluation de l'aléa sismique pour estimer un IM donné ;
- (2) la prédiction de la réponse sismique de la structure, consacrée à associer un EDP à l' IM choisi ;
- (3) une analyse quantitative des dommages de la structure pour évaluer un DM , ou bien un indice de dommages (DI), qui doit être correctement défini pour le type de structure spécifique auquel la structure appartient ;
- (4) l'évaluation des pertes sismiques, pour transformer les dommages en pertes, ces dernières étant exprimées par une DV comme le coût, le temps d'arrêt, les blessures ou les décès.

Une telle approche est beaucoup plus exhaustive que l'approche traditionnelle de l'analyse discrète de la densité de population, puisqu'elle porte sur l'évaluation des performances sismiques pour des variables de conception permanentes.

En conclusion, l'accent est mis sur la nécessité d'évaluer et d'estimer les pertes afin de sélectionner les solutions de modernisation et de réhabilitation dans le cas des constructions et monuments historiques, ainsi que les pertes non structurelles lors de fréquents tremblements de terre de faible intensité. Il faut noter que les pertes financières liées aux éléments architecturaux et artistiques (par exemple, peintures, sculptures et autres œuvres d'art) peuvent être beaucoup plus importantes que celles induites par les dommages structurels.

4.2. Modélisation Structurelle

4.2.1. Remarques Générales

Le comportement élasto-plastique des matériaux et des structures est très complexe à analyser en raison du grand nombre de paramètres qui interviennent dans sa caractérisation. Par conséquent (C'est pourquoi) une modélisation théorique simplifiée est souvent effectuée pour obtenir une simulation proche du comportement réel.

Dans la mécanique classique des milieux continus où un chargement monotone est considéré, la non-linéarité matérielle peut être intégrée dans un modèle simplifié en supposant, par exemple, certaines relations constitutives :

- *plastique rigide*, acceptable dans le cas de contraintes élastiques négligeables par rapport à celles qui sont inélastiques ;
- *élastique-parfaitement plastique* (EPP) avec une ductilité de déformation limitée ou illimitée ;
- élasto-plastique avec *écrouissage / adoucissement*.

Il s'agit ici de modèles non évolutifs et les hypothèses suivantes sont envisagées pour eux :

- matériau homogène et isotrope ;
- charge monotone ;
- petits déformations et déplacements ;
- pas de fluage, de rétrécissement et de relaxation ;
- présence d'une *ductilité de déformation* $\mu_{\varepsilon,atw}$ non nulle (monotone), toujours limitée ou illimitée, exprimée par le rapport entre la ductilité de déformation finale et la ductilité de déformation résultante.

Ce dernier paramètre est opposé à la ductilité de la contrainte de demande $\mu_{\varepsilon,dem}$, induite par les charges appliquées et définie comme la contrainte inélastique de la demande divisée par la contrainte de déformation.

Dans le domaine du génie parasismique, le comportement non linéaire des matériaux est assez difficile à modéliser en raison de la nature cyclique et aléatoire des charges sismiques. Des modèles spécifiques de matériaux sont mis en œuvre non seulement pour simuler l'évolution de la réponse cyclique et la capacité de résistance à des charges supplémentaires, mais aussi pour définir des critères de défaillance spécifiques basés sur des paramètres qui peuvent être caractérisés par des tests expérimentaux appropriés. À cette fin, un certain nombre de modèles évolutifs, dégradant ou non, sont mis au point, en fonction du type de matériau (Cosenza et Manfredi, 2000). Tomažević et Lutman (1996) ont proposé un modèle hystérique pour les murs en maçonnerie renforcée (RM). Plus de quarante modèles d'hystérésis sont disponibles, par exemple, dans le code RUAUMOKO. La mise en œuvre des modèles et des critères susmentionnés est nécessaire pour effectuer une analyse non linéaire temporelle.

Dans le contexte de la PBD à plusieurs niveaux, différents paliers de dommages intermédiaires doivent également être définis. Leur définition quantitative est encore plus complexe que celle de l'état d'effondrement. Pour les structures en maçonnerie, les méthodes d'analyse dynamique n'ayant pas encore été validées, les actions sismiques

statiques sont prises alors en compte dans les cas linéaires et non linéaires. La modélisation mécanique est ensuite effectuée dans le cadre de la méthode classique de la mécanique où les lois constitutives monotones, ainsi que les paramètres de résistance/déformation, (peuvent être) sont pris en compte. Comme c'est indiqué dans la section 4.3.1, la ductilité monotone plutôt que la ductilité cyclique ou hystérétique doit être définie pour les constructions en maçonnerie.

En d'autres termes, l'accumulation des dommages sous une charge cyclique n'est pas intégrée, alors qu'elle devrait être prise en compte en particulier pour la prévision de la réponse sismique dans le cadre des séquences de tremblements de terre, comme celles de l'Ombrie et des Marches en 1997-1998 et de l'Aquila en 2009 qui ont eu lieu en Italie. En fait, l'accumulation de dommages cycliques peut affecter également de manière significative la réponse sismique des structures en B.A.

La non-linéarité des matériaux peut être définie au moyen de deux approches différentes : la modélisation de *plasticité localisée* ou *concentrée* et la modélisation de *plasticité distribuée*. La première ne peut traiter que les dommages macroscopiques des structures, alors que la seconde est capable de simuler en détail la réponse inélastique des structures au moyen de méthodes analytiques raffinées.

La modélisation non linéaire des structures commence au niveau des matériaux, en passant par les sections, puis les éléments uniques, et se termine enfin par la structure globale. Un facteur de ductilité peut être défini à chaque niveau structurel et, en général, il diminue du niveau matériel au niveau global (voir section 4.3.1).

4.2.2. Modélisation de Plasticité Localisée

Dans les modèles de plasticité localisés, le comportement inélastique des matériaux est concentré dans des parties limitées des éléments de structures. Cette approche est actuellement utilisée dans l'analyse des modèles structurels à la fois portiques et portiques

équivalents. Les structures à ossatures sont généralement des systèmes constitués d'éléments unidimensionnels en béton armé, en acier, en bois ou mixtes. Inversement, les modèles portique-équivalents sont dérivés d'une idéalisation des systèmes structurels composés d'éléments bidimensionnels, tels que des murs en maçonnerie avec des ouvertures. Dans ces derniers, poteaux (c'est-à-dire les éléments structurels verticaux) et les panneaux d'allège (c'est-à-dire les éléments horizontaux, les éléments structurels) sont supposés être comme des colonnes et des poutres, respectivement, tandis que les panneaux de jonction (ou de croisement) (c'est-à-dire les éléments structurels reliant les panneaux d'allège et l'ensemble de poteaux représentent les joints poutre-poteaux du modèle portique équivalent. Les deux modèles de portiques sont généralement destinés à être composés d'éléments comportant un élément central élastique poutre-colonne et des parties terminales ductiles appelées rotules plastique.

Le travail de calcul associé à la modélisation de plasticité localisée est considérablement minimisé par rapport à celui requis par la modélisation de plasticité étalée, qui est discutée ci-après.

Cependant, un certain nombre de programmes informatiques avancés (SEISMOSTRUCT, OPENSEES, etc.) sont basés sur cette dernière stratégie de modélisation et produisent des prédictions fiables dans le cas des structures en acier et en béton armé. La modélisation de la plasticité distribuée ne nécessite pas de soin particulier, contrairement à celle requise lors de la définition des emplacements des rotules ou charnières plastiques dans toute la structure. Il suffit alors de connaître les dimensions des éléments et les relations contrainte-déformation.

Le concept de rotule plastique a été traditionnellement appliqué aux structures où les rapports entre la demande et la capacité en flexion sont beaucoup plus élevés que ceux liés au comportement en cisaillement. Néanmoins, l'interaction entre les forces internes doit être considérée au moyen de domaines limites appropriés.

L'analyse statique non linéaire incrémentielle des systèmes structurels composés d'éléments unidimensionnels peut être effectuée une fois que (l'analyste) que l'ingénieur concepteur a localisé l'emplacement et le diagramme de rotation des rotules plastiques. Comme l'emplacement des rotules plastiques dépend non seulement de la géométrie de la structure, mais aussi des conditions de charge, l'application des théorèmes d'analyse limite devrait être itérative. Il faut aussi noter que cette méthode d'analyse ne peut fournir que des prédictions de réponse ultime.

Dans le cadre du (PBD) à plusieurs niveaux où différents états de performance sont évalués sous différents niveaux d'intensité sismique, une analyse étape par étape est nécessaire. De cette manière, Les emplacements des rotules plastiques sont un résultat d'analyse plutôt qu'une donnée d'entrée ou intrant. L'analyse non linéaire est alors considérée comme une séquence d'analyses linéaires, chacune étant effectuée sur un modèle structurel mis à jour à l'étape du chargement précédent (analyse avec contrôle de la force) ou à l'étape de déplacement (analyse à déplacement ou à réponse contrôlée). Actuellement, dans la sismique incrémentielle l'analyse peut être effectuée à la fois sous des charges statiques et dynamiques et représente ainsi l'une des méthodes les plus avancée et permet d'étudier des thèmes dans le domaine du génie parasismique. En ce qui concerne l'analyse statique incrémentale, il est souligné que l'analyse par la méthode des forces consiste à l'application d'un modèle de force latérale et permettant enfin l'estimation de la force latérale correspondante aux déplacements. Inversement, l'analyse par déplacements consiste à l'application des déplacements latéraux et l'estimation des forces latérales qui en résultent. Alternativement, l'analyse à réponse contrôlée signifie que les déplacements sont itérativement dérivés sous l'effet d'un déplacement latéral croissant à un point de contrôle et invariante le schéma de force. Les analyses contrôlées par la réponse et le déplacement permettent de simuler la dégradation de la résistance structurelle due à l'effondrement progressif des composants individuels. Les méthodes classiques d'analyse par poussée ou pushover sont basées sur l'hypothèse d'un invariant de la force latérale, de sorte que l'analyse sismique est effectuée en contrôlant les forces

latérales et, le cas échéant, le déplacement latéral au point de contrôle. L'analyse avec contrôle de la réponse est plus exigeante en termes de calcul puisque à chaque pas les déplacements latéraux sont considérés comme corrects si le schéma des forces latérales qui en résulte correspond à celui supposé avant l'analyse.

4.2.3. Modélisation de la Plasticité Distribuée

Les modèles de plasticité distribuée incluent la non-linéarité mécanique sur toute la longueur des éléments structurels. Pour cela, différentes techniques de maillage peuvent être utilisées. Par exemple, dans le cas des bâtiments en maçonnerie, chaque mur avec des ouvertures peut être idéalisé comme un système de macroéléments. Le comportement évolutif des macroéléments est affecté par la fissuration et la déformation. Dans la méthode RAN proposée par Augenti (2004), la réponse latérale des poteaux est représentée par des diagrammes en termes d'effort et de déplacement tels que $V - \delta$, V étant la force latérale sur la maçonnerie et le déplacement correspondant. Ces diagrammes sont le graphique des fonctions décrivant le comportement latéral de la bande linéaire à la non linéaire. Les fonctions (V) ont été obtenues par l'intégration de formes fermées de courbures de flexion ϕ et de cisaillement γ et les tensions sur le domaine intérieur dans lequel la maçonnerie est chargée en compression. C'est supposé être non-prismatique pour inclure l'effet de la fissuration de la maçonnerie sous une force latérale croissante et une force axiale (de compression) constante (Fig. 4.3).

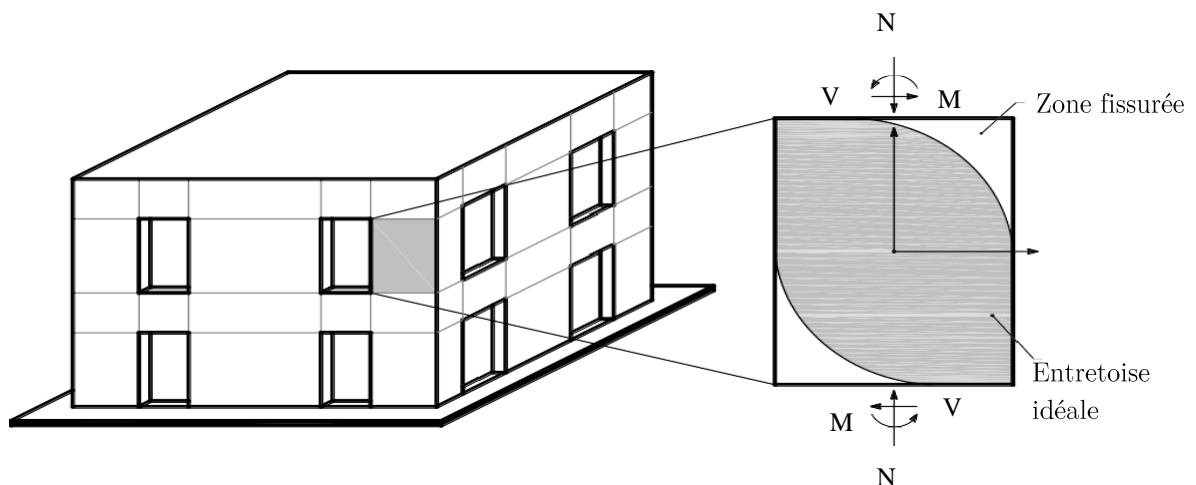


Figure 4.3 Définition des macro-éléments de plasticité répartie dans les murs de maçonnerie.

Un tel phénomène induit une non-linéarité géométrique car la largeur effective des sections dépend de l'ampleur de la charge latérale appliquée. La modélisation par macroéléments est alors particulièrement adaptée dans le cas des structures en murs.

La plasticité répartie peut également être prise en compte grâce à des modèles élastoplastiques raffinés, par exemple une micro ou macro-modélisation basée sur les formulations proposées par Lourenço (1996). L'analyse par éléments finis (EF) peut être effectuée au moyen du code DIANA. Dans la micro-modélisation complète, les unités de maçonnerie, les joints de mortier et leurs interfaces sont modélisés séparément en supposant différents modèles de défaillance et lois constitutives. La micro-modélisation simplifiée consiste à modéliser séparément les unités de maçonnerie sans joints de mortier, qui sont alors remplacées par des interfaces unité-mortier. Enfin, la macro-modélisation des éléments finis est basée sur l'homogénéisation de la maçonnerie par des techniques de calcul.

La modélisation par éléments finis raffinée permet de simuler le comportement des structures composées d'éléments à deux ou trois dimensions, mais elle présente de grandes difficultés dans la définition des paramètres mécaniques pour les éléments finis et la manipulation des résultats analytiques. En outre, des analyses numériques ont montré que la durée de l'analyse dépend considérablement des dimensions du modèle et que les résultats analytiques peuvent être très sensibles par rapport au maillage choisi.

La *modélisation par fibres* tient également compte de la plasticité distribuée dans les structures en acier et en béton armé. Dans ce cas, l'inélasticité est prise en compte dans l'ensemble de l'élément structurel (p. ex. poutre, paroi) par un maillage à travers un

certain nombre d'éléments finis unidimensionnels. La figure 4.4 montre, par exemple, la modélisation par fibres d'une poutre en béton armé.

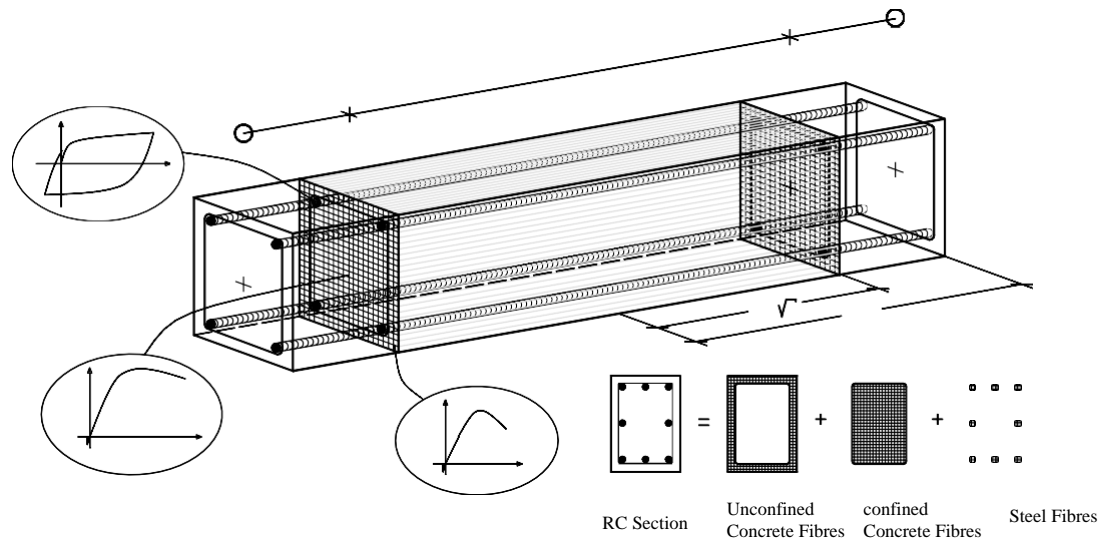


Figure 4.4 Modélisation des fibres d'une poutre en béton armé (Manfredi et al., 2007)

L'élément structural est divisé en trois types de fibres utilisées respectivement pour la modélisation des armatures longitudinales en acier, pour le béton confiné dans le noyau de la section transversale, et d'autres encore pour le béton non confiné inclus dans la couverture de béton. À cet égard, de nombreuses données expérimentales ont montré que tant la déformation ultime que la résistance à la compression du béton confiné augmentent à l'intérieur du noyau en raison de l'état de contrainte triaxiale.

Pour chaque fibre, le champ de contrainte/déformation est évalué dans la plage non linéaire en utilisant la courbe $\sigma - \varepsilon$ des lois constitutives définies pour les matériaux constitutifs (comme le montre la figure 4.4). Les forces et les déplacements internes sont déterminés pour chaque section transversale par l'intégration sur les fibres. Ainsi, plus le nombre de fibres considérées est élevé, plus le niveau de précision de l'estimation de la performance de la composante structurale, et donc de la prévision de son comportement non linéaire.

Pour chaque section transversale, le champ de contrainte/déformation est déduit de l'intégration numérique d'une réponse uniaxiale non linéaire de chaque fibre. Les contraintes et déformations longitudinales de l'élément entier sont obtenues par une intégration plus poussée dans des sections de contrôle appropriées appelées "*sections de Gauss*", comme dans l'analyse par éléments finis (EF). En d'autres termes, le comportement de l'élément structurel est évalué par double intégration sur les deux sections de Gauss et la longueur des éléments. Une telle modélisation est alors plus appropriée dans le cas de systèmes structurels composés d'éléments unidimensionnels.

4.3. Critères de Conception Sismique et Règles de Détail

La conception sismique est considérablement différente de la conception sous des charges de gravité. La rigidité et la résistance sont assurées aux structures soumises à des charges permanentes et variables, afin de minimiser les dommages sous des charges variables fréquentes et d'assurer la sécurité dans les états limites de service (ELS). Des propriétés supplémentaires doivent être fournies aux structures soumises également à des charges sismiques, afin d'obtenir la meilleure réponse globale.

La question des dommages présente des caractéristiques différentes selon la stratégie de conception particulière adoptée (par exemple, contrôle de la réponse inélastique, isolation de la base, dissipation passive de l'énergie) et le séisme de conception prévu pour l'état limite évalué. Dans tous les cas et pour toute stratégie de conception, une structure parasismique doit répondre aux exigences générales suivantes :

- la *simplicité structurelle*, afin de fournir des voies évidentes et directes pour la force sismique et qui permet d'obtenir des prévisions de réponse sismique très fiables ;
- *l'uniformité* et *la symétrie*, afin d'obtenir des distributions suffisamment équilibrées des masses d'inertie, des rigidités et des forces, tant dans le plan que

sur la hauteur de la structure, permettant (1) une réponse globale uniforme sur la base d'une excentricité entre la rigidité et les centres de masse, (2) les concentrations des forces d'inerties et (3) des exigences élevées en matière de ductilité ;

- *la redondance*, pour assurer une redistribution progressive des forces internes au fur et à mesure que la déformation se développe dans toute la structure ;
- des systèmes structurels capables *d'assurer une rigidité et une résistance assez égales à la fois des composantes horizontales sous l'effet des actions sismiques de conception*, et donc la capacité à résister contre les actions horizontales agissant dans n'importe quelle direction du plan de construction ;
- *une rigidité et une résistance à la torsion adéquates*, pour éviter les répartitions de la force, de la ductilité et des demandes de déplacement dues à la torsion effets ;
- *des diaphragmes horizontaux rigides et suffisamment résistants*, afin de garantir le transfert d'actions entre différents éléments de contreventement résistants aux charges latérales (c'est-à-dire les portiques, les murs, noyaux) proportionnellement à leur rigidité en cas de réponse élastique de tous et à leur force dans le cas d'une réponse inélastique de toutes les composantes ;
- *des systèmes de fondation à haute rigidité en flexion et axiale*, afin d'éviter les effets défavorables dus à la variation spatiale du mouvement sismique du sol (par exemple, les déplacements horizontaux entre différents piliers ou poteaux .
- En général, les structures parasismiques peuvent être conçues de manière à présenter des caractéristiques dissipatives ou une réponse non dissipative en cas de tremblement de terre de forte intensité. Dans le cas de tremblements de terre ordinaires la conception sismique doit permettre d'obtenir une réponse dissipatrice

pour contrôler les dégâts. Dans un tel cas, une fraction de l'énergie d'entrée est stockée dans éléments dissipatifs ou zones critiques dus à des cycles plastiques répétés. Pour obtenir un mécanisme d'effondrement global de la structure, et donc la capacité maximale de dissipation d'énergie, la conception de la capacité est actuellement suggérée par les codes sismiques les plus avancés. Cette méthode de conception attribue une résistance majeure aux éléments non dissipatifs afin d'assurer une réponse élastique sous les forces internes transmises par les éléments et les zones dissipatives. À cette fin, la procédure suivante est proposée :

- la *surcharge* est attribuée aux éléments/mécanismes "fragiles", par opposition aux éléments/mécanismes "ductiles" ; et
- les diaphragmes de sol sont conçus sous des forces horizontales accrues afin de garantir le transfert des forces entre les éléments de résistance aux charges latérales jusqu'à l'effondrement.

Pour assurer une réponse sismique globale satisfaisante de la structure, les détails de construction dans les zones critiques et les connexions doivent être soigneusement conçus et spécifiés dans les documents de projet. À cette fin, les codes sismiques les plus avancés établissent des règles détaillées pour chaque type de structure.

Il faut également hiérarchiser les points forts en termes de conception et de capacités, qui sont respectivement inclus dans l'Eurocode 8 (EC8), et qui ont des significations différentes même si elles sont complémentaires. Le champ d'application de La conception sismique doit produire une hiérarchie dans les modes de défaillance et d'effondrement, où Les mécanismes ductiles doivent suivre des modes de rupture fragiles. Par conséquent, les ruptures fragiles des éléments/mécanismes sont conçues contre des forces internes supérieures à la capacité des éléments/mécanismes ductiles. De cette façon, la conception sismique est contrôlée par la capacité des éléments/mécanismes dissipatifs, plutôt que des exigences de résistance sismique. La capacité par rapport à de grands déplacements

sous une force donnée, nécessite donc une demande qui est alors assurée aux structures sans système d'isolation de base ni dispositif de dissipation d'énergie supplémentaire.

Néanmoins, il est souligné que la capacité de dissipation d'énergie est encore en cours d'investigation dans le cas des bâtiments, de sorte que la conception de la capacité ne s'applique qu'au contrôle de la ductilité et de la hiérarchie des modes d'effondrement en cas de séisme grave. Si la réponse structurelle est non dissipative, la conception sismique vise alors à fournir des résistances également pour les tremblements de terre de forte intensité. À cette fin, le CE8 (CEN, 2004) fournit un *facteur de comportement* pour chaque type de structure, basé sur la ductilité, la résistance et la régularité des sollicitations attendues. Ce facteur permet de concevoir les structures soumises à une demande de résistance inférieure à celle associée à une réponse élastique. Comme bien même, la demande de ductilité de déplacement diminue à mesure que la capacité de résistance latérale augmente et, inversement, la demande de force diminue lorsque la ductilité de l'offre augmente (Fig. 4.5). Ainsi, la résistance et la ductilité changent comme le sable dans les fioles d'un sablier.

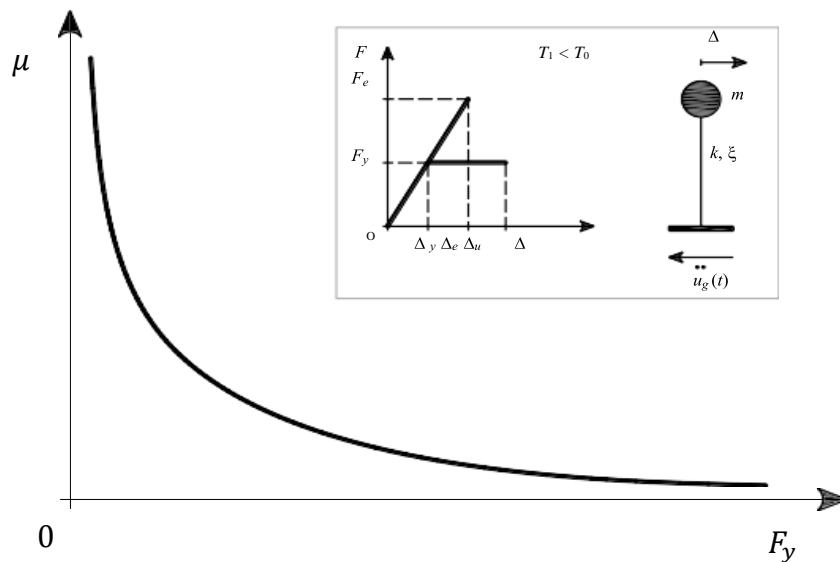


Figure 4.5 Demande de ductilité de déplacement par rapport à la capacité de résistance latérale

Dans les systèmes dissipatifs, le facteur comportemental est supérieur à l'unité et est utilisé pour réduire les accélérations spectrales élastiques, à savoir la demande de force sur la structure. Les spectres de réponse d'accélération inélastique rapportés dans l'EC8 sont définis dans le contrôle de la ductilité, car obtenus numériquement en résolvant l'équation du mouvement à un niveau de ductilité prédéfini. Il est à noter alors que la dissipation d'énergie dépend principalement de la ductilité de l'offre. Le point le plus critique du séisme que linéaire est donc l'hypothèse d'un facteur de réduction de la force avant que l'analyse ne soit effectuée. Au cours des dernières décennies, de nombreuses expressions ont été proposées pour définir le facteur de réduction en fonction de la ductilité, de la période fondamentale de vibration, des conditions du site, des effets directionnels vers l'avant, etc. Néanmoins, il est souligné que la relation théorique entre le facteur comportemental et la ductilité est actuellement évaluée uniquement pour les systèmes SDOF, alors que la question reste ouverte dans le cas des systèmes MDOF.

Comme le facteur comportemental dépend principalement de la ductilité et de la période fondamentale de la structure, il est clair qu'une évaluation simplifiée peut être effectuée en identifiant d'abord l'intervalle dans lequel se trouve la période fondamentale T_1 . En 1982, Newmark et Hall ont supposé la présence d'une période de séparation T_C entre l'accélération constante et des branches à vitesse constante par une série d'analyses numériques et qu'une "*règle de déplacement égal*" peut être appliquée aux structures à moyennes et hautes périodes avec $T_1 > T_C$, tandis qu'une "*règle d'énergie égale*" peut être appliquée aux structures à faible période avec $T_1 < T_C$. Ses dernières structures sont, par exemple, des bâtiments en maçonnerie. La règle de déplacement égale suppose que le déplacement inélastique est égal au déplacement élastique, alors que la règle de l'énergie égale suppose que l'énergie stockée du système inélastique réel est égale à l'énergie de déformation élastique du système élastique idéal. La figure 4.6 montre la ductilité de déplacement par rapport à l'inverse du facteur de réduction de la résistance **R**. Il faut noter enfin que les diagrammes sont obtenus par des analyses de régression

non linéaire sur différents systèmes élasto-plastiques SDOF pour les deux cas de la règle du déplacement égal et de la règle de l'énergie égale (Park et Paulay, 1975).

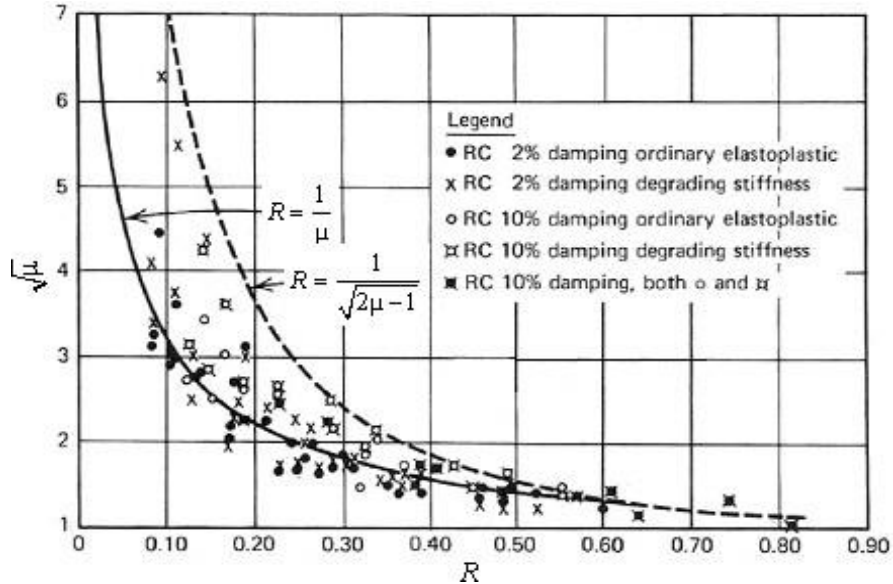


Figure 4.6 Ductilité par rapport au facteur de réduction de la résistance (adapté de Park et Paulay, 1975)

Il est démontré que la règle du déplacement égal conduit à un facteur de réduction de la force égal à la ductilité, tandis que la règle de l'énergie égale fournit un facteur de réduction de la résistance inférieur à la ductilité. Dans le cas des systèmes non dissipatifs, le facteur de réduction de la résistance est supposé égale à l'unité, de sorte que la conception sismique est basée sur l'utilisation de la réponse élastique spectrale. C'est le cas des vérifications ELS, des systèmes à ductilité limitée à la fois aux niveaux locaux et ailleurs, et des systèmes structurels avec contrôle passif des vibrations (c'est-à-dire l'isolation de la base et la dissipation de l'énergie).

4.3.1. Principaux Paramètres de Conception

Dans le cadre du système PBD, une structure parasismique devrait avoir :

- une rigidité latérale suffisante pour assurer un bon fonctionnement et des dommages limités aux éléments non structuraux lors d'événements sismiques fréquents et occasionnels ;
- une résistance latérale suffisante pour minimiser les dommages structurels et non structurels dans le cas d'événements sismiques occasionnels et rares ; et
- une capacité de déplacement et une ductilité suffisantes, de sorte que les éléments structurels soient capables de subir de grandes déformations sans dégradation significative de leur résistance sous des tremblements de terre rares .

La première exigence garantit de petits déplacements sous une intensité des actions donnée. La deuxième exigence permet d'atténuer les dommages associés aux actions inélastiques de la réponse structurelle. Cette dernière exigence garantit l'exploitation maximale de l'inélasticité et la capacité structurelle en cas de séisme grave. En particulier, la ductilité peut être définie à différents niveaux structurels comme :

- *Niveau matériel.* Le rapport entre la déformation inélastique ε_i (ou γ_i) et la déformation élastique ε_e (ou γ_e) est dite ductilité de la contrainte (μ_ε) et peut être identifiée sur les diagrammes contrainte-déformation (par exemple, $\sigma - \varepsilon$ en tension/compression et $\tau - \gamma$ en cisaillement/torsion).
- *Niveau de la section.* Le rapport entre la courbure de flexion inélastique ϕ_i et la déformation de la courbure de flexion ϕ_e est dite *ductilité de courbure* (μ_ϕ) et peut être identifiée sur les diagrammes moment / courbure (c'est-à-dire $M - \phi$).
- *Niveau à composante unique.* Le rapport entre le déplacement inélastique δ_i et le rendement de déplacement δ_e est dit *ductilité de déplacement* (μ_δ) et peut être identifié sur les diagrammes force-déplacement ($V - \delta$). Alternativement, la

ductilité rotationnelle (μ_φ) peut être défini, par exemple, dans le cas des rotules plastiques.

- *Au niveau global.* Le rapport entre le déplacement inélastique de la toiture Δ_i et le déplacement élastique de la structure Δ_e est dit *ductilité de déplacement global* (μ_Δ) et peut être identifié sur la courbe pushover, à savoir les diagrammes de cisaillement de base par rapport au déplacement latéral ($V_b - \Delta_c$). Le déplacement du toit peut également être remplacé par le déplacement latéral en tout autre point de contrôle de la structure.

Cela signifie que la ductilité globale de tout système structurel dépend de celles les éléments individuels qui, à leur tour, sont des fonctions de la section et de la ductilité matérielle (ductilités). Dans le cas des bâtiments en BA, les méthodes pushover présentées au chapitre 6, permettent d'obtenir une relation directe entre la ductilité du déplacement global et la ductilité locale des macroéléments individuels et de leurs matériaux constitutifs. Cela représente un élément clé de la conception/évaluation des bâtiments en maçonnerie soumis à des tremblements de terre. Les équations d'équilibre et de compatibilité permettent de passer du matériau local au niveau global structurel. Par conséquent, la conception sismique des structures dissipatives résistantes aux tremblements de terre lors d'événements sismiques graves devrait être effectuée de sorte que les exigences de ductilité ne dépassent pas les capacités de ductilité. Une comparaison similaire doit également être effectuée en termes de déplacements.

Dans le cas des structures en maçonnerie, un autre type de dommage peut également être identifié même dans le domaine élastique, à savoir la fissuration par flexion due à des contraintes de traction supérieures à la résistance de traction de la maçonnerie. Bien que les dommages dus à l'hystérésis affectent principalement les systèmes structurels constitués de matériaux ductiles (tels que l'acier et le béton armé), les dommages dus à

la fissuration affectent généralement les structures en maçonnerie. Comme leur réaction dépend considérablement de la propagation des fissures, il s'ensuit que :

- la non-linéarité mécanique due à la microfissuration de la maçonnerie en compression devrait être prise en compte même dans le domaine élastique de la réponse sismique ;
- la ductilité de déplacement ne quantifie pas entièrement l'absorption/dissipation d'énergie et la capacité des structures en maçonnerie ; et
- un indice de dommages approprié pour les constructions en maçonnerie devrait être défini non seulement en termes de ductilité cinématique (et, le cas échéant, en terme de fatigue plastique à bas cycle), mais aussi en termes d'amplitude de fissuration et de réversibilité dans la zone élastique. La réversibilité est la capacité de la structure de maçonnerie à fermer les fissures de flexion et/ou de cisaillement sous les inversions de charges. Par exemple, les fissures de flexion dues à la tension dans les murs sont un exemple de fissuration réversible qui induit des dommages permanents limités permettant une grande capacité de déplacement ainsi que le recentrage de la réponse.

La figure 4.7 montre l'écrasement du pied dans une pile en maçonnerie d'un bâtiment endommagé par le Mw 7.2 Séisme en Haïti survenu le 12 janvier 2010 à 21:53:10 UTC. Le pilier a d'abord rompu en flexion, puis en cisaillement de tension.



Figure 4.7 Dommages en flexion et en cisaillement d'un panneau de quai

La ductilité de (l'alimentation) et la capacité de déplacement sont des paramètres clés dans la conception sismique des structures puisqu'elles permettent :

- la sécurité des personnes et la prévention des effondrements, car la sollicitation d'une force supplémentaire est équilibrée par une plus grande capacité à subir les cycles plastiques, en évitant les mécanismes de fragilité et donc des effondrements soudains et catastrophiques ;
- la limitation des accélérations et des déplacements sismiques dans l'ensemble de la structure minimise les dommages aux composants non structurels, grâce à une énergie plus élevée de dissipation ;
- l'optimisation des dimensions des éléments et donc des coûts de construction, étant donné que la structure ne doit pas rester dans le domaine élastique en cas de tremblement de terre important, de dommages importants ; et

- l'allongement de la période fondamentale de la structure, qui est mise à l'écart de la période de dominance des tremblements de terre pour éviter l'amplification des vibrations.

Par conséquent, la conception sismique de la structure basée sur le contrôle de la réponse inélastique consiste à :

1. la réalisation d'une capacité de déplacement non inférieure à la demande, afin de fournir une résistance parasismique pour un niveau de dommage acceptable prédéfini
2. la vérification de l'apport de la ductilité des éléments structurels individuels, qui ne doit pas être inférieure à la demande de ductilité correspondant à celle du déplacement de la structure.

Il est souligné que se baser sur l'apport de ductilité ne signifie pas penser en termes de capacité de déplacement. En fait, la définition de la ductilité de déplacement pour un élément structurel conduit à supposer que le déplacement inélastique admissible est proportionnelle au déplacement qui en résulte.

L'estimation de la capacité est donc affectée par des approximations dans la prédiction de la réponse élastique. Bien au contraire, lors de la définition de la capacité de déplacement, la prédiction de la réponse inélastique ne dépend pas de celle liée à la réponse élastique.

4.3.2. Régularité Structurelle

Les tremblements de terre passés ont montré un rôle clé de la régularité structurelle dans la conception sismique des bâtiments, car elle assure une répartition assez uniforme de la résistance et les exigences de la ductilité sur les différents éléments structurels. La régularité est essentielle puisque toute concentration défavorable de forces internes et de déformations à l'intérieur de la structure est effectivement évitée, ce qui entraîne une

répartition assez uniforme des dommages dans l'ensemble de la structure. Il est donc souligné que la demande de ductilité augmente à mesure que la résistance latérale de la structure diminue, tandis que les exigences locales en matière de ductilité augmentent avec une irrégularité dans la réponse sismique. Le manque de régularité structurelle entraîne une réduction spectaculaire de la capacité de dissipation d'énergie de l'ensemble de la structure en raison de(s) :

1. déplacements induits par la torsion en présence de diaphragmes rigides ;
2. étages mous ; et
3. trajectoires de charge incomplètes dues, par exemple, à des murs mal alignés, des colonnes, ou des diaphragmes (ces derniers au même niveau du sol).

La régularité structurelle comprend les exigences générales discutées au début de la section 4.3 et doit être vérifiée à la fois en plan et en élévation, en faisant attention aux questions suivantes : la forme ; la répartition de la rigidité et de la force ; et la répartition de la masse.

- **Régularité structurelle en plan**

D'un point de vue morphologique, l'exigence de régularité dans le plan est d'abord censée être respectée si la surface des diaphragmes de sol n'est pas trop élevée. À l'inverse, dans le cas des surfaces au sol, la réponse sismique non linéaire peut être affectée par :

1. la génération d'inertie ;
2. des dommages importants dus à des déplacements provoqués par torsion des éléments résistant aux charges latérales, qui sont élevés même lors de petites rotations de torsion des diaphragmes (planchers) ;
3. variation spatiale non négligeable du mouvement sismique du sol (donc la cohérence entre les apports sismiques à la base des éléments de résistance aux charges latérales devrait être vérifiée) ; et

4. les membranes souples de plancher en ce qui concerne la résistance aux charges latérales éléments.

Pour obtenir une régularité en plan satisfaisante, la forme du plan de construction doit être symétrique et simple. En ce qui concerne le concept de symétrie, la résistance des structures aux tremblements de terre sont généralement classées en fonction de la présence de deux ou plusieurs symétries. En ce qui concerne la simplicité, les plans convexes (sont) se distinguent des plans concaves. Le manque de symétrie induit des problèmes majeurs principalement pour les raisons suivantes :

- l'excentricité structurelle entre le centre de rigidité et le centre de masse à chaque niveau (du sol dans la plage) dans le domaine élastique, et entre le centre de force et le centre de la masse dans (la gamme) dans le domaine plastiques (en supposant que tous les éléments soient cédés)¹⁵, induit des (couples d'étage) et donc une répartition non uniforme des demandes de force et de déplacement en particulier sur les éléments périphériques ; et
- l'absence de directions prédéfinies de la rigidité/force principale conduit à la nécessité pour leur évaluation analytique ou, alternativement, pour l'enquête sur le maximum les demandes sous différents angles d'incidence au début du séisme.

Il est souligné que les noyaux excentrés à l'emplacement des cages d'escaliers et des ascenseurs induisent des couples élevés, ce qui entraîne des concentrations de dommages et une réduction considérable de la capacité de dissipation d'énergie de l'ensemble de la structure. En outre, la présence de contretemps entraîne une plus grande sensibilité de la construction aux ruptures potentielles des dalles de plancher en raison de la localisation des déformations. Par conséquent, si une forme de plan complexe ne peut être évitée, au

¹⁵ Le centre de force doit être pris en compte pour évaluer la répartition des forces de cisaillement à l'ELU, étant donné que la prise en compte du centre de rigidité initiale entraîne un manque de cohérence conceptuelle avec les vérifications de sécurité à l'ELU.

moins une des mesures suivantes devrait être prises : la séparation de l'ensemble structure dans un certain nombre de sous-systèmes grâce à des joints appropriés ; le raidissement de la construction avec la modification des angles droits en angles obtus et une répartition appropriée des éléments de résistance aux charges latérales visant à obtenir une répartition uniforme des deux résistances et les exigences de ductilité.

En ce qui concerne la répartition des masses en plan, la présence d'équipements lourds, de grands réservoirs ou bassins d'eau, bureaux d'archives ou de bibliothèques, entraîne des variations importantes dans la répartition des forces d'inertie sur le diaphragme du plancher.

- **Régularité structurelle en élévation**

Les concepts susmentionnés peuvent être presque entièrement étendus à l'exigence de la régularité structurelle de l'élévation. Dans ce cas également, la forme structurelle, la symétrie et l'uniformité dans la répartition de la rigidité, de la force et de la masse d'inertie, devrait être considérés. Au fur et à mesure que la hauteur et l'élancement du bâtiment augmentent, le cisaillement de la base et l'augmentation du moment de renversement également augmentent, car l'augmentation de l'inertie globale et la localisation du centre de masse sur la hauteur est plus rapide que la réduction de l'accélération spectrale due à l'allongement de la période. Cette variation se produit sous la forme d'un résultat de l'augmentation du nombre d'étages et de la hauteur effective du système équivalent SDOF.

La surface au sol du bâtiment peut être constante, décroissante ou croissante sur toute la hauteur. La meilleure forme est évidemment celle associée à une surface de plancher qui diminue à partir de la base au sommet du bâtiment. En fait, dans ces conditions, le centre de masse est situé à des niveaux de plancher inférieurs, ce qui entraîne un moment de renversement plus faible. Dans le même temps, une rigidité latérale suffisante est assurée à chaque niveau du sol. Il est souligné que la régularité en élévation est respectée

si les façades des bâtiments sont symétriques et les surfaces au sol plutôt égales. En effet, de grands revers induisent des concentrations dangereuses de forces et les demandes de déformation, entraînant des modes d'effondrement locaux défavorables et une énergie plus faible de la capacité de dissipation de la structure. Si les façades avec de grands revers ne peuvent être évitées, les joints sismiques verticaux appropriés sur toute la hauteur du bâtiment sont nécessaires. Les dimensions des joints doivent être conçues avec précision de manière à éviter l'entrechoquement entre les bâtiments adjacents.

Il convient d'éviter les variations significatives de rigidité/résistance sur la hauteur du bâtiment afin de permettre une répartition uniforme des forces internes sous la charge sismique. Les éléments plus faibles ou les étages mous induisent des concentrations de dommages qui entraînent une probabilité de défaillance plus élevée de la structure. Il est également souligné qu'un tel problème est beaucoup plus important à proximité de la base du bâtiment, car le cisaillement de l'étage tend vers le cisaillement de la base.

La présence d'étages mous est généralement due aux circonstances suivantes :

1. panneaux ou colonnes en maçonnerie sensiblement plus hauts que ceux situés à l'autre côté ;
2. discontinuité des éléments de résistance aux charges latérales sur l'ensemble de la hauteur du bâtiment ; et

Le site des deux premières circonstances peuvent se produire, par exemple, en présence d'étages avec des utilités, comme celles contenant des garages, des grands magasins, des cinémas, des théâtres, des salles de conférences, des salles de sport et des gymnases. Les éléments les plus faibles sont généralement moins vulnérables que les étages mous, car comme l'ont montré les événements sismiques passés, tels que le tremblement de terre de Northridge en 1994. Dans le cas de bâtiments en maçonnerie, les grandes irrégularités dues à des poteaux non prismatiques peuvent produire de lourds dommages, car la défaillance de certains de ces éléments de structure peut provoquer l'effondrement

prématuré du bâtiment. Dans la plupart des cas, les bâtiments en maçonnerie sont caractérisés par une répartition irrégulière des masses en raison de la présence de charges variables de différentes amplitudes aux niveaux de différents étages. La présence de bibliothèques, de salles d'archives, de lourdes masses concentrées (par exemple, des équipements) et une occupation intense, induit une moindre uniformité dans la répartition des forces d'inertie attendues, ce qui entraîne des variations importantes de cisaillement des étages et du moment de renversement le long de la hauteur. Ces circonstances entraînent également de lourds dommages aux éléments structurels.

- **Régularité structurelle selon le RPA 2003 et EC8**

Le nouveau code algérien modifié (RPA) adopté par le ministère de l'habitat et urbanisme (2003) prévoit des règles simplifiées pour évaluer la régularité des structures avant de procéder à une analyse sismique. Ces règles sont conformes à l'EC8. À cette fin, l'EC8 suggère d'abord de maximiser la redondance structurelle et, si nécessaire, les joints sismiques capables de transformer l'ensemble de la structure en sous-systèmes découplés.

En ce qui concerne les bâtiments, on peut considérer qu'une construction est régulière dans son plan si les conditions suivantes sont remplies :

1. la forme en plan est compacte et plutôt symétrique par rapport à, au moins, deux directions orthogonales en termes de masses d'inertie et de rigidité ;
2. le plan du bâtiment peut être inclus dans un rectangle ayant un rapport d'allongement inférieur à 4 ;
3. tout retrait ne dépasse pas 25 % de la dimension totale du plan de construction dans la même direction ; et
4. les diaphragmes de planchers peuvent être considérés comme suffisamment résistants et rigides dans leur propre plan par rapport aux éléments de résistance aux charges latérales.

On peut considérer qu'une structure est régulière en élévation si elle répond aux critères suivants exigences :

1. tous les éléments résistant aux charges latérales (par exemple, les portiques et les murs et refonds doivent suivre toute la hauteur du bâtiment ;
2. la masse d'inertie et la rigidité latérale sont constantes ou changent progressivement sans des variations importantes, de la base au sommet du bâtiment (variations de masse d'un niveau de plancher à l'autre ne dépassent pas 25 % ; la rigidité latérale n'a une réduction supérieure à 30 % et une augmentation supérieure à 10 % d'un niveau plancher à le niveau du sol superposé) ; les bâtiments sont considérés comme ayant une élévation régulière en en termes de rigidité, en présence de murs de cisaillement, de noyaux RC, de maçonnerie prismatique les murs et noyaux, ou les portiques en acier contreventé, qui sont à l'origine d'au moins 50 % du tremblement de terre la résistance ; et
3. les reculs progressifs ne dépassent pas 30 % de la dimension de l'ancien plancher ni 20 % de la dimension du diaphragme de plancher sous-jacent ; des limitations sont prévues pour le dernier étage dans le cas de constructions de plus de que quatre étages.

4.4. Conception Fondée sur les Forces versus Basé sur les Déplacements

Traditionnellement, l'accélération spectrale de conception a été toujours considérée comme un bon paramètre de demande sismique dans la pratique de l'ingénierie civile. La conception sismique des structures est basée sur l'estimation du cisaillement de base comme produit de la masse d'inertie globale multiplié par la pseudo-accélération de la période. En fait, en présence d'un amortissement visqueux équivalent faible et d'une période inférieure à 4, il est possible de supposer que la force d'inertie est égale à l'équivalent de la force statique (c'est-à-dire la rigidité latérale multipliée par la force maximale de déplacement). Après cela, le cisaillement à la base est considéré comme une demande d'une force latérale sur la structure. La répartition des demandes de résistance

sur la hauteur du bâtiment dépend du profil de déplacement supposé de la réponse, tandis que la répartition horizontale à chaque niveau d'étage dépend de la flexibilité des diaphragmes dans le plan. Par conséquent, l'analyse statique linéaire équivalente s'inscrit dans une approche de *conception basée sur la force* (FBD) (à savoir, une conception par vérification), qui est affectée par des hypothèses peu rigoureuses sur la réponse élastique et inélastique de la structure (par exemple, la distribution de la rigidité et le facteur de réduction de la résistance). Les déplacements latéraux ne sont pas explicitement pris en compte dans les vérifications de sécurité et leur estimation est basée sur l'hypothèse de déplacement ductile et sur la règle de l'égalité énergie/déplacement.

Contrairement à cette approche, la conception sismique des structures peut également être effectuée en termes de déplacements ou d'énergies, à savoir il peut s'agir d'une *conception basée sur les déplacements* (DBD) ou une *conception basée sur l'énergie* (EBD). Le DBD a été proposé et soigneusement évalué par plusieurs chercheurs comme Priestley, Calvi, et Kowalsky (2007). Il est particulièrement intéressant de savoir qu'il est supposé que l'effondrement global de la structure se produit lorsque la (demande) sollicitation de déplacement atteint la capacité au niveau de performance qui nous intéresse. La capacité sismique des structures est alors exprimée en termes de déplacements, plutôt que de forces, puisqu'elles sont directement corrélées aux dommages structurels et non structurels.

Un exemple classique est l'évaluation de la réponse des systèmes structurels en EPP : lors de tremblements de terre de forte intensité, le point d'élasticité est largement dépassé, de sorte que le rapport demande / capacité en termes de résistance latérale est presque égal à l'unité. L'effondrement se produit donc lorsque le déplacement latéral atteint une valeur limite.

Cette évidence conduit à la nécessité d'interpréter les actions sismiques sur les structures comme des demandes de déplacement, plutôt que comme des demandes de force

(uniquement). Le FBD conduit à des sous-estimations importantes de la résistance parasismique. De même, si l'évaluation sismique est basée sur une analyse statique linéaire équivalente, elle tend à "cacher" la sur-résistance sismique due à la redistribution des forces internes se produisant après la défaillance de l'élément structurel le plus faible, dans le cas des structures en maçonnerie. Sur la base de ces considérations, les codes sismiques les plus avancés permettent d'appliquer la DBD dans la conception sismique des structures ou, au moins, de réaliser une évaluation des structures existantes prenant en compte le déplacement (par exemple, au moyen d'une analyse statique pushover). Il est clair que la demande sismique sur les structures doit alors être estimée par des spectres de réponse de déplacement de conception qui, à leur tour, doivent être obtenus en mettant à l'échelle les spectres de réponse élastique par un facteur d'amplification du déplacement A_D . Un tel facteur est également utilisé dans l'évaluation sismique à l'ELU sur la base d'une analyse statique linéaire équivalente et est désigné comme μ_a par l'EC8. Ce facteur est défini comme une fonction du facteur de réduction des effets adoptés et de la période fondamentale de vibration.

Étant donné qu'une estimation précise de la demande sismique est nécessaire, les méthodes de DBD ont mis en évidence certaines questions ouvertes en matière du génie parasismique liées à la définition de l'apport sismique en termes de déplacements au moyen de spectres spécifiques de déplacements de conception. Sur la base d'un grand nombre d'enregistrements numériques des tremblements de terre passés survenus au Japon et en Europe, Faccioli et al. (2004) ont obtenu des résultats intéressants sur les caractéristiques de ces spectres, permettant d'utiliser une conception basée sur le déplacement direct (DDBD) (Priestley et al., 2007) comme une alternative viable au FBD. Les méthodes basées sur le déplacement DDBD semblent être assez simples pour la pratique de l'ingénierie, et capables d'assurer la conception des objectifs de performance en conformité avec le (cadre) principe du PBD. C'est la raison pour laquelle la méthode DDBD a été incluse dans certains codes sismiques de pays sujets aux tremblements de terre, comme le Nouvelle-Zélande (NZSEE, 1996).

La méthode DDBD est également basée sur la définition d'un système SDOF élasto-plastique équivalent, mais ce dernier est caractérisé par une rigidité effective à la demande de déplacement maximale et un facteur d'amortissement visqueux équivalent. Un tel facteur est exprimé comme la somme de l'amortissement visqueux élastique, qui est assez faible (même s'il est toujours présent dans la structure), et de l'amortissement visqueux hystérétique, qui est plutôt élevé (mais présent uniquement dans le domaine plastique). La demande de déplacement est liée au niveau de performance considéré, tandis que l'amortissement efficace dépend de l'énergie hystérétique du système SDOF équivalent. Les spectres de déplacement de conception sont définis en amplifiant l'amortissement visqueux équivalent (ξ_{eq}) à utiliser dans les équations de la réponse élastique. Ainsi, des spectres sur amortis sont utilisés au lieu de spectres inélastiques à ductilité constante. Le cisaillement à la base est alors estimé comme étant le produit de la rigidité effective par la demande de déplacement, et sa répartition sur la hauteur est définie en considérant le profil réel des déplacements inélastiques.

La demande d'énergie hystérique est un autre paramètre clé qui est bien corrélé avec les dommages en présence de cycles plastiques répétés induits par le mouvement sismique du sol. Dans un tel cas, la ductilité de la structure diminue en raison de la fatigue plastique à faible cycle et de l'accumulation des dommages, ce qui peut entraîner un effondrement prématuré par rapport à son homologue monotone. L'accumulation de dommages peut également jouer un rôle clé dans le cas de la maçonnerie des structures soumises à des séquences de tremblements de terre. Étant donné que seules quelques données expérimentales sur l'énergie hystérétique sont actuellement disponibles pour les murs en maçonnerie, les méthodes (de) EBD ne s'appliquent pas encore aux bâtiments en maçonnerie. L'estimation de l'énergie hystérétique pourrait permettre d'effectuer une analyse des dommages par des procédures statiques non linéaires en utilisant l'indice de dommages de Park & Ang ($I_{P\&A}$), qui est une combinaison linéaire des rapports entre la (demande) sollicitation et la capacité exprimés en termes de déplacements et d'énergie

hystérétique (Fajfar et Gašpersič, 1996). Par conséquent, la sécurité sismique pourrait être évaluée en vérifiant que l'indice $I_{P\&A} \leq 1$.

Chapitre 5 - PROCÉDURES STATIQUES NON LINÉAIRES

Au cours de la dernière décennie, la communauté des chercheurs a reconnu les *procédures statiques non linéaires* (NSP) comme des outils efficaces pour la prévision de la performance sismique à différents niveaux d'intensité sismiques. Les analyses statiques des structures permettent d'éviter les analyses non linéaires temporelles complexes, même si elles sont rigoureuses. Un tel choix est d'autant plus évident que les difficultés liées (1) à la sélection et à la mise à l'échelle de l'entrée de la sollicitation sismique, (2) à la définition de modèles hystérétiques évolutifs et (3) à l'interprétation des résultats d'analyse, qui sont des questions non résolues dans le domaine du génie parasismique, en particulier dans le cas des constructions en béton armé. L'évaluation de la performance sismique nécessite l'estimation de la capacité et de *la demande*. L'évaluation de la performance sismique nécessite l'estimation de la capacité et de la demande. Dans le cas des systèmes inélastiques, il existe une relation entre la capacité et *la demande* parce que la réponse sismique change au fur et à mesure que la fissuration et la déformation se développent. Dans le présent chapitre, les principales méthodes actuellement disponibles dans la littérature pour l'estimation de la capacité et de la demande sismiques. L'estimation de la capacité et de la demande sismiques sont examinées et discutées. Par souci de clarté, ces méthodes sont regroupées dans des sections distinctes.

5.1. Estimation de la Capacité Sismique

5.1.1. Remarques Générales

L'analyse statique incrémentale non linéaire (pushover) est l'application de la méthode itérative incrémentale classique de l'analyse plastique des structures. L'analyse statique pushover (SPO) a été utilisée pour la première fois dans le génie sismique par Gulkan et Sozen (1977), et Saiidi et Sozen (1981), comme méthode d'évaluation sismique basée sur le déplacement. Krawinkler (1995) a proposé son utilisation également dans la conception sismique. Le but de l'analyse pushover est d'obtenir la meilleure estimation de la réponse

dynamique évolutive des structures par soumission des structures à des analyses temporelles en termes d'accélération/déplacement compatibles à la fois avec l'aléa sismique spécifique au site et les spectres de conception fournis par les codes. En d'autres termes, une telle analyse vise à fournir une estimation simplifiée des prédictions de réponse qui pourraient être déduites par une *analyse dynamique incrémentale* (IDA) (Vamvatsikos et Cornell, 2002), également appelée *analyse dynamique pushover*. Cette dernière consiste en de multiples analyses dynamiques non linéaires sous des accélérogrammes compatibles avec des spectres qui sont convenablement sélectionnés et mis à l'échelle sur la base d'un IM approprié supposé être bien corrélé avec les dommages structurels et/ou non structurels. La précision des prédictions du SPO peut être évaluée en comparant la courbe de pushover à la courbe médiane de l'IDA.

L'analyse statique non linéaire "analyse pushover" consiste en l'application d'un schéma adaptatif ou non de charges latérales forces ou déplacements à croissance monotone sur un modèle structurel non linéaire soumis à des charges gravitaires. La structure est ensuite soumise à des poussées latérales jusqu'à l'effondrement de manière à estimer l'évolution de sa réponse sismique. Une étape d'analyse correspond à chaque incrément/variation de charge latérale et l'équilibre structurel dans le domaine non linéaire est évalué numériquement par une série d'itérations se terminant lorsque la convergence numérique est atteinte. L'analyse structurelle est arrêtée dans l'un des cas suivants :

1. l'atteinte d'un état limite prédéfini ;
2. l'atteinte d'un effondrement global ; ou
3. La réponse structurelle à chaque étape de l'analyse est représentée sur un plan cartésien ayant *le déplacement horizontal au point de contrôle* Δ_c ¹⁶ sur l'axe des

¹⁶ Le point de contrôle est généralement considéré comme le centre de masse au niveau du toit. Cette hypothèse n'est pas basée sur une règle théorique spécifique et est probablement dérivée d'anciennes applications de l'analyse de pushover aux piles de pont où le déplacement latéral supérieur était contrôlé. Un tel déplacement n'est pas toujours un paramètre fiable pour les prédictions de réponse des bâtiments.

abscisses et le cisaillement de base V_b sur l'axe des ordonnées. Une courbe *pushover*, c'est-à-dire le résultat de l'analyse, est la représentation graphique de la relation entre la résistance aux séismes et le déplacement global de la structure.

L'analyse de pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse sismique d'un système MDOF est directement liée à celle d'un système SDOF équivalent avec une masse, une rigidité, une résistance et une ductilité appropriées. La structure réelle est alors transformée en un système SDOF par l'approche d'une structure de substitution proposée par Shibata et Sozen (1976). Dans ce cas, la réponse dynamique du système MDOF est supposée être invariante dans le temps, c'est-à-dire conditionnée uniquement par un seul mode de vibration caractérisé par un vecteur Φ de forme constante dans le temps à tout niveau de déformation.

La figure 5.1 montre les principales étapes de l'analyse pushover, mettant en évidence la transformation de la structure réelle en un système SDOF équivalent.

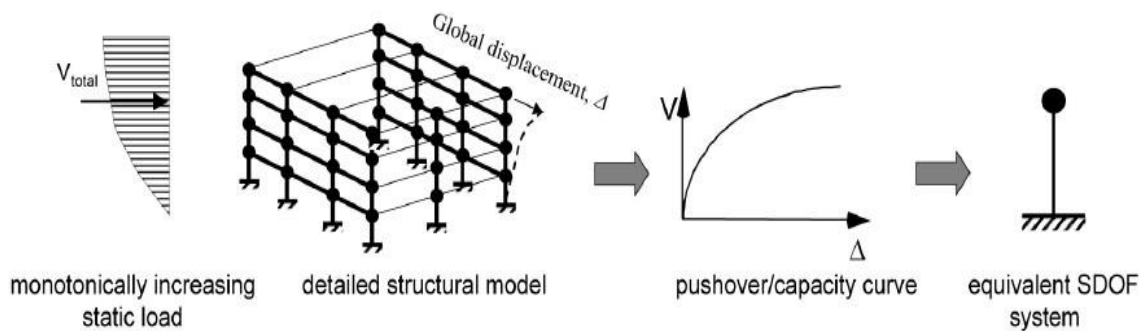


Figure 5.1 Analyse statique incrémentale non linéaire (pushover)

En utilisant le symbole * pour identifier les caractéristiques du système SDOF élasto-plastique équivalent, le déplacement latéral associé au déplacement réel au point de contrôle de la structure est donné par l'expression suivante :

$$d^* = c\Delta_c \tag{5.1}$$

c étant un facteur de modification de la réponse défini comme suit :

$$c = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}} = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \Phi}{m_e^*} \quad (5.2)$$

Où $\mathbf{M} \mathbf{1}$ est le vecteur unitaire et m_e^* la masse d'inertie du système SDOF équivalent. Il est clair que le paramètre c ne peut être calculé qu'après avoir défini le vecteur Φ . Si ce dernier vecteur est lié à un mode de vibration spécifique, alors le facteur c est égal à l'inverse du facteur de participation modale Γ . L'idéalisation bilinéaire de la courbe de pushover de la structure réelle permet de définir les caractéristiques du système SDOF équivalent comme suit :

$$d_e^* = c \Delta_{c,e} \quad V_u^* = \Phi^T V_u \quad k^* = V_u^* / d_e^* \quad (5.3)$$

$\Delta_{c,e}$: représente le déplacement d'élasticité et V_u le vecteur de force latérale de cisaillement de base maximal $V_{b,max}$.

Il a été démontré que des prévisions précises de la réponse peuvent être obtenues même si le facteur de modification de la réponse est supposé être constant, dans le cas de variations faibles à moyennes du vecteur de forme modale. Ceci est particulièrement vrai si la réponse dynamique est principalement régie par le mode fondamental (Krawinkler et Seneviratna, 1998 ; Lawson et al., 1994 ; Fajfar et Gašpersič, 1996).

Ces dernières années, différentes stratégies d'analyse statique incrémentale ont été proposées, en vue de leur large application aux structures sujettes à une forte dégradation de la résistance/rigidité, des irrégularités, une sensibilité aux modes supérieurs de vibration et des effets P-Delta. Les procédures d'analyse Pushover peuvent être classées en termes de :

- Les charges latérales appliquées (c'est-à-dire les procédures basées sur les forces ou sur les déplacements) ;

- la stratégie de contrôle (c'est-à-dire, techniques contrôlées par la charge ou par la réponse) ;
- le nombre de modes de vibration pris en compte à mode unique ou à modes multiples) ; et
- le modèle de charge (procédures non adaptatives ou adaptatives).

En général, l'analyse pushover permet d'estimer simplement (Krawinkler et Seneviratna, 1998) :

- les conditions de résistance à la flexion et au cisaillement des éléments structuraux potentiellement fragiles et de leurs connexions ;
- les demandes de déformation dans les éléments potentiellement ductiles, capables de dissiper l'énergie d'entrée ;
- les effets de dégradation de la résistance et de la défaillance des éléments individuels sur la réponse sismique globale de la structure ;
- les effets des irrégularités de rigidité et/ou de résistance en plan et en élévation, qui peuvent être identifiés par la représentation graphique des dommages sismiques (les concentrations potentielles sont faciles à identifier) ;
- la séquence des modes de défaillance et leur influence sur la courbe pushover ;
- les éléments critiques soumis à des spécifications élevées de ductilité et de déformation inélastiques ;
- l'exactitude du profil de la charge supposée ; et
- la sur-résistance globale et le facteur de réduction de la résistance interne liée au déplacement de ductilité.

Les derniers paramètres de capacité permettent d'évaluer le facteur de réduction de la résistance employé dans le FBD par une analyse sismique linéaire équivalente.

Les procédures classiques pushover sont affectées par certaines limitations dues à l'impossibilité de capturer directement les effets de réponse dynamique associés aux modes supérieurs et à l'accumulation de dommages sous un chargement cyclique (Kim et d'Amore, 1999 ; Naeim et Lobo, 1999). Les effets potentiels de la durée du mouvement sismique du sol et de l'énergie cinétique ne peuvent pas être également simulés par l'analyse pushover statique.

5.1.2. Procédures Basées sur les Forces versus Déplacements

L'analyse pushover classique est basée sur l'application de deux schémas différents de forces latérales : un modèle de charge "modale" proportionnel aux masses d'inertie multipliées par les déplacements de premier mode ; et un modèle de charge "uniforme" proportionnel aux masses d'inertie. Pour chaque modèle de charge latérale, la structure est soumise à des augmentations successives de forces par l'intermédiaire d'un multiplicateur de charge (c'est-à-dire en maintenant constants les rapports entre les forces consécutives appliquées) jusqu'à ce que l'une des conditions mentionnées à la section 5.1.1 soit atteinte. Les déplacements à différents paliers de charge représentent la réponse de la structure et doivent être cohérents avec l'équilibre et la compatibilité sous un modèle donné de forces latérales.

Une fois le profil de la force latérale $\mathbf{F}_0 = (1 \dots \beta_i \dots \beta_n)^T$ a été défini ($\beta_i = m_i \Phi_i / m_1$ et $\Phi_i = z_i / H$ pour le motif modal, et $\beta_i = m_i / m_1$ pour un modèle uniforme), le vecteur de force latérale $\mathbf{F}^{(k)} = (F_1 \dots F_i \dots F_n)^T$ à un pas de charge donné k est défini comme suit :

$$\mathbf{F}^{(k)} = \lambda^{(k)} \mathbf{F}_0 \tag{5.4}$$

Où $\lambda^{(k)}$ est le multiplicateur de charge défini par une technique de contrôle charge/réponse (voir section 5.1.3).

Étant donné que la réponse des systèmes inélastiques dépend de la demande, la courbe pushover liée à un modèle de force donné est différente de celle liée à l'autre modèle. Dans le cas de structures régulières, les courbes pushover correspondant aux modèles de forces latérales modales et uniformes forment une région incluant les prédictions IDA. En fait, le modèle de forces modales permet de capturer la réponse dynamique élastique de la structure, tandis que le modèle de force uniforme (correspondant à une distribution constante des accélérations horizontales le long de la hauteur de la structure) permet de capturer la réponse dynamique inélastique après un dommage important dans toute la structure. Souvent, un modèle de force triangulaire inverse est utilisé à la place du modèle modal, en supposant une forme linéarisée de premier mode. Le modèle uniforme induit généralement une résistance au séisme plus élevée par rapport aux modèles modaux et triangulaires inverses, en raison d'un moment de renversement plus faible¹⁷. Cette affirmation a été démontrée par Mwafy et Elnashai (2001) en comparant les courbes pushover correspondant aux modèles de force latérale mentionnés ci-dessus (Fig. 5.2).

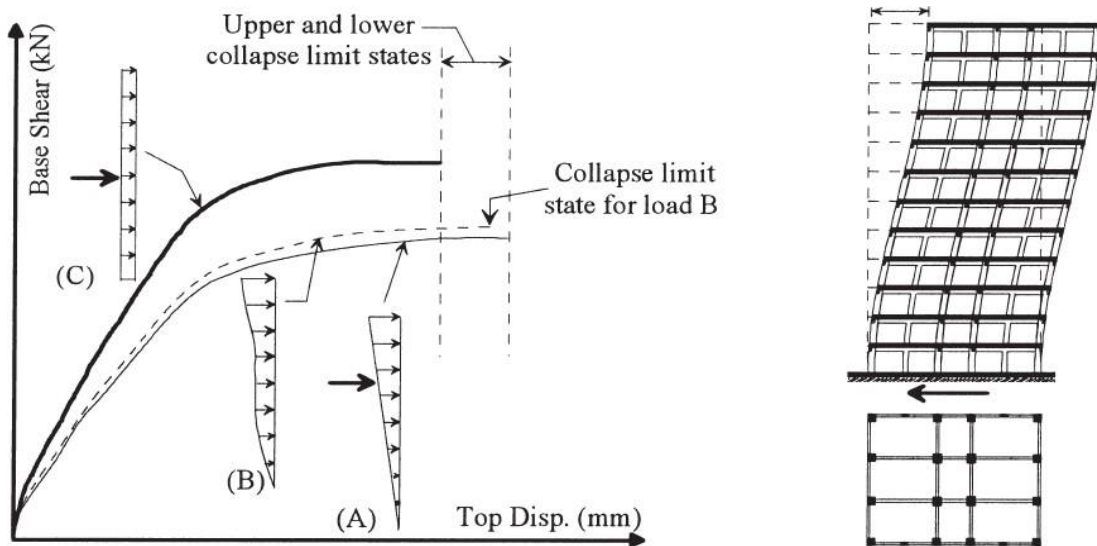


Figure 5.2 Courbes Pushover pour différents modèles de force (Mwafy et Elnashai, 2001)

¹⁷ Le centre de gravité du modèle de force uniforme est inférieur à ceux des modèles modal et triangulaire inverse, de sorte que le moment de renversement atteint sa valeur minimale.

Les forces latérales simulent les forces d'inertie induites à plusieurs niveaux de plancher par le chargement sismique, et donc son application directe semble être plus appropriée pour simuler statiquement la réponse dynamique de la structure. Néanmoins, depuis que l'atteinte des déformations limites a été reconnue comme la principale cause de dommages, en particulier dans les systèmes structurels ductiles, des procédures pushover basées sur l'application de déplacements latéraux, plutôt que de forces, ont été développées. Dans ce cas, les forces latérales appliquées le long de la hauteur de la structure sont déduites des déplacements latéraux donnés par l'analyse structurelle. Il s'ensuit donc que dans les procédures basées sur les déplacements, l'importance relative des forces latérales reste la même par rapport à l'équilibre structurel et à la simulation des forces d'inertie estimées par IDA.

Dans le cas d'une analyse pushover basée sur les déplacements, la structure est soumise à un vecteur de déplacement $\mathbf{\Delta}^{(k)} = (\Delta_1 \dots \Delta_i \dots \Delta_n)^T$ qui est obtenu par incrémentation du vecteur de forme $\mathbf{\Delta}_0 = (1 \dots \omega_i \dots \omega_n)^T$ à chaque étape k, comme suit :

$$\mathbf{\Delta}^{(k)} = \alpha^{(k)} \mathbf{\Delta}_0 \tag{5.5}$$

Où $\alpha^{(k)}$ est le multiplicateur de charge résultant de la mise à jour totale ou incrémentale. En résolvant l'équation d'équilibre $\mathbf{F}^{(k)} = \mathbf{K}^{(k)} \mathbf{\Delta}^{(k)}$ dans le respect de la compatibilité cinématique, il est possible de simuler l'évolution du cisaillement de base résistant $V_b = \mathbf{1}^T \mathbf{F}$ sous un déplacement Δ_c variable.

5.1.3. Stratégies de Contrôle

La stratégie de calcul utilisée dans les procédures pushover classiques est basée sur le contrôle de la charge, c'est-à-dire le contrôle des forces latérales agissant sur la structure.

Si la procédure d'analyse est basée sur l'application de forces latérales, alors le contrôle de la charge se fait par l'augmentation monotone du multiplicateur $\lambda^{(k)}$ dans l'équation (5.4) ainsi que l'estimation du vecteur de déplacement correspondant $\mathbf{\Delta}^{(k)}$. La stratégie

de contrôle de la charge permet de prédire uniquement la réponse non linéaire des systèmes structurels non dégradés. Pour eux, la courbe pushover a une branche ascendante et l'effondrement est associé à l'atteinte du pic de résistance au cisaillement de base.

En fait, les structures peuvent résister à des demandes de déplacement supérieures à celles correspondant à la résistance maximale aux séismes, même si une dégradation de la résistance se produit et est représentée graphiquement par une branche descendante post-pic sur la courbe de pushover. Cette affirmation a mis en évidence l'inadéquation des analyses pushover contrôlées par la charge (Antoniou et al.). Par conséquent, une série de procédures permettant de modifier le multiplicateur de force ont été proposées afin de simuler également la réponse amortie post-pic. Ces procédures sont principalement basées sur le contrôle de la réponse. Dans chaque étape donnée et jusqu'à l'effondrement global, ou à l'instabilité numérique, elles consistent en les étapes suivantes : (1) la définition d'un incrément de déplacement au point de contrôle ; (2) l'estimation des forces latérales résistantes pertinentes, en maintenant constant le profil de charge ; et (3) l'estimation des déplacements latéraux translations et rotations à chaque niveau de plancher. Cette procédure vise ensuite à estimer la réponse structurelle qui répond à un profil de charge prédéfini sous un déplacement latéral variable au point de contrôle. En d'autres termes, il faut vérifier que le déplacement latéral au point de contrôle augmente et qu'un profil de charge prédéfini est respecté.

A cette fin, le multiplicateur $\lambda^{(k)}$ est modifié en même temps que le vecteur $\Delta^{(k)}$ à chaque étape de l'analyse. Il est donc souligné que :

- la réponse à la dégradation structurelle pourrait également être évaluée par une stratégie de contrôle mixte consistant en un contrôle de la charge dans la plage pré-pointe et en un contrôle de la réponse dans la plage post-pointe ; et

- Le contrôle de la réponse dans les approches basées sur la force ne consiste pas à surveiller l'ensemble du profil de déplacement, de sorte que les procédures pushover contrôlées par la réponse ne doivent pas être confondues avec celles basées sur le déplacement ; dans ces dernières, le contrôle de la charge est plutôt similaire au contrôle de la réponse, car le profil de charge est le modèle de déplacement latéral.

5.1.4. Procédures Mono-Modes versus Multi-Modes

Les forces ou déplacements latéraux imposés à la structure sont généralement définis tenant compte du mode fondamental de vibration. Dans le cas de bâtiments élevés, de structures très irrégulières ou de constructions dont la réponse est très sensible à l'évolution des dommages (c'est-à-dire une distribution non uniforme de la fissuration et de la déformation), les modes de vibration supérieurs doivent également être pris en compte s'ils affectent considérablement la réponse sismique globale.

Paret et al. (1996), Sasaki et al. (1998), et Kunnath et Gupta (2000) ont été, entre autres, les premiers chercheurs à proposer des méthodes d'analyse statique non linéaire capables d'inclure les effets de mode supérieur. Dans le cas des bâtiments de grande hauteur, afin de considérer les effets de mode supérieur, FEMA 356 (ASCE, 2000) suggère de supposer un vecteur de force latérale $\mathbf{F} = \mathbf{M} \mathbf{H}^k$, \mathbf{H} étant le vecteur contenant les hauteurs normalisées des niveaux de plancher et k un facteur qui est fonction de la période fondamentale T_e , et qui est comme suit :

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } T_e \leq 0.5\text{s} \\ 1.0 + 0.5(T_e - 0.5) & \text{pour } 0.5\text{s} \leq T_e \leq 2.5\text{s} \\ 2.0 & \text{pour } \geq 2.5\text{s} \end{cases} \quad (5.6)$$

Par conséquent, on obtient le modèle de force triangulaire inverse si $T_e \leq 0,5$ s, tandis que k augmente linéairement dans l'intervalle $[1,2]$ si $0,5 \text{ s} < T_e < 2,5 \text{ s}$.

Dans les procédures multimodes, le profil de charge est dérivé des formes modales par des règles de combinaison quadratiques. Dans la formulation de Freeman, les effets des modes supérieurs sont inclus dans la définition des forces latérales au moyen de la règle de combinaison modale de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS). Le nombre de modes de vibration considéré dans l'analyse est celui correspondant à une masse participante supérieure à 90% de la masse d'inertie totale. Les forces latérales dépendent également de l'amplification spectrale, à savoir la demande d'accélération associée à chaque mode de vibration. Ce *modus operandi* permet de considérer le changement d'importance relatif entre les différents modes de vibration dû aux allongements de période, au fur et à mesure que les dommages se développent dans la structure. La période fondamentale croît généralement plus que les autres, atteignant même des valeurs finales égales à cinq fois la valeur initiale. L'allongement de la période lié aux modes de vibration supérieurs peut induire une amplification spectrale du mode fondamental beaucoup plus faible que celle associée, par exemple, au deuxième mode de vibration, comme le montre la figure 5.3.

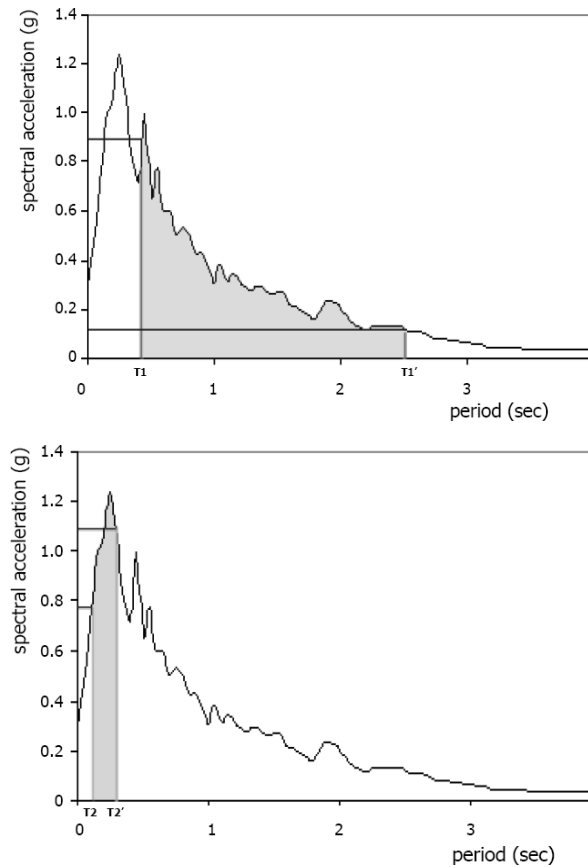


Figure 5.3 Modification de l'amplification spectrale pour le premier et le second mode (Antoniou, 2002).

Valles et al. (1996) ont proposé d'inclure la contribution des modes supérieurs par la définition d'un mode fondamental équivalent basé sur la règle de combinaison modale SRSS. Le vecteur force est alors obtenu par l'équation :

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_{eq} \tag{5.7}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\phi}_{eq} = (\phi_{eq,1} \dots \phi_{eq,i} \dots \phi_{eq,n})^T \text{ avec } \phi_{eq,i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \phi_{ij})^2} \tag{5.8}$$

Chopra et Goel (2002) ont quant à eux développé *l'analyse modale pushover* (MPA) qui inclut la contribution de tous les modes significatifs de vibration pour l'estimation de la demande sismique. Dans une telle procédure, une analyse de pushover est effectuée pour chaque mode individuel. Ainsi, les courbes de pushover liées aux différents modes de vibration de la structure sont réduites et idéalisées par des relations bilinéaires de manière à définir une série de systèmes SDOF équivalents. La demande de déplacement (c'est-à-dire le déplacement cible) est ainsi estimée à travers le spectre de conception, et les paramètres de réponse de la structure réelle sont finalement évalués. Les valeurs maximales de la demande associées aux modes de vibration considérés sont combinées pour estimer la demande totale. Puisque les forces latérales correspondant aux deux ou trois premiers modes sont généralement suffisantes pour caractériser la réponse dynamique de la structure, la MPA n'est pas trop exigeante en termes de calcul comparée à d'autres procédures. Néanmoins, l'MPA rend assez complexe l'estimation de la demande de déplacement par *la méthode du spectre de capacité* (voir la section 5.2.1) en raison des inversions potentielles de déplacements induites par un relâchement progressif dans les courbes de pushover associées aux modes supérieurs de vibration (Hernández-Montes et al., 2004 ; ATC, 2005 ; Goel et Chopra, 2005).

Chopra et al. (2004) ont également proposé une *analyse de pushover modale modifiée* (MMPA) dans laquelle la demande sismique associée aux modes supérieurs est estimée en supposant une réponse élastique du système structurel. La demande totale liée à plusieurs modes de vibration est obtenue par une analyse de pushover réalisée pour le mode fondamental et une analyse dynamique multi-modes réalisée pour les modes supérieurs.

5.1.5. Profils de Charge Constants versus Adaptatifs

Traditionnellement, l'analyse statique non linéaire est effectuée en maintenant constante la configuration de la charge latérale (forces ou déplacements) par le biais d'un seul multiplicateur. Alternativement, une analyse de pushover adaptative (ou évolutive) peut être effectuée en mettant à jour le profil de charge à chaque étape de l'analyse, afin de suivre l'évolution de la réponse structurelle au fur et à mesure que les dommages se développent. La modification des propriétés structurelles peut concerner non seulement la rigidité latérale globale, mais aussi les modes de vibration et l'amplification spectrale. Ces informations peuvent être incluses dans l'analyse adaptative à travers une analyse dynamique multimodes effectuée à chaque étape en supposant la rigidité sécante réelle.

Bracci et al. (1997) ont proposé pour la première fois une procédure pushover basée sur des profils de charge entièrement adaptatifs. L'analyse commence par l'hypothèse d'un profil de charge initial, qui est généralement triangulaire, tandis que les incréments de charge successifs sont déterminés à partir du cisaillement de base et des cisaillements d'étage liés à l'étape précédente.

Une procédure différente a été proposée par Gupta et Kunnath (2000) en introduisant une charge appliquée qui est constamment mise à jour sur la base des caractéristiques dynamiques actuelles de la structure, tenant compte d'un spectre spécifique au site. À cet effet, à chaque étape, une analyse des valeurs propres est effectuée en supposant la rigidité tangente ou sécante associée aux déformations de l'incrément de charge précédent. Les forces latérales liées au j -ème mode de vibration et agissant au niveau du i -ème étage sont obtenues comme suit :

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i S_{a,j} \quad (5.9)$$

Γ_j est le facteur de participation modale ; Φ_{ij} le déplacement modal normalisé ; M_i la masse d'inertie au i -ème niveau de plancher ; et $S_{a,j}$ l'amplification spectrale associée à la période T_j .

Mwafy et Elnashai (2001) ont constaté que l'inclusion de l'amplification spectrale de chaque mode dans l'équation (5.9) permet d'obtenir une meilleure cohérence avec les prédictions de réponse IDA.

La figure 5.4 montre la comparaison effectuée par Antoniou et Pinho (2004a) où l'amplification spectrale a été estimée par des spectres de réponse élastique. Ces chercheurs ont également souligné la nécessité d'estimer les effets dus aux différents niveaux d'amortissement liés à plusieurs modes sur la prédiction de la réponse globale.

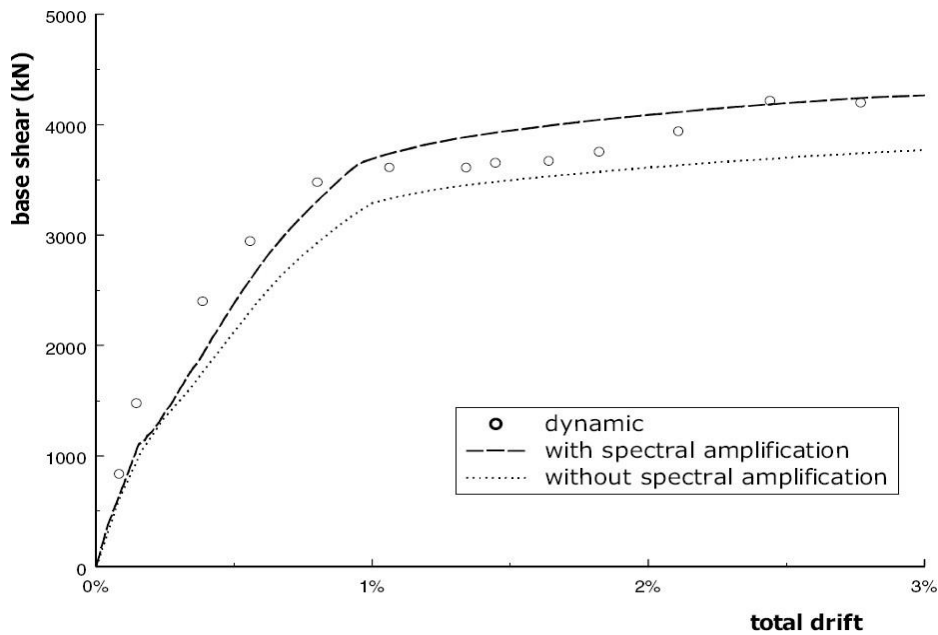


Figure 5.4 Effets de l'amplification spectrale sur la courbe de pushover (Antoniou et Pinho, 2004a).

Une analyse pushover est effectuée pour chaque mode, puis les forces latérales résultantes sont combinées par la règle SRSS comme suit :

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{ij}^2} \quad (5.10)$$

Les forces latérales dérivées de la combinaison modale sont finalement additionnées à celles obtenues à l'étape précédente. À la fin d'une étape d'analyse, la rigidité latérale est calculée pour être utilisée dans l'analyse des valeurs propres liée à l'étape suivante. Bien que l'estimation des déplacements inter-étages et de la séquence des modes d'effondrement soit généralement satisfaisante, l'utilisation de la règle SRSS pour combiner les prédictions de réponse fournies par différentes analyses pushover (chacune effectuée sur un mode individuel) ne garantit pas l'équilibre à la fin de chaque étape d'analyse.

Elnashai (2001) a proposé une procédure pushover adaptative capable d'inclure, en une seule analyse plutôt que de combiner les résultats de plusieurs analyses, toutes les caractéristiques mentionnées ci-dessus. Le vecteur force est mis à jour par l'introduction d'un vecteur force normalisé $\bar{\mathbf{F}}^{(k-1)}$ dans l'équation (5.4), dans l'équation suivante de mise à jour totale :

$$\mathbf{F}^{(k)} = \lambda^{(k)} \bar{\mathbf{F}}^{(k-1)} \mathbf{F}_0 \quad (5.11)$$

Il est souligné que, dans le cas de la solution pushover adaptatif, le vecteur de forme \mathbf{F}_0 doit être défini comme uniforme, afin d'éviter toute modification du vecteur de charge correspondant aux caractéristiques modales qui, à leur tour, sont liées à la rigidité calculée à l'étape précédente.

La figure 5.5 montre la définition du vecteur force à un pas d'analyse donné, tandis que la figure 5.6 illustre la variation du modèle de force latérale en cas d'augmentation du déplacement du toit d'une structure régulière à cinq étages.

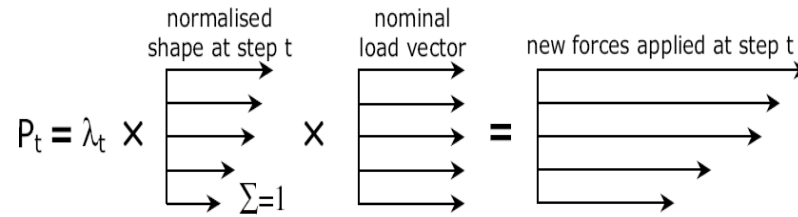


Figure 5.5 Actualisation totale du schéma des forces (Antoniou, 2002)

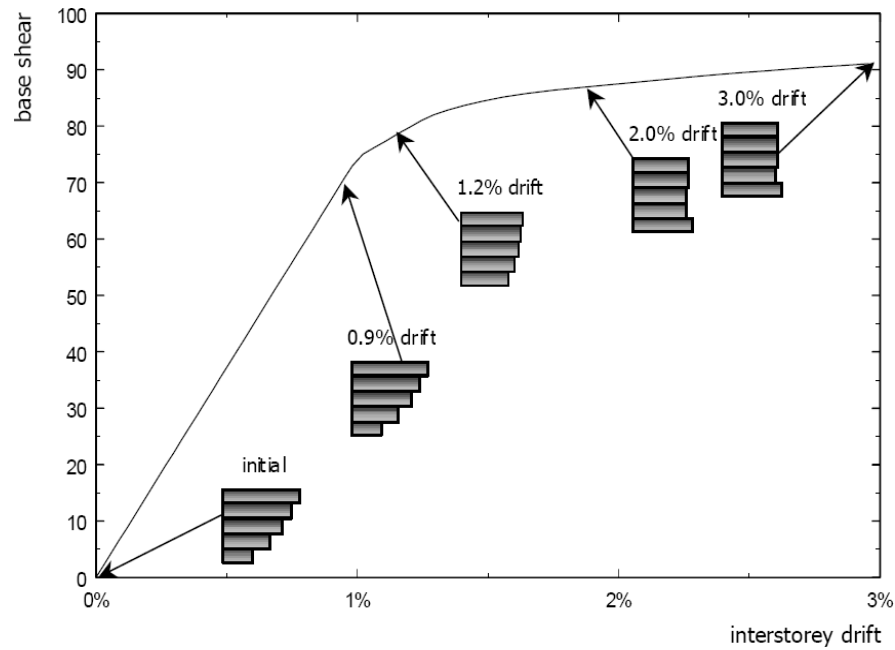


Figure 5.6 Courbe pushover à partir de l'analyse adaptative et de la variation du modèle de force (Antoniou, 2002)

La charge peut également être modifiée par une stratégie de mise à jour incrémentielle (Fig. 5.7) où l'incrément de charge $\delta F^{(k)}$ est modifié sur la base des caractéristiques modales correspondant à la prédiction de réponse à l'étape précédente.

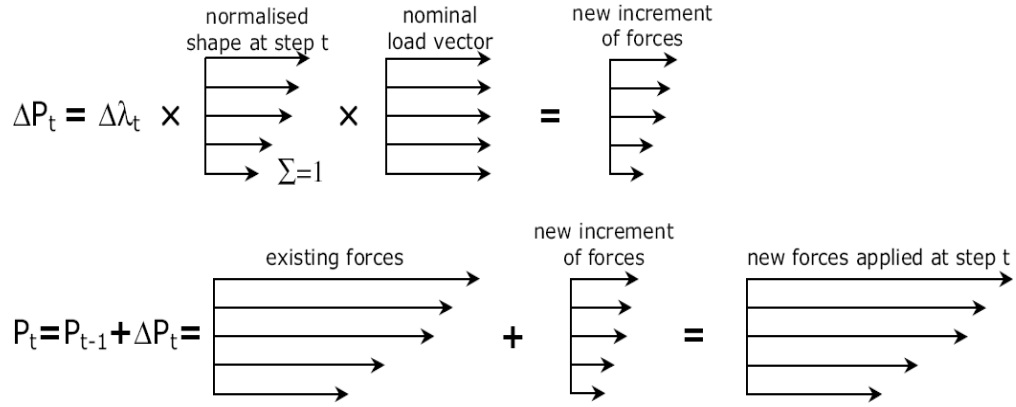


Figure 5.7 Mise à jour incrémentale du modèle de force (Antoniou, 2002)

Le vecteur force total est alors défini par l'équation suivante :

$$\mathbf{F}^{(k)} = \mathbf{F}^{(k-1)} + \delta \mathbf{F}^{(k)} = \mathbf{F}^{(k-1)} + \lambda^{(k)} \bar{\mathbf{F}}^{(k-1)} \mathbf{F}_0 \quad (5.12)$$

Le vecteur $\bar{\mathbf{F}}^{(k-1)}$ modifie la forme (et non la magnitude) des forces appliquées de sorte que chaque composante du vecteur est obtenue par une normalisation au cisaillement de base, à savoir comme suit :

$$\bar{F}_i^{(k-1)} = \frac{F_i^{(k-1)}}{\sum_{i=1}^n F_i^{(k-1)}} \quad (5.13)$$

Si les modes de vibration ne peuvent pas être supposés totalement découplés, la règle de la combinaison quadratique complète (CQC) doit être utilisée. En conséquence, la force latérale à l' i -ème niveau peut être définie comme suit :

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (F_{ij} \rho_{jk} F_{ik})} \quad (5.14)$$

ρ_{jk} étant le facteur de corrélation croisée défini par l'équation suivante :

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1.5}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad \text{avec} \quad r = \frac{\omega_k}{\omega_j} \quad (5.15)$$

Cette dernière équation comprend l'amortissement visqueux équivalent ξ (qui, pour des raisons de simplicité, est supposé être le même pour tous les modes de vibration) et les fréquences angulaires propres ω_j et ω_k correspondant aux modes considérés.

Dans le cas des structures en portiques en béton armé, Antoniou et Pinho (2004a) ont démontré que les analyses pushover basées sur des modèles de force adaptatifs ne fournissent généralement pas d'améliorations significatives dans l'estimation de la capacité sismique, mais elles sont meilleures d'un point de vue conceptuel. Comme l'a montré Priestley (2003), les règles de combinaison quadratique des contributions modales pour la définition des incréments de charge à chaque étape de l'analyse conduisent inévitablement à des incréments positifs, et donc à une augmentation monotone du vecteur de charge.

Il n'est donc pas possible d'inverser la charge appliquée. Les inversions potentielles doivent nécessairement être prises en compte dans le but de simuler des distributions irrégulières des forces d'inertie dans le domaine plastique. Par conséquent, le vecteur $\bar{\mathbf{F}}^{(k-1)}$ doit être défini comme la somme vectorielle pondérée de plusieurs contributions modales. Il a également été observé que l'analyse pushover adaptative basée sur la force (FAP) peut fournir des prédictions erronées pour de grandes déformations inélastiques, puisqu'elle a tendance à surestimer les déformations inélastiques dans les zones endommagées (c'est-à-dire une localisation apparente des dommages) et à les sous-estimer ailleurs. La rigidité latérale des éléments structurels endommagés diminue et les formes modales fournies par l'analyse des valeurs propres changent, ce qui entraîne une concentration des incréments de force à l'étape suivante. Il s'ensuit donc une possibilité qui conduit à surestimer les déformations des premiers éléments endommagés.

Dans le cas de structures régulières, l'analyse adaptative de poussée ou pushover fournit une courbe de poussée qui se situe entre celles correspondant à des profils de charge constants. Inversement, dans le cas de structures très irrégulières, l'analyse adaptative

suit les prédictions de l'IDA en fournissant une courbe pushover qui ne se situe pas entre celles fournies par le pushover non-adaptatif. Afin de surmonter les limites de l'analyse pushover non adaptative basée sur la force (par exemple, l'incapacité de saisir les inversions potentielles de la force), Antoniou et Pinho (2004b) ont proposé une *analyse pushover adaptative basée sur le déplacement* (DAP). En fait, cette dernière avec des profils de charge constants fournit des prédictions erronées puisque le mécanisme d'effondrement n'est pas le résultat de l'analyse, mais il est choisi avant que l'analyse ne soit exécutée. Par conséquent, l'analyse pushover basée sur le déplacement doit nécessairement être adaptative, afin d'éviter toute "contrainte" dans les prédictions de réponse sismique due à un mode d'effondrement prédéfini. La figure 5.8 montre que l'analyse pushover non adaptative basée sur les déplacements conduit à des estimations erronées des résultats IDA, contrairement à l'analyse basée sur les forces.

Dans la procédure adaptative proposée par Antoniou et Pinho (2004b), les équations (5.11) et (5.12) relatives à la mise à jour totale et incrémentale des forces latérales, respectivement, sont réécrites en termes de déplacements comme suit :

$$\mathbf{\Delta}^{(k)} = \alpha^{(k)} \bar{\mathbf{\Delta}}^{(k-1)} \mathbf{\Delta}_0 \quad (5.16)$$

$$\mathbf{\Delta}^{(k)} = \mathbf{\Delta}^{(k-1)} + \delta \mathbf{\Delta}^{(k)} = \mathbf{\Delta}^{(k-1)} + \alpha^{(k)} \bar{\mathbf{\Delta}}^{(k-1)} \mathbf{\Delta}_0 \quad (5.17)$$

Contrairement à l'analyse pushover basée sur les forces, les analyses pushover basées sur les déplacements sur une série de structures en béton armé ont démontré que la mise à jour totale n'est pas appropriée. En effet, elle a tendance à surestimer les déformations dans les premiers éléments endommagés (ce qui est également une limitation du FAP) et à poser des problèmes de convergence numérique. Ces derniers sont évités par la mise à jour incrémentale du vecteur déplacement car sa modification est effectuée de manière graduelle. La figure 5.9 illustre une comparaison entre les courbes pushover obtenues avec les deux types de mise à jour du vecteur déplacement.

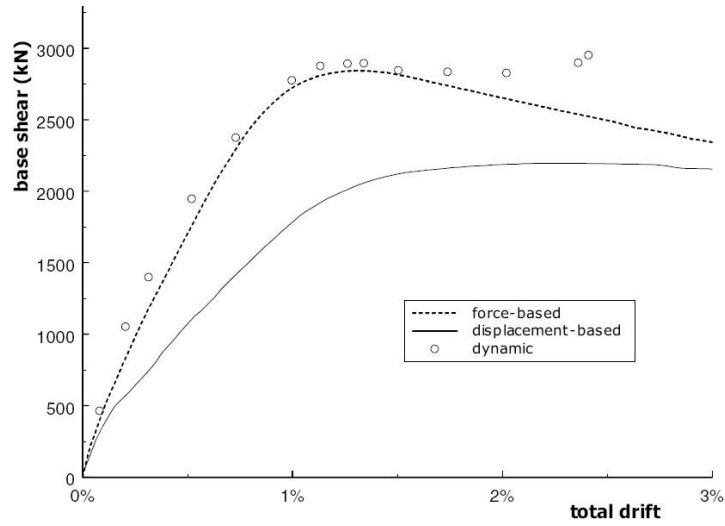


Figure 5.8 Comparaison entre l'analyse conventionnelle basée sur les forces, l'analyse non adaptative basée sur les déplacements et IDA (Antoniou et Pinho, 2004b)

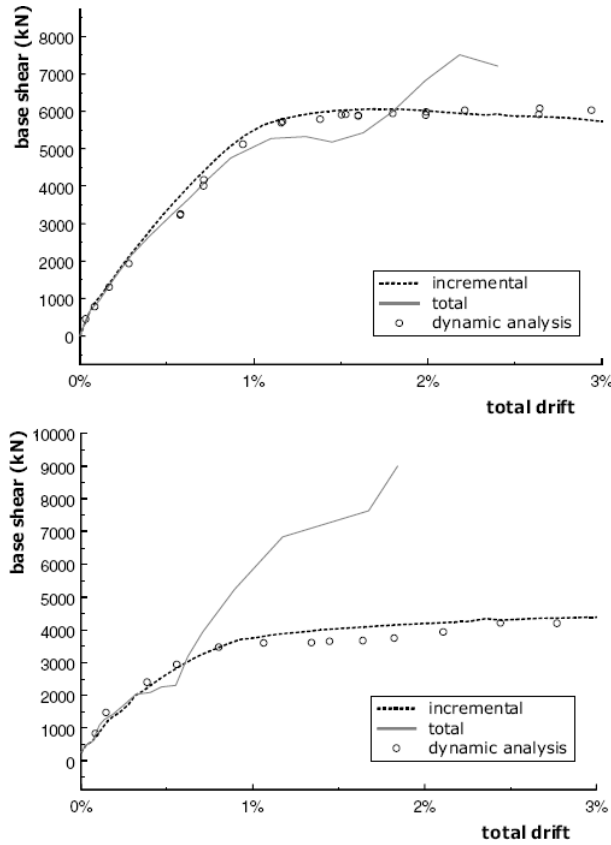


Figure 5.9 Actualisation totale par rapport à l'actualisation incrémentale en DAP (Antoniou et Pinho, 2004b)

Le vecteur $\bar{\Delta}^{(k-1)}$ modifie la forme (et non la magnitude) des déplacements latéraux donnés et chaque composante est définie par l'équation suivante :

$$\bar{\Delta}_l^{(k-1)} = \frac{\bar{\Delta}_l^{(k-1)}}{\max \left\{ \bar{\Delta}_l^{(k-1)} \right\}_{i=1 \dots n}} \quad (5.18)$$

Ainsi, le déplacement maximal est proportionnel au multiplicateur de charge $\alpha^{(k)}$, selon la stratégie de contrôle de la charge.

Les déplacements Δ_i peuvent être estimés de deux manières différentes : (1) directement à partir des valeurs propres par le biais de la règle de combinaison SRSS ou CQC (mise à l'échelle basée sur les déplacements) ; ou (2) à partir de déplacements relatifs entre étages θ_i définies comme la différence entre les valeurs propres liées à deux niveaux de planchers consécutifs (*mise à l'échelle basée sur les dérivées inter-étages*). Dans le premier cas, les déplacements latéraux sont calculés comme suit :

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \Phi_{ij})^2} \quad (5.19)$$

Alors que dans le dernier cas, ils sont calculés par l'équation suivante :

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\Phi_{i,j} - \Phi_{i-1,j})]^2} \quad (5.20)$$

L'inclusion des déplacements relatifs entre étages rend plus claire la relation entre la réponse structurelle inélastique et la demande de déformation. L'amplification spectrale

du déplacement $S_{d,j}$ peut également être considérée comme un facteur de pondération déplacements inter-étages. Ainsi, l'Eq. (5.20) s'écrit comme suit :

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j}) S_{d,j}]^2} \quad (5.21)$$

Les forces latérales sont alors déterminées par l'analyse structurelle et ne sont pas des "contraintes" à un profil prédéfini. Cela permet de simuler également les inversions de force potentielles, conformément aux prévisions de l'IDA.

5.1.6. Effets Tridimensionnels

L'introduction des effets tridimensionnels dans l'analyse pushover est une question primordiale. En général, l'analyse pushover est effectuée séparément le long des directions orthogonales du plan du bâtiment. Cependant, plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes d'analyse (soit simplifiées, soit plus précises) pour inclure l'influence de la réponse en torsion sur la capacité sismique des bâtiments ou, alternativement, sur la demande sismique. Les principales questions portent sur :

1. l'application de forces latérales dans l'une ou les deux directions du plan du bâtiment ;
2. la règle de combinaison à employer si les deux forces sont appliquées sur le bâtiment ;
3. les points d'application des forces latérales ;
4. la mise en œuvre des excentricités de résistance, de rigidité et de masse ; et
5. la capacité d'appliquer des profils adaptatifs sur des modèles tridimensionnels, ainsi que la stratégie à utiliser pour leur mise à jour pas à pas.

Kilar et Fajfar (1996, 1997) ont proposé une procédure de pushover pour les bâtiments asymétriques basée sur la définition de macro-éléments bidimensionnels (à savoir, des sous-systèmes de résistance aux charges latérales tels que des portiques et des murs de cisaillement simples/couplés) visant à une modélisation non linéaire simplifiée des structures tridimensionnelles. Le comportement de chaque macro-élément est défini par une relation bilinéaire, ou multilinéaire, entre le cisaillement de base et le déplacement du toit. La courbe pushover globale est ensuite obtenue par une analyse pas à pas qui permet de surveiller la formation de rotules plastiques dans la structure. La procédure est capable d'évaluer les effets de torsion et leur influence sur la capacité sismique du bâtiment.

Moghadam et Tso (1996, 2000a) ont proposé une méthode monomode non adaptative plus précise en étendant l'analyse pushover bidimensionnelle à des structures tridimensionnelles. La réponse sismique du système MDOF est liée à celle d'un système SDOF en supposant que la réponse dynamique du bâtiment est régie par le mode fondamental de vibration. La principale différence avec les méthodes pushover bidimensionnelles est que les translations le long des axes x et y du plan du bâtiment, ainsi que les rotations en torsion des diagonales de plancher, sont prises en compte. Les rotations de torsion des diaphragmes de plancher, sont considérées dans les formes modales. Le vecteur de déplacement est alors défini comme suit :

$$\Delta = \begin{bmatrix} \Phi_x \\ \Phi_y \\ \Phi_\theta \end{bmatrix} \Delta_c(t) = \Phi \Delta_c(t) \quad (5.22)$$

Où $\Delta_c(t)$ est une coordonnée généralisée représentant le déplacement au point de contrôle ; et Φ est le vecteur de forme du déplacement supposé pour le bâtiment. Néanmoins, une telle méthodologie fournit de bonnes prédictions de réponse à l'extrémité flexible du

bâtiment, alors qu'elle conduit à une forte sous-estimation de la réponse sismique à l'extrémité rigide (Rutenberg et De Stefano, 1997).

Une variante de la méthode proposée par Moghadam et Tso a été développée par Penelis et Kappos (200). Le vecteur de charge (incluant les forces latérales et les couples d'étage) est déterminé à partir des translations et des rotations résultant de l'analyse dynamique multi-modes avec spectre de réponse. La transformation de la structure en un système SDOF est effectuée une fois qu'un système SDOF "hybride" a été caractérisé. Un tel système (oscillateur) possède à la fois des modes de translation et de torsion. Cette approche est une extension des méthodes classiques basées sur l'idéalisation du système SDOF, mais elle ne prend pas en compte les effets des modes supérieurs, ni la redistribution des forces due à la déformation progressive des composants structurels.

Faella et Kilar (1998) ont étudié la précision de l'analyse tridimensionnelle de pushover en comparant ses prédictions à celles obtenues par des analyses dynamiques. Les vecteurs de force sont appliqués le long d'une seule direction de plan aux emplacements des centres de masse.

Une étude paramétrique a été réalisée pour évaluer l'emplacement optimal des points où les charges latérales doivent être appliquées. Il a été conclu que des prédictions de réponse acceptables en termes de déplacements peuvent être obtenues dans les extrémités rigides et flexibles du bâtiment, en changeant l'emplacement des points d'application des forces latérales.

Pour une structure donnée, il est clair que différents emplacements optimaux correspondent à des niveaux de dommages croissants. Par conséquent, des profils de charge adaptatifs sont nécessaires car ils changent avec la distribution évolutive de la rigidité latérale dans toute la structure.

Sur la base d'une enquête similaire, Kilar et Fajfar (2001) ont suggéré de réaliser le SPO séparément dans deux directions et de combiner leurs résultats par le biais de la règle SRSS. Ces chercheurs ont constaté que la précision de la méthode pouvait être améliorée si le point d'application des forces latérales était déplacé dans les limites des excentricités indiquées dans l'EC8. Les auteurs ont représenté la réponse en torsion des bâtiments étudiés au moyen de la surface du *couple de cisaillement de base* (BST) proposée par De la Llera et Chopra (1995) pour décrire toutes les ternies possibles (V_{bx}, V_{by}, T) correspondant à un effondrement global (Fig. 5.10). Il a été constaté que les surfaces BST des bâtiments à plusieurs étages peuvent être déterminées par une série d'analyses statiques incrémentales. Ces surfaces permettent de comprendre la réponse sismique des bâtiments à plan irrégulier, et donc de concevoir et d'évaluer ces structures dans les zones sismiques.

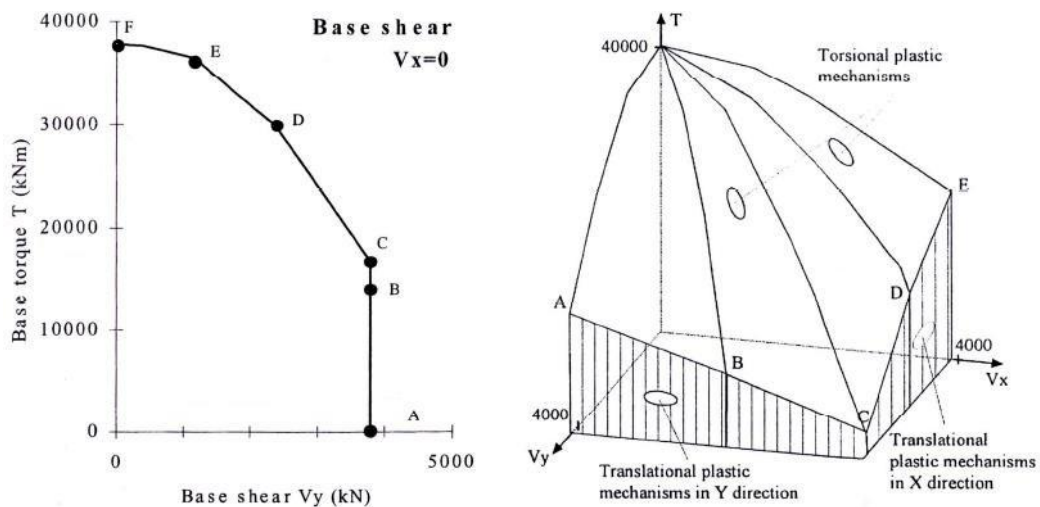


Figure 5.10 Surface de la BST (De la Llera et Chopra, 1995)

Une étude préliminaire menée par Antoniou (2002) a montré la bonne précision du FAP pour la prédiction de la réponse sismique de structures tridimensionnelles, mettant en évidence certains problèmes liés au choix du modèle de déplacement latéral.

Meireles et al. (2006) ont évalué le DAP en comparant ses résultats avec les prédictions IDA dans le cas du bâtiment asymétrique SPEAR. Les IDA ont été réalisés en considérant une action sismique bidirectionnelle qui était représentée par sept (07) d'accélérogrammes différents compatibles avec le spectre. Les déplacements relatifs entre étages dus à la réponse en torsion ont été légèrement sous-estimées. La comparaison entre les courbes pushover fournies par le DAP et par les procédures pushover conventionnelles non adaptatives (basées sur le modèle de forces triangulaires inverse) a montré que ces dernières conduisent à des prédictions précises dans le cas de bâtiments de faible hauteur dont l'élévation est régulière. Le DAP consiste en l'application simultanée de déplacements latéraux dans deux directions orthogonales du plan du bâtiment. Les prédictions de réponse ont également été modifiées en concluant qu'une seule analyse est suffisante si les contributions modales sont combinées dans chaque étape de l'analyse.

Le travail de calcul de cette procédure est donc beaucoup moins exigeant que celui associé à l'MPA (Chopra et Goel, 2002). Cette dernière consiste en effet en la combinaison de plusieurs SPO, chacune réalisée pour un seul mode de vibration.

5.1.7. Analyse Statique Non-Linéaire Selon EC8 Et FEMA356

L'identification des avantages et des limites des méthodes décrites ci-dessus a conduit à la définition de deux groupes de profils de charge pour l'analyse de pushover dans les codes sismiques les plus avancés. Une telle approche vise donc à fournir des estimations conservatrices de la réponse sismique comme l'enveloppe des résultats correspondant à deux procédures sélectionnées parmi celles appartenant à deux groupes de modèles de charges (Kunnath, 2004).

L'Eurocode 8 (EC8 -CEN, 2004) considère deux modèles de force : "uniforme" et "modal". Par contre FEMA 356 (ASCE, 2000) suggère d'effectuer une SPO au moins pour les profils de charge sélectionnés dans les deux groupes de modèles de charge énumérés ci-dessous. Le premier groupe comprend des modèles de force proportionnels:

- aux forces latérales définies par $\mathbf{F} = \mathbf{M} \mathbf{H}^k$, étant k au facteur exprimé par l'équation (5.6) ;
- à la forme élastique de premier mode ;
- aux cisaillements d'étage obtenus de l'analyse linéaire avec spectre de réponse.

Le deuxième groupe de forces latérales comprend les modèles suivants :

- proportionnel à la masse ;
- adaptatif.

Il est intéressant de noter que l'EC8 reconnaît que le SPO sous-estime les déplacements à l'extrémité rigide du plan (à savoir, l'extrémité où les déplacements latéraux sont plus faibles), dans le cas des deux structures flexibles en torsion (c'est-à-dire ceux ayant un premier mode de vibration de torsion) et les bâtiments ayant un second mode de vibration de torsion. Cette sous-estimation se produit également si des excentricités accidentelles aux centres de masse sont considérées dans l'analyse de pushover. Par conséquent, les déplacements latéraux à l'extrémité rigide peuvent être amplifiés en fonction des résultats de l'analyse dynamique multi-modes.

5.2. Estimation de la Demande et la Performance Sismiques

Selon la PBD, la demande sismique doit être estimée pour chaque état limite ciblé. Cette estimation doit inclure la réponse non linéaire de la structure pour obtenir des prédictions précises de la performance sismique réelle. A cette fin, étant donné les difficultés élevées liées à l'IDA et à l'interprétation de ses résultats, l'une des procédures suivantes peut être utilisées : *la méthode du spectre de capacité*, qui a été suggérée par l'ATC 40 (ATC, 1996) pour la première fois ; *la méthode du coefficient de déplacement*, qui est indiquée dans la norme FEMA 356 (ASCE, 2000) et FEMA 440 (ATC, 2005) ; et enfin la méthode N2, qui est présentée dans l'EC8 (CEN, 2004).

Dans les sous-sections suivantes, les principales caractéristiques de ces méthodes sont examinées. Elles sont appelées procédures statiques non linéaires (NSP) dans la littérature. L'objectif principal est d'évaluer la demande sismique à travers une représentation spectrale de la réponse non linéaire, qui est rendue possible par :

1. l'idéalisation de la structure MDOF réelle comme un système SDOF élasto-plastique équivalent ; et
2. la transformation de la demande élastique en demande inélastique en augmentant l'amortissement structurel ou, alternativement, en définissant une ductilité de déplacement.

5.2.1. La Méthode du Spectre de Capacité

La méthode du spectre de capacité (CSM) a été proposée pour la première fois par Freeman et al. (1975) pour une évaluation rapide du risque sismique de classes de bâtiments. Sa capacité exceptionnelle à donner une représentation graphique de la performance sismique d'une structure donnée a été largement reconnue pour la conception/évaluation sismique des bâtiments (Freeman, 1998). En fait, tout niveau de dommage peut être directement corrélé à un niveau d'intensité sismique. La capacité sismique est alors comparée à la demande sur le même plan cartésien ayant le déplacement spectral sur l'axe des abscisses et l'accélération spectrale sur l'axe des ordonnées (format accélération-déplacement, AD,). Les périodes de vibration correspondent aux rayons sortant de l'origine du système de coordonnées. La procédure comprend les étapes suivantes :

1. Définition de la courbe de poussée $V_b - \Delta_c$ au moyen d'une analyse de poussée ou de méthodes moins sophistiquées.
2. Évaluation des propriétés dynamiques de la structure (c'est-à-dire les périodes de vibration, les formes modales, les facteurs de participation modale et les masses participantes).

3. Transformation de la courbe pushover en spectre de capacité, à savoir en courbe d'accélération spectrale (S_a) en fonction du déplacement spectral (S_d), comme suit :

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad S_d = \frac{\Delta_c}{\Gamma_1 \Phi_{c,1}} \quad (5.23)$$

où Γ_1 est le facteur de participation du mode fondamental :

$$\Gamma_1 = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{m_e^*}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \quad (2.24)$$

et M_1^* est la masse participante pertinente :

$$M_1^* = \frac{(\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1})^2}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{(m_e^*)^2}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \quad (2.25)$$

La relation entre l'accélération spectrale et le déplacement spectral est la suivante :

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d = \omega^2 S_d \quad (2.26)$$

Ainsi, la pente du rayon sortant de l'origine des axes diminue lorsque la période de vibration augmente.

4. Idéalisations bilinéaire ou multilinéaire du spectre de capacité en définissant, par exemple : la rigidité élastique comme la rigidité sécante à un cisaillement de base égal à 0,6-0,7 fois la force de résistance maximale ; le déplacement ultime comme le déplacement latéral correspondant à une réduction du cisaillement de base non supérieure à 15-20% ; et enfin la force ultime par la règle de l'énergie égale.
5. Conversion du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement en un spectre de demande qui est défini dans le format AD via l'équation suivante :

$$S_d = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_a \quad (2.26)$$

La demande élastique doit ensuite être réduite afin de tenir compte de l'augmentation de l'amortissement associée à la réponse hystérétique de la structure. En considérant un nombre donné de rapports d'amortissement croissants, on peut obtenir un ensemble de spectres de demande inélastique. Dans la version classique du CSM, la demande sismique était définie par des spectres sur amortis, plutôt que par des spectres inélastiques à ductilité constante.

6. Quantification de la performance sismique de la structure en termes d'accélération et de déplacement maximum pour le système SDOF. *Un point de performance* (PP) peut être identifié comme l'intersection des spectres de capacité et de demande, ce dernier correspondant à un niveau d'amortissement approprié. Si le spectre de capacité n'a pas intersection avec le spectre de demande, alors la structure ne résiste pas au séisme de conception.

D'un point de vue analytique, une procédure itérative est nécessaire pour identifier le point PP ; elle se poursuit jusqu'à ce que l'amortissement effectif du système SDOF équivalent soit calculé. Une telle procédure itérative est nécessaire car, dans le cas de systèmes inélastiques, la capacité sismique dépend de la demande sismique. En effet, lorsque la structure subit des dommages dus à de grandes déformations induites par le mouvement sismique du sol, sa rigidité latérale diminue et la période fondamentale de vibration s'allonge. Par conséquent, étant donné que l'accélération spectrale dépend de la période, la demande sismique change également avec les propriétés dynamiques de la structure. Il est également souligné que la déformation induit une dissipation d'énergie par hystérésis (dont la magnitude dépend de l'amplitude et de la stabilité des cycles plastiques). Étant donné que l'énergie hystérétique n'est pas libérée par la structure, l'amortissement produit une chute du déplacement.

La figure 5.11 illustre les principales étapes de la CSM. Lorsque la demande de déplacement augmente, la rigidité latérale du système (qui est estimée sur le spectre de capacité) diminue, la période de vibration augmente et la pseudo-accélération diminue également. Si la période fondamentale du système est supérieure à la limite inférieure de la période de la branche à vitesse constante du spectre de demande, le système SDOF élasto-plastique est soumis à une demande de déplacement égale à celle associée à une réponse élastique linéaire (*règle de déplacement égal*).

La CSM présente deux limites principales. Premièrement, aucune preuve physique ne permet de justifier une relation stable entre l'énergie hystérétique et l'amortissement visqueux équivalent, en particulier dans le cas de systèmes hautement élastiques. Deuxièmement, la période associée à l'intersection de la courbe de capacité avec le spectre sur amortis ne peut pas être reliée à la réponse dynamique réelle du système inélastique. Aux États-Unis d'Amérique de telles considérations ont conduit à supposer une autre méthode pour l'estimation de la demande sismique, qui est basée sur des facteurs d'amplification de la demande de déplacement élastique. (Voir section 5.2.2). En fait, alors que l'ATC 40 (ATC, 1996) se référait explicitement à la procédure de Freeman, autant le FEMA 273 (ATC, 1997a) que les normes américaines successives se sont concentrées sur la méthode du coefficient de déplacement (DCM).

La version classique du CSM a été modifiée par Fajfar (1999), qui a proposé l'utilisation de spectres inélastiques à ductilité constante, plutôt que des spectres sur amortis. De cette façon, l'influence de la demande de ductilité globale est également prise en compte. Cette variante comprend la méthode N2 (voir section 5.2.3). Deux procédures basées sur des spectres à ductilité constante ont également été développées par Chopra et Goel (1999), comme outils alternatifs à ceux présentés dans l'ATC 40. Dans leur étude, trois relations différentes $R_\mu - \mu - T$ ont été utilisées, à savoir celles développées par Newmark et Hall (1982), Krawinkler et Nassar (1992), et Vidic et al. (1994). Enfin, Albanesi et al. (2000) ont proposé une variante simplifiée du CSM qui permet d'éliminer le besoin

d'itérations dans l'estimation de la demande sismique. Cette procédure est basée sur l'utilisation de spectres de réponse à amortissement variable, qui sont similaires aux spectres de réponse conventionnels.

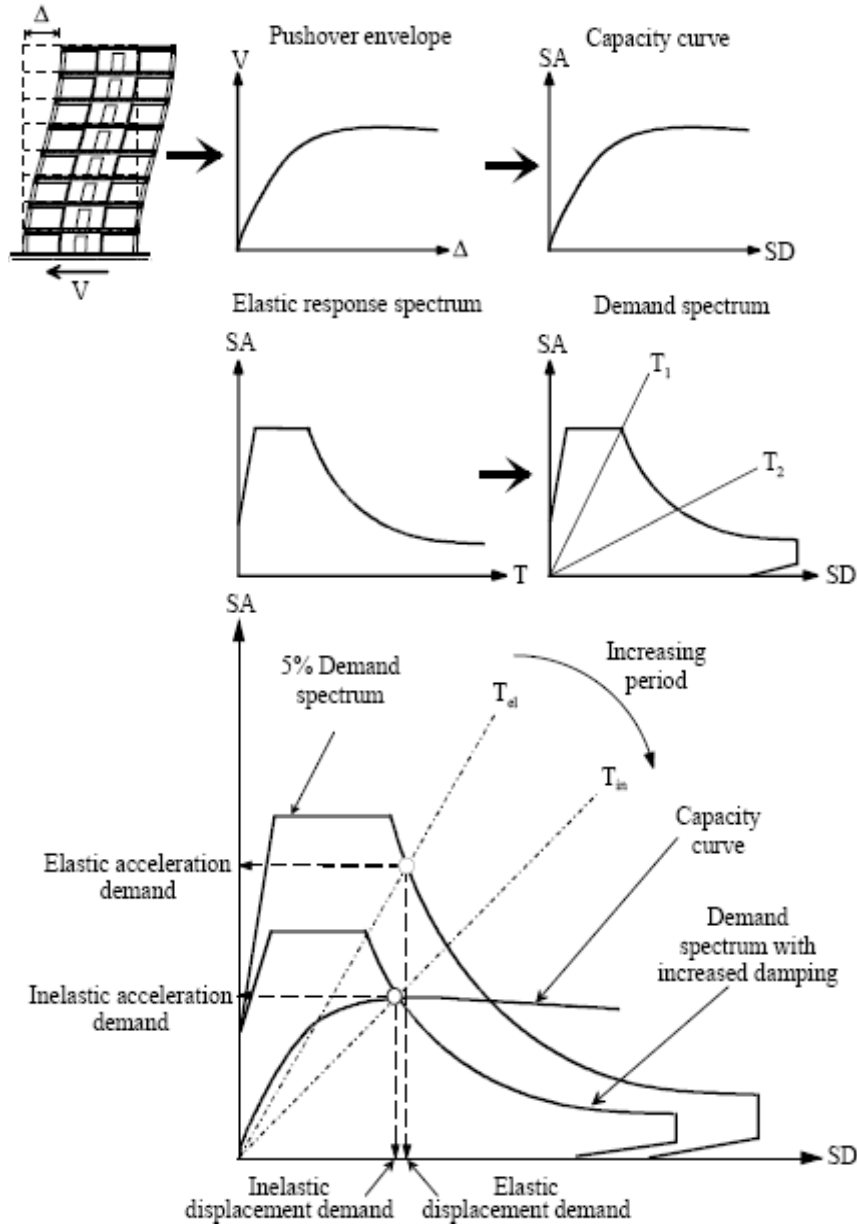


Figure 5.11 Représentation graphique du CSM (Mwafy, 2001)

5.2.2. La Méthode du Coefficient de Déplacement

Une telle méthode a été rapportée pour la première fois dans FEMA 273 et permet d'estimer la demande de déplacement (à savoir, le déplacement cible) par une procédure numérique qui n'inclut pas la transformation de la courbe de pushover dans le format AD. La version originale ne s'applique que dans le cas de bâtiments réguliers et d'effets de torsion négligeables dus aux modes de vibration supérieurs.

La courbe de pushover est idéalisée comme un diagramme force-déplacement bilinéaire. La période effective T_e est estimée en fonction de la période initiale T_i associée à la raideur élastique. Ensuite, le déplacement cible est défini comme le produit de la demande élastique par un certain nombre de coefficients (Fig. 5.12).

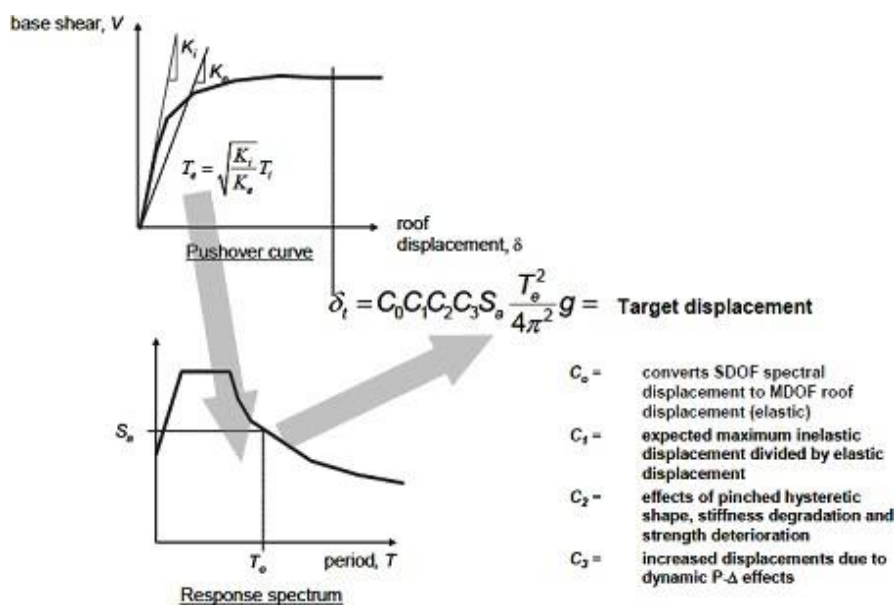


Figure 5.12 Représentation graphique du DCM

En particulier, la période effective de la structure dans la direction considérée sur le plan du bâtiment peut être estimée comme suit :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (5.28)$$

Où : T_i et K_i sont respectivement la période et la rigidité latérale obtenues par une analyse dynamique multimodes sur le modèle structurel élastique ; et K_e est la rigidité effective à 0,6 fois le cisaillement de base maximal.

Dans le cas de bâtiments avec des diaphragmes (planchers) rigides, le déplacement cible peut être calculé par l'équation suivante :

$$\Delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a(T_e) \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.29)$$

Où :

- $S_a(T_e)$ est l'accélération spectrale de la période effective ;
- C_0 est un facteur de modification qui permet d'estimer le déplacement élastique du toit du système MDOF en fonction de la demande de déplacement élastique sur le système SDOF, un tel facteur peut être approché comme le facteur de participation du mode fondamental ;
- C_1 est un facteur de modification qui permet d'estimer le déplacement maximal sur un système SDOF élastique-parfaitement plastique en fonction de celui subi par le même système SDOF à comportement linéaire élastique ; ce facteur est défini comme suit :

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } T_e \geq T_c \\ \frac{1.0 + (R - 1) \frac{T_c}{T_e}}{R} \geq 1.0 & \text{pour } T_e < T_c \end{cases} \quad (5.30)$$

Où T_c est la période de la limite inférieure de la branche à vitesse constante du spectre de réponse, tandis que R est le facteur de réduction de la force ;

- C_2 est un facteur de modification tenant compte de l'influence de la forme hystérétique, de la dégradation de la rigidité et de la détérioration de la résistance, sur la demande de déplacement ; et
- C_3 est un facteur d'amplification tenant compte des effets dynamiques P-Delta, qui dépendent de la réponse post-crête du modèle SDOF.

La procédure d'estimation du déplacement cible est également résumée dans la FEMA 356 (ASCE, 2000), tandis que la FEMA 440 (ATC, 2005) fournit des formulations intéressantes pour des estimations plus précises des facteurs de modification du déplacement élastique. Cela comprend aussi les caractéristiques du mouvement sismique du sol (qu'il s'agisse de la source proche ou du champ lointain). La FEMA 440 précise que les effets de torsion ne doivent être pris en compte que si les diaphragmes de plancher peuvent être considérés comme rigides dans leur propre plan. Dans ce cas, un facteur d'amplification supplémentaire, défini comme le rapport entre le déplacement maximal en tout point du diaphragme et le déplacement moyen, est pris en compte. Au contraire, dans le cas de diaphragmes flexibles, le déplacement cible doit être amplifié par un coefficient égal au rapport entre le déplacement maximal en tout point du diaphragme du toit et le déplacement au centre de masse situé au même niveau.

Akkar et Metin (2007) ont étudié l'exactitude des procédures rapportées dans la FEMA 440 pour l'application du CSM et du DCM. Un grand nombre d'analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées sur des systèmes SDOF et MDOF sous des enregistrements de mouvements du sol à la fois à proximité de la source (ordinaire et à impulsion) et à distance. Il a été constaté que les deux NSP peuvent fournir des prédictions assez précises de la demande de déformation en termes de valeurs médianes, également dans le cas d'enregistrements de sources proches. Les erreurs statistiques conditionnées par le facteur de réduction de la résistance R ont montré que le DCM a tendance à fournir des estimations conservatrices lorsque la valeur de R augmente.

Erduran et Kunnath (2010) ont mené une étude visant à améliorer le DCM pour les systèmes MDOF dégradés. Ces chercheurs ont constaté qu'il est très difficile d'obtenir des valeurs R élevées (c'est-à-dire non inférieures à 6) dans le cas de structures à faible période, de sorte que les coefficients de demande doivent être définis en tenant compte de la valeur spécifique du facteur de réduction de la résistance. Les formules simplifiées qui définissent le coefficient C_2 conduisent à sous-estimer la demande de déplacement dans le cas de structures à faible période avec une dégradation de la rigidité. Une série d'analyses non linéaires a également été réalisée pour évaluer l'influence de la dégradation de la résistance et des effets P-Delta sur la demande de déplacement dans le cas de systèmes soumis à la fois à des mouvements de sol sismiques de source proche et de champ lointain. Par conséquent, des formules simplifiées ont été développées afin de définir les facteurs d'amplification du déplacement intégrant non seulement les dégradations de la rigidité et de la résistance, mais aussi les effets P-Delta.

5.2.3. La Méthode N2

Une telle procédure a été proposée par Fajfar et Fischinger (1989), et peut être appliquée également à l'analyse des dommages (Fajfar et Gašpersič, 1996). Il s'agit d'une NSP très efficace et c'est la méthode de référence dans l'EC8, conforme à la PBD multi-niveaux (Fajfar, 2000) et convient aux structures irrégulières en plan en présence d'excentricités accidentelles (Fajfar, 2006 ; De Stefano et Pintucchi, 2008 ; Magliulo et al., 2008). L'idée de base provient du modèle -Q de Saiidi et Sozen (1981), mais sa dernière variante a été reformulée également dans le format AD (Fajfar, 1999) pour combiner les avantages du CSM, en termes de représentation graphique, avec la signification physique solide des spectres de demande inélastique à ductilité constante.

Dans la méthode N2, "N" signifie analyse sismique non linéaire et "2" signifie modèle structurel bidimensionnel. L'ancienne version de la méthode était en effet basée sur :

- le développement de deux modèles mathématiques distincts de la structure ;

- l'évaluation de la capacité sismique par SPO ; et
- l'utilisation d'un spectre de réponse inélastique pour l'estimation de la demande et l'évaluation de la performance globale.

Le modèle de capacité doit inclure les principales non-linéarités affectant la structure à évaluer. Le SPO permet alors de caractériser la réponse non linéaire et d'identifier les limites de déplacement sur la courbe pushover. L'idéalisation du système MDOF en un système SDOF élasto-plastique équivalent est réalisée par une réduction homothétique des courbes pushover. Une telle réduction est effectuée au moyen de la participation modale et du déplacement modal au point de contrôle. Le système SDOF élasto-plastique est défini par une idéalisation bilinéaire de la courbe pushover réduite, de sorte que la demande de déplacement inélastique est dérivée (sans aucune itération) en fonction à la fois de la période élastique du système SDOF et du facteur de réduction de la résistance de la "demande", au moyen de relations $R_\mu - \mu - T$ comme celle proposée par Vidic et al. (1994).

L'utilisation d'un modèle élasto-plastique avec durcissement, plutôt que le modèle EPP, pour idéaliser la courbe de poussée (pushover) réduite conduit à une réduction du déplacement cible, à savoir la demande de déplacement maximal définie comme le produit de la demande de déplacement élastique par la ductilité cinématique.

L'idéalisation bilinéaire de la courbe pushover à l'échelle permet d'estimer la force d'élasticité $V_e^* = V_y^*$. Une fois que la masse effective m_e^* et la rigidité élastique k_e^* du système SDOF équivalent ont été calculés (voir section 5.1.1), la période élastique peut être définie comme suit :

$$T_e^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_e^*}{k_e^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_e^* d_y^*}{v_y^*}} \quad (5.31)$$

Le rapport entre la force de résistance élastique de la demande et la force d'élasticité du système SDOF fournit le facteur de réduction de la résistance de la "demande" associé à la ductilité du déplacement :

$$R_\mu = \frac{m_e^* S_{a,e}}{v_y^*} = \frac{S_{a,e}}{S_{a,y}} \quad (5.32)$$

La demande de ductilité peut être estimée par une relation RT, de sorte que la demande de déplacement inélastique peut être obtenue à partir de celle liée au système élastique, à savoir $S_{d,e}$.

En particulier, le déplacement inélastique maximal peut être estimé par les équations suivantes :

$$d_{max}^* = \frac{d_{max,e}^*}{R_\mu} \left[(R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_e^*} + 1 \right] = \frac{\mu}{R_\mu} d_{max,e}^* \geq d_{max,e}^* \text{ pour } T_e^* \leq T_c \quad (5.33)$$

$$d_{max}^* = d_{max,e}^* = S_{d,e} \quad \text{pour } T_e^* \geq T_c$$

Si l'équation (5.32) donne un facteur de réduction de la résistance non supérieur à l'unité, la structure se comporte de manière élastique et le déplacement maximal est égal à la demande élastique. L'évaluation de la performance sismique de la structure est donc effectuée en vérifiant que la demande de déplacement dérivée de l'une des équations (5.33) ne dépasse pas la capacité de déplacement d_u . Cette dernière est définie avant que l'idéalisation bilinéaire de la courbe pushover à l'échelle ne soit effectuée. Par exemple, on peut identifier la capacité de déplacement ultime de la structure pour une chute de cisaillement de base donnée. Si la demande de déplacement à l'état limite considéré n'est pas supérieure à la capacité de déplacement pertinente, la distribution de la demande inélastique dans toute la structure réelle peut être évaluée en amplifiant la demande de déplacement inélastique sur le système SDOF équivalent par le facteur de participation au premier mode, comme suit :

$$\Delta_{max} = \Gamma_1 d_{max}^* \quad (5.34)$$

Compte tenu de ce déplacement, les forces internes et les déformations de la structure peuvent être calculées pour évaluer les demandes locales sur les composants structurels individuels. Le déplacement maximal Δ_{max} est donc clairement le déplacement cible Δ_t considéré dans le DCM.

Dans la méthode N2, l'endommagement hystérétique n'est pas pris en compte en augmentant l'amortissement visqueux équivalent du système SDOF élastique, mais en considérant un système élasto-plastique équivalent. Ainsi, l'Eq. (5.27) ne peut pas être appliquée et le spectre de demande dans le format AD doit être défini par les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{a,e}}{R_\mu} \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{d,e} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T_e^*}{4\pi^2} S_{a,e} = \mu \frac{T_e^*}{4\pi^2} S_a \quad (5.35)$$

Avec :

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T_e^*}{T_c} \quad \text{pour } T_e^* \leq T_c \quad (5.36)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T_e^* \geq T_c$$

Ces équations¹⁸ permettent d'évaluer la réduction maximale de la résistance en fonction de la ductilité de déplacement. Cette dernière est définie sur le diagramme force-déplacement idéalisé comme le rapport entre le déplacement ultime (pas le déplacement à la demande) et le déplacement à la limite élastique. Dans ce cas, le facteur de réduction de la résistance n'est pas associé à la demande, mais c'est une mesure de la capacité sismique.

¹⁸La première est liée à la règle de l'égalité d'énergie, la seconde à la règle de l'égalité de déplacement.

Il est souligné que les équations (5.36) sont une approximation des équations suivantes dérivées par Vidic et al. (1994) :

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T_e^*}{T_0} \quad \text{pour } T_e^* \leq T_0 \quad (5.37)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T_e^* \geq T_0$$

Où $T_0 = 0.65\mu^{0.3}$ $T_c \leq T_c$

La figure 5.13 montre une comparaison entre les relations $R_\mu - \mu - T$ définies par les équations (5.37) et celles obtenues en supposant la période T_0 égale à la période caractéristique T_c du mouvement de sol sismique. Cette dernière est généralement définie comme étant la période de limite inférieure de la branche à vitesse constante du spectre de réponse.

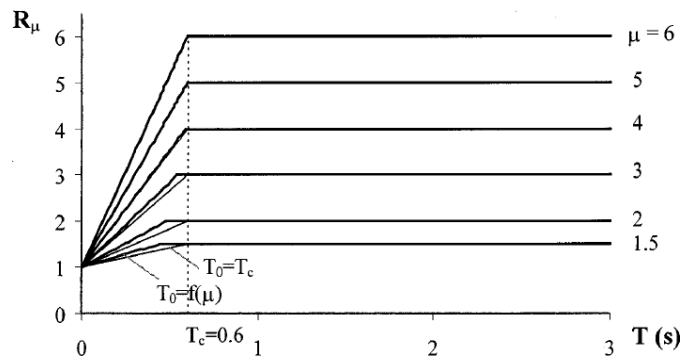


Figure 5.13 Définition du facteur de réduction de la résistance lié à la ductilité (Fajfar, 1999)

L'hypothèse $T_0 = T_c$ est conservatrice car elle conduit à une légère sous-estimation du facteur R dans l'intervalle $[0, T_c]$, et donc à une demande d'accélération (c'est-à-dire une résistance requise) supérieure à la réalité. Les figures 5.14a et 5.14b montrent l'identification graphique de PP pour les structures à faible période (c'est-à-dire avec $T^* < T_c$) et les structures à période élevée (c'est-à-dire avec $T^* > T_c$), respectivement. Le PP est défini comme l'intersection entre le spectre de demande à ductilité constante et

le spectre de capacité bilinéaire. Ce dernier est dérivé du diagramme force-déplacement bilinéaire par les équations (5.23).

On peut voir que la demande de déplacement inélastique sur les structures à faible période est plus grande que la demande élastique (Fig. 5.23). Plus importante que la demande élastique (Fig. 5.14a), alors qu'elles sont identiques dans le cas de structures haute période (Fig. 5.14b).

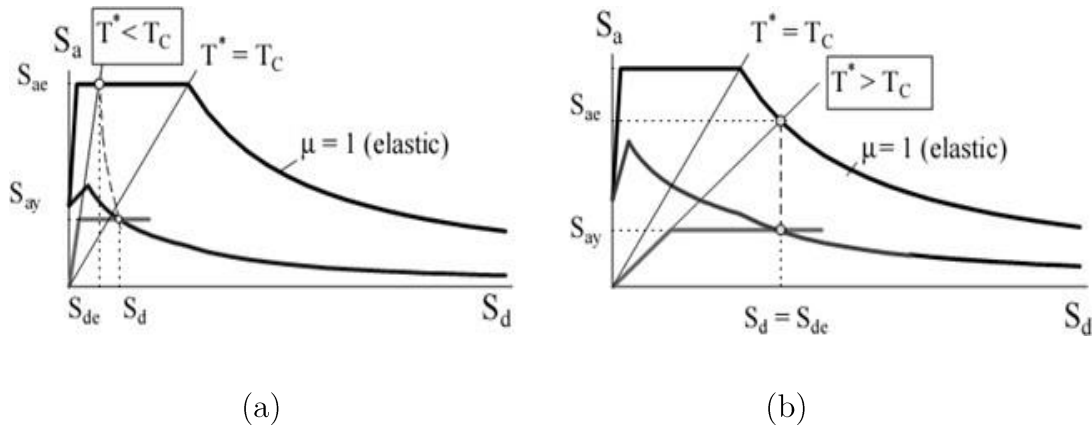


Figure 5.14 Estimation de la demande de déplacement pour (a) des structures à faible et (b) à forte périodicité

En général, l'accélération de conception est inférieure à l'accélération de rendement de la structure. En fait, la sur résistance permet une réduction supplémentaire de la résistance grâce à un facteur de sur résistance appelé R_s . L'EC8 définit le facteur de sur résistance α_u/α_1 comme le rapport entre 0,9 fois le cisaillement de base maximal résistant et celui correspondant à la rupture de l'élément structural le plus faible. Par conséquent, le facteur de réduction de la résistance globale (c'est-à-dire le facteur de comportement) est défini comme $R = R_\mu R_s$.

• Quelques Remarques sur les Facteurs de Réduction de la Résistance

Un examen complet des facteurs de réduction de la résistance a été présenté par Miranda et Bertero (1994). Huit relations $R_\mu - \mu - T$ différentes ont été discutées et R s'est avéré être, en moyenne, plutôt constant et égal à dans le cas de dossiers sur sol rocheux et de des périodes de vibration moyennes à élevées. La même conclusion a été trouvée par Vidic et al. (1994) en étudiant l'influence du modèle d'hystérésis, de la magnitude du séisme, et du modèle d'amortissement, sur le facteur de réduction de la résistance. En supposant un modèle SDOF bilinéaire à déplacement forcé avec un taux de durcissement de 10%, R s'est avéré être 20% plus élevé que celui obtenu pour un modèle de rigidité et d'amortissement. Que celui obtenu pour un modèle de dégradation de la rigidité avec le même rapport de durcissement. R est également plus élevé dans le cas d'un amortissement de 2% (au lieu de 5%) et d'un amortissement proportionnel à la masse (au lieu de l'amortissement actuel proportionnel à la rigidité).

Plus récemment, Gupta et Krawinkler (2000) et Miranda (2000) ont étudié la relation entre les déplacements inélastiques et élastiques et ont conclu que le rapport moyen $S_{d,i}/S_{d,e}$ à des périodes moyennes-hautes était égal à 1,0 et 0,85, respectivement. Un rapport unitaire confirme alors la validité de la règle du déplacement égal pour les structures flexibles. Miranda a constaté que le rapport $S_{d,i}/S_{d,e}$ ne dépend pas de la magnitude du séisme, ni de l'accélération maximale du sol et de la distance épacentrale (les enregistrements de sources proches constituent une exception). La dispersion des résultats s'est avérée augmenter avec le niveau de déformation inélastique et a été caractérisée par des coefficients de variation typiques des applications du génie sismique (c'est-à-dire inférieurs à 0,4 pour $\mu = 6$ et inférieurs à 0,3 pour $\mu = 3$). Néanmoins, la règle du déplacement égal conduit à de grandes sous-estimations du déplacement inélastique dans les cas suivants : (1) enregistrements proches de la source ; (2) cycles d'hystérésis avec pincement significatif ou, alternativement, dégradation de la rigidité et/ou de la résistance (Rahnama et Krawinkler, 1993) ; et (3) systèmes à faible résistance

(par exemple, rapport entre la force d'élasticité et la demande de résistance élastique inférieur à 0,2 ; Whittaker et al., 1998). On a constaté que la règle du déplacement égal produisait des prédictions insatisfaisantes dans le cas de sols flexibles (Miranda, 1993 ; Riddell, 1995) pour lesquels des spectres inélastiques modifiés, ou des facteurs de correction pour la demande de déplacement, devraient être utilisés.

Dans le cas des structures à faible période, le déplacement inélastique est plus important que le déplacement élastique ; par conséquent, le facteur de réduction de la résistance est inférieur à la ductilité. La période de vibration T_0 (en dessous de laquelle le déplacement inélastique commence à être plus important que le déplacement élastique) dépend du contenu fréquentiel de l'enregistrement. Si μ est d'environ 0,4, T_0 est plutôt égal à T_c . En augmentant ou en diminuant, T_0 augmente et diminue également, comme le montre l'équation de Vidic et al. (1994). Si $T < T_0$, le déplacement inélastique est plus sensible aux propriétés structurelles que dans le cas de périodes moyennes-hautes, et on obtient donc des estimations moins précises de la demande de déplacement. Néanmoins, les structures rigides sont moins vulnérables aux déplacements de sorte que, en général, ces derniers ne régissent pas la conception sismique.

Il est souligné que les relations $R_\mu - \mu - T$ ne peuvent être appliquées qu'aux spectres de conception, alors que les spectres de réponse élastiques et inélastiques peuvent être obtenus par une analyse non linéaire temporelle (time-history) pour un ensemble d'accélérogrammes. Ces spectres de réponse peuvent ensuite être transformés en spectres de demande. Inversement, toute relation $R_\mu - \mu - T$ n'est pas compatible avec les spectres élastiques dérivés d'enregistrements spécifiques.

Les effets d'accumulation des dommages, qui ne peuvent pas être négligés dans le cas des bâtiments existants, peuvent être pris en compte au moyen de la ductilité équivalente, selon Fajfar (1992). Une telle ductilité est inférieure à la ductilité monotone (ou cinématique) car elle inclut l'accumulation de dommages due à la dissipation d'énergie

hystérétique. Alternativement, Cosenza et Manfredi (1992) ont proposé d'amplifier la demande de déplacement. Cosenza et al. (2010) ont proposé plusieurs équations qui permettent de définir à la fois la demande et la capacité des systèmes SDOF élastiques-parfaitement plastiques, en incluant explicitement l'effet de l'accumulation des dommages par le biais de plusieurs indices (c'est-à-dire l'indice Park & Ang, l'indice d'énergie hystérétique et l'indice de fatigue plastique à faible cycle). Les spectres d'accélération, de déplacement ou de capacité inélastiques peuvent être définis par le biais d'un facteur de dommage p_{dam} qui tient compte du potentiel de dommage des séismes.

- **Extension de la Méthode N2 aux Bâtiments Irréguliers en Plan**

Comme indiqué ci-dessus, la méthode N2 a été étendue aux structures irrégulières par Fajfar (2006). La transformation du système MDOF en un système SDOF équivalent peut être effectuée comme dans le cas d'un modèle structurel bidimensionnel, à condition que les effets de torsion soient pris en compte comme suit :

- l'amplification du déplacement due aux rotations de torsion peut être estimée de façon conservatrice par une analyse dynamique multimode (hypothèse importante dans la gamme inélastique)
- les effets défavorables potentiels sur l'extrémité rigide prédits par l'analyse élastique (par exemple, des déplacements inférieurs à ceux correspondant au cas d'un bâtiment symétrique en plan) peuvent être négligés, puisqu'en général ils se réduisent jusqu'à environ zéro dans la gamme inélastique.

En particulier, la méthode N2 pour les bâtiments asymétriques en plan comprend les étapes suivantes :

- (1) *Analyse Pushover sur un modèle tridimensionnel.* Les charges latérales sont appliquées aux centres de masse, séparément le long de deux directions du

plan du bâtiment, et dans des orientations positives et négatives. Pour chaque direction, la demande de déplacement au centre de masse du niveau du toit est calculée et la valeur maximale entre celles liées aux deux orientations de charge est considérée.

- (2) *Analyse dynamique multi-modes du modèle tridimensionnel.* L'analyse est effectuée séparément selon les deux directions mentionnées ci-dessus et les résultats pertinents sont combinés par la règle SRSS.
- (3) *Correction des prévisions de l'analyse de pushover.* Les effets des irrégularités du plan sont pris en compte par un facteur de correction dérivé de l'analyse dynamique multi-mode. Ce facteur est défini comme le rapport entre le déplacement normalisé en un point du diaphragme de la toiture dérivé de l'analyse modale élastique et celui prédit par l'analyse de poussée. Le déplacement normalisé est celui subi par un point donné du diaphragme de la toiture, divisé par le déplacement du centre de masse au même niveau de plancher. Si le déplacement normalisé dérivé de l'analyse modale élastique est inférieur à l'unité, aucun facteur de modification ne s'applique (ce qui signifie que les amplifications potentielles de déplacement induites par la torsion ne sont pas prises en compte). Le facteur de correction est défini séparément pour chaque direction de plan et dépend du niveau de plancher considéré.
- (4) *Estimation de la demande sismique.* La demande de déplacement aux centres de masse (amplitude et distribution le long de la hauteur du bâtiment) est estimée par la version classique de la méthode N2, qui est basée uniquement sur l'analyse de pushover. Les prédictions de pushover sont alors multipliées par des facteurs de correction.

Chapitre 6. SIMULATION NUMERIQUE

L'utilisation de l'analyse élastique linéaire qu'elle soit statique ou dynamique présente des limites importantes dans le cas des bâtiments en béton armé. Cela est notamment du d'une part aux difficultés majeures dans la définition des facteurs de réduction de la force qui affectent l'estimation de la demande sismique. D'autre part, il reste des questions clés en suspens dans les analyses dynamiques non linéaires des bâtiments en béton armé concernant la définition de l'apport sismique sélection des enregistrements et, de la mise à l'échelle dans le cas de l'analyse incrémentale, la modélisation hystérétique et la définition de critères d'effondrement appropriés. Ces problèmes ont suscité une attention particulière et importante dans le développement de procédures statiques non linéaires. Dans la plupart des cas, l'analyse pushover fournit des prédictions réalistes de la capacité sismique des bâtiments en béton armé et donc de leurs performances sismiques à différents niveaux d'intensité une fois que la demande a été estimée (voir chapitre 5). La définition du comportement en flexion de chaque élément par une approche "basée sur la déformation" permet également de prévoir les demandes de déformation de la structure (c'est-à-dire au niveau du matériau) et l'évolution de la résistance dans le domaine plastique.

Les non-linéarités géométriques et mécaniques sont prises en compte à la fois dans l'estimation de la demande sismique pour les composants individuels et dans l'évaluation de la capacité.

6.1. Choix et Présentation du Code de Calcul

SeismoStruct est un ensemble de programmes puissants, basé sur la méthode des éléments finis, pour la simulation des divers problèmes rencontrés en engineering, capable de résoudre un large éventail de problèmes allant des analyses linéaires les plus simples aux problèmes non linéaires les plus complexes. SeismoStruct contient une très riche bibliothèque d'éléments qui peut virtuellement modéliser n'importe quelle géométrie. Il a aussi une large bibliothèque de lois de comportement allant des plus simples aux plus sophistiquées et qui peut simuler le comportement de pratiquement tous les matériaux typiques en engineering tels que le béton et l'acier. SeismoStruct est un paquet d'éléments finis capable de prédire le comportement de grands déplacements de structure spatiale sous sollicitations statiques ou dynamiques, en tenant compte à la fois de la non-linéarité géométrique et non-linéarité matérielle.

Les non-linéarités géométriques jouent un rôle fondamental dans la réponse globale de la structure, lorsque les grandes déformations dans les éléments structuraux induisent des déplacements plus proportionnels aux charges effectives appliquées.

les plus importants aspects locale et globale de la non-linéarité géométrique sont:

- les effets de jonction entre poteau-poutre ;
- les grands effets de déplacement/rotation ;
- les effets de P-Delta.

La non-linéarité des matériaux peut être considérée au moyen de deux approches différentes : la modélisation de plasticité localisée et la modélisation de plasticité étalée (ou distribuée). Le premier ne peut traiter que les dommages macroscopiques des structures, le second est capable de simuler en détail la réponse inélastique des structures au moyen de méthodes analytiques raffinées.

La plasticité distribuée peut également être prise en compte grâce à des modèles élasto-plastique raffinés.

La modélisation non linéaire des structures commence au niveau des matériaux, passe par les niveaux des sections et se termine au niveau structurel global. Un facteur de ductilité peut être définie à chaque niveau structurel global.

La modélisation des fibres tient également compte de la plasticité distribuée dans les structures en acier et en béton armé. Dans ce cas, l'inélasticité est prise en compte dans l'ensemble de l'élément structurel (p. ex. poutre, poteau) par un maillage à travers un certain nombre d'éléments finis unidimensionnels. La figure ci-dessus par exemple, montre la modélisation des fibres d'une poutre en béton armé.

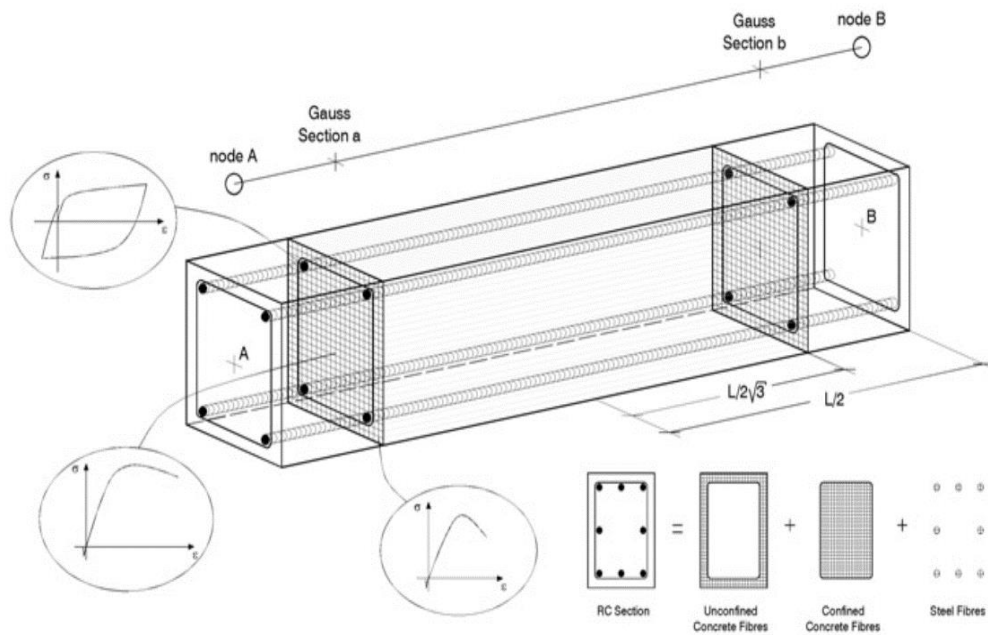


Figure 6.1. La modélisation des fibres d'une poutre en béton armé

6.1.1. Méthodologie de Fibre

Cette approche prévoit notamment la subdivision de chaque élément dans un nombre fixe de segments élémentaires suivant le rapprochement de Navier-Bernoulli (les sections plane restent planes). La réponse de l'élément est alors évaluée pour chaque section transversale, le champ de contrainte/déformation est dérivé de l'intégration numérique d'une réponse uniaxiale non linéaire de chaque fibre. Les contraintes et déformations longitudinales de l'ensemble de l'élément sont obtenues par une intégration plus poussée dans des sections de contrôle appropriées appelées '**sections de Gauss**', comme dans l'analyse EF. En d'autres termes, le comportement de l'élément structurel est évalué par double intégration sur les deux sections de Gauss et la longueur des éléments.

6.2. Configuration Structurelle et Caractéristiques des Matériaux

La présente étude adopte un prototype de portique de quatre étages en béton armé illustré à la figure 6.2. Le portique en béton a été testé au Laboratoire Européen d'Evaluation des Structures (ELSA) [11,12] sous deux charges pseudo-dynamiques ultérieures. Les deux portiques en béton armé testés au laboratoire (ELSA) peuvent être considérés comme représentatifs des pratiques courantes de conception et de construction jusqu'à la fin des années 1970 dans les pays du sud de l'Europe tels que l'Italie, le Portugal et la Grèce. Ils ont été conçus pour résister principalement aux charges verticales, de sorte que leur résistance latérale est de 5 % du poids du portique [12]. Les détails d'armatures ou de renforcement ont été spécifiés conformément aux normes disponibles et à la pratique de construction de l'époque. Ainsi, aucune disposition spécifique de détails sismiques n'a été prise en compte, les mécanismes de dissipation inélastique n'ont pas été supposés et aucune disposition spécifique en matière de ductilité ou de résistance n'a été fournie.

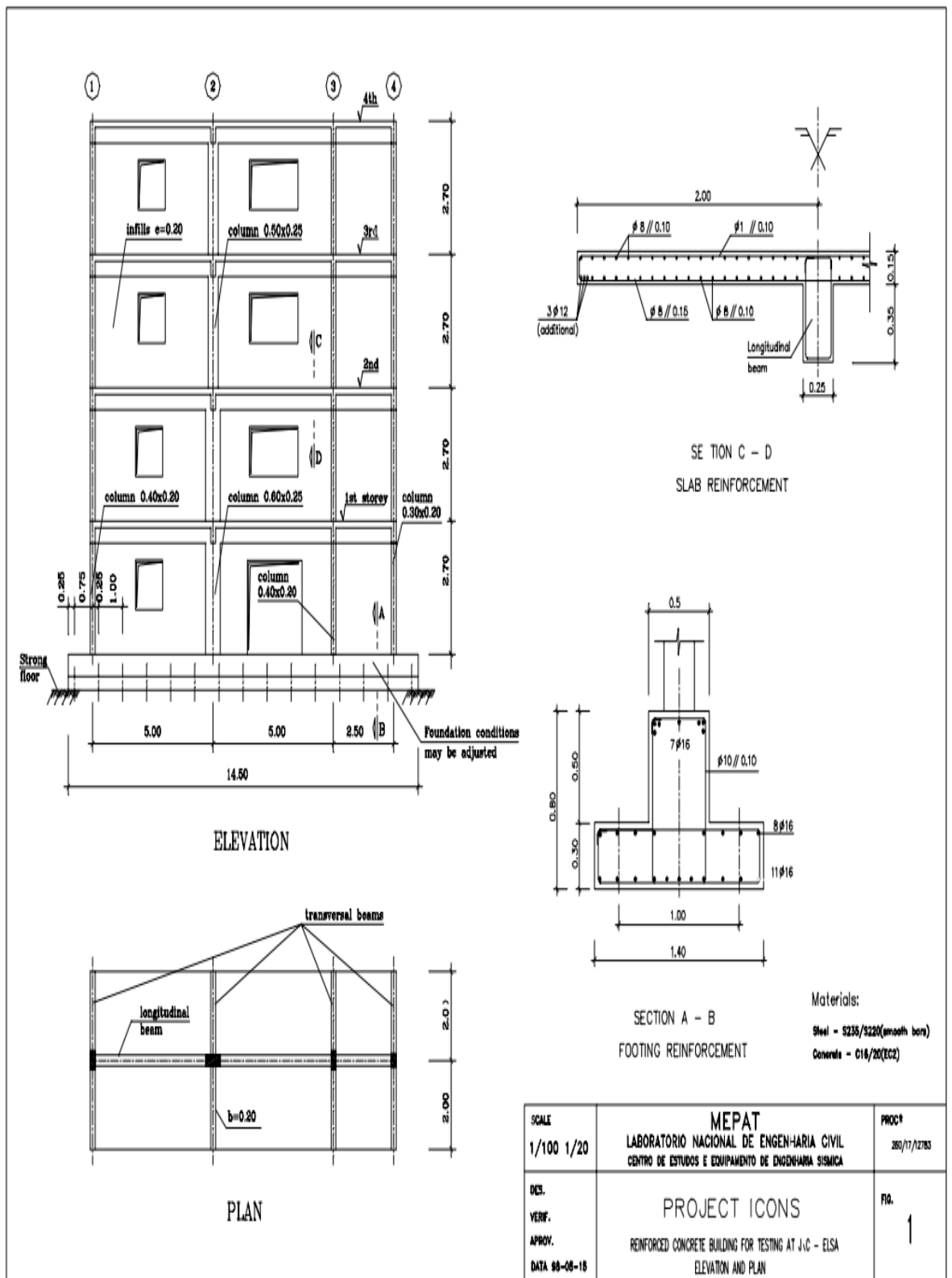


Figure 6.2. Géométrie du portique RC à quatre étages et trois baies (m), (vues en élévation et en plan, Carvalho et al. 1999).

Les charges verticales, représentées dans la figure 6.3, ont été définies afin de simuler la charge morte autre que le poids propre du cadre, en considérant que les cadres parallèles ont une distance de 5,0 m, Carvalho et al. [12]. Le modèle de cadre comprend une dalle de 4,0 m de large, ce qui nécessite une charge verticale supplémentaire tenant compte de l'absence d'une telle partie de dalle. Les charges verticales réparties sur les poutres et les charges concentrées sur la colonne ont été prises en compte afin de simuler la charge morte du cadre autre que le poids des cloisons, des finitions et de la charge utile. La répartition des charges verticales appliquées au cadre rempli pour simuler la charge morte autre que le poids propre du cadre était identique à celle utilisée pour le portique nu, et imposant la même répartition des charges pour tous les essais. Le schéma des charges considérées se trouve dans Pinto et al. (1999-c).

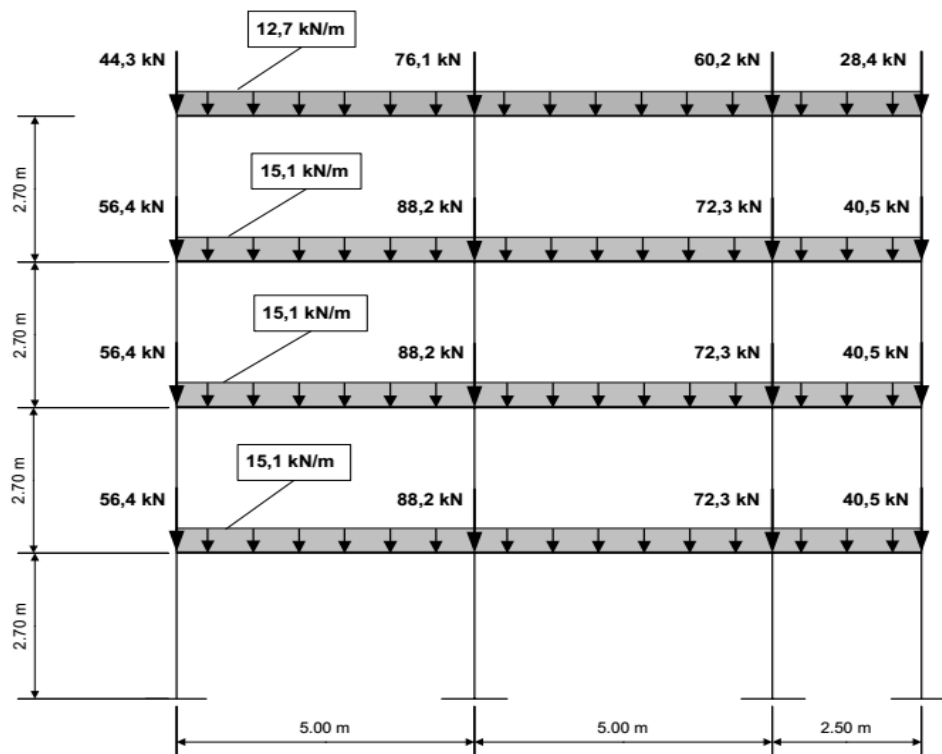


Figure 6.3. Schéma des charges verticales pour l'analyse non linéaire, Carvalho et al. [11].

6.3. Propriétés des Matériaux

6.3.1 Modèle de Béton

Mander et al. (1988) ont proposé une approche unifiée de la contrainte-déformation pour le béton confiné, applicable aux armatures transversales de forme circulaire et rectangulaire. Le modèle contrainte-déformation est illustré à la figure 6.4 et la contrainte de résistance f'_{cc} est basée sur une équation suggérée par Popovic (1973). Pour une vitesse de déformation lente (quasi-statique) et une charge monotone, la contrainte longitudinale de compression du béton est donnée par :

$$f = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (6.1)$$

Où f'_{cc} est la résistance à la compression du béton confiné et x est un rapport de la déformation longitudinale du béton en compression (ε_c), r est le rapport du module initial du béton à la différence des modules d'élasticité initial et sécant. Ces paramètres et leurs composantes sont exprimés mathématiquement par :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (6.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (6.3)$$

Comme le suggèrent Richart et al. (1928), avec f'_{cc} et ε_{c0} la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante, respectivement peuvent en général être supposée comme $\varepsilon_{c0} = 0,002$, et

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (6.4)$$

Où

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \text{ MPa} \quad (6.5)$$

E_c est le module d'élasticité tangente du béton (1 MPa = 145 psi), et

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (6.6)$$

Les paramètres caractéristiques sont énumérés ci-dessous :

$$f_c = 16300 \text{ kPa}, f_t = 1900 \text{ kPa}, \varepsilon_c = 0.002 \text{ m/m}, E_c = 18975 \text{ MPa}$$

6.3.2. Modèle en Acier

Le comportement cyclique des barres d'acier est simulé à l'aide du modèle classique de Menegotto et Pinto (1973) avec durcissement cinématique (Fig. 6.5) et possibilité de prendre en compte le flambage en introduisant une pente de module négatif en compression en fonction de l'espacement transversal des armatures d'acier. Le comportement monotone est défini par le module de Young initial (E_s), le seuil plastique ($\varepsilon_{sy}, \sigma_{sy}$), la résistance et la déformation ultimes (ε_u, σ_u) et la pente d'élasticité (E_h). Le processus de déchargement et de rechargement est guidé par des relations analytiques (Eqs. 6.7-6.10) correspondant à un ensemble de courbes comprises entre les asymptotes d'élasticité et de déformation.

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \left[\frac{1-b}{(1+(\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right] \quad (6.7)$$

Où

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (6.8)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (6.9)$$

$$R = R_0 - \frac{A_i \xi}{A_j + \xi} \quad (6.10)$$

Il est à noter que pour la Tension : $i = 1$ et $j = 2$; pour la Compression : $i = 3$ et $j = 4$.

$(\sigma_s, \varepsilon_s)$ est le point étudié ; $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ est le point de croisement des pentes élastiques et

inélastiques ; $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ sont les coordonnées du point précédent de retour de la charge ; b est le rapport E_h/E_s ; R est un paramètre de forme ; ξ est le rapport entre la contrainte maximale atteinte pendant la charge ; ε_0, R_0, A_i et A_j sont des constantes matérielles qui peuvent être obtenues à partir de résultats expérimentaux. Une description détaillée du modèle est présentée dans Menegotto et Pinto (1928).

Le modèle d'acier Menegotto-Pinto est utilisé pour définir le matériau de l'acier ayant les propriétés suivantes :

$$E_s = 2.00 \times 10^8 \text{ kPa}, f_y = 343000 \text{ kPa}, \mu = 0.0024.$$

Les matériaux considérés lors de la phase de conception étaient un béton à faible résistance de classe C16/20 (CEN, 1991) et un acier d'armature lisse de classe Fe B22 k (normes italiennes). Ce dernier se réfère à des barres lisses avec une limite d'élasticité de 235 Mpa et une résistance ultime de 365 Mpa.

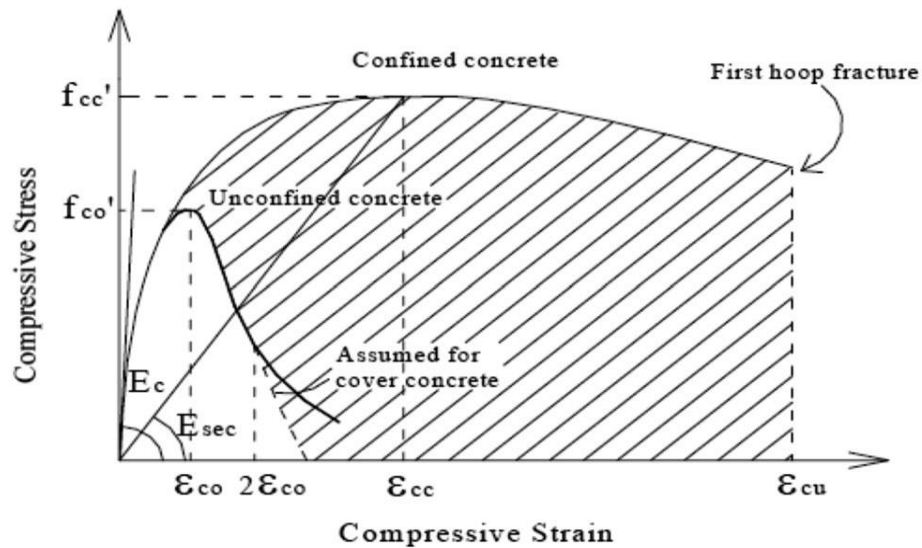


Figure 6.4. Mander et al. (1988) model for monotonic response of confined and unconfined concrete

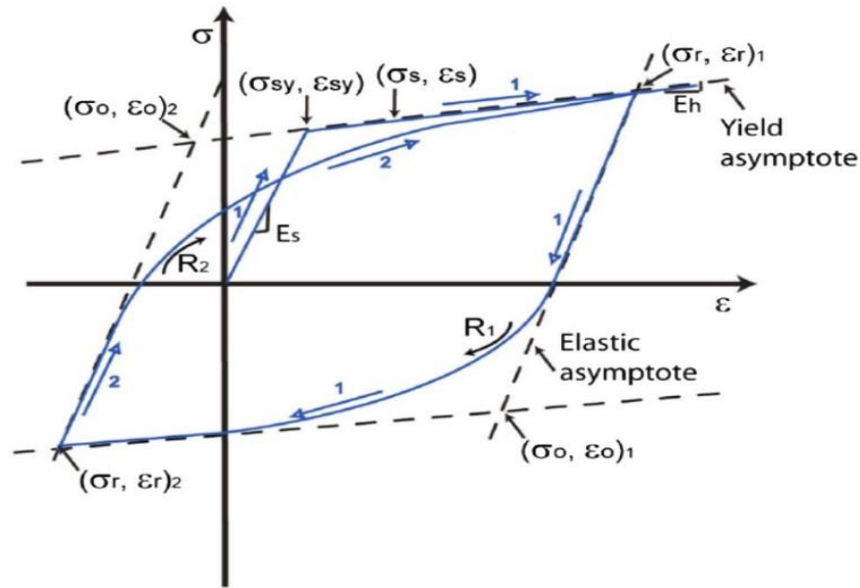


Figure 6.5. Steel model adapted from Menegotto and Pinto (1973)

6.4. Base de Données des Enregistrements des Séismes

L'excitation sismique consiste en des séismes proches et lointains. Dans cette étude, la base de données des accélérogrammes de failles proches utilisée ici comprend 80 enregistrements de temps de mouvement du sol provenant de différents types de failles et d'un rapport d'amortissement de 5 % et de magnitudes de séismes $5 < M_s < 8$ qui se sont produits aux États-Unis, au Canada, au Japon, à Taïwan et en Turquie. Ces accélérogrammes présentent une accélération maximale du sol (PGA) supérieure ou égale à $0,10g$. Ces mouvements forts du sol ont été enregistrés dans des stations où la rupture la plus proche de la faille est inférieure ou égale à 20 km. La liste complète de ces séismes, qui ont été obtenus de la base de données sur les mouvements forts du Centre de recherche en génie sismique du Pacifique (PEER) [17], est présentée dans le tableau 1 et la figure 6.6. Les mouvements sismiques du sol à proximité d'une faille sont fréquemment caractérisés par des impulsions de vitesse et de déplacement intenses d'une période relativement longue qui les distinguent clairement des mouvements de sol typiques de

faille éloignée. Généralement, l'orientation directe et la translation permanente sont les deux principales causes des impulsions de vitesse observées dans les régions proches des failles [18].

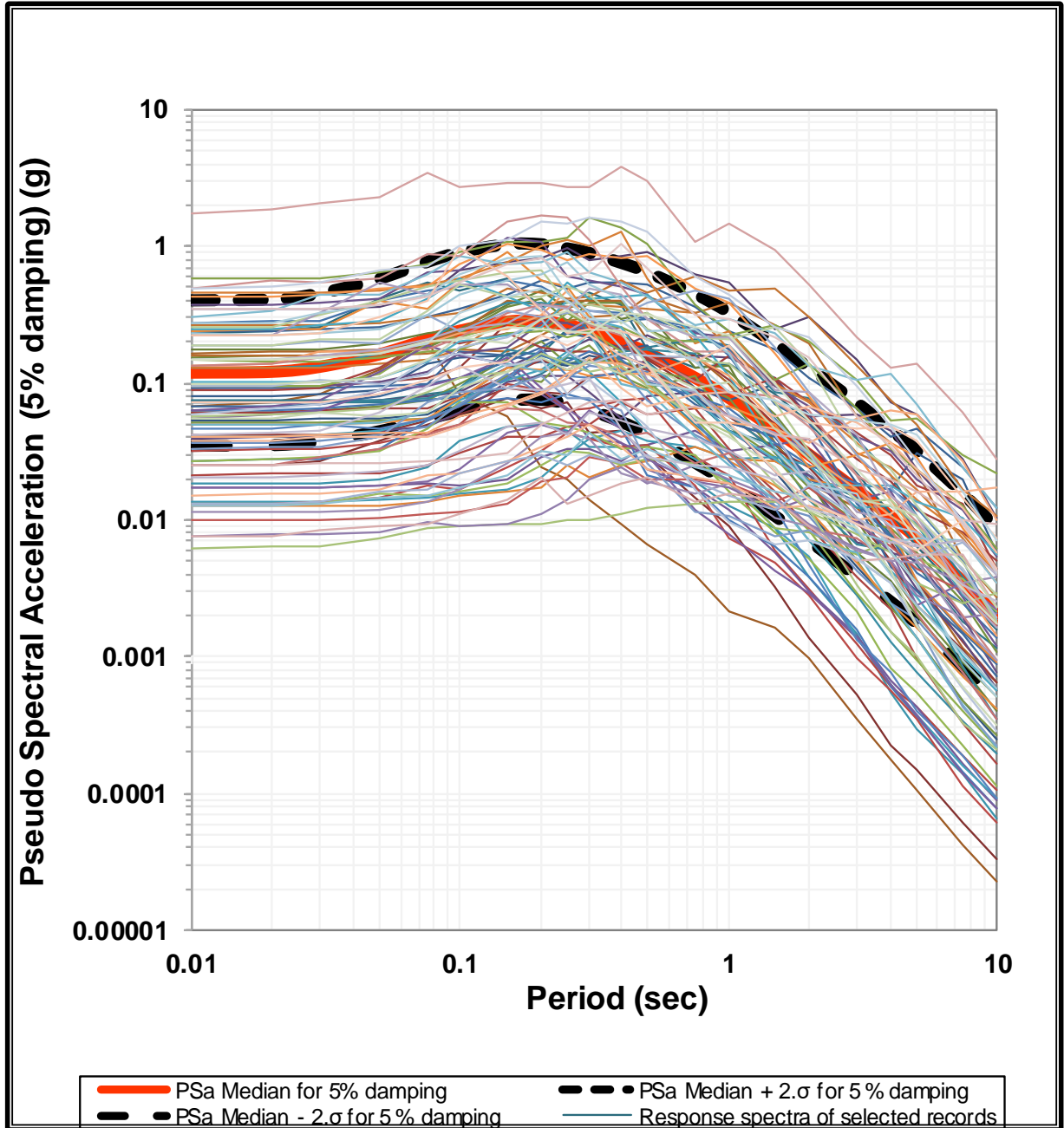


Figure 6.6. Spectres de réponse des mouvements de sol de faille proche utilisés dans cette étude

Un total de 80 enregistrements de temps d'accélération des séismes réels de grande amplitude dans le monde entier sont également utilisés dans cette étude. Ces accélérogrammes présentent une accélération maximale du sol supérieure ou égale à $0,10g$ et sont enregistrés sur des sites allant de la roche dure aux sols mous. La liste complète de ces séismes, qui ont également été téléchargés de la base de données sur les mouvements forts du Centre PEER [17], est présentée dans le tableau 2 et la figure 7. D'autre part, Gillie et al [19], Bray et Rodriguez-Marek [20], et Chopra et Chintanapakdee [7], suggèrent que les tremblements de terre de proximité (par exemple $ED < 20$ km) pourraient avoir des effets plus dévastateurs sur les structures que ceux de loin, en raison de l'énergie stockée dans des impulsions relativement à long terme intégrées dans le mouvement du sol.

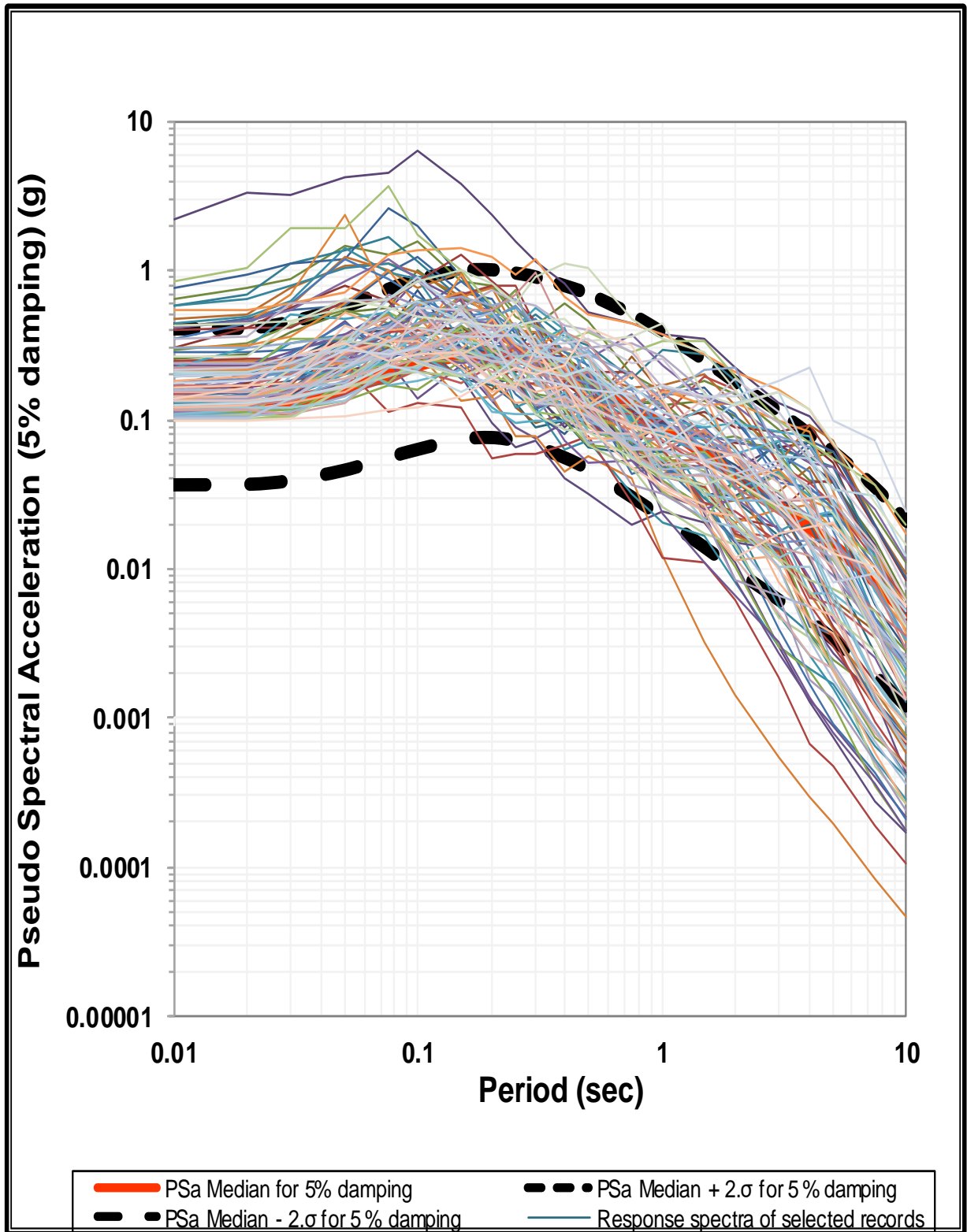


Figure 6.7. Spectres de réponse des mouvements de sol de faille lointains utilisés dans cette étude

Tableau 1. Mouvements du sol enregistrés à proximité de la faille, utilisés dans cette étude.

#	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance Km	v_{s30}^{-1} ms ⁻¹	PGA g
1	Cape Mendocino, 25/04/1992, Cape Mendocino, 00	7.01	10.36	567.78	0.739
2	Cape Mendocino, 25/04/1992, Petrolia, 00	7.01	4.51	422.17	0.165
3	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU084, E	7.62	8.91	665.2	0.320
4	Chichi Taiwan, 20/09/1999, WNT, EW	7.62	14.16	511.18	0.958
5	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU065, E	6.20	2.5	306	0.772
6	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU067, E	6.20	1.1	443.04	0.491
7	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU102, E	6.20	1.2	443.04	0.297
8	Coalinga-01, 02/05/1983, Pleasant Valley, 45	6.36	9.98	257.38	0.216
9	Coalinga-05, 22/07/1983, Transmitter Hill, N	5.77	5.99	477.25	0.400
10	Coalinga-07, 22/05/1983, Sulphur Baths, E	5.21	12.02	617.43	0.153
11	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #1, E050W	5.74	--	--	0.132
12	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #2	5.74	10.94	270.84	0.168
13	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #4	5.74	7.67	221.78	0.422
14	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #6	5.74	4.37	663.31	0.149
15	Duzce, Turkey, 12/11/1999, Duzce, EW	7.14	1.61	281.86	0.346
16	Duzce, Turkey, 12/11/1999, Lamont, NS	7.14	13.41	529.18	0.133
17	Erzincan, Turkey, 13/03/1992, Erzincan, NS	6.69	8.97	352.05	0.235
18	Imperial Valley-02, 19/05/1940, El Centro Array #9, 180	6.95	6.09	213.44	0.253
19	Imperial Valley-02, 19/05/1940, El Centro Array #9, 270	6.95	--	--	0.154
20	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Aeropuerto Mexicali, N	6.53	2.47	259.86	0.160
21	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Bonds Corner, 140	6.53	6.19	223.03	0.532
22	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Chihuahua, 12	6.53	18.88	242.05	0.216
23	Imperial Valley-06, 15/10/1979, El Centro Array #6, 140	6.53	19.44	264.57	0.249
24	Irpinia, Italy-01, 23/11/1980, Sturmo, 00	6.90	10.80	382	0.319
25	Irpinia, Italy-01, 23/11/1980, Calitri	6.90	15.04	455.93	0.170
26	Irpinia, Italy-02, 23/11/1980, Calitri	6.20	11.97	455.93	0.158
27	Kobe, Japan, 16/01/1995, KJMA, NS	6.90	18.27	312	0.339
28	Kobe, Japan, 16/01/1995, Port Island (0 m)	6.90	19.25	198	0.567
29	Kobe, Japan, 16/01/1995, Port Island (16 m)	6.90	13.12	256	0.284
30	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takatori, NS	6.90	19.25	0	0.806
31	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takarazuka, NS	6.90	--	--	0.693
32	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takarazuka, EW	6.90	--	--	0.694
33	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Izmit, 90	7.51	5.31	811	0.145
34	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Izmit, EW	7.51	--	--	0.220
35	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Yirimca, 30	7.51	19.30	297	0.242
36	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Yirimca, 60	7.51	--	--	0.349
37	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Sakarya, EW	7.51	--	--	0.376
38	Landers, 28/06/1992, Joshua Tree	7.28	13.67	379.32	0.181
39	Landers, 28/06/1992, Lucerne, 260	7.28	2.19	1369	0.650
40	Landers, 28/06/1992, Lucerne, 345	7.28	--	--	0.613
41	Livermore, 27/01/1980, 57T01Livermore, EW	5.42	3.33	387.04	0.258
42	Livermore, 27/01/1980, 57T01Livermore, NS	5.42	10.33	550.88	0.233
43	Livermore, 27/01/1980, 57T02Livermore, EW	5.80	17.81	304.68	0.198
44	Livermore, 27/01/1980, 57T02Livermore, NS	5.80	16.66	384.47	0.252
45	Loma Prieta, 18/10/1989, BRAN, 00	6.93	9.01	476.54	0.506
46	Loma Prieta, 18/10/1989, Corralitos, 00	6.93	7.17	462.24	0.458
47	Loma Prieta, 18/10/1989, Corralitos, EW	6.93	--	--	0.479
48	Loma Prieta, 18/10/1989, LGPC, NS	6.93	18.46	594.83	0.896
49	Loma Prieta, 18/10/1989, LGPC, EW	6.93	--	--	0.605
50	Morgan Hill, 24/04/1984, Anderson Dam, N070S	6.19	16.67	488.77	0.208
51	Morgan Hill, 24/04/1984, Anderson Dam, E070W	6.19	--	--	0.423
52	Morgan Hill, 24/04/1984, Halls Valley, N060S	6.19	3.94	281.61	0.156
53	Morgan Hill, 24/04/1984, Halls Valley	6.19	--	--	0.312
54	N. Palm Springs, 08/07/1986, Whitewater Trout Farm, NS	6.06	4.24	425.02	0.411
55	N. Palm Springs, 08/07/1986, Whitewater Trout Farm, NS	6.06	--	--	0.612

56	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1	6.76	6.80	605.04	2.281
57	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1, N010S	6.76	--	--	0.978
58	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1, E010W	6.76			1.096
59	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site2, N060S	6.76			0.489
60	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site2, E060W	6.76			0.323
61	Northridge-01,17/01/1994, Arleta	6.69	11.10	297.71	0.552
62	Northridge-01,17/01/1994, Arleta, EW	6.69			0.344
63	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA	6.69	8.48	380.06	0.318
64	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA, EW	6.69			0.753
65	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA, NS	6.69			0.939
66	Northridge-01,17/01/1994, Newhall	6.69	19.2	269.14	0.548
67	Northridge-01,17/01/1994, Rinaldi Receiving Sta	6.69	10.91	282.25	0.958
68	Northridge-01,17/01/1994, Sylmar - Converter Sta East	6.69	13.60	370.52	0.476
69	Northridge-01,17/01/1994, Sylmar - Olive View Med FF	6.69	16.77	440.54	0.536
70	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 5W	6.00	13.76	236.59	0.184
71	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 2E	6.00	12.06	522.74	0.202
72	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 2WA	6.00	11.54	173.02	0.190
73	Parkfield,28/06/1966, Tamlor, N025S	6.00			0.357
74	Parkfield,28/06/1966, Tamlor, E025W	6.00			0.272
75	San Fernando, 9/2/1971, Pacoima Dam, N016S	6.61			1.226
76	San Fernando, 9/2/1971, Pacoima Dam, E016W	6.61			1.160
77	Superstition Hills-02,24/11/1987, Parachute Test Site,225	6.54	15.99	348.69	0.446
78	Superstition Hills-02,24/11/1987, Parachute Test Site,315	6.54	7.50	362.38	0.369
79	Superstition Hills-02,24/11/1987,Superstition Mnt,	6.54			0.682
80	Superstition Hills-02,24/11/1987,Superstition	6.54			0.894

Tableau 2. Mouvements du sol enregistrés à loin de la faille, utilisés dans cette étude.

#	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance Km	vs30 ms ⁻¹	PGA g
1	Lytle Greek,12/09/1970, Wrightwood, N115	5.22			0.162
2	Lytle Greek,12/09/1970, Wrightwood, N205	5.22			0.200
3	San Fernando, 9/2/1971, La Hollywoodstor,140	6.61	39.49	316.46	0.164
4	San Fernando, 9/2/1971, La Hollywoodstor,90	6.61	28.4		0.148
5	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #1,140	6.61	26.10	425.34	0.105
6	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #9, N069	6.61			0.154
7	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #9, N159	6.61			0.134
8	Friuli, Italy,15/09/1976, Forgaria Comino, NS	5.90			0.212
9	Friuli, Italy,15/09/1976, Forgaria Comino	5.90			0.260
10	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista,255	5.74	23.24	335.5	0.117
11	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista, N213	5.74	30.5		0.108
12	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista, N303	5.74	30.5		0.107
13	Imperial Valley-06,15/10/1979, Delta,67	6.53	33.73	242.05	0.142
14	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #11,00	6.53	29.53	196.25	0.144
15	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #10,00	6.53	28.79	202.85	0.110
16	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #2,00	6.53	30.77	188.78	0.117
17	Imperial Valley-06,15/10/1979, EC County Center FF,160	6.53	29.07	192.05	0.245
18	Imperial Valley-06,15/10/1979, Brawley Airport,45	6.53	43.15	208.71	0.153
19	Livermore,27/01/1980, San Ramon, EW	5.90			0.301
20	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto,00	6.33	33.73	471.53	0.292
21	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto, N045	6.33			0.621
22	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto, N135	6.33			0.587
23	Westmorland,26/04/1981, Westmorland Fire Sta, NS	5.90			0.368
24	Westmorland,26/04/1981, Westmorland Fire Sta, EW	5.90			0.496
25	Coalinga-01,02/05/1983, Parkfield, EW	6.36	32.19	467.76	0.147
26	Coalinga-01,02/05/1983, Parkfield, NS	6.36			0.131
27	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #2	6.19	38.10	270.84	0.585
28	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #3	6.19	38.20	349.85	0.403
29	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #4	6.19	37.25	221.78	0.413
30	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #6	6.19	36.34	663.31	0.406

31	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #7	6.19	38.19	333.85	0.434
32	N. Palm Springs,08/07/1986, Cranston Forest Station	6.06	35.88	425.17	0.125
33	N. Palm Springs,08/07/1986, San Jacinto - Soboba	6.06	33.53	447.22	0.209
34	Whittier Narrows-01,04/10/1987, Mt Wilson - CIT Seis Sta	5.99	33.74	351.57	0.158
35	Whittier Narrows-01,04/10/1987, Mt Wilson - CIT Seis Sta	5.99			0.142
36	Superstition Hills-02,24/11/1987, El Centro Imp. Co. Cent	6.54	35.83	192.05	0.128
37	Superstition Hills-02,24/11/1987, El Centro Imp. Co. Cent	6.54			0.358
38	Superstition Hills-02,24/11/1987,salton sea wildlife Ref,45	6.54			0.119
39	Superstition Hills-02,24/11/1987,salton sea wildlife Ref,13	6.54			0.167
40	Superstition Hills-02,24/11/1987, Imperial Valley Wildlife	6.54	29.41	179	0.402
41	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy - Gavilan Coll	6.93	28.98	729.65	0.192
42	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #1,	6.93	28.64	1428.14	0.215
43	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #2	6.93	29.77	270.84	0.295
44	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #3	6.93	31.40	349.85	0.342
45	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #4	6.93	32.37	221.78	0.162
46	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #6	6.93	35.47	663.31	0.102
47	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #7	6.93	39.88	333.85	0.115
48	Loma Prieta,18/10/1989, Saratoga - Aloha Ave, NS	6.93	27.23	380.89	0.396
49	Loma Prieta,18/10/1989, Saratoga - Aloha Ave, EW	6.93			0.512
50	Loma Prieta,18/10/1989, Hollister City Hall, EW	6.93	47.90	198.77	0.217
51	Loma Prieta,18/10/1989, Hollister City Hall, NS	6.93			0.247
52	Cape Mendocino,25/04/1992, Rio Dell Overpass, EW	7.01	22.64	311.75	0.385
53	Cape Mendocino,25/04/1992, Rio Dell Overpass, NS	7.01			0.549
54	Cape Mendocino,25/04/1992, Centerville Beach, Naval Fac	7.01	28.01	459.04	0.122
55	Cape Mendocino,25/04/1992, Loleta Fire Station	7.01	35.31	515.65	0.123
56	Cape Mendocino,25/04/1992, Eureka, EW	7.01			0.178
57	Cape Mendocino,25/04/1992, Eureka, NS	7.01			0.154
58	Landers,26/06/1992, Coolwater	7.28	82.12	352.98	0.177
59	Landers,26/06/1992, Yermo Fire Station	7.28	85.99	353.63	0.136
60	Landers,26/06/1992, Joshua Tree, NS	7.28			0.284
61	Landers,26/06/1992, Joshua Tree, EW	7.28			0.274
62	Landers,26/06/1992, Amboy, NS	7.28			0.115
63	Landers,26/06/1992, Amboy, EW	7.28			0.146
64	Northridge-01,17/01/1994, Canyon Country - W Lost, NS	6.69	26.49	325.6	0.482
65	Northridge-01,17/01/1994, Canyon Country - W Lost, EW	6.69			0.410
66	Kobe, Japan,16/01/1995, Nishi-Akashi, NS	6.90			0.503
67	Kobe, Japan,16/01/1995, Nishi-Akashi, EW	6.90			0.509
68	Kobe, Japan,16/01/1995, Kakogawa, NS	6.90			0.345
69	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Duzce	7.51	98.22	281.86	0.206
70	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Gebze, NS	7.51			0.137
71	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Gebze, EW	7.51	47.03	792	0.244
72	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, CHY101, E	7.62	31.96	258.89	0.166
73	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, TCU045	7.62	77.50	704.64	0.356
74	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, CHY041, E	7.62	51.15	492.26	0.125
75	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, TCU095	7.62	95.70	446.63	0.256
76	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999,TAP003,EW	7.62			0.126
77	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999,TAP003,NS	7.62			0.106
78	Hector Mine,16/10/1999, Hector	7.13	26.53	726	0.149
79	Duzce, Turkey,12/11/1999, Bolu, NS	7.14	41.27		0.728
80	Duzce, Turkey,12/11/1999, Bolu, EW	7.14	41.27		0.822

6.5. Champ de Vent Simulé

Dans la présente étude, la simulation du champ de vent est basée sur l'algorithme proposé par Vanmarcke et al., qui consiste à déduire des séries de données corrélées dans un certain nombre de points cibles à travers une région délimitée par un certain nombre de stations dans lesquelles les caractéristiques du signal aléatoire sont connues. Ce processus est basé sur le meilleur estimateur de coefficients de Fourier qui peut être utilisé pour reconstruire des spectres de puissance aux points cibles qui sont conformes à des lois de corrélation réalistes telles que celles décrites par Dyrbye et Hansen [22] et Simiu et Scanlan [23]. L'efficacité de la méthode a été rapportée par un certain nombre d'auteurs dans le passé, voir par exemple Gurley et Kareem [24], Martinez-Vazquez et Rodriguez-Cuevas [25], Martinez-Vazquez et Sterling [26]. Une brève explication de la méthode ainsi que quelques statistiques sur les résultats des simulations sont donc fournies ci-dessous.

La simulation a consisté à générer deux séries chronologiques non corrélées qui représentent le régime des vents d'une banlieue à des hauteurs de 10 et 250 m au-dessus du sol, en utilisant les techniques de Monte Carlo. Ces séries temporelles ont été prises comme données enregistrées dans l'algorithme discuté dans Vanmarcke et al. [21], d'où l'on pouvait déduire des séries partiellement corrélées à des points intermédiaires. L'intensité de turbulence cible à $z = 10$ m était de 0,295 et $\sim 0,2$ pour les structures, respectivement. La première étant une valeur standard pour la zone suburbaine, tandis que la seconde était la valeur utilisée dans les travaux expérimentaux rapportés à Melbourne (1980) et à Tanaka et Lawen [27]. Le tableau 1 montre les statistiques des séries simulées situées le long de la hauteur de 250 pour lorsque la vitesse du vent à 10 m au-dessus du sol (U_{10}) est de 33 ms^{-1} .

Dans le tableau 3, U et σ^2 représentent la moyenne et la variance des séries en ms^{-1} et $\text{m}^2 \text{ s}^{-2}$ alors que les indices représentent les valeurs cibles (t) et simulées (s), respectivement. L'erreur quadratique moyenne entre les valeurs cibles et les valeurs simulées est de 4,7%

pour la vitesse moyenne et de 0,9% pour la variance. La corrélation croisée cible et simulée entre les séries temporelles est présentée dans les tableaux 4 et 5.

L'erreur quadratique moyenne du paramètre de corrélation est de 1,135 % dans toutes les stations. Cette valeur a été jugée acceptable et représentative des événements éoliens dans les zones suburbaines.

Une comparaison entre le spectre simulé et théorique de l'énergie éolienne dans la gamme des basses fréquences est présentée dans la figure. 6.6 pour la position $z = 10$ m au-dessus du niveau du sol.

Le spectre de puissance simulé représente une seule réalisation et donc la densité spectrale fluctue autour du spectre de Von Karman. Dans Martinez-Vazquez et Rodriguez-Cuevas [25] et Martinez-Vazquez et Sterling [26], il est démontré qu'en augmentant le nombre de réalisations, l'ensemble des ordonnées spectrales simulées tend vers des valeurs théoriques. Pour les besoins de la présente étude, la réalisation unique des champs synthétiques est considérée comme appropriée [10].

Tableau 3. Statistiques calculées des séries chronologiques de vents simulés [10].

Stats\z (m)	10	40	75	100	140	170	200	210	220	240	250
U_t	32.24	45.25	51.41	55.36	58.79	61.39	63.90	64.70	65.36	66.43	67.14
U_s	32.98	45.23	51.38	55.34	58.76	61.37	63.83	64.65	65.31	66.38	67.09
σ_t^2	94.77	86.89	78.77	71.39	63.26	55.88	47.59	44.72	42.26	38.03	35.08
σ_s^2	94.82	86.94	78.81	71.43	63.30	55.91	47.78	44.83	42.36	38.18	35.22

Tableau 4. Corrélation croisée des cibles [10].

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1.0000										
2	0.4237	1.0000									
3	0.2090	0.4767	1.0000								
4	0.1176	0.2605	0.5419	1.0000							
5	0.0653	0.1408	0.2895	0.5322	1.0000						
6	0.0394	0.0831	0.1690	0.3092	0.5798	1.0000					
7	0.0231	0.0479	0.0961	0.1748	0.3265	0.5625	1.0000				
8	0.0192	0.0394	0.0788	0.1429	0.2665	0.4588	0.8155	1.0000			
9	0.0164	0.0336	0.0669	0.1210	0.2255	0.3879	0.6893	0.8453	1.0000		
10	0.0127	0.0257	0.0508	0.0917	0.1705	0.2929	0.5200	0.6376	0.7543	1.0000	
11	0.0106	0.0213	0.0420	0.0756	0.1403	0.2408	0.4274	0.5240	0.6198	0.8217	1.0000

Tableau 5. Corrélation croisée simulée [10].

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1.0000										
2	0.4737	1.0000									
3	0.4100	0.6224	1.0000								
4	0.2255	0.3814	0.6510	1.0000							
5	0.2134	0.2928	0.5322	0.7333	1.0000						
6	-0.0052	0.1594	0.2694	0.4118	0.6122	1.0000					
7	-0.0591	0.0892	0.2860	0.4189	0.5377	0.5934	1.0000				
8	-0.1249	0.0231	0.2238	0.3157	0.4465	0.5431	0.8046	1.0000			
9	-0.1843	-0.0493	0.1078	0.2204	0.3681	0.5346	0.7388	0.8113	1.0000		
10	-0.1688	-0.0151	0.1387	0.2723	0.3842	0.4584	0.6270	0.6355	0.7276	1.0000	
11	-0.0237	0.0716	0.2322	0.2803	0.3309	0.3253	0.5227	0.5248	0.5858	0.7524	1.0000

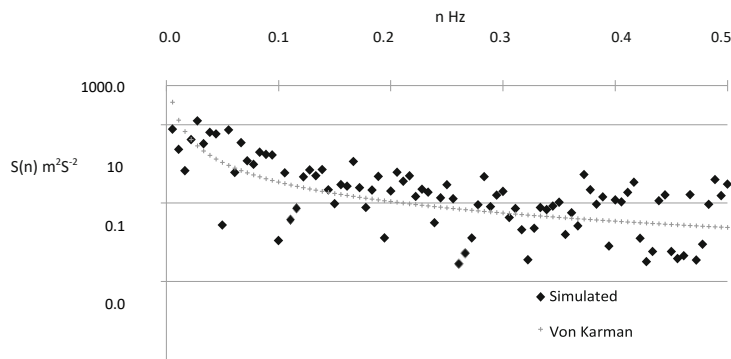


Figure. 6.8. Spectre de l'énergie éolienne simulé et théorique à 10 m au-dessus du sol

6.5.1. Réponse Dynamique

Les forces statiques induites par le vent ont été calculées à l'aide de l'Eq. (6.11). La hauteur de référence (z_r) a été prise à partir de 10 m

$$F_i = \frac{1}{2} \rho C_D A_i U^2 \left(\frac{z}{z_r} \right)^{2\alpha} \quad (6.11)$$

Où ρ représente la densité de l'air, C_D est le coefficient de traînée et A est la surface exposée au vent.

Alors qu'une valeur de $\alpha = 0,22$ a été utilisée pour représenter le profil du vent en zone suburbaine.

6.6. Charge Due au Vent et aux Tremblements des Terres

Il existe une différence fondamentale entre la charge due au vent et celle due aux tremblements de terre qui agissent sur de grandes surfaces. Les accélérations horizontales induites par les tremblements de terre le long de la hauteur des structures sont supposées être entièrement corrélées Chopra [28] alors que les forces du vent correspondantes ne sont pas, Dyrbye et Hansen [22]. La corrélation des forces du vent dépend de la distribution spatiale des rafales de vent et elle est généralement prise en compte par des lois de corrélation appropriées telles que celles proposées par Vickery [29] et Tanaka et Lawen [27], ainsi que par des fonctions d'admission telles que celles proposées par Davenport [30]. Pour une structure ponctuelle, la charge d'entrée peut simplement être obtenue en superposant les deux actions, ce qui permet de supposer qu'elles agissent simultanément tout en étant déphasées de manière aléatoire [10].

6.7. Résultats et Discussion

Après avoir conçu et détaillé la structure du portique en béton armé, la réponse inélastique de la structure soumise aux tremblements de terre et au vent est réalisée par le logiciel d'analyse non linéaire SeismoStruct 2016 [63]. L'analyse de l'historique temporel (time-history) est utilisée pour déterminer la réponse maximale au déplacement, et l'analyse Pushover pour obtenir le déplacement de la structure.

L'analyse pushover consiste en l'application de charges gravitationnelles et d'un modèle de charge latérale représentatif. Les charges latérales ont été appliquées de façon monotone dans une analyse statique non linéaire étape par étape. Les charges latérales appliquées étaient des accélérations dans la direction x représentant les forces qui seraient subies par les structures lorsqu'elles seraient soumises à des secousses du sol. Sous l'effet de charges croissantes, certains éléments peuvent céder de manière séquentielle. Par conséquent, à chaque événement, les structures subissent un changement de rigidité comme le montre la figure 6.9, où IO, LS et CP représentent respectivement l'occupation

immédiate, la sécurité des personnes et la prévention des effondrements. Un modèle élasto-plastique pour les courbes ci-dessus peut être envisagé, de sorte que l'effet de ce modèle serait égal à l'effet de la courbe réelle. Dans cette méthode, le tracé de la courbe élasto-plastique complète est basé sur l'égalisation de l'absorption d'énergie de la structure. Cela signifie que l'aire sous la courbe qui indique la quantité d'énergie exercée sur la structure doit être égale dans le cas élasto-plastique et dans le cas réel. La limite d'élasticité de l'étage du toit peut être obtenue à partir de ces courbes (figure 6.9).

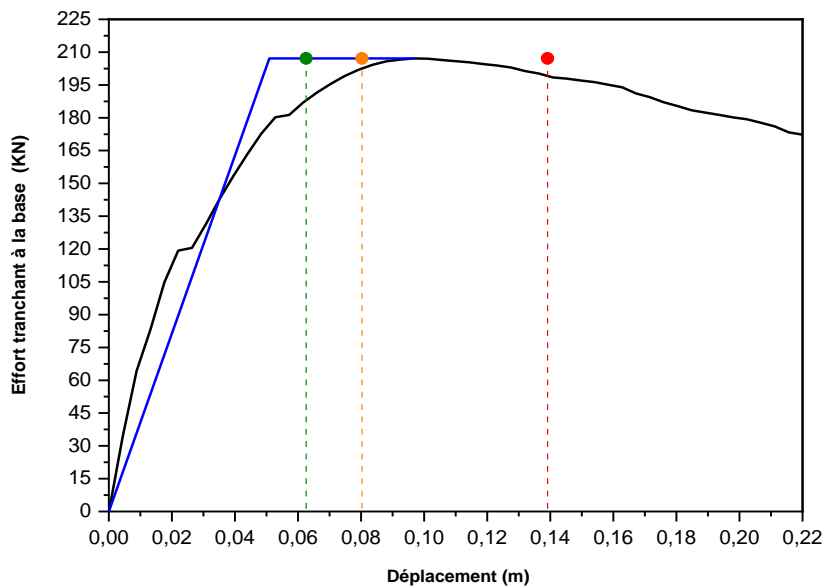


Figure 6.9. Courbes de capacité Pushover pour la structure (● IO, ● LS, ● CP).

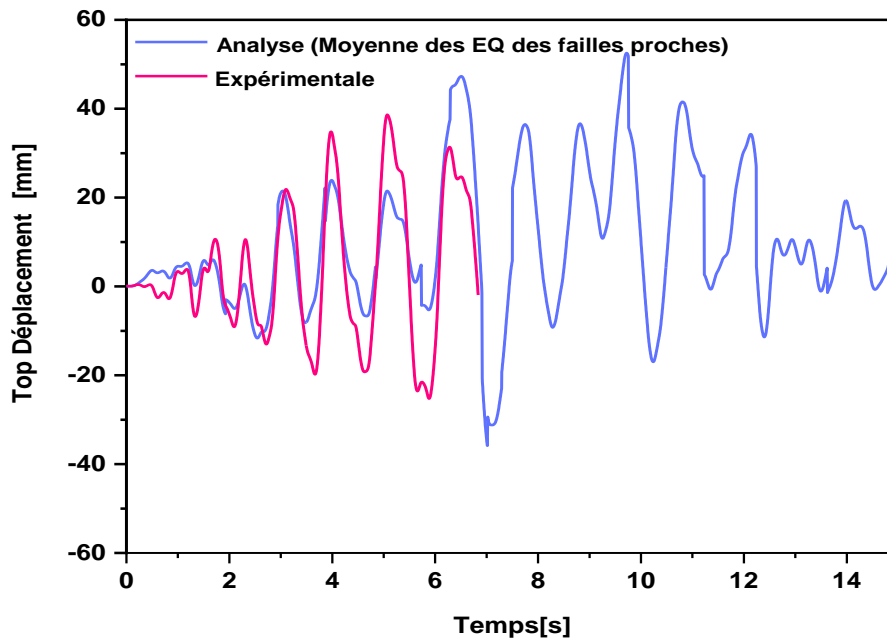
Tableau 6 Réponse des valeurs maximales de la structure (tableau récapitulatif)

Effort tranchant (KN)		Top-déplacement (mm)		Amortissement globale (%)	
Seismo	exp.	Seismo	exp.	Seismo	exp.
207.13	209.0	50.9	60.8	7.8	8.5

6.7.1 Déplacement, cisaillement à la base et demande de ductilité- μ

Dans la figure 6.8a, les historiques (résultats expérimentaux et calculs numériques) du déplacement du sommet sont tracés pour le mouvement d'entrée de quasi-faute effectué sur la structure de portique nue. La Figure. 6.10 a,b montre les courbes de déplacement du haut pour un séisme de type Far-Fault, les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques. Les résultats sont en bon accord pour les premières secondes (< 7 s).

La figure. 6.11 présente les courbes de cisaillement de base en fonction de la période de l'effet combiné des tremblements de terre se produisant simultanément avec le vent.



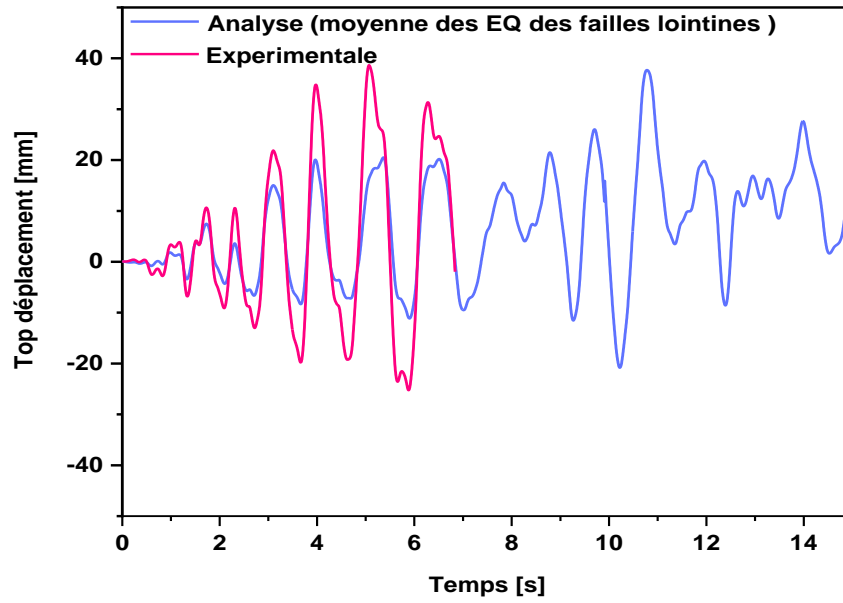
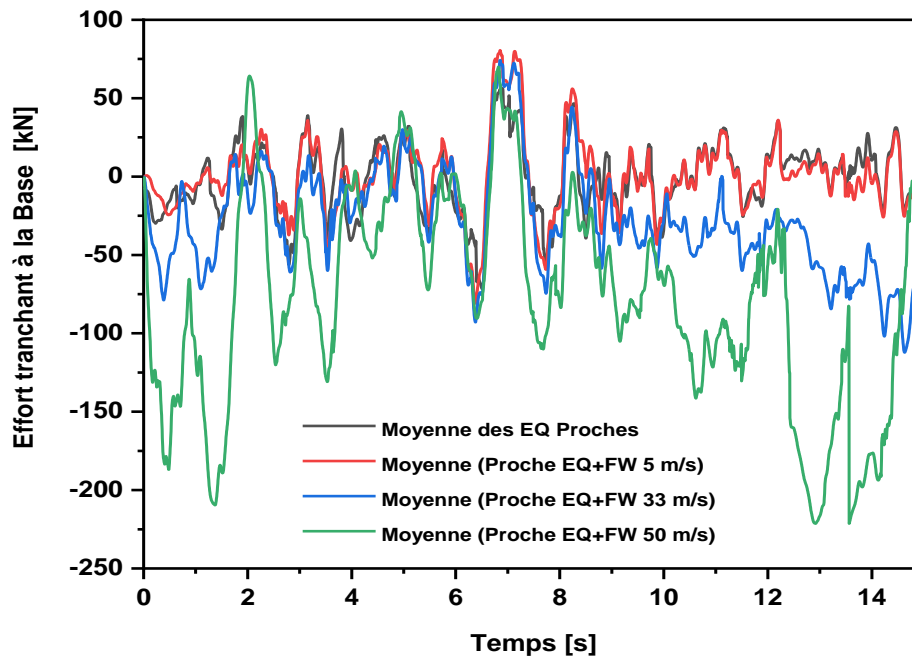


Figure 6.10. Résultats expérimentaux et analytiques de top déplacements - temps : (a) moyen des mouvement de sol proche de faille ;(b) moyen des mouvement des sol loin de faille



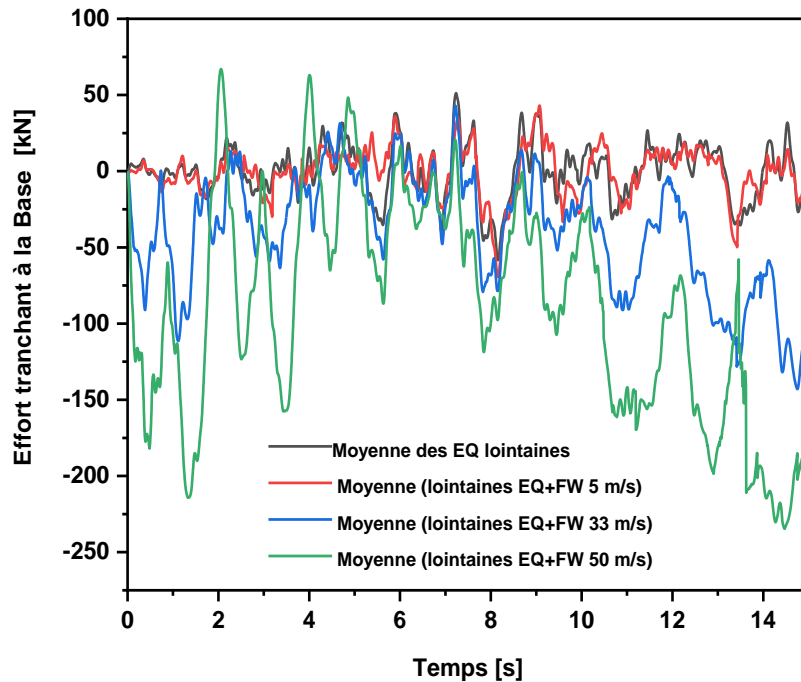


Figure 6.11. Résultats analytiques - temps de l'effort tranchant à la base : (a) moyen des mouvements de sol proche de la faille + force du vent ; (b) moyen des mouvements de sol loin de la faille + force du vent.

La figure. 6.12 présente la moyenne de la demande de ductilité- μ pour les ensembles proche et lointain. L'examen des résultats permet de conclure que la ductilité- μ augmente avec la vitesse du vent et donc que l'influence de la charge du vent sur la réponse inélastique des structures augmente par rapport à celle due à la seule action de la charge sismique. Pour des valeurs de vitesse du vent faibles (c'est-à-dire une vitesse < 5 m/s), la demande de ductilité pour les mouvements proches et lointains est approximativement équivalente à une vitesse du vent nulle. Plus la vitesse du vent augmente, plus la demande de ductilité augmente pour les vitesses de vent courtes et intermédiaires. Pour la moyenne du facteur de réduction de la force, voir la figure 13. Il est observé qu'une augmentation rapide dans l'intervalle $0 < T < 0,5$ suivie d'un changement de direction dans une région qui tend à être plate jusqu'à $\sim T = 3$ s.

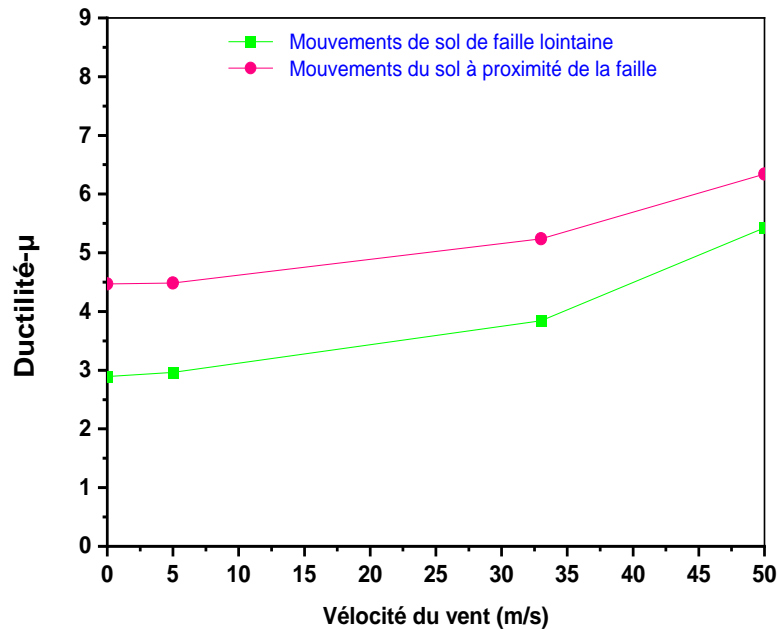


Figure 6.12. Demande de ductilité pour le moyen des mouvements de sol de faille proche et de faille lointaine.

Le facteur de réduction de la force dépend non seulement des caractéristiques du système, mais aussi de l'entrée du mouvement du sol. Pour un mouvement du sol donné, R_μ est une fonction de la période de vibration T de la structure, de l'amortissement du type de comportement hystérétique et du niveau de déformation inélastique. Les études examinées dans la section précédente s'accordent à dire que pour un historique de temps d'accélération donné, le facteur de réduction de la résistance est principalement influencé par la période de vibration. En outre, la figure 6.13 montre deux segments linéaires. Dans le premier segment qui correspond à la région de courte période, R_μ augmente linéairement avec la période croissante de $R_\mu = 1$ à la valeur qu'il est égal au facteur de ductilité. Dans le deuxième segment, le facteur de réduction de la force maintient une valeur constante. Les détails des relations proposées dépendent du comportement

hystérétique et de l'amortissement du système. Ce résultat coïncide avec les comparaisons des résultats dans la littérature [29].

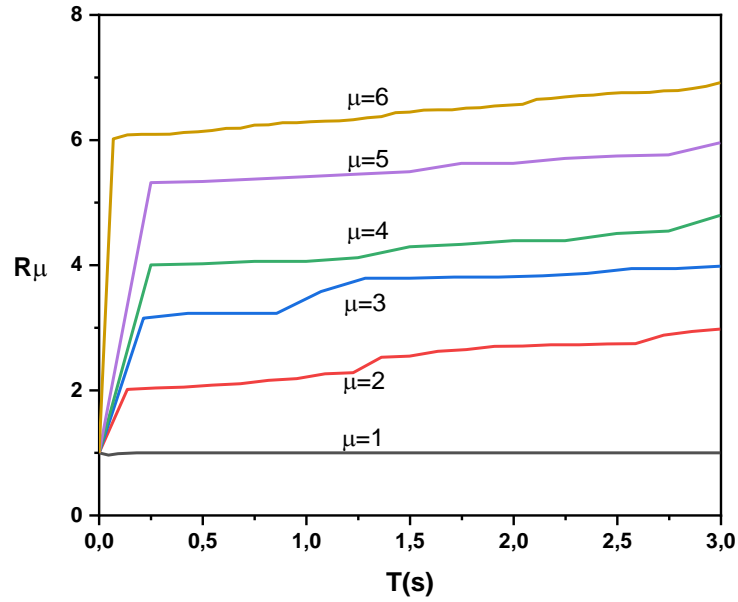


Figure 6.13. facteur de réduction de la résistance pour la moyenne des mouvements de faille proche et de faille lointaine.

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Cette étude présente les exigences de ductilité des systèmes à degrés de liberté multiples (MDOF) sous de multiples mouvements de sol sismiques proches et lointains. La principale innovation de ce travail concerne l'influence des tremblements de terre proches et lointains généralement suivis d'un certain nombre de répliques modérées à fortes et le fait que le vent souffle constamment sur les demandes de ductilité, un phénomène qui n'a pas été étudié dans le passé. Ce document examine et traite uniquement l'estimation de la demande de ductilité (μ) et le facteur de réduction de la force couvrant l'effet combiné des tremblements de terre se produisant simultanément avec le vent qui s'écoule à des vitesses moyennes comprises entre 5 ms^{-1} et 50 ms^{-1} . Cette étude montre l'impact de la prise en compte de la charge du vent dans l'estimation des demandes de ductilité. Il est démontré que :

- la ductilité μ augmente avec la vitesse du vent et donc que l'influence de la charge du vent sur la réponse inélastique des structures augmente par rapport à celle due à la seule action de la charge sismique ;
- L'estimation de la demande de résistance et de ductilité du vent simulée indique que dans certaines conditions, celles-ci peuvent subir une performance inélastique imprévue lors d'événements extrêmes ;
- pour une ductilité cible donnée, le facteur de réduction de la résistance peut présenter de grandes variations d'un mouvement du sol à l'autre ;
- En outre, on constate que les effets combinés du vent et des tremblements de terre affectent fortement la demande de ductilité. Cela ajoute des arguments supplémentaires contre les hypothèses de conception actuelles qui ignorent les scénarios multirisques ;

Pour la conception d'une structure, cela signifie que la capacité de résistance latérale requise pour éviter les demandes de ductilité de déplacement supérieures à une limite donnée peut présenter d'importantes variations d'un mouvement du sol à l'autre. Cela ajoute des arguments supplémentaires contre les hypothèses de conception actuelles qui ignorent les scénarios multirisques. Il semble donc nécessaire de prendre en compte le risque d'événements extrêmes dans la formulation d'un cadre de conception plus robuste pour une utilisation pratique.

AXES DE RECHERCHE FUTURS

Nous ne pouvons en aucun cas considérer que la recherche est terminée. En fait, dans les domaines de l'ingénierie sismique et de la réhabilitation structurelle, nous ne sommes qu'à la première étape d'un long chemin. Il existe de nombreuses directions passionnantes et nouvelles pour les recherches futures liées à l'évaluation de la performance sismique des structures existantes et à la conception optimale de la réhabilitation. Quelques sujets de recherche potentiels, considérés comme pertinents pour protéger les citoyens contre les pertes de vies et de biens lors de futurs tremblements de terre, sont décrits :

Le modèle non linéaire simplifié MDOF proposé pour l'évaluation de la réponse a été développé pour des structures planes. Pour tenir compte des irrégularités du bâtiment en plan, une extension de la méthode aux structures modélisées par trois degrés de liberté par étage (une rotation et deux déplacements horizontaux) doit être développée et calibrée.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] Park, Young-Ji, Alfredo H-S. Ang, and Yi Kwei Wen. "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings." *Journal of Structural Engineering* 111, no. 4 (1985): 740-757. doi: 10.1007/978-94-009-3681-2_6
- [2] Yi, Wei-Jian, Hai-Yan Zhang, and Sashi K. Kunnath. "Probabilistic constant-strength ductility demand spectra." *Journal of structural engineering* 133, no. 4 (2007): 567-575. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:4(567).
- [3] Hatzigeorgiou, George D., and Dimitri E. Beskos. "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes." *Engineering Structures* 31, no. 11 (2009): 2744-2755. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.07.002.
- [4] Hatzigeorgiou, G. D. "Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes." *Computers & structures* 88, no. 5-6 (2010): 309-321. doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.11.006.
- [5] Hatzigeorgiou, George D. "Ductility demand spectra for multiple near-and far-fault earthquakes." *Soil dynamics and earthquake engineering* 30, no. 4 (2010): 170-183. doi: 10.1016/j.soildyn.2009.10.003.
- [6] Medina RA, Krawinkler H. "Seismic demands for non-deteriorating frame structures and their dependence on ground motions." Report no. TR 144, John A. Blume Earthquake Engineering Centre, Stanford University, 2003. doi: 10.1007/978-94-007-0053-6_2.
- [7] Ruiz-García, Jorge, and Eduardo Miranda. "Residual displacement ratios for assessment of existing structures." *Earthquake engineering & structural dynamics* 35, no. 3 (2006): 315-336. doi: 10.1002/eqe.523.
- [8] Chopra, Anil K., and Chatpan Chintanapakdee. "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions." *Earthquake engineering & structural dynamics* 30, no. 12 (2001): 1769-1789. doi: 10.1002/eqe.92.
- [9] Amos, J. "Unsettled earth continues to rattle Nepal." *BBC News*-12 May (2015).
- [10] Daniell, James E., B. Khazai, F. Wenzel, and A. Vervaeck. "The CATDAT damaging earthquakes database." *Natural Hazards and Earth System Sciences* 11, no. 8 (2011): 2235-2251. doi: 10.5194/nhess-11-2235-2011.
- [11] Martinez-Vazquez, Pedro. "Wind-induced vibrations of structures using design spectra." *International Journal of Advanced Structural Engineering* 8, no. 4 (2016): 379-389. doi: 10.1007/s40091-016-0139-4.
- [12] Pinto, A., G. Verzeletti, J. Molina, H. Varum, R. Pinho, and E. Coelho. "Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)." *EUR Report 20244* (2002). doi:10.1080/13632469.2011.653297.
- [13] Carvalho, E. C., Ema Coelho, and A. Campos-Costa. "Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames-Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions." *ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network-LNEC, Lisbon* (1999).
- [14] Miranda, Eduardo. "Site-dependent strength-reduction factors." *Journal of Structural Engineering* 119, no. 12 (1993): 3503-3519. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:12(3503)
- [15] Miranda, Eduardo, and Vitelmo V. Bertero. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design." *Earthquake spectra* 10, no. 2 (1994): 357-379. doi.org/10.1193/1.1585778.
- [16] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum." *Earthquake spectra* 15, no. 4 (1999): 637-656. doi: 10.1193/1.1586065.
- [17] Riddell, Rafael, Jaime E. Garcia, and Eugenio Garces. "Inelastic deformation response of SDOF systems subjected to earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 515-538. doi: 10.1002/eqe.142.
- [18] Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER). PEER ground motion database <http://ngawest2.berkeley.edu/#disclaimer> [accessed on 19.03.2017]
- [19] Mavroeidis, George P., and Apostolos S. Papageorgiou. "A mathematical representation of near-fault ground motions." *Bulletin of the seismological society of America* 93, no. 3 (2003): 1099-1131.
- [20] Gillie, Joanna L., Adrian Rodriguez-Marek, and Cole McDaniel. "Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions." *Engineering Structures* 32, no. 1 (2010): 273-285. doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.09.014.
- [21] Bray, Jonathan D., and Adrian Rodriguez-Marek. "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region." *Soil dynamics and earthquake engineering* 24, no. 11 (2004): 815-828. doi:

10.1016/j.soildyn.2004.05.001.

- [22] Vanmarcke, Erik H., Ernesto Heredia-Zavoni, and Gordon A. Fenton. "Conditional simulation of spatially correlated earthquake ground motion." *Journal of Engineering Mechanics* 119, no. 11 (1993): 2333-2352. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1993)119:11(2333).
- [23] Dyrbye, Claës, and Svend Ole Hansen. *Wind loads on structures*. 1997.
- [24] Simiu E, Scanlan H. *Wind effects on structures: an introduction to wind engineering*. 1978.
- [25] Gurley, Kurtis R., Michael A. Tognarelli, and Ahsan Kareem. "Analysis and simulation tools for wind engineering." *Probabilistic Engineering Mechanics* 12, no. 1 (1997): 9-31. doi.org/10.1016/S0266-8920(96)00010-0.
- [26] Martínez-Vázquez, Pedro, and Neftalí Rodríguez-Cuevas. "Wind field reproduction using neural networks and conditional simulation." *Engineering structures* 29, no. 7 (2007): 1442-1449. doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.08.024.
- [27] Martinez-Vazquez, P., C. J. Baker, M. Sterling, A. Quinn, and P. J. Richards. "Aerodynamic forces on fixed and rotating plates." *Wind & structures* 13, no. 2 (2010): 127-144. doi: 10.12989/was.2010.13.2.127
- [28] Thordal, Marie Skytte, Jens Chr Bennetsen, Stefano Capra, and H. Holger H. Koss. "Towards a standard CFD setup for wind load assessment of high-rise buildings: Part 1–Benchmark of the CAARC building." *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 205 (2020): 104283. doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104283.
- [29] Vickery B J. *On the reliability of gust loading factors*. Proc. Technical Meeting Concerning Wind Loads on Buildings and Structures. Build. Sc. Ser. 30. Ntl. Bureau of Standards, Washington DC 93-104
- [30] Davenport, Alan G. "Gust loading factors." *Journal of the Structural Division* 93, no. 3 (1967): 11-34. doi: 10.1061/JSDEAG.0001692.
- [31] Veletsos, A. S., and Nathan Mortimore Newmark. "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions." Department of Civil Engineering, University of Illinois, 1960.
- [32] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 561-582. DOI: 10.1002/eqe.144.
- [33] Miranda, Eduardo. "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites." *Journal of structural engineering* 126, no. 10 (2000): 1150-1159. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:10(1150).
- [34] Chopra, Anil K., and Chatpan Chintanapakdee. "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems." *Journal of structural engineering* 130, no. 9 (2004): 1309-1319. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309).
- [35] Clough, R. W., and S. B. Johnston. "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Report 66-16, Structural and Materials Research." Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley, Calif (1966). DOI: 10.1002/eqe.4290020104.
- [36] Veletsos, Anestis Stavrou. "Maximum deformations of certain nonlinear systems." In *Proceedings of the 4th world conference on earthquake engineering*, vol. 2, pp. 155-170. 1969.
- [37] Riddell, Rafael, Jaime E. Garcia, and Eugenio Garces. "Inelastic deformation response of SDOF systems subjected to earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 515-538. doi: 10.1002/eqe.142.
- [38] Qi, X., and J. P. Moehle. "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes. Report No. EERC 91/02." Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA (1991).
- [39] de Bejar, L. A., and K. Ganapathi. "A note on inelastic response spectra for systems with bilinear spring force and kinematic strain-hardening." *Earthquake spectra* 8, no. 2 (1992): 181-200.
- [40] LAM, Nelson, John WILSON, and Graham HUTCHINSON. "Building ductility demand: interplate versus intraplate earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 25, no. 9 (1996): 965-985. doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199609)25:9<965::AID-EQE598>3.0.CO;2-7.
- [41] Song, Jong-Keol, and JoséA Pincheira. "Spectral displacement demands of stiffness-and strength-degrading systems." *Earthquake Spectra* 16, no. 4 (2000): 817-851. doi: 10.1193/1.1586141.
- [42] Tena-Colunga, A. "Displacement ductility demand spectra for the seismic evaluation of structures." *Engineering Structures* 23, no. 10 (2001): 1319-1330. doi: 10.1016/S0141-0296(01)00025-6.
- [43] Krawinkler, Helmut, Ricardo Medina, and Babak Alavi. "Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions." *Engineering structures* 25, no. 5 (2003): 637-653. doi: 10.1016/S0141-0296(02)00174-8.

- [44] Farrow, K. T., and Y. C. Kurama. "SDOF displacement ductility demands based on smooth ground motion response spectra." *Engineering structures* 26, no. 12 (2004): 1713-1733. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.06.003.
- [45] Chopra, Anil K. "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall." Inc., Upper Saddle River, NJ (1995).
- [46] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum." *Earthquake spectra* 15, no. 4 (1999): 637-656. doi: 10.1193/1.1586065.
- [47] Azad, Abul Kalam, Mohammad Golam Rasul, and Talal Yusaf. "Statistical diagnosis of the best weibull methods for wind power assessment for agricultural applications." *Energies* 7, no. 5 (2014): 3056-3085. doi: 10.3390/en7053056.
- [48] Pinho, R., and A. S. Elnashai. "Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame." *ISET Journal of earthquake Technology* 37, no. 4 (2000): 143-163. doi: 10.13140/RG.2.2.29887.87205.
- [49] ANSI/ASCE 7-95, 1996. American Society of Civil Engineers.
- [50] Code, Price. "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings." Brussels: European Committee for Standardization (2005).
- [51] Elghadamsi, F. E., and B. Mohraz. "Inelastic earthquake spectra." *Earthquake engineering & structural dynamics* 15, no. 1 (1987): 91-104. doi: 10.1002/eqe.4290150107.
- [52] Sheets, ESDU Data. "Characteristics of atmospheric turbulence near the ground." Part II, Single point data for strong winds (neutral atmosphere), Engineering Sciences Data Item 85020 (1990).
- [53] Applied Technology Council, and United States. Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [54] Hidalgo, P. A., and A. Arias. "New Chilean code for earthquake-resistant design of buildings." In *Proceedings 4th US national conference on earthquake engineering*, vol. 2, pp. 927-936. 1990.
- [55] Lai, Shih-Sheng P., and John M. Biggs. "Inelastic response spectra for aseismic building design." *Journal of the Structural Division* 106, no. 6 (1980): 1295-1310. doi: 10.1061/JSDEAG.0005449.
- [56] Malhotra P, 2005. Return period of design ground motions. *Seismological Research Letters*, 76(6): 693-699.
- [57] Konstandakopoulou, Foteini, George Hatzigeorgiou, Konstantinos Evangelinos, Thomas Tsalis, and Ioannis Nikolaou. "A New Method to Evaluate the Post-Earthquake Performance and Safety of Reinforced Concrete Structural Frame Systems." *Infrastructures* 5, no. 2 (2020): 16. doi: 10.3390/infrastructures5020016.
- [58] Ji, Duofa, Weiping Wen, Changhai Zhai, and Evangelos I. Katsanos. "Maximum inelastic displacement of mainshock-damaged structures under succeeding aftershock." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 136 (2020): 106248. doi: 10.1016/j.soildyn.2020.106248.
- [59] Yu, Xiao-Hui, Shuang Li, Da-Gang Lu, and Jing Tao. "Collapse capacity of inelastic single-degree-of-freedom systems subjected to mainshock-aftershock earthquake sequences." *Journal of Earthquake Engineering* 24, no. 5 (2020): 803-826. doi: 10.1080/13632469.2018.1453417.
- [60] Konstandakopoulou, Foteini, and George Hatzigeorgiou. "Constant-ductility inelastic displacement, velocity and acceleration ratios for systems subjected to simple pulses." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 131 (2020): 106027. doi: 10.1016/j.soildyn.2019.106027.
- [61] Umar, Muhammad, Syed Azmat Ali Shah, Khan Shahzada, Muhammad Tayyab Naqash, and Wajid Ali. "Assessment of Seismic Capacity for Reinforced Concrete Frames with Perforated Unreinforced Brick Masonry Infill Wall." *Civil Engineering Journal* 6, no. 12 (2020): 2397-2415. doi: 10.28991/cej-2020-03091625.
- [62] Varum, Humberto. "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings." Universidade de Aveiro (2003).
- [63] SeismoSoft, SeismoStruct(2016). A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from URL: <http://www.seismosoft.com>
- [64] Esteban SAEZ. "conception des bâtiments base sur la notion de performances." Ecole Centrale de Paris (2008).