

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Thèse de Doctorat

Spécialité : **Génie Civil**
Option : **Structures et Matériaux**

Présentée par :

Mr. LOUZAI Amar

Sujet de la thèse :

**EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT DE STRUCTURES
EN PORTIQUE EN BETON ARME SUR LA BASE D'ANALYSES
STATIQUE ET DYNAMIQUE NONLINEAIRES**

Soutenu devant le jury d'examen suivant :

- Mr. HANNACHI Naceur Eddine	Professeur – U.M.M.T.O.	Président
- Mr. ABED Ahmed	Professeur – U.M.M.T.O.	Directeur de Thèse, Rapporteur
- Mr. HAMIZI Mohand	Professeur – U.M.M.T.O.	Examineur
- Mr. BELAZOUGUI Mohamed	Directeur de Recherches – C.G.S. / Alger	Examineur
- Mr. FARSI Med Naboussi	Directeur de Recherches – C.G.S. / Alger	Examineur
- Mr. BOURAHLA Nouredine	Professeur – Université de Blida	Examineur

Le : 17 janvier 2016

Résumé

Le facteur de comportement R (noté q dans le code parasismique européen, l'Eurocode 8) de structures en portique en béton armé est évalué sur la base d'analyse comparative entre l'analyse statique non linéaire (analyse pushover) et l'analyse dynamique non linéaire (analyse dynamique incrémentale). A cet effet, trois portiques plans en béton armé d'élancements différents sont considérés ; il s'agit d'un portique de faible élancement de 3 niveaux (portique R+2), d'un autre moyennement élancé à 6 niveaux (portique R+5) et d'un troisième portique élancé avec 9 niveaux (portique R+8). Les trois portiques ont été dimensionnés suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003. Des analyses statiques non linéaires (analyse pushover) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée et des analyses dynamiques non linéaires (analyse dynamique incrémentale) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés ont été effectuées pour chaque portique, et ce dans le but de calculer les paramètres du facteur R , à savoir : le facteur de ductilité et le facteur de sur-résistance. Plusieurs critères de ruine, aussi bien au niveau de l'élément structural poutre ou poteau qu'au niveau de la structure, sont pris en considération dans le but d'évaluer la ruine de la structure en portique. Les résultats obtenus des analyses statique et dynamique non linéaires sont alors comparés. Selon les résultats d'analyses, il est observé que la valeur du facteur de comportement, R , diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la valeur du facteur de comportement, R , augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux. Ce résultat montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques. A la lumière des informations obtenues à partir des analyses dynamiques incrémentales, il est observé que la valeur du facteur R adoptée par le code RPA99/version2003 est surestimée, spécialement pour la structure en portique de faible élancement, en l'occurrence le portique R+2.

Mots clés : Facteur de comportement, Facteur de sur-résistance, Facteur de ductilité, Analyse statique non linéaire, Analyse dynamique non linéaire, Structures en portique en béton armé.

Abstract

The seismic behavior factor R (noted q in the European seismic design code, the Eurocode 8) of reinforced concrete frame structures is evaluated based on comparative analysis between non-linear static pushover and non-linear incremental dynamic analyses. For this purpose, three-, six-, and nine-storey reinforced concrete frame structures, considered as low-, medium-, and high-rise frame, respectively, were designed according to reinforced concrete code BAEL 91 and Algerian seismic code RPA 99/Version 2003. Non-linear static pushover analysis using inverted triangular loading pattern and incremental dynamic analysis using a set of 7 time-history earthquake records were carried out to compute the R factor components, such as ductility and overstrength factors, with the consideration of failure criteria at both member and structural levels. The results obtained by non-linear static pushover and incremental dynamic analyses are compared. According to the analysis results, it is observed that in the case of non-linear static pushover analysis, the value of the seismic behavior factor decreases as the number of stories increases, whereas in the case of non-linear incremental dynamic analysis, the trend observed is not the same: the value of the seismic behavior factor increases as the number of stories increases. This result shows that the value of the seismic behavior factor depends, among other parameters, on the height of a structure, which parameter is not taken into account by the seismic design codes. In the light of the information obtained from incremental dynamic analyses, it is observed that the value of the seismic behavior factor adopted by the seismic design code RPA 99/Version 2003 is overestimated, especially for low-rise frame structure.

Keywords: Seismic behaviour factor, Overstrength factor, Ductility factor, Non-linear static pushover analysis, Non-linear incremental dynamic analysis, Reinforced concrete frame structures

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de thèse **Pr. ABED Ahmed**, professeur au Département de Génie Civil, Faculté du Génie de la Construction, U.M.M.T.O, qui m'a proposé ce sujet très intéressant et m'a encadré avec rigueur et dirigé mes travaux de recherche en me consacrant beaucoup de temps et d'attention jusqu'à la réalisation de ma thèse.

Mes remerciements vont également **aux membres du Jury** qui me font l'honneur d'examiner mon travail et de participer au Jury de soutenance de ma thèse.

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION

1.1. Contexte de la thèse.....	1.1
1.2. Objectif de la thèse.....	1.4
1.3. Méthodologie d'investigation.....	1.6
1.3. Plan de la thèse.....	1.7

CHAPITRE 2 : PARAMÈTRES DU FACTEUR DE COMPORTEMENT

2.1. Introduction.....	2.1
2.2. Formulation du facteur de comportement.....	2.2
2.2.1. Facteur de ductilité, R_{μ}	2.3
2.2.1.1. Méthodes d'évaluation du facteur de ductilité.....	2.4
2.2.1.1.1. Méthode de Newmark et Hall.....	2.4
2.2.1.1.2. Méthode de Krawinkler et Nassar.....	2.6
2.2.1.1.3. Méthode de Fajfar.....	2.7
2.2.1.1.4. Méthode de Priesteley.....	2.7
2.2.2. Facteur de sur-résistance, Ω	2.8

CHAPITRE 3 : STRUCTURES ÉTUDIÉES

3.1. Introduction.....	3.1
3.2. Structures en portique en béton armé.....	3.1
3.2.1. Géométrie et configuration structurale.....	3.1
3.2.2. Dimensionnement des portiques étudiés.....	3.3
3.2.2.1. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux.....	3.3
3.2.2.1.1. Les poutres.....	3.3
3.2.2.1.2. Les poteaux.....	3.3
3.2.2.1.3. Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux.....	3.4
3.2.2.2. Charges appliquées.....	3.6

3.2.2.2.1. Charges gravitaires.....	3.6
3.2.2.2.2. Charges sismiques.....	3.6
3.2.2.3. Ferrailage des portiques.....	3.12
3.2.2.3.1. Introduction.....	3.12
3.2.2.3.2. Ferrailage des poutres.....	3.12
3.2.2.3.3. Ferrailage des poteaux.....	3.13
3.2.2.3.4. Présentation des sections d'acier des poutres et des poteaux.....	3.13

CHAPITRE 4 : MÉTHODES D'ANALYSES STATIQUE ET DYNAMIQUE NONLINÉAIRES

4.1. Introduction.....	4.1
4.2. Méthode d'analyse statique non linéaire (analyse pushover).....	4.1
4.2.1. Distribution verticale des charges sismiques horizontales.....	4.3
4.2.2. Définition du déplacement cible de la structure.....	4.5
4.3. Méthode d'analyse dynamique non linéaire (analyse dynamique incrémentale).....	4.5
4.3.1. Accélérogrammes utilisés dans les analyses dynamiques incrémentales.....	4.6

CHAPITRE 5 : MODÉLISATION DES STRUCTURES EN PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ

5.1. Introduction.....	5.1
5.2. Présentation générale du logiciel SAP2000.....	5.1
5.2.1. Aspects généraux.....	5.1
5.3. Modélisation non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux.....	5.3
5.4. Modèles de lois de comportement.....	5.7
5.4.1. Introduction.....	5.7
5.4.2. Loi de comportement simulant le matériau béton en compression.....	5.8
5.4.2.1. Introduction.....	5.8
5.4.2.2. Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné.....	5.8
5.4.2.3. Loi de comportement de Mander pour le béton confiné.....	5.9
5.4.3. Loi de comportement simulant le matériau acier.....	5.15
5.4.3.1. Loi de comportement de Park pour l'acier.....	5.16
5.5. Critères de ruine.....	5.17

CHAPITRE 6 : PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE

6.1. Introduction.....	6.1
6.2. Résultats des analyses pushover.....	6.2
6.2.1. Courbes de capacité des portiques étudiés.....	6.2
6.2.2. Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine.....	6.4
6.2.3. Analyse comparative des résultats obtenus des portiques étudiés.....	6.6
6.2.3.1. Ductilité globale, μ , des portiques étudiés.....	6.6
6.2.3.2. Facteur de sur-résistance, Ω , des portiques étudiés.....	6.7
6.2.3.3. Facteur de comportement, R, des portiques étudiés.....	6.7
6.3. Résultats des analyses dynamiques incrémentales.....	6.9
6.3.1. Courbes pushover et dynamique incrémentale des portiques étudiés.....	6.10
6.3.2. Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine.....	6.13
6.3.3. Ductilité globale, μ , des portiques étudiés.....	6.17
6.3.4. Facteur de sur-résistance, Ω , des portiques étudiés.....	6.17
6.3.5. Facteur de comportement, R, des portiques étudiés.....	6.18

CHAPITRE 7 : CONCLUSIONS

BIBLIOGRAPHIE.....	8.1
---------------------------	------------

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Chapitre 1 : INTRODUCTION

1.1. CONTEXTE DE LA THÈSE

Les risques naturels sont à l'origine de situations socio - économiques coûteuses et quelquefois graves en termes de nombre de victimes et de blessés. Dans la famille des risques naturels les tremblements de terre ou séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des dégâts dans les structures de génie civil (bâtiments, ponts, centrales nucléaires, barrages...) [A6, A7, A8]. En effet, un séisme est un événement violent et imprévisible qui sollicite les structures d'une manière très différente de celle des actions usuelles. Si les structures n'ont pas été conçues pour cette éventualité et construites correctement, des sollicitations sismiques importantes peuvent les endommager fortement jusqu'à entraîner leur ruine. Les conséquences sont souvent catastrophiques. L'effondrement des bâtiments (figure 1.1), par exemple, entraîne des pertes humaines et économiques. De manière différée, les dégâts infligés au bâti se répercutent lourdement au niveau socio – économique de toute la région concernée [L6]. Dans ce contexte, se doter de moyens de prévention contre leurs effets par la mise en place de moyens techniques (dispositions constructives, choix du site, choix des matériaux,...) et réglementaires (codes parasismiques) sont les principales préoccupations de la communauté scientifique dans le domaine du génie parasismique.



Figure 1.1 : Effet du séisme de Boumerdès (Algérie, 2003).

Le génie parasismique moderne trouve son origine dans l'observation et l'investigation de plusieurs événements qui se sont produits au 20^e siècle. Parmi les catastrophes qui ont marqué les prémises du génie parasismique on peut faire ressortir certains événements du début du siècle : le tremblement de terre de San Francisco aux États-Unis (1906), la catastrophe de Messina en Italie (1908) qui a causé la mort de 83 000 personnes, le grand séisme de Tokyo (1923) et celui d'El Centro aux États-Unis (1940).

Au cours des 50 dernières années, la communauté scientifique du génie parasismique a réévalué ses procédures de dimensionnement, et ce grâce à une meilleure compréhension du phénomène sismique. Ces procédures de dimensionnement considèrent les spécificités de l'action des tremblements de terre et tirent partie des particularités de la réponse sismique des structures. Cependant, les séismes étant des événements rares et imprévisibles, il n'est pas raisonnable de vouloir que les constructions ressortent indemnes de tous les tremblements de terre. Dans ce sens, l'objectif premier de la construction parasismique consiste généralement à éviter l'effondrement des structures pour sauver les vies humaines. Ainsi, dans les codes et règlement parasismiques, pour permettre un dimensionnement économique, les recommandations pour le calcul sismique de structures prennent en compte le comportement ductile et hystérétique de ces dernières. En effet, une structure en zone sismique est dimensionnée d'une manière qu'une part de l'énergie sismique introduite par un tremblement de terre sévère soit dissipée sous forme hystérétique par le biais de déformations plastiques. Cependant, pour empêcher la ruine de la structure, l'amplitude de ces déformations plastiques doit être limitée à des valeurs qui sont compatibles avec la ductilité locale et globale disponibles dans la structure, c'est-à-dire avec sa capacité de dissipation d'énergie. Cette dernière est assurée par les zones dissipatives qui sont essentiellement des rotules plastiques dans les éléments fléchis, des barres en traction plastique pour les éléments de contreventement, ou des panneaux d'âme cisailés des nœuds poutre-poteau en construction métallique. Pour effectuer l'analyse dynamique d'une structure en tenant compte de son comportement inélastique hystérétique, il est bien rare qu'un projeteur puisse utiliser une méthode de calcul dynamique non linéaire. En effet, celle-ci exige d'effectuer l'intégration numérique, pas à pas dans le temps, d'un système matriciel complexe par suite des non linéarités matérielles et géométriques, et ce type de calcul peut être difficile à effectuer en pratique de bureau d'étude, pour plusieurs raisons : disponibilité des accélérogrammes, disponibilités des lois de comportement des matériaux constitutifs et des éléments structuraux, complexité de la structure, temps de calcul donc coût. C'est la raison pour laquelle les codes parasismiques offrent la possibilité d'utiliser une analyse élastique linéaire approchée, c'est-à-

dire une analyse simple, qui peut prendre différentes formes, analyse modale spectrale au départ d'un spectre de réponse élastique ou même analyse statique équivalente, en réduisant les forces sismiques obtenues afin de tenir compte de la dissipation hystérétique d'énergie de la structure réelle soumise à l'action sismique considérée. Cette réduction est réalisée, en pratique, en utilisant le concept de « facteur de comportement » R de la structure (noté q dans le code parasismique européen, l'Eurocode 8 [E7]). Ainsi, pour un dimensionnement tenant compte du comportement inélastique, les forces sismiques de projet sont généralement évaluées à partir de spectres de réponse " inélastiques ", qui donnent l'accélération spectrale de projet en fonction de la ductilité globale attribuée à la structure et de sa période propre fondamentale de vibration. En pratique, dans les codes parasismiques existants, un spectre de réponse inélastique est obtenu en réduisant le spectre de dimensionnement élastique par le facteur R qui tient compte des capacités dissipatives de la structure. Cette réduction est schématisée à la figure 1.2 où l'accélération spectrale de projet normalisée (par rapport à l'accélération de la pesanteur g) est désignée par $S_a(T)$, T étant la période propre fondamentale de vibration de la structure. Autrement dit, le facteur R tient compte à la fois de la demande de ductilité associée à l'action sismique sollicitant la structure et des ressources inélastiques de cette dernière en termes de ductilité (locale et globale) qui dépend de la topologie d'ossature. Lors d'un calcul sismique d'une structure, la valeur à attribuer au facteur R , dépend de la capacité de celle-ci à dissiper de l'énergie sismique par déformations plastiques. $R=1$, veut dire que la structure est considérée non dissipative ; celle-ci est alors dimensionnée de manière à avoir un comportement purement élastique lors d'un tremblement de terre qui lui induirait des sollicitations similaires à celles de l'action sismique de projet, pour laquelle elle a été dimensionnée. Dans le cas contraire, pour une structure dissipative, on prend une valeur de R supérieure à 1. Cette valeur est d'autant plus élevée que la structure est plus dissipative. Pour fixer les idées, les valeurs de R considérées dans les codes parasismiques sont comprises entre 1 et 8.

Dans la littérature, le facteur de comportement, R , dépend de plusieurs paramètres tels que, la ductilité, la période propre fondamentale de vibration de la structure, la réserve de résistance, appelée aussi sur-résistance, la redondance de la structure, ainsi que les caractéristiques du mouvement du sol. Par ailleurs, il est actuellement admis que le facteur de comportement R est formulé comme étant le produit de trois facteurs [A20] : un facteur de ductilité, R_μ , un facteur de sur-résistance, Ω , et un facteur de redondance, R_R . L'évolution récente de certains codes parasismiques tels que l'Eurocode 8 [E7] et le code canadien CNBC 2005 [C10] a pris en considération ces paramètres dans la formulation du facteur R .

Bien que l'actualisation du code parasismique algérien RPA99/Version2003 [R6] après le séisme de Boumerdès (2003) ait été consacrée essentiellement à la révision du zonage sismique ainsi qu'aux valeurs du coefficient d'accélération de zone, A , qui s'y rattachent ; le facteur de comportement, R , n'a pas bénéficié, cependant, de recommandations appropriées.

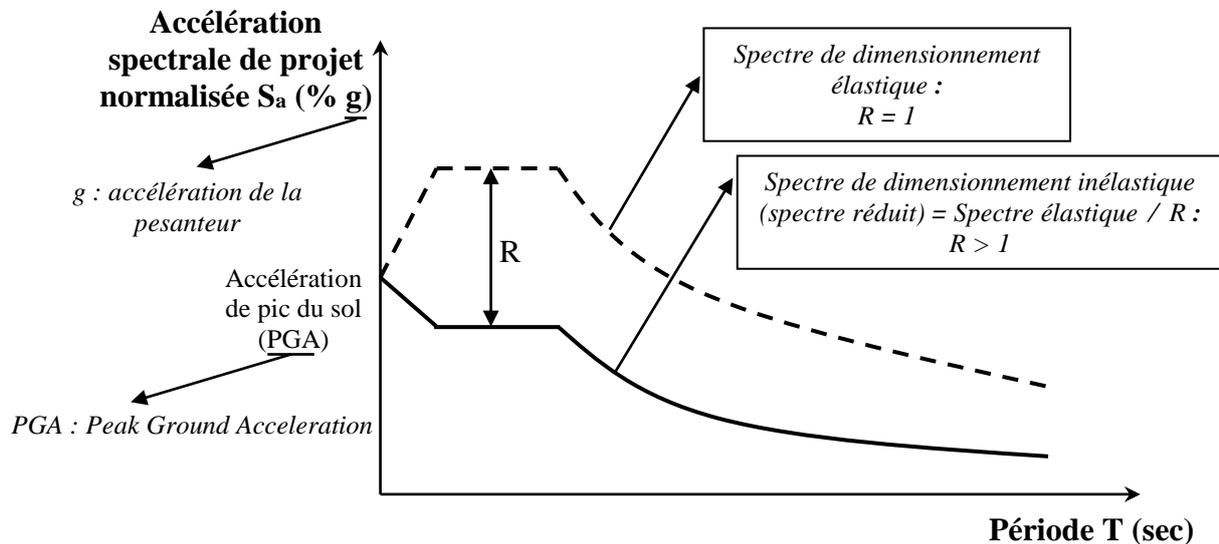


Figure 1.2 : Schématisation d'obtention d'un spectre de dimensionnement inélastique selon les codes parasismiques existants.

1.2. OBJECTIF DE LA THÈSE

Les méthodes de dimensionnement conventionnelles des bâtiments sous chargement sismique sont basées sur l'utilisation des accélérations spectrales. On suppose que le système peut être représenté par un oscillateur à un degré de liberté, de masse M , de période élastique T_e et de taux d'amortissement ξ . On connaît aussi un spectre d'accélérations élastiques de dimensionnement, provenant du code de calcul respectif. Avec ce spectre et les propriétés de l'oscillateur l'effort tranchant élastique à la base, V_e , est :

$$V_e = M g \left(S_a (T_e , \xi) / g \right)_e \quad (1.1)$$

où $\left(S_a (T_e , \xi) / g \right)_e$ est l'accélération du spectre élastique correspondante à la période élastique T_e et au taux d'amortissement ξ (figure 1.3).

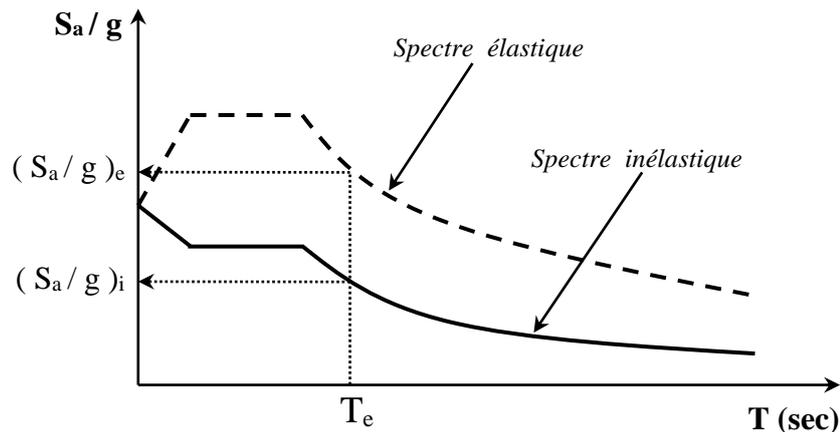


Figure 1.3 : Méthodes des accélérations spectrales.

Si le système est conçu pour un effort tranchant V_i inférieur à V_e , on peut s'attendre à ce que le système subisse un comportement inélastique. Ce comportement induira une augmentation du taux d'amortissement du système, et donc une diminution des accélérations subies par la structure. Avec la prise en compte du comportement inélastique on peut construire un nouveau spectre de réponse (figure 1.3). Si on suppose que la période reste approximativement constante et égale à T_e on obtient :

$$V_i = M g \left(S_a (T_e , \xi) / g \right)_i = V_e / R \quad (1.2)$$

où R est le facteur de réduction des forces ou le facteur de comportement.

Du point de vue économique, le dimensionnement d'un système qui reste élastique seulement jusqu'à la valeur V_i est moins coûteux que celui d'un système qui reste élastique jusqu'à la valeur V_e . Mais pour profiter de cette économie, il est nécessaire de garantir que les différents éléments du bâtiment puissent développer le comportement inélastique requis. En plus, de façon implicite on doit accepter l'apparition d'un certain niveau de dommage après le mouvement sismique.

Il est clair que le paramètre principal de la méthode de conception par accélérations (*méthode de force de remplacement à la base*) est le facteur de comportement, R , qui prend en compte la capacité dissipative hystérétique de la structure par déformations plastiques au court d'un événement sismique.

Le choix de la valeur du facteur de comportement R n'est pas évident, la plupart des codes réglementaires prennent en compte une valeur forfaitaire unique de ce facteur en fonction du système de contreventement de la structure et de ses matériaux constitutifs. En réalité, le facteur de comportement est une fonction complexe d'un grand nombre de paramètres et dont

l'expression ne peut se résumer à une simple constante [M24]. Divers chercheurs [B14, F12, T7, R10, R11, U1,] ont relevé le caractère empirique et le manque de rationalité dans les valeurs du facteur de comportement attribuées par les différents codes parasismiques. En effet, comme indiqué par l'ATC 1995 [A20], les valeurs attribuées à ce facteur par les codes américains n'ont aucune base technique et elles sont issues de coefficients empiriques de la force horizontale adoptés par le code SEAOC 1959 [W3]. Le code FEMA 274 [F8] confirme aussi que les valeurs attribuées au facteur de comportement sont empiriques, et qu'elles sont obtenues en fonction des observations faites après les séismes passés et avec l'expérience des ingénieurs sans aucune justification scientifique ou technique.

La présente thèse a pour objectif principal d'évaluer le facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base de critères de ruine préalablement définis en utilisant deux méthodes d'analyse, à savoir : l'analyse statique non linéaire en poussée progressive (*analyse pushover*) et l'analyse dynamique non linéaire (*analyse dynamique incrémentale*).

Dans cette étude, l'évaluation du facteur de comportement de la structure en portique tient compte du facteur de réduction, $R\mu$, dû à la ductilité globale, μ , du portique et du facteur de réduction, Ω , dû à sa sur-résistance. Ces paramètres de ductilité globale et du facteur de réduction sont extraits des courbes de capacité obtenues à partir des analyses pushover et dynamique incrémentale.

1.3. MÉTHODOLOGIE D'INVESTIGATION

L'étude est menée en considérant trois portiques plans en béton armé d'élancements différents. Ils ont le même nombre de travées mais de nombre de niveaux différents. Il s'agit d'un portique élancé à 9 niveaux (portique R+8), de l'autre moyennement élancé à 6 niveaux (portique R+5) et d'un troisième de faible élancement de 3 niveaux (portique R+2).

Après un dimensionnement des trois portiques suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91 [B3], et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [R6], on effectue, pour chaque portique, à l'aide du logiciel SAP2000/version 14 [S8], une analyse statique non linéaire en poussée progressive (*analyse pushover*) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversé [M36] et une analyse dynamique non linéaire (*analyse dynamique incrémentale*) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés de par le monde.

Les poutres et poteaux des trois portiques en béton armé sont modélisés par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. À cet

effet, les modèles de Mander [M15] pour le béton confiné et non confiné et de Park [P2] pour l'acier sont utilisés, et ce pour l'établissement des lois Moment – Rotation associées à la plastification par flexion des rotules plastiques.

Au terme de ces analyses non linéaires, statique et dynamique, des portiques considérés, on procède à une discussion des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la ductilité globale du portique, μ , son facteur de sur-résistance, Ω , et son facteur de comportement, R .

1.4. PLAN DE LA THÈSE

La présente thèse comprend **7 chapitres**.

Le **premier chapitre** est la présente introduction.

Au **chapitre 2**, on introduit le concept du facteur de comportement, R , et sa formulation.

Au **chapitre 3**, on effectue le dimensionnement des trois portiques R+2, R+5 et R+8 considérés, suivant le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91 [B3], et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [R6] sur la base d'analyses modales spectrales effectuées en utilisant le programme SAP2000/version 14 [S8].

Au **chapitre 4**, on donne un résumé sur les deux méthodes d'analyse statique et dynamique non linéaires effectuées pour chaque portique considéré.

Le **chapitre 5** est consacré à la modélisation non linéaire des poutres et poteaux du portique en béton armé.

Au **chapitre 6**, on effectue, pour chaque portique étudié, des analyses pushover et dynamique incrémentale à l'aide du programme SAP2000/version 14 [S8]. Ensuite, on procède à une discussion des résultats pour chaque paramètre étudié, à savoir la ductilité globale du portique, μ , son facteur de sur-résistance, Ω , et son facteur de comportement, R .

Enfin, au **chapitre 7**, on résume les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette investigation et on suggère des perspectives de recherches futures comme suite à ce travail.

CHAPITRE 2

PARAMÈTRES DU FACTEUR DE COMPORTEMENT

Chapitre 2 : **PARAMÈTRES DU FACTEUR DE COMPORTEMENT**

2.1. INTRODUCTION

Le facteur de comportement, R , représente le rapport de la force latérale maximale, V_e , que développerait, dans une structure, une réponse purement élastique linéaire sous le mouvement sismique spécifié, à la force latérale de dimensionnement, V_d , pour laquelle elle a été dimensionnée (Cfr. Paragraphe 1.2). Le rapport R est exprimé par l'équation suivante:

$$R = V_e / V_d \quad (2.1)$$

Les recommandations du code NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) qualifie le facteur R de facteur empirique de réduction de la force sismique prenant en compte l'amortissement et la ductilité d'un système structurel pour des déplacements dépassant l'état initial de plastification et approchant le déplacement structurel ultime [F8].

Le concept du facteur de comportement est basé sur la capacité qu'a une structure, convenablement dimensionnée, à supporter de larges déformations dans le domaine inélastique sans s'effondrer (comportement ductile) et à développer une capacité de résistance latérale dépassant généralement la force latérale pour laquelle elle a été dimensionnée (appelée souvent réserve de résistance) [A20]. Ainsi, l'ingénieur en structures a tiré profit de l'effet favorable de ce comportement structurel, c'est-à-dire de la plastification de la structure. Le facteur R a été initialement introduit dans le code ATC-3-06 [A19] en 1978, et sert à réduire l'effort tranchant à la base (V_e) calculé à partir de l'analyse élastique en utilisant un spectre de réponse ayant un amortissement de 5% dans le but de calculer l'effort tranchant de dimensionnement à la base (V_d).

Le facteur de comportement, R , est largement utilisé ; il est intégré dans l'analyse statique élastique des structures pour tenir compte de leur réponse inélastique. Les principales méthodes d'analyse statique sont la méthode statique équivalente et la méthode spectrale modale, comme mentionner au chapitre 1 ; dans les deux procédures le facteur R est utilisé pour le calcul de l'effort tranchant de dimensionnement à la base. Une des hypothèses les plus importantes des deux méthodes est que la réponse "inélastique" est prise en compte dans l'analyse "élastique" par la simple introduction de ce facteur. L'usage du facteur R inclut une

autre ambiguïté dans le dimensionnement qui est liée au fait que l'apparition des dommages est assumée et ce par la réduction des forces latérales élastiques. Or les méthodes d'analyses élastiques citées ci-haut sont incapables de fournir une estimation sur le niveau d'endommagement structurel. Malgré que les procédures d'analyses élastiques ne donnent pas d'estimations quantitatives de la réponse non linéaire de la structure, elles restent la pierre angulaire dans la pratique du dimensionnement parasismique et sont considérées comme des procédures d'analyses valables et un outil pratique dans le dimensionnement professionnel pour plusieurs raisons, y compris:

- Elles sont faciles d'utilisation et n'exigent pas du concepteur des connaissances sur la dynamique des structures.
- Elles peuvent fournir une estimation sur les sollicitations revenant aux éléments structuraux avec une précision jugée satisfaisante pour les bâtiments réguliers et faiblement et moyennement élancés.
- Elles peuvent être utilisées pour un prédimensionnement préliminaire des éléments structuraux devant être évalués ultérieurement par des méthodes rigoureuses.

2.2. FORMULATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT

Dans la moitié des années 80, les résultats d'un programme de recherche expérimentale conduit à l'Université de Californie à Berkeley ont été utilisés pour développer une meilleure compréhension de la réponse sismique des bâtiments en portiques métalliques contreventés et proposer une formulation du facteur de comportement. Des relations effort tranchant à la base-déplacement en tête des bâtiments expérimentés : bâtiments en portiques métalliques à contreventement triangulé centré [U2] et bâtiment à contreventement triangulé excentré [W4], ont été établies en utilisant les données accueillies du simulateur des tremblements de terre. Les courbes force-déplacement, appelée aussi courbes de capacité, ont été développées en traçant sur un graphique le déplacement en tête correspondant à l'effort tranchant maximal à la base, et ce pour chaque simulation sismique et pour chaque modèle considéré.

Pour chaque test, un spectre de réponse élastique en accélération a ainsi été généré en utilisant l'histoire de la réponse en accélération des plates-formes du simulateur du tremblement de terre. Ce programme de recherche expérimentale a permis aux chercheurs de Berkeley de formuler le facteur de comportement R comme le produit de 3 facteurs tenant compte de la ductilité, de la réserve de résistance et de l'amortissement visqueux. Ainsi, le facteur R est donné par la relation suivante :

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot R_{\xi} \quad (2.2)$$

où R_{μ} est le facteur de réduction dû à la ductilité, Ω est le facteur de sur-résistance et R_{ξ} est le facteur d'amortissement. L'effet de l'amortissement est généralement inclus dans le facteur de réduction dû à la ductilité (R_{μ}). Le facteur R_{ξ} considéré dans l'équation (2.2) a été adopté seulement pour tenir compte de la réduction de la réponse fournie par un amortissement externe supplémentaire [A20]; aussi ce facteur peut être utilisé pour l'estimation du déplacement des structures inélastiques, mais non pour réduire proportionnellement la demande de résistance [B17], d'où ce facteur pourrait être exclu de l'équation (2.2). Un autre facteur a été introduit par l'ATC-34 [A21] pour tenir compte de la redondance structurelle (R_R). Ce facteur est introduit dans le but de quantifier l'amélioration de la réserve de sécurité des systèmes en portiques utilisant la multiplication modulaire des travées et des niveaux dans chaque direction principale. Ainsi, le facteur R est donné par l'équation suivante :

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot R_R \quad (2.3)$$

En outre, la sur-résistance et la redondance sont considérées comme une seule composante, comme cela a été adopté par un grand nombre de chercheurs incluant ceux de l'ATC (Freeman [F15]). Ceci est dû au fait que le paramètre "sur-résistance" tient compte implicitement de la redondance structurelle à travers le phénomène de redistribution des efforts internes, ce qui conduit à une sur-résistance élevée. Le facteur de comportement peut être alors défini comme le produit du facteur de ductilité (R_{μ}) et le facteur de sur-résistance (Ω), et ce comme montré à la figure 2.1. Ainsi,

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \quad (2.4)$$

La figure 2.1 illustre aussi la ductilité globale μ de la structure, laquelle est exprimée comme le rapport entre le déplacement maximum en tête, d_u , de celle-ci et son déplacement élastique limite, d_y , correspondant à la fin de la phase élastique de la courbe de capacité idéalisée. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\mu = d_u / d_y \quad (2.5)$$

2.2.1. FACTEUR DE DUCTILITÉ, R_{μ} :

Le facteur R_{μ} est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de contreventement et non pas celle de ses éléments constitutants. Il est évalué pour un spectre inélastique à ductilité constante et il tient compte de la différence entre un chargement

statique et un chargement dynamique réversible induit par l'action sismique. Le bâtiment est modélisé comme un système à un seul degré de liberté, où sa ductilité de déplacement disponible est estimée, et les relations entre R_μ et μ (ductilité de déplacement) sont développées. Ces relations ont été le sujet de recherche pour les 3 dernières décennies, et il a été trouvé qu'elles sont fonction des caractéristiques de la structure (ductilité, amortissement et période de vibration) ainsi que des caractéristiques du mouvement du sol.

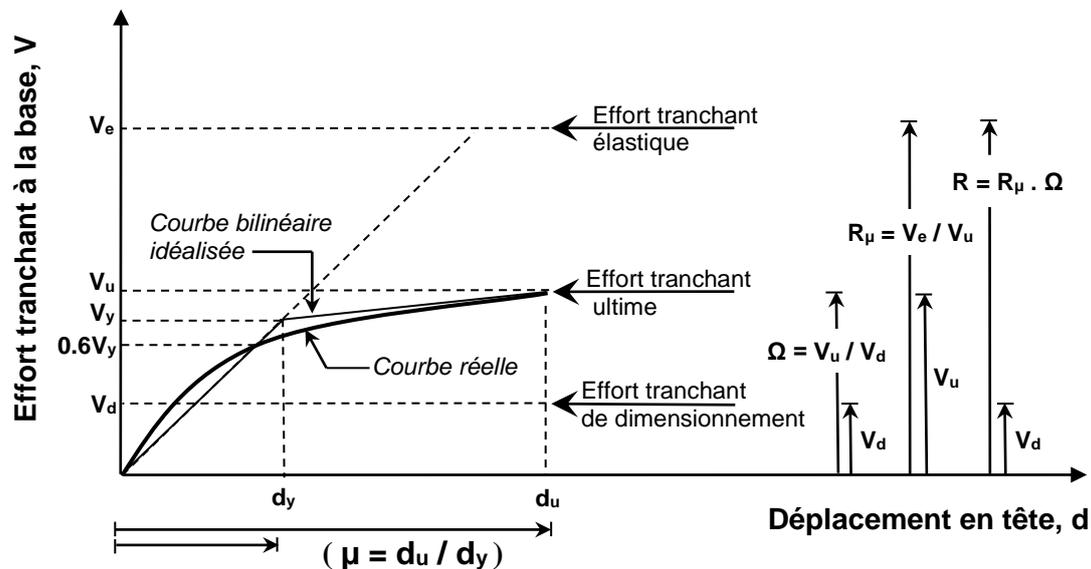


Figure 2.1 : Relations entre le facteur de comportement (R), le facteur de sur-résistance (Ω), le facteur de ductilité (R_μ) et la ductilité globale (μ) [M36].

2.2.1.1. Méthodes d'évaluation du facteur de ductilité

Les méthodes d'évaluation du facteur de ductilité (R_μ) sont généralement basées sur un modèle de réponse inélastique à un seul degré de liberté, ceci nécessite plusieurs analyses dynamiques non linéaires pour différents accélérogrammes, ce qui implique de la part de la structure une configuration géométrique régulière, une distribution uniforme des rigidités et un mécanisme de ruine le plus global possible. Dans ce qui suit nous allons décrire les méthodes utilisées dans cette présente thèse pour l'évaluation du facteur de ductilité.

2.2.1.1.1. Méthode de Newmark et Hall

L'intérêt du comportement linéaire d'un système à un seul degré de liberté ou oscillateur simple a été montré par Newmark et Hall [N5]. Ces auteurs ont étudié un grand nombre d'oscillateurs simples linéaires et non linéaires avec l'hypothèse d'un comportement élastique

parfaitement plastique. Suite à une étude des spectres élastiques et inélastiques résultant du séisme d'El Centro en Californie, du 18 mai 1940, ces auteurs ont observé que :

- dans les basses fréquences (BF), les systèmes élastique et inélastique ont approximativement le même déplacement maximal ;
- dans les fréquences moyennes (MF), le principe de conservation des énergies donne une bonne et suffisante approximation ;
- dans les hautes fréquences (HF), les systèmes élastique et inélastique ont la même force.

Ces résultats peuvent être résumés en termes de périodes tels que :

- *principe d'égalité des déplacements maximaux* : $d_u = d_e$, valide pour les systèmes de période de vibration T supérieure à 0.5s (oscillateurs souples) ; dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal à la ductilité μ (figure 2.2). Ainsi,

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour} \quad T > 0.5 \text{ s} \quad (2.6)$$

- *principe d'égalité des énergies dissipées* : aire (OCG) = aire (OBEF), (figure 2.3), valide pour les systèmes de période de vibration T comprise entre 0.2s et 0.5s (oscillateurs assez rigides) ; dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal à $\sqrt{2\mu - 1}$ (figure 2.3). Ainsi,

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{pour} \quad 0.2 \text{ s} < T < 0.5 \text{ s} \quad (2.7)$$

- *principe d'égalité des forces*, valide pour les systèmes de période de vibration T inférieure à 0.2s ; dans ce cas, le facteur de ductilité R_μ est égal à l'unité (figure 2.4). Ainsi,

$$R_\mu = 1 \quad \text{pour} \quad T < 0.2 \text{ s} \quad (2.8)$$

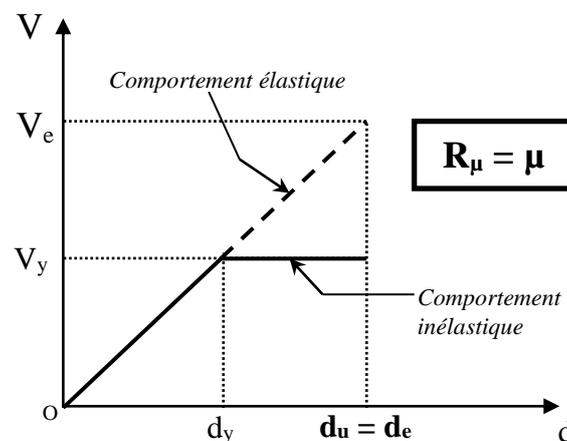


Figure 2.2 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs

simples ; V_e : force élastique maximale, V_y : force de plastification, d_e : déplacement élastique maximal, d_y : déplacement de plastification, d_u : déplacement inélastique maximal.

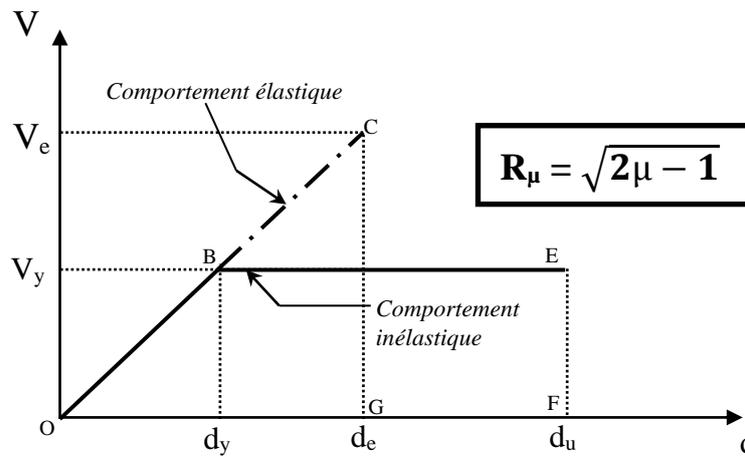


Figure 2.3 : Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par des oscillateurs simples.

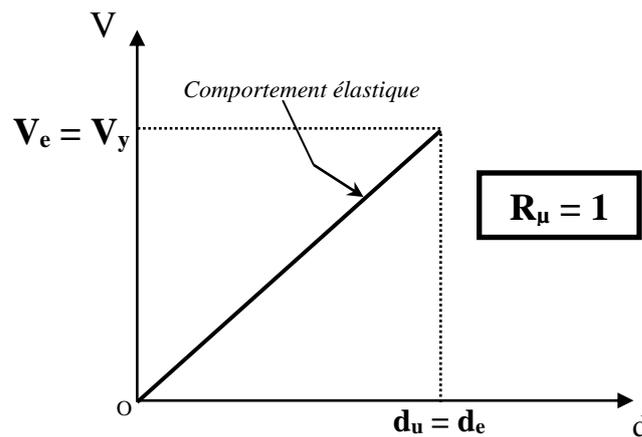


Figure 2.4 : Schématisation du principe d'égalité des forces des oscillateurs simples.

2.2.1.1.2. Méthode de Krawinkler et Nassar

La méthode de Krawinkler et Nassar [N1] est basée également sur la réponse sismique d'un système à un seul degré de liberté à comportement élasto-plastique avec écrouissage. Le facteur de ductilité est donné par l'expression suivante :

$$R_\mu = [c (\mu - 1) + 1]^{1/c} \tag{2.9}$$

où $c(T, \alpha) = T^a / (1+T^a) + b/T \tag{2.10}$

avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

α : Rigidité post-élastique, donnée en (%) ; a et b sont les paramètres de régression. Les valeurs de ces deux paramètres sont données en fonction de α au tableau 2.1.

Rigidité post-élastique, α en (%)	Paramètres de régression	
	a	b
0	1	0.42
2	1	0.37
10	0.8	0.29

Tableau 2.1 : Valeurs des paramètres de régression a et b en fonction de la rigidité post-élastique α .

2.2.1.1.3. Méthode de Fajfar

Le facteur de ductilité R_μ proposé par Fajfar [F4] dans sa méthode N2 (N pour analyse non linéaire et 2 pour deux modèles mathématiques), prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante:

$$R_\mu = (\mu - 1) T / T_c + 1 \quad \text{pour} \quad T < T_c \quad (2.11)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour} \quad T \geq T_c \quad (2.12)$$

avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

T_c : Période caractéristique du sol définie comme la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre de réponse (figure 2.5).

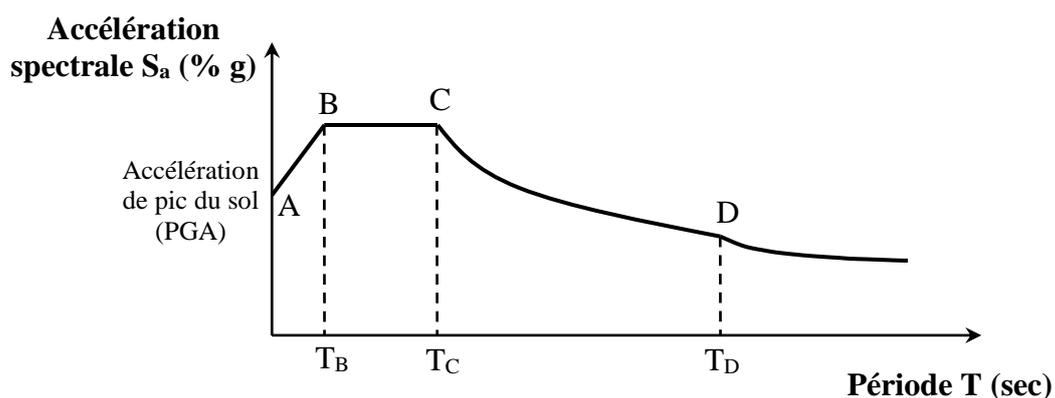


Figure 2.5 : Spectre de réponse et période limite supérieure de la zone d'accélération constante, T_c .

2.2.1.1.4. Méthode de Priestley

Le facteur de ductilité R_μ proposé par Priestley [N4] prend en compte la période caractéristique spécifique au site et il est exprimé par la relation suivante:

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) T / 1.5T_c \leq \mu \quad (2.13)$$

avec :

T : Période propre fondamentale de vibration de la structure.

T_c : Période caractéristique du sol.

Cette relation suppose l'égalité des déplacements (élastique et inélastique), $R_\mu = \mu$, quant

$T > 1.5 T_c$ et l'égalité des accélérations (élastique et inélastique), $R_\mu = 1$, quand T tend vers 0.

2.2.2. FACTEUR DE SUR - RÉSISTANCE, Ω :

Il est observé que les structures possèdent une capacité de résistance latérale, V_u , qui dépasse généralement l'effort sismique de dimensionnement, V_d . Cette réserve de résistance, appelée aussi sur-résistance, est l'une des caractéristiques clés qui influencent la réponse des structures soumises à l'action sismique [A18].

Beaucoup de sources de sur-résistance peuvent être facilement identifiées mais pas toutes aisément mesurables. Les sources de sur-résistance qui ont été examinées par Uang [U1], Mitchell et Paultre [M27], Rahgozar et Humar [R1], Bruneau et al. [B20], et Mitchell et al. [M28] incluent, entre autres les points suivants :

- Les dimensions des éléments structuraux choisis sont généralement légèrement supérieures aux dimensions strictement nécessaires pour des raisons de disponibilité et/ou d'arrondissement de leurs tailles ;
- Les résistances pondérées sont utilisées lors de la conception est non pas les résistances nominales ;
- Les limites élastiques minimums spécifiées sont inférieures aux limites réelles ;
- Les matériaux peuvent démontrer une surcapacité liée aux effets d'écroutissage ;
- Les structures peuvent exhiber une résistance additionnelle avant qu'un mécanisme de ruine ne se développe dans le bâtiment.

Le facteur de sur-résistance traduisant la réserve de résistance de la structure est défini comme le rapport entre l'effort tranchant ultime, V_u , de la structure et son effort tranchant de dimensionnement, V_d (figure 2.1). Il est donné par la formule suivante :

$$\Omega = V_u / V_d \quad (2.14)$$

CHAPITRE 3

STRUCTURES ÉTUDIÉES

Chapitre 3 : STRUCTURES ÉTUDIÉES

3.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente les structures en portique étudiées dans cette thèse ainsi que les différents aspects liés à leur dimensionnement, tels que le prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux, le calcul des charges appliquées, notamment l'action sismique calculée par la méthode modale spectrale et le ferrailage des portiques.

3.2. STRUCTURES EN PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ

3.2.1. GÉOMÉTRIE ET CONFIGURATION STRUCTURALE

Trois portiques plans de même nombre de travées mais de nombre d'étages différent sont considérés dans cette étude : portiques à 3, 6 et 9 niveaux, respectivement R+2, R+5 et R+8 (figure 3.1). Ces 3 structures sont supposées encastrées à leurs bases.

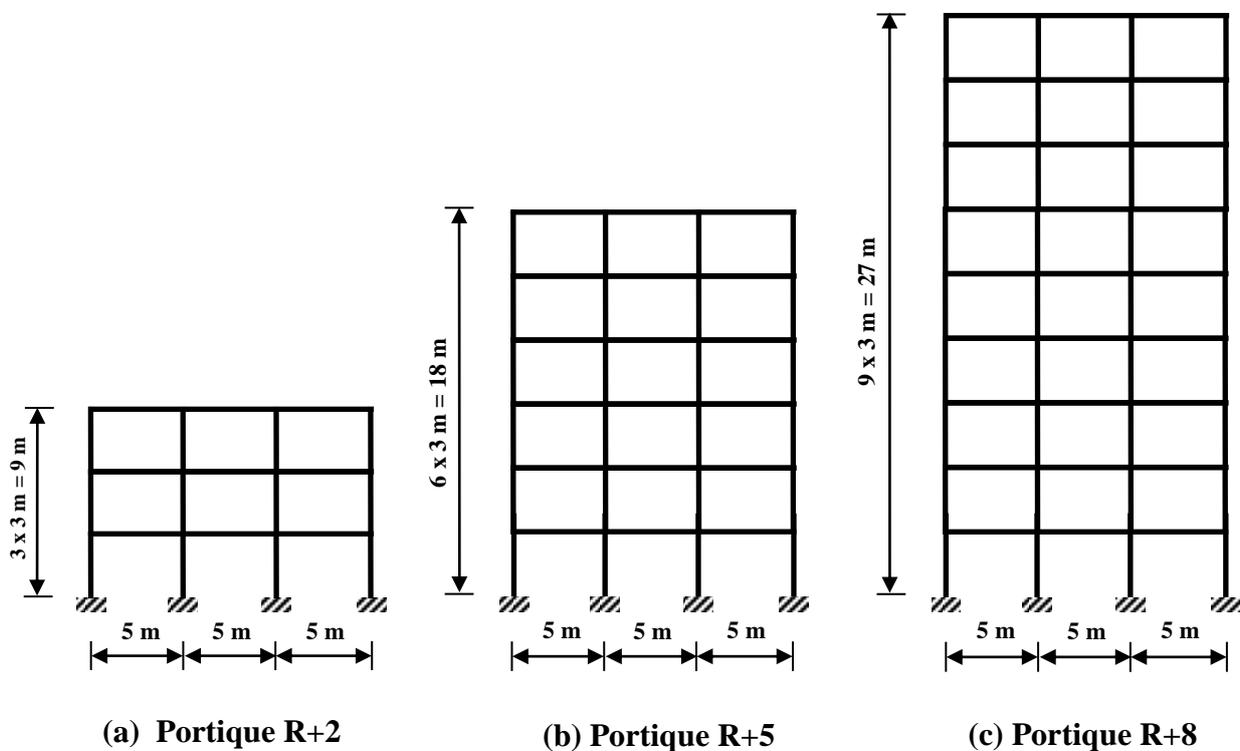


Figure 3.1 : Portiques R+2, R+5 et R+8 étudiés.

Les trois portiques étudiés font partie de 3 bâtiments de 3, 6 et 9 niveaux respectivement. Ces trois derniers sont à usage de bureaux, à plancher en corps creux de type (16+4), et présentant une même vue en plan (figure 3.2). Cette vue en plan comporte cinq travées de 4m dans la direction longitudinale (direction X-X, figure 3.2) et trois travées de 5m dans la direction transversale (direction Y-Y, figure 3.2).

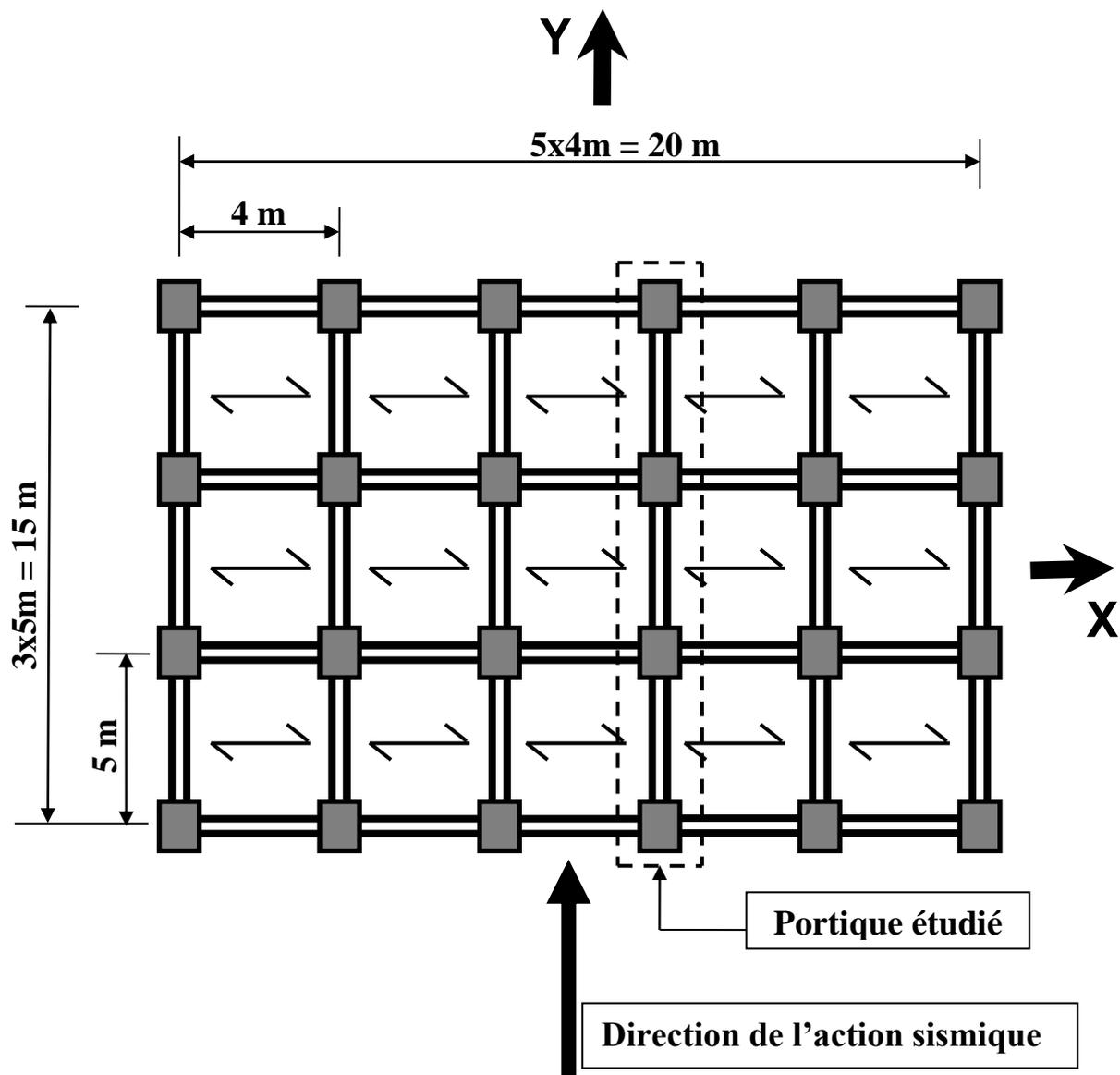


Figure 3.2 : Vue en plan des bâtiments R+2, R+5 et R+8 comportant les portiques étudiés.

Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux ainsi que leur ferrailage sont obtenus après un calcul de dimensionnement des trois portiques, que nous présentons au paragraphe suivant.

3.2.2. DIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES ÉTUDÉS

3.2.2.1. Prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux

3.2.2.1.1. Les poutres

Les poutres des portiques étudiés sont les poutres principales des trois bâtiments. Elles sont prédimensionnées selon les formules suivantes :

La hauteur de la poutre principale h_{pp} est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L}{10} \quad (3.1)$$

La largeur de la poutre principale b_{pp} est donnée comme suit :

$$0.4h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0.7h_{pp} \quad (3.2)$$

Remarque : Les poutres secondaires de direction perpendiculaire aux portiques étudiés sont aussi prédimensionnées par les mêmes relations (3.1) et (3.2); elles contribueront au calcul des masses "sismiques" des trois bâtiments.

3.2.2.1.2. Les poteaux

Les poteaux sont prédimensionnés sur la base de la condition suivante où leur section de béton, B_c , est déterminée comme suit :

- à l'Etat limite ultime de résistance, le code RPA 99/version 2003 [R6], §7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit, ν), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où : B_c = Section de béton du poteau ;

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas, $f_{c28} = 25$ MPa.

Autrement dit, la section de béton, B_c , du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq N_d / (0.30 \cdot f_{c28}) \quad (3.3)$$

Ainsi, **au stade de prédimensionnement de la section de béton (B_c) des poteaux**, N_d doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées, $1.35G + 1.5Q$, obtenu par descente de ces charges.

3.2.2.1.3. Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux

Après un prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux des trois portiques selon les relations (3.1), (3.2) et (3.3) d'une part, et après un calcul de leurs ferraillements d'autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA 99/version 2003 relatif au dimensionnement d'un nœud poutre – poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (3.4) et (3.5) suivantes, n'était pas satisfait. Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux, concept "poteaux forts – poutres faibles".

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_e| + |M_w|) \quad (3.4)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_e| + |M'_w|) \quad (3.5)$$

La figure 3.3 illustre les différents moments résistants définis dans les relations (3.3) et (3.4).

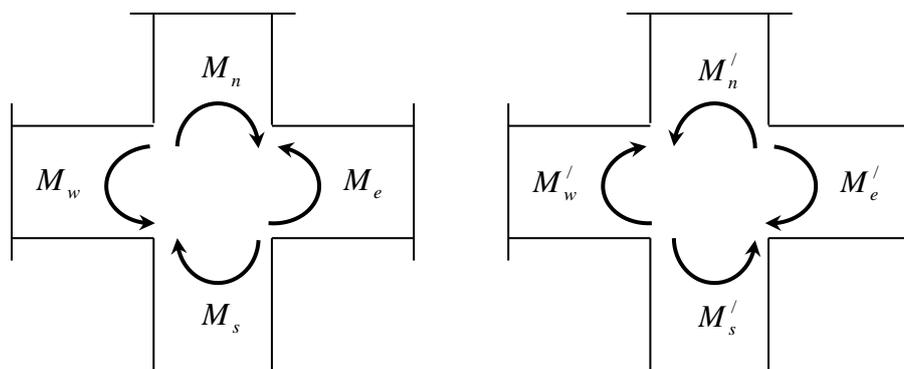


Figure 3.3 : Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau [R6].

Les deux inéquations (3.4) et (3.5) tendent à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Pour que ces deux inéquations soient vérifiées, nous avons adopté les sections de béton des poutres et des poteaux présentées à la figure 3.4, selon le portique étudié.

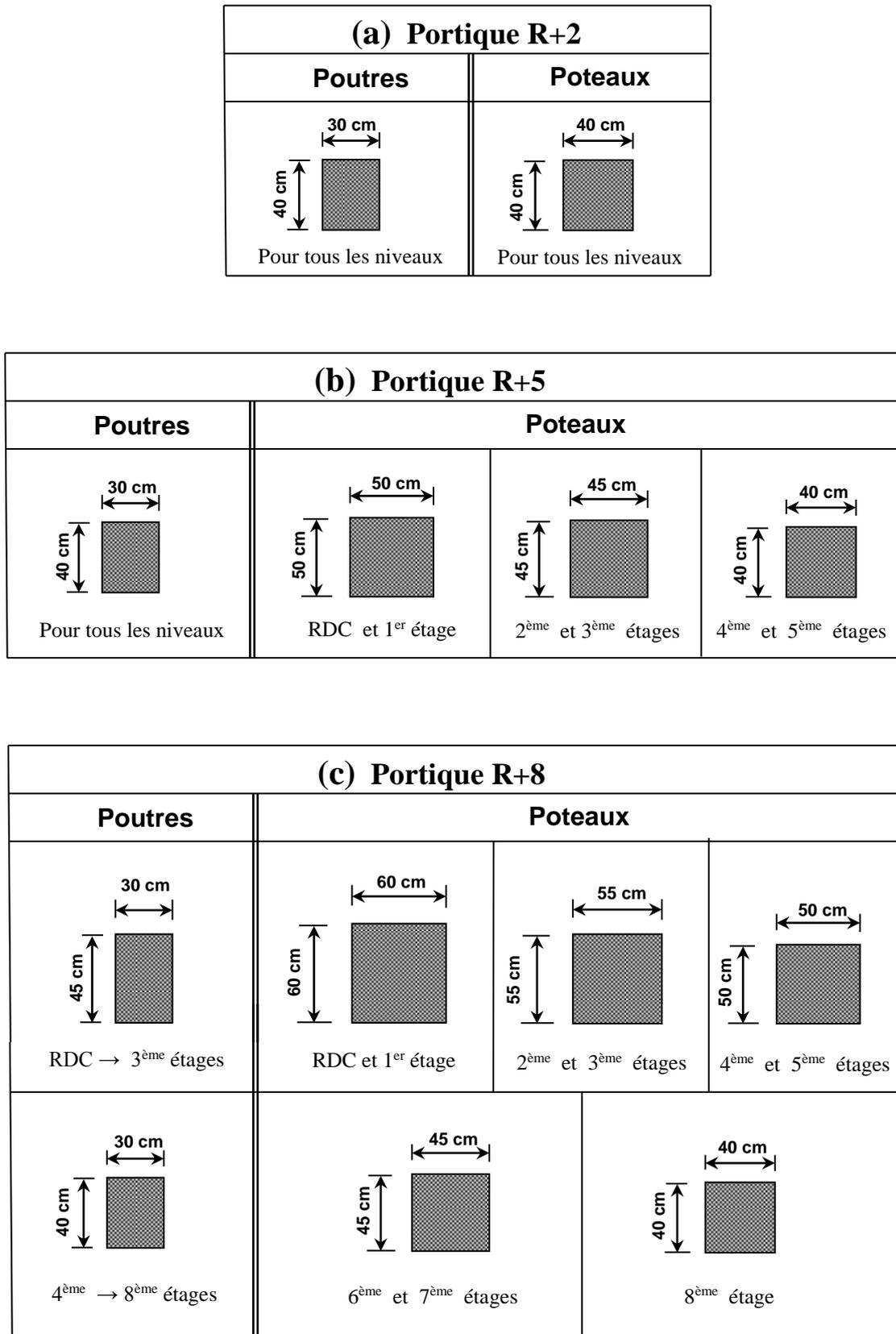


Figure 3.4 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des 3 portiques étudiés.

3.2.2.2. Charges appliquées

3.2.2.2.1. Charges gravitaires

Les 3 bâtiments considérés sont à usage de bureaux à planchers en corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à 5.8 kN/m^2 et celles du plancher courant à 5.1 kN/m^2 .

Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de 1 kN/m^2 et celles du plancher courant de 2.5 kN/m^2 .

3.2.2.2.2. Charges sismiques

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique comme illustré à la figure 3.5.

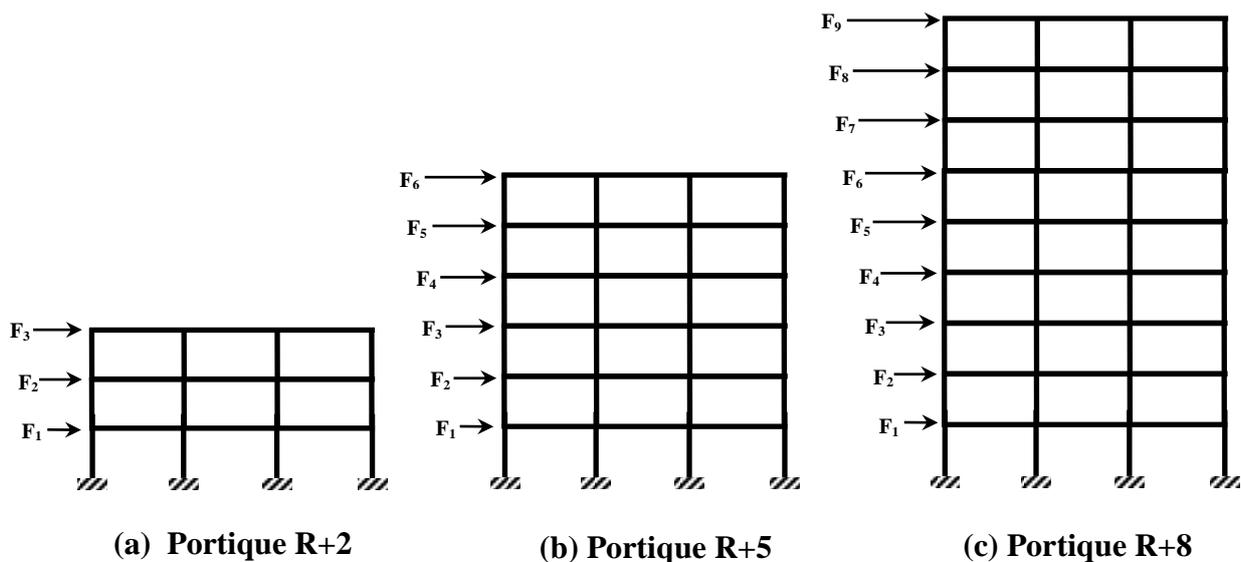


Figure 3.5 : Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux des 3 portiques étudiés.

Ces forces sismiques, agissant sur un portique, représentent une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant ce portique. Cette fraction des forces sismiques globales est proportionnelle à la raideur à l'effort latéral de ce dernier. Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide du logiciel SAP2000 [S8] et en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans le RPA99/version 2003.

Les trois bâtiments sont supposés être localisés dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone III selon le code parasismique algérien RPA99/ version 2003.

a) Action sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/ version 2003, qui est un spectre de réponse en accélération :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

avec :

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

A : Coefficient d'accélération de zone (*RPA 99/2003, Tableau 4.5*).

Dans notre cas, les 3 bâtiments considérés sont supposés être localisés en zone sismique III et sont de groupe d'usage 2 : A = 0.25.

η : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5 %).

η est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

où ξ est le pourcentage d'amortissement critique (*RPA 99/2003, Tableau 4.2*).

Pour un portique en béton armé avec remplissage léger, ξ = 6%, d'où η est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.935$$

R : Coefficient de comportement de la structure (*RPA 99/2003, Tableau 4.3*).

Pour des portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide, ce qui est notre cas :

$$R = 5$$

Q : Facteur de qualité.

Q est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

où P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non (RPA 99/20023, Tableau 4.4).

Dans notre cas, on considère que tous les critères de qualité sont satisfaits, ce qui nous donne : $Q = 1$.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA 99/2003, Tableau 4.7).

Dans notre cas, le site est de type S_3 (Site meuble), d'où : $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.50s$.

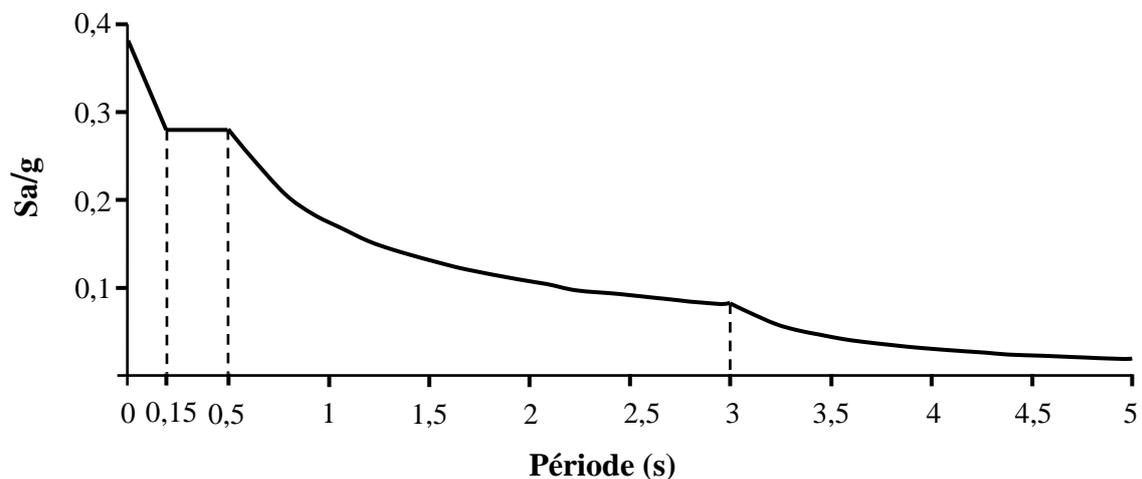


Figure 3.6 : Spectre de réponse de calcul [R11].

b) Masses "sismiques" concentrées des bâtiments considérés

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit [R11] :

A un niveau i (plancher i) du bâtiment, cette masse est donnée par :

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi}$$

avec :

M_{Gi} : Masse relative aux charges permanentes (G) ;

M_{Qi} : Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

β : Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas, les bâtiments considérés sont à usage de bureaux, d'où $\beta = 0.2$ (RPA 99/2003, Tableau 4.5).

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux des trois bâtiments considérés sont données au tableau 3.1.

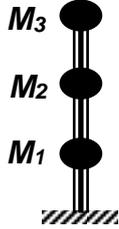
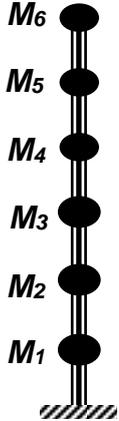
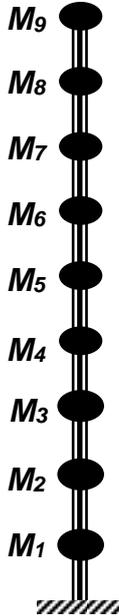
Masses "sismiques" des modèles "brochette" associés aux trois bâtiments étudiés		Modèles "brochette" associé aux trois bâtiments étudiés	
Bâtiment R+2	Masses, M_i (tonnes)		
	M_3 (t)	260	
	M_2 (t)	316	
	M_1 (t)	316	
Bâtiment R+5	Masses, M_i (tonnes)		
	M_6 (t)	260	
	M_5 (t)	316	
	M_4 (t)	320	
	M_3 (t)	323	
	M_2 (t)	327	
	M_1 (t)	332	
Bâtiment R+8	Masses, M_i (tonnes)		
	M_9 (t)	260	
	M_8 (t)	320	
	M_7 (t)	323	
	M_6 (t)	327	
	M_5 (t)	332	
	M_4 (t)	340	
	M_3 (t)	344	
	M_2 (t)	350	
	M_1 (t)	352	

Tableau 3.1 : Masses "sismiques" des modèles en oscillateur multiple en console verticale (modèles brochette) associés aux bâtiments R+2, R+5 et R+8 considérés.

c) Périodes propres et Modes propres de vibration des bâtiments

Les caractéristiques dynamiques des bâtiments sont données dans les tableaux 3.2, 3.3 et 3.4.

Propriétés modales du Bâtiment R+2 dans sa direction transversale, y-y			
	Mode 1 de translation	Mode 2 de translation	Mode 3 de translation
Période, T(s)	0,42	0,12	0,07
Pourcentage de masse modale participante, α	86%	11%	3%
$\sum \alpha = 100\%$			

Tableau 3.2 : Propriétés modales du bâtiment R+2.

Propriétés modales du Bâtiment R+5 dans sa direction transversale, y-y			
	Mode 1 de translation	Mode 2 de translation	Mode 3 de translation
Période, T(s)	0,77	0,25	0,13
Pourcentage de masse modale participante, α	80%	12%	5%
$\sum \alpha = 97\%$			

Tableau 3.3 : Propriétés modales du bâtiment R+5.

Propriétés modales du Bâtiment R+8 dans sa direction transversale, y-y			
	Mode 1 de translation	Mode 2 de translation	Mode 3 de translation
Période, T(s)	1,00	0,35	0,19
Pourcentage de masse modale participante, α	76%	13%	5%
$\sum \alpha = 94\%$			

Tableau 3.4 : Propriétés modales du bâtiment R+8.

Forces sismiques revenant au portique

Les forces sismiques revenant au portique sont proportionnelles à sa raideur à l'effort latéral. Comme tous les portiques du bâtiment présentent les mêmes dimensions et les mêmes sections de béton des poutres et des poteaux, leurs raideurs sont identiques. Etant donné que le bâtiment est régulier en plan et symétrique dans ses deux directions orthogonales X-X et Y-Y d'une part, et qu'on a 6 portiques dans la direction considérée (Y-Y) d'autre part, alors chaque portique reprendra 1/6 des forces sismiques globales agissant sur le bâtiment. Ainsi, les forces sismiques agissant sur le portique sont données au tableau 3.5.

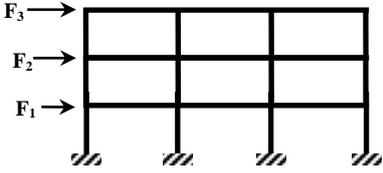
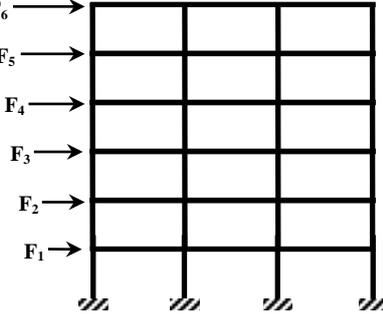
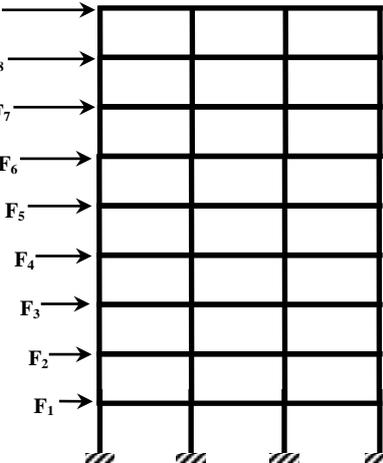
Forces sismiques agissant sur les trois portiques étudiés			
Portique R+2	Forces, F_i (kN)		
	F_3 (kN)	91.69	
	F_2 (kN)	74.46	
	F_1 (kN)	37.75	
Portique R+5	Forces, F_i (kN)		
	F_6 (kN)	77.61	
	F_5 (kN)	72.39	
	F_4 (kN)	57.95	
	F_3 (kN)	45.05	
	F_2 (kN)	31.25	
	F_1 (kN)	15.05	
Portique R+8	Forces, F_i (kN)		
	F_9 (kN)	71.44	
	F_8 (kN)	71.15	
	F_7 (kN)	56.31	
	F_6 (kN)	46.21	
	F_5 (kN)	38.73	
	F_4 (kN)	33.25	
	F_3 (kN)	28.93	
	F_2 (kN)	21.01	
F_1 (kN)	09.00		

Tableau 3.5 : Valeurs des forces sismiques agissant sur les portiques étudiés.

3.2.2.3. Ferrailage des portiques

3.2.2.3.1. Introduction

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitation) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés à cet effet, à savoir le code de calcul en béton armé aux états limites BAEL91 [B3] et le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 [R6].

Les caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton utilisées sont :

- pour l'acier :

Les aciers longitudinaux et transversaux utilisés sont de nuance FeE500 de contrainte limite élastique $f_y = 500$ MPa.

- pour le béton :

La contrainte caractéristique à la compression du béton à 28 jours est $f_{c28} = 25$ MPa.

3.2.2.3.2. Ferrailage des poutres

(a) armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés, à savoir :

BAEL 91 : $1.35G + 1.5Q$ à l'état limite ultime (ELU)
 $G + Q$ à l'état limite de service (ELS)

avec G : Charges permanentes et Q : Charges d'exploitation

RPA 99 / Version 2003 : $G + Q \pm E$; avec : E = Action sismique
 $0.8G \pm E$

(b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées sur la base de la sollicitation à l'effort tranchant, lequel est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

3.2.2.3.3. Ferrailage des poteaux

(a) armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poteaux sont calculées en flexion composée en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés, à savoir :

<u>BAEL 91</u> :	$1.35G + 1.5Q$	à l'état limite ultime (ELU)
	$G + Q$	à l'état limite de service (ELS)

<u>RPA 99 / Version 2003</u> :	$G + Q \pm 1.2 E$
	$0.8G \pm E$

(b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées sur la base de la sollicitation à l'effort tranchant, lequel est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

3.2.2.3.4. Présentation des sections d'acier des poutres et des poteaux

Les dimensions des sections des poutres et des poteaux ainsi que leurs sections d'acier longitudinales sont présentées au tableau 3.6.

On précise que :

- Les sections de ferrailage des poutres présentées au tableau 3.6 représentent le ferrailage des sections d'extrémité de ces éléments structuraux pour les 3 portiques, car ces sections d'extrémité sont les plus sollicitées sous séisme et aussi sous les combinaisons d'actions les plus défavorables utilisées pour les poutres ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$). Etant donné que ces sections d'extrémité sont les plus sollicitées, elles constituent les zones de formation de rotules plastiques.
- Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux et leurs ferrailages présentés au tableau 3.6 satisfont l'article 7.6.2 du RPA99/version 2003 [R6], qui stipule que les rotules plastiques doivent se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Portique R+2

Niveau	Poutres			Poteaux	
	Section béton bxh (cmxcm)	Section acier		Section béton axa (cmxcm)	Section acier
		Nappe supérieure	Nappe inférieure		
1	30x40	4Φ14 + 2Φ12	3Φ12	40x40	4Φ14+8Φ12
2	30x40	3Φ14 + 3Φ12	3Φ12	40x40	4Φ14+8Φ12
3	30x40	3Φ14	3Φ12	40x40	4Φ14+8Φ12

Portique R+5

Niveau	Poutres			Poteaux	
	Section béton bxh (cmxcm)	Section acier		Section béton axa (cmxcm)	Section acier
		Nappe supérieure	Nappe inférieure		
1	30x40	6Φ16	4Φ12	50x50	12Φ16
2	30x40	6Φ16	4Φ12	50x50	12Φ16
3	30x40	3Φ16 + 3Φ14	4Φ12	45x45	4Φ16+8Φ14
4	30x40	6Φ14	3Φ12	45x45	4Φ16+8Φ14
5	30x40	3Φ14 + 3Φ12	3Φ12	40x40	12Φ14
6	30x40	3Φ14	3Φ12	40x40	12Φ14

Portique R+8

Niveau	Poutres			Poteaux	
	Section béton bxh (cmxcm)	Section acier		Section béton axa (cmxcm)	Section acier
		Nappe supérieure	Nappe inférieure		
1	30x45	3Φ20 + 3Φ14	3Φ14 + 3Φ12	60x60	4Φ20+12Φ16
2	30x45	3Φ20 + 3Φ14	3Φ14 + 3Φ12	60x60	4Φ20+12Φ16
3	30x45	3Φ20 + 3Φ14	3Φ14 + 3Φ12	55x55	16Φ16
4	30x45	3Φ20 + 3Φ14	3Φ14 + 3Φ12	55x55	16Φ16
5	30x40	3Φ20 + 3Φ12	3Φ14 + 1Φ12	50x50	12Φ16
6	30x40	6Φ16	3Φ14	50x50	12Φ16
7	30x40	3Φ16 + 3Φ14	3Φ12	45x45	12Φ14
8	30x40	4Φ14 + 2Φ12	3Φ12	45x45	12Φ14
9	30x40	3Φ14	3Φ12	40x40	12Φ14

Tableau 3.6 : Ferrailage aux extrémités des poutres et des poteaux des portiques étudiés.

CHAPITRE 4

**MÉTHODES D'ANALYSES STATIQUE
ET DYNAMIQUE NONLINÉAIRES**

Chapitre 4 : MÉTHODES D'ANALYSES STATIQUE ET DYNAMIQUE NONLINÉAIRES

4.1. INTRODUCTION

Les deux méthodes communément utilisées dans l'analyse non-linéaire des structures sont l'analyse statique non-linéaire et l'analyse dynamique non-linéaire. Dans ce chapitre, on donne un résumé sur le principe des deux méthodes d'analyses non-linéaires effectuées pour chaque portique considéré.

4.2. MÉTHODE D'ANALYSE STATIQUE NONLINÉAIRE (ANALYSE PUSHOVER)

L'analyse en poussée progressive (pushover en anglais) est fondamentalement une analyse statique non-linéaire. Elle est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, qui croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse. L'analyse pushover est appliquée pour vérifier la performance structurale des structures, en particulier pour :

- évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine.
- évaluer la performance structurale des structures existantes ou renforcées.
- évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure.
- évaluer la charge limite élastique de la structure correspondant à l'atteinte pour la première fois de la résistance plastique dans un élément de la structure.

Le résultat de l'analyse est une courbe de "capacité statique" de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base de cette dernière et le déplacement de contrôle, qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (figure 4.1). Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

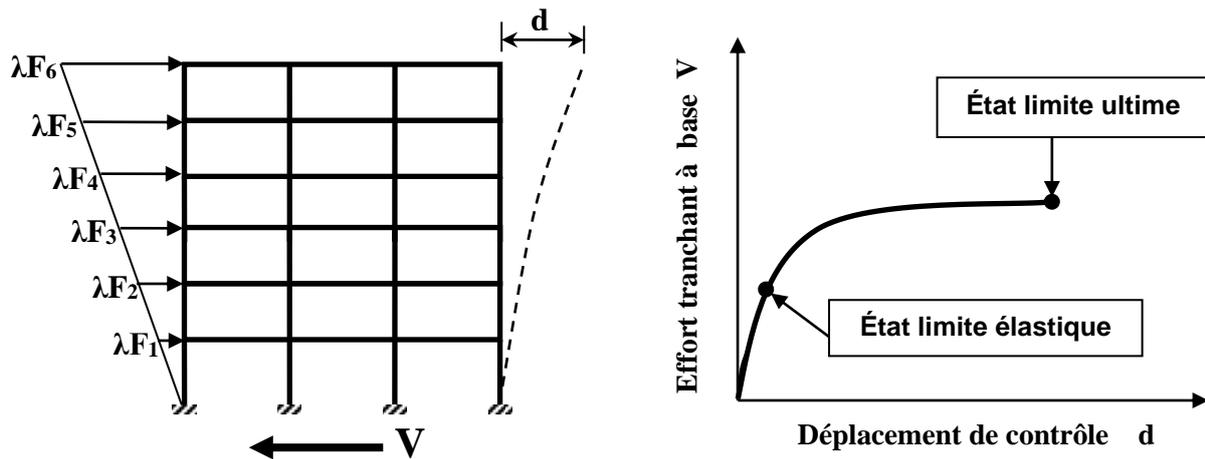


Figure 4.1 : Courbe de capacité statique de la structure.

Analyse à force contrôlée : la totalité du chargement est appliqué tel qu'il est spécifié. Ce type de contrôle est employé quand les charges sont connues, et quand la structure est supposée pouvoir supporter les charges. Ce type de contrôle est utilisé pour contrôler l'application des charges de gravité.

Analyse à déplacement contrôlé : on contrôle un déplacement type d'un point de la structure. L'amplitude de la combinaison de charges est augmentée ou diminuée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible quand des déplacements spécifiques sont recherchés, quand l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance, quand on suppose que la structure peut perdre de la résistance ou devenir instable. Ce type de contrôle est utilisé pour l'application des forces sismiques. Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse Pushover sont :

1. Définition et attribution de rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure ;
2. Définition de la distribution verticale des charges latérales ;
3. Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme ;
4. Application des charges de gravité comme conditions initiales de l'analyse Pushover, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
5. Application des charges latérales représentant le séisme, que l'on fait croître de façon monotone jusqu'à l'état limite ultime de la structure.

Cette méthode d'analyse statique non-linéaire prend en compte de façon approchée la redistribution des efforts internes dans la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la

réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode de vibration, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement.

4.2.1. DISTRIBUTION VERTICALE DES CHARGES SISMIQUES HORIZONTALES

Le choix de la distribution verticale des charges sismiques horizontales pour le chargement incrémental est un des aspects le plus critique de la méthode. En général, la distribution verticale des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme). Si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par les modes propres supérieurs (*mode propre non fondamentale*) et si la structure présente un unique mode de défaillance (*mode de ruine*) qui peut être identifié avec une distribution verticale des charges horizontales constante, le choix d'une distribution unique est suffisant. Par contre, l'emploi d'une distribution unique des charges ne peut pas représenter les variations locales de demande de déplacements ni prévoir tout mécanisme de ruine locale. Les auteurs conseillent d'employer au moins deux distributions des charges. On emploie souvent une distribution uniforme proportionnelle au poids de chaque étage, laquelle augmente la demande sur les étages inférieurs par rapport aux étages supérieurs : favorise l'effort tranchant devant le moment renversant ; et une autre distribution provenant des réglementations, par exemple :

$$F_i = C_{v,i} V; \quad C_{v,i} = W_i h_i^k / \sum_{j=1}^n W_j h_j^k \quad (4.1)$$

où $C_{v,i}$ est le coefficient de distribution des charges, V est la charge latérale totale, W_i est le poids du niveau j , h_j est la hauteur du niveau j (mesurée à partir de la base) et F_i est la charge latérale du niveau i . la valeur de l'exposant k dépend de la réglementation, par exemple le code FEMA 450 [F10] emploie :

$$k = \begin{cases} 2 & \text{si } T_e \geq 2.5 \text{ s} \\ 1 & \text{si } T_e < 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

où T_e est la période fondamentale élastique de la structure. Des valeurs intermédiaires doivent être interpolées.

Reconnaissant les limitations de l’emploi de la distribution constante des charges, plusieurs auteurs ont proposé des distributions adaptables pour prendre en compte la variation de la distribution verticale des forces d’inertie pendant le mouvement sismique [F5] et [B18]. Certaines méthodes proposent des charges proportionnelles aux déplacements latéraux sur chaque incrément, la distribution des charges étant basée sur des combinaisons modales SRSS (Square Root of the Sum of the Square) des modes dérivés de la rigidité tangente à chaque incrément et les charges proportionnelles à la résistance au cisaillement de chaque étage pendant les pas de charge précédents. Malgré les recherches, il n’existe pas encore une distribution unique adaptable plus avantageuse pour tous les systèmes structuraux. En général, l’emploi des distributions adaptables est nécessaire pour des bâtiments de période fondamentale longue avec des mécanismes de plastification localisés.

Dans des études récentes réalisées par Mwafy et Elnashai [M36], il est montré que la distribution triangulaire inversée donne une très bonne estimation des déplacements inter-étages ainsi que du facteur de comportement R comparée aux distributions uniforme et multi-modales (figure 4.2).

Dans notre cas, les structures étudiées ont une configuration structurale simple. Cette configuration est choisie de manière à éviter l’influence des différents modes de vibration, à savoir les modes supérieurs de translation ou les modes de torsion. En conséquence, les structures analysées dans notre étude sont exclusivement influencées par le 1^{er} mode de vibration (qui est un mode de translation dans notre cas), voir tableaux 3.2, 3.3 et 3.4 du chapitre 3. Ainsi, la distribution des forces horizontales utilisée dans notre étude est celle obtenue lors de l’analyse par forces latérales correspondant au 1^{er} mode de translation élastique de la structure, qui correspond à une distribution triangulaire de forces.

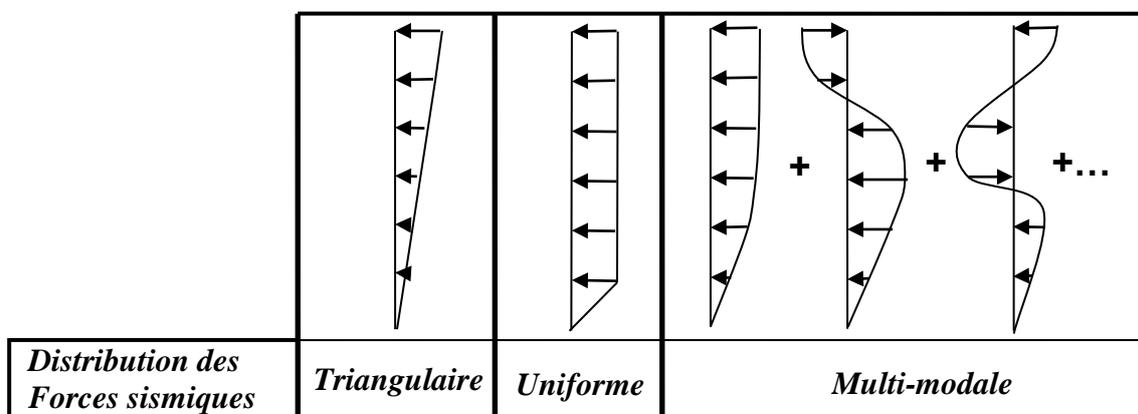


Figure 4.2 : Distributions verticales typiques des forces sismiques horizontales.

4.2.2. DÉFINITION DU DÉPLACEMENT CIBLE DE LA STRUCTURE

On définit un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme, de manière à associer les résultats de l'analyse pushover, qui caractérise "l'offre de déformation", à la "demande de déformation" correspondant au déplacement cible. Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris comme étant situé au niveau le plus haut du portique.

4.3. MÉTHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE NONLINÉAIRE (ANALYSE DYNAMIQUE INCRÉMENTALE)

La méthode d'analyse dynamique incrémentale (ADI) a été utilisée dès 1977; mais récemment elle est devenue plus populaire, et ce à cause du développement des logiciels de calcul puissants et rapides. Vamvatsikos et Cornell [V1] ont montré les avantages d'utiliser l'ADI en changeant le niveau d'intensité d'un enregistrement spécifique d'un mouvement de sol. La méthode ADI consiste à soumettre un modèle de structure à un ou plusieurs accélérogrammes enregistrés et/ou simulés. Chaque accélérogramme est mis à l'échelle à des niveaux multiples d'intensité sismique, ce qui produira une ou plusieurs courbes d'effort tranchant à la base-déplacement en tête (Cfr. Paragraphe 2.2.1, figure 2.1 du chapitre 2).

L'analyse dynamique incrémentale, appelée aussi *analyse pushover dynamique*, est une analyse temporelle non-linéaire qui peut être utilisée pour estimer la capacité structurale des structures sous un chargement sismique. Elle fournit une image continue de la réponse du système, allant de la phase de la réponse élastique jusqu'à l'écroulement du système en passant par la phase de la réponse inélastique de ce dernier. Plusieurs analyses temporelles non-linéaires sont entreprises et les réponses de ces analyses sont relevées dans un graphique. Les résultats de ces graphiques, appelés courbes ADI ou courbes de capacité dynamiques, donnent une indication de la performance structurale du système à tous les niveaux de l'excitation dans une manière semblable à la courbe d'effort tranchant à la base-déplacement en tête de l'analyse pushover. Ainsi, la méthode dynamique incrémentale est une solution qui remplace l'analyse statique non-linéaire [V1]. L'analyse dynamique incrémentale offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période propre de vibration de la structure sous la sollicitation dynamique.

Les étapes nécessaires pour réaliser les courbes ADI sont :

1. Conduire une analyse temporelle non-linéaire d'une structure pour un accélérogramme spécifique en utilisant l'intensité la plus basse du facteur multiplicatif de l'accélération maximale du sol (PGA : Peak Ground Acceleration) de l'accélérogramme mis à l'échelle (Cfr. Paragraphe 4.3.1) et obtenir la valeur du déplacement maximum en tête ainsi que celle de l'effort tranchant maximum à la base. Cela donne un point sur la courbe ADI ;
2. Augmenter l'intensité du facteur multiplicatif de l'accélération maximale du sol (PGA) de l'accélérogramme mis à l'échelle et répéter ce processus itératif jusqu'à créer assez de points sur la courbe ADI et obtenir, ainsi, un spectre complet de la réponse de la structure : les phases de réponses élastique et inélastique ;
3. Stopper l'analyse quand la structure atteint son état limite ultime.

4.3.1. ACCELEROGRAMMES UTILISES DANS LES ANALYSES DYNAMIQUES INCREMENTALES

Dans le but d'effectuer les analyses dynamiques non-linéaires incrémentales, un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés de par le monde (figures 4.3 à 4.9) a été sélectionné [N2]; ils satisfont les critères de l'Eurocode 8 [E7] : la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle n'est pas inférieure à $S \cdot a_g$ (S est un paramètre du sol, a_g est l'accélération de calcul au niveau du sol) ; dans le domaine des périodes comprises entre $0.2T_1$ et $2T_1$, où T_1 est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, aucune valeur du spectre de réponse moyen avec 5% d'amortissement, calculé à partir des tous les accélérogrammes, ne peut être inférieure à 90% de la valeur correspondante du spectre élastique de dimensionnement avec 5% d'amortissement. La moyenne des réponses devrait être utilisée si la réponse est obtenue à partir de 7 accélérogrammes au minimum.

La figure 4.10 montre les spectres élastiques en accélération (S_{ae}) des 7 accélérogrammes enregistrés, le spectre élastique de dimensionnement du RPA99/Version 2003 et son spectre à 90%. La figure 4.11 montre la valeur moyenne de tous les spectres des accélérogrammes enregistrés de par le monde.

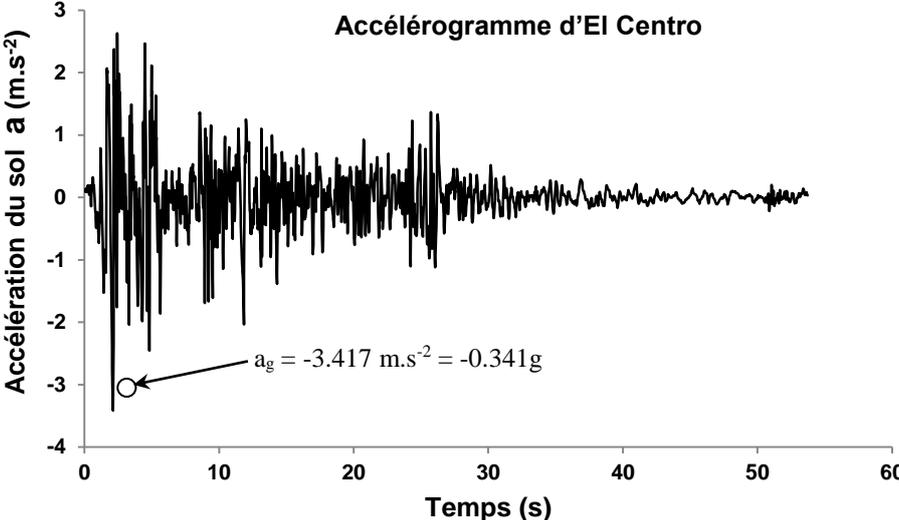


Figure 4.3 : Accélérogramme d'El Centro, USA, 1940.

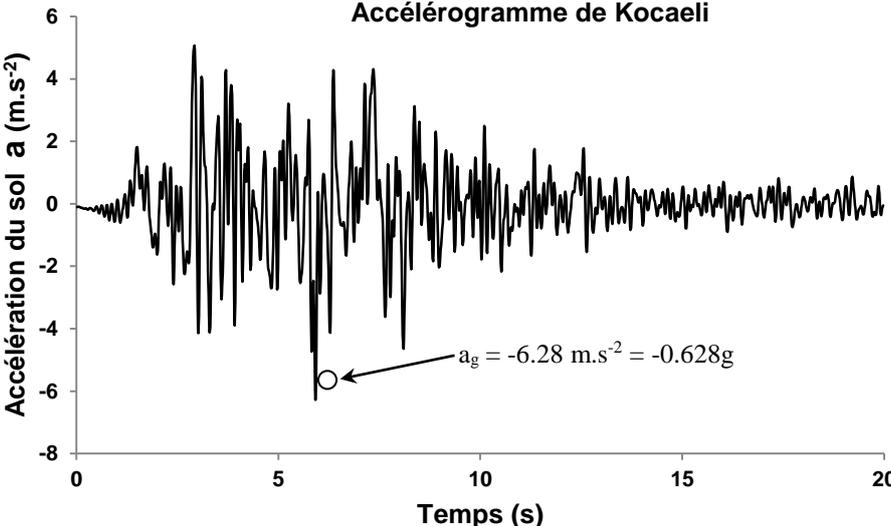


Figure 4.4 : Accélérogramme de Kocaeli, Turquie, 1999.

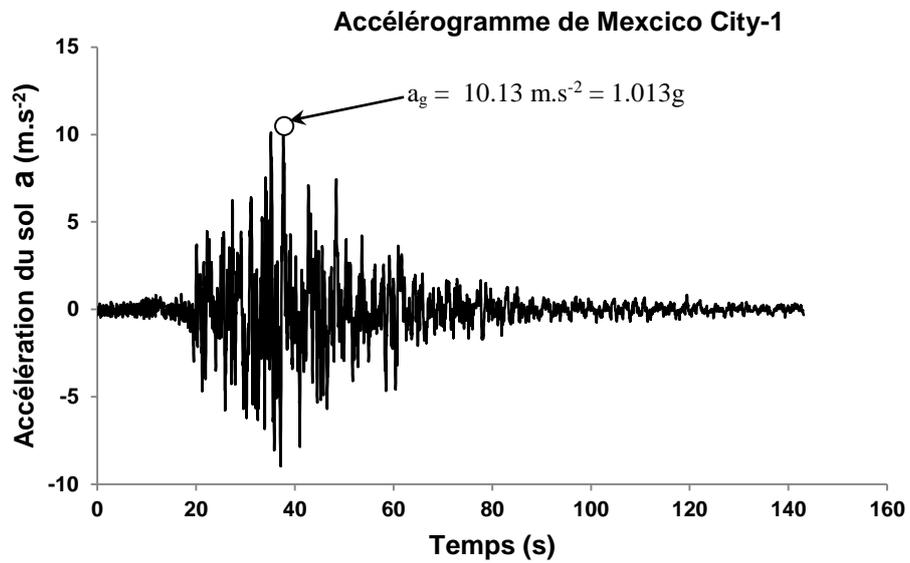


Figure 4.5 : Accélérogramme de Mexcico City-1, Mexcico, 1985.

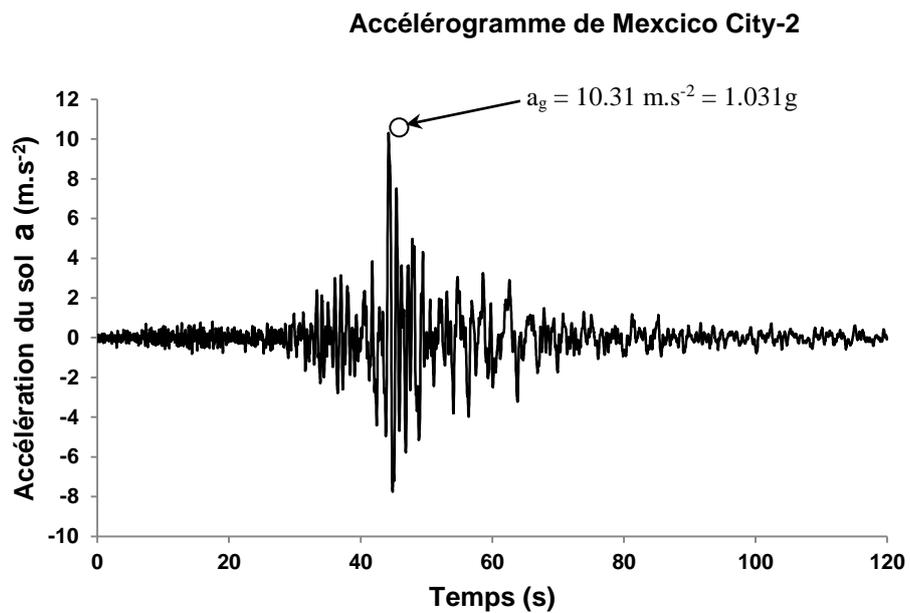


Figure 4.6 : Accélérogramme de Mexcico City-2, Mexcico, 1985.

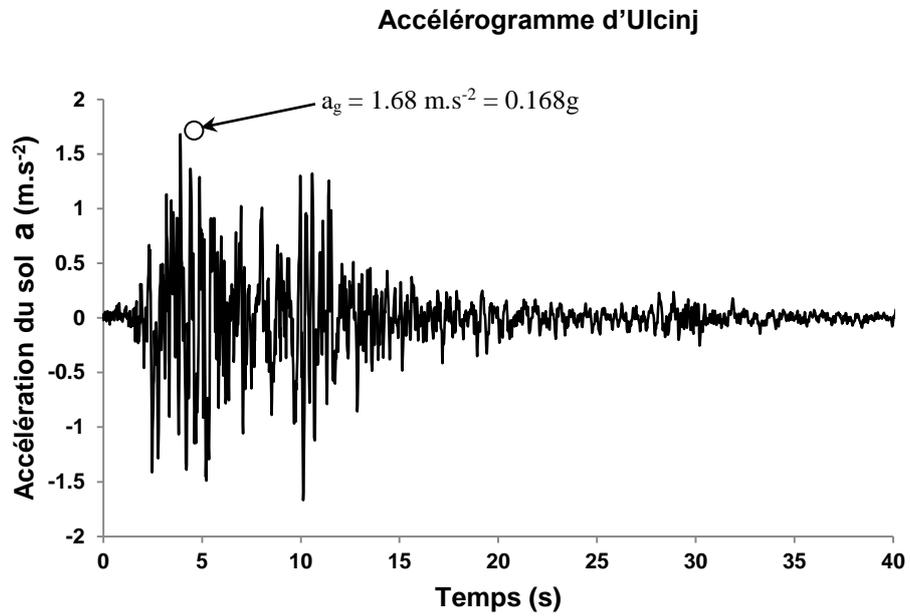


Figure 4.7 : Accélérogramme d'Ulcinj, Montenegro, 1979.

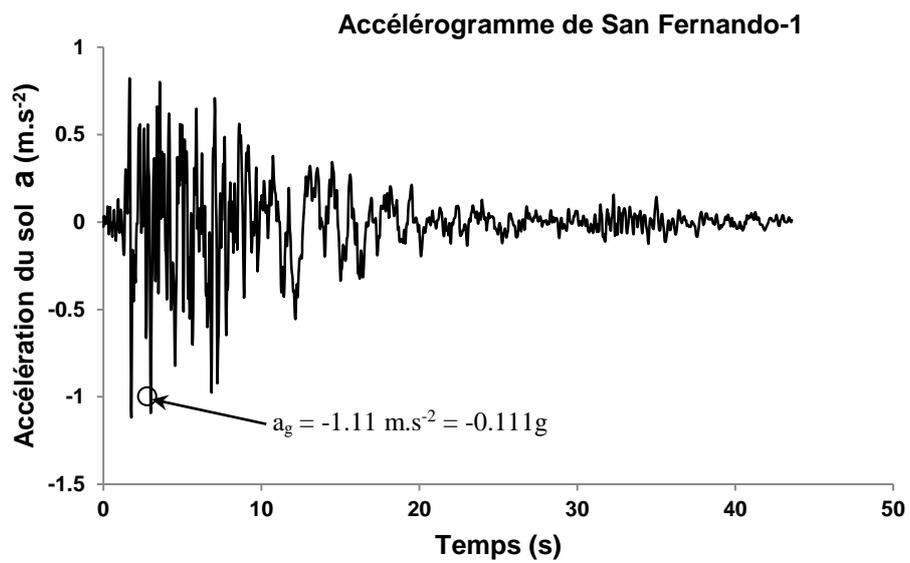


Figure 4.8 : Accélérogramme de San Fernando-1, USA, 1971.

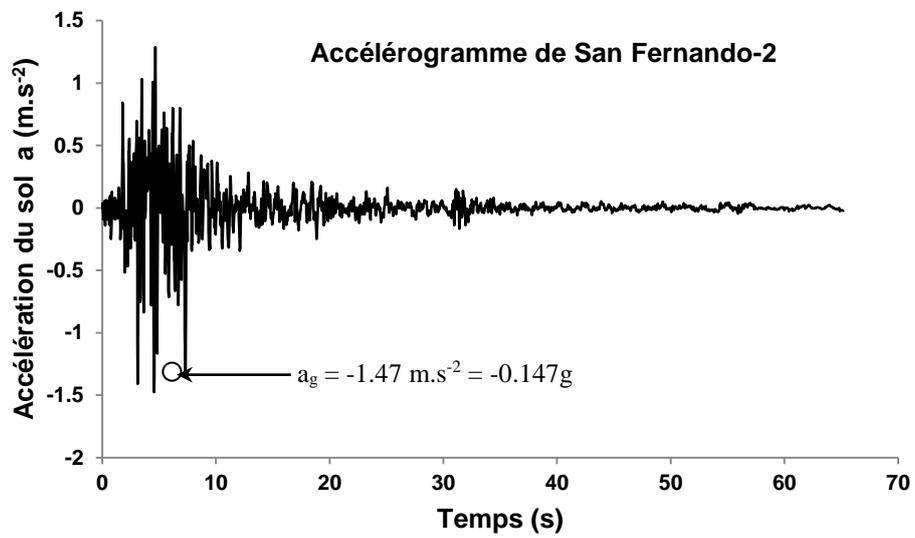


Figure 4.9 : *Accélérogramme de San Fernando-2, USA, 1971.*

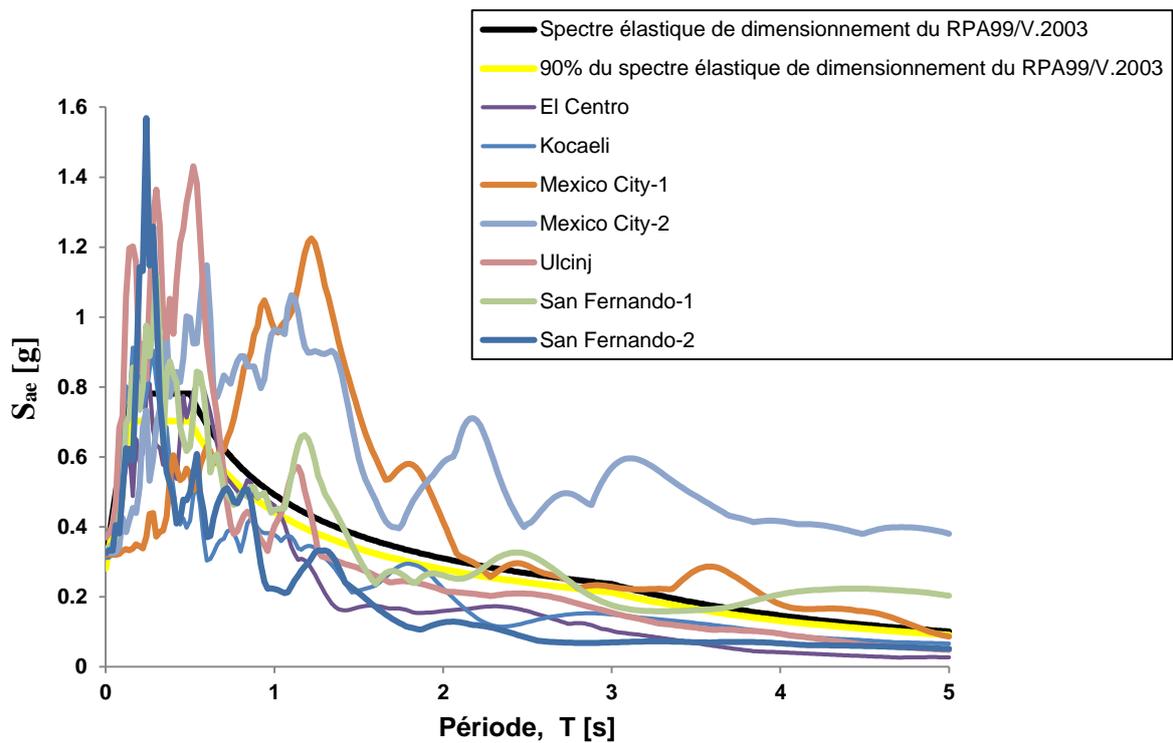


Figure 4.10 : *Spectres élastiques en accélération des accélérogrammes sélectionnés avec le spectre élastique de dimensionnement du RPA99/Version 2003 et son spectre à 90%.*

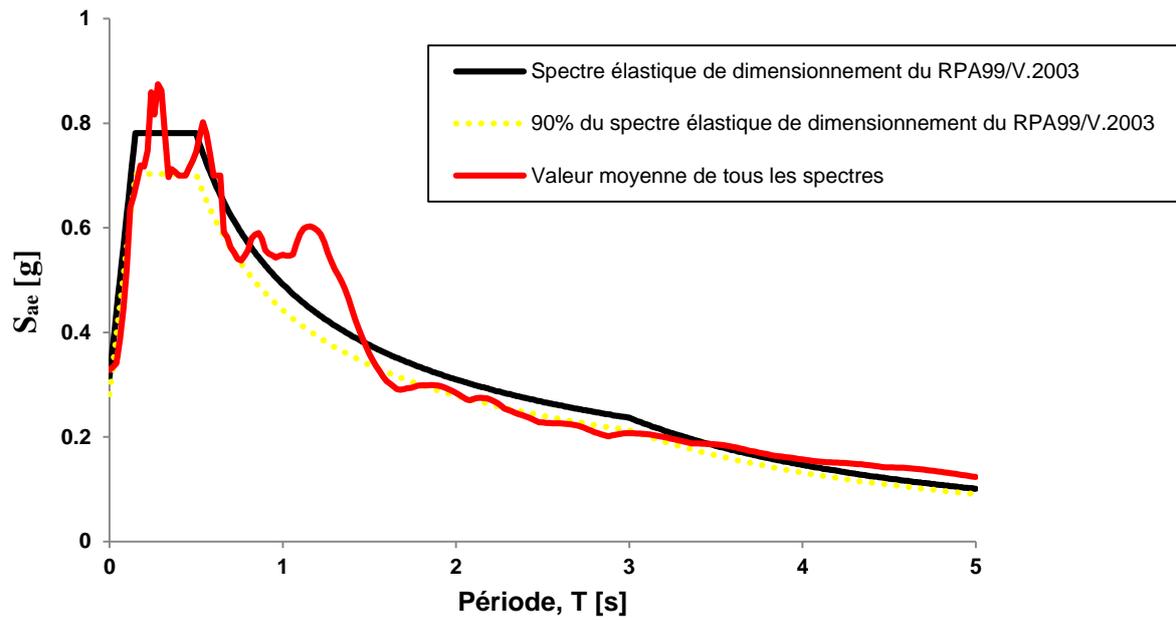


Figure 4.11: Valeur moyenne de tous les spectres des accélérogrammes enregistrés.

CHAPITRE 5

**MODÉLISATION DES STRUCTURES EN
PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ**

Chapitre 5 : MODÉLISATION DES STRUCTURES EN PORTIQUE EN BÉTON ARMÉ

5.1. INTRODUCTION

Les simulations numériques non-linéaires ont une place importante dans les méthodes d'analyse des structures de génie civil sous chargement sismique. Pour cela, il paraît comme une nécessité de disposer de modèles permettant des simulations aussi proches que possible de la réalité, tant pour les éléments structuraux que pour les actions sismiques exercées. Dans ce chapitre, on effectue la modélisation des portiques dimensionnés au chapitre 3. Cette modélisation effectuée à l'aide du logiciel SAP2000/version 14 [S8] tient compte du comportement non-linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux du portique en béton armé.

5.2. PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU LOGICIEL SAP2000

SAP2000 est un programme d'analyse des structures utilisant la méthode des éléments finis. Il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique non-linéaires sur des structures planes ou tridimensionnelles soumises à des actions statiques verticales et horizontales ainsi qu'à des actions de type sismique. Les actions sismiques peuvent être prises en compte par des efforts horizontaux équivalents ou par des accélérogrammes au niveau du sol. La méthode de résolution globale est de type pas-à-pas avec la prise en compte du comportement non-linéaire éventuel, tant matériel que géométrique.

5.2.1. ASPECTS GÉNÉRAUX

Les éléments structuraux, poutres et poteaux, de la structure sont modélisés sous la forme d'éléments finis de type poutre "*Frame elements*". Ces éléments sont représentés par des lignes connectés aux nœuds. Chaque nœud possède un système d'axe local et les nœuds possèdent chacun 6 degrés de liberté. Dans les analyses réalisées, les structures étudiées sont des portiques plans, dans ce cas-ci chaque nœud a trois degrés de liberté : translation suivant la direction X, translation suivant la direction Y et rotation en plan. Des diaphragmes ont été attribués au plancher de chaque étage "*Diaphragm Constraints*". Cette option a pour effet que

les nœuds des poutres d'un même étage se déplacent ensemble dans le même plan, ce qui justifie l'hypothèse d'équi-répartition des efforts dans chaque plan de contreventement.

Tous les nœuds "contraints" sont connectés l'un à l'autre par des liens rigides dans le plan horizontal, mais qui n'affectent pas les déformations dans les autres plans. Dans le modèle utilisé, les poutres et poteaux sont représentés par des lignes connectés aux nœuds. Ces nœuds n'ont aucune dimension, ce sont des points. Dans la réalité, les nœuds en béton armé ont une certaine dimension. Afin que les nœuds soient considérés comme étant rigides sur la longueur du nœud, des zones rigides aux bouts des poutres et des poteaux ont été définis "*Rigid end Offsets*" (figure 5.1).

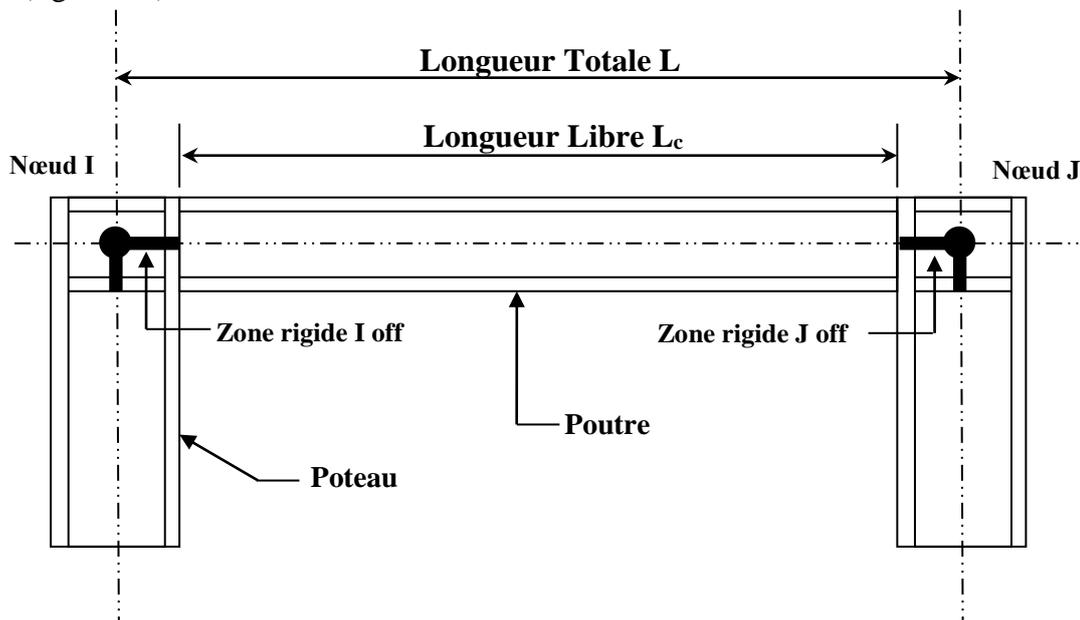


Figure 5.1 : Attribution des *Rigid end Offsets* aux bouts des éléments poutres et poteaux.

La longueur libre de l'élément est une longueur réduite par rapport à la longueur totale de l'élément et vaut :

$$L_c = L - (i_{off} + j_{off}) \quad (5.1)$$

La définition d'un amortissement structurel est basé sur la formulation proposée par Rayleigh qui consiste à construire une matrice d'amortissement structurel C proportionnelle aux matrices de masse M et de rigidité K sous la forme suivante :

$$C = \alpha M + \beta K \quad ; (\alpha, \beta \text{ des scalaires}) \quad (5.2)$$

Cette formulation de l'amortissement structurel est équivalente à imposer un pourcentage d'amortissement critique, $\zeta_i = c_i / c_{cr}$, avec $c_{cr} = 2m\omega_i$ à chaque mode i . La matrice C est donc construite de manière à pouvoir restituer les valeurs des facteurs d'amortissement critique ζ pour des modes significatifs dans le comportement de la structure. Le facteur

d'amortissement ζ s'exprime comme la somme d'un terme proportionnel à la pulsation ω et un terme inversement proportionnel à la pulsation, soit :

$$\zeta = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (5.3)$$

La connaissance de deux couples de valeurs, (ζ_n, ω_n) , (ζ_m, ω_m) suffit pour calculer α et β (Eq. 5.4). La courbe de la figure 5.2 donne le facteur d'amortissement ζ en fonction de la pulsation des modes de la structure. En pratique, il est judicieux de prendre le mode significatif le plus bas (pulsation ω_n) et un mode supérieur (pulsation ω_m) choisi pour que les valeurs intermédiaires de ζ_m ne soient pas trop éloignées de ζ .

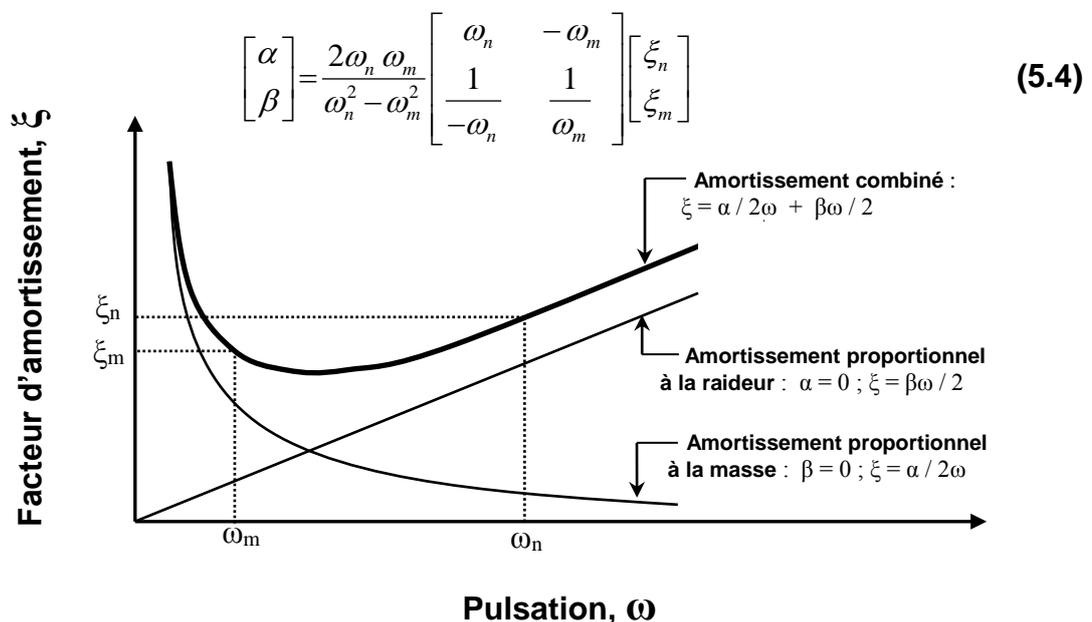


Figure 5.2 : Évolution du facteur d'amortissement en fonction de la pulsation [M21].

Les effets du deuxième ordre géométrique (effets P- Δ) peuvent être pris en considération lorsque cela est nécessaire. Dans ce cas, une matrice de rigidité géométrique vient compléter la matrice de rigidité d'un élément.

Dans le cas des analyses dynamiques non-linéaires, l'aspect non-linéaire des équations est résolu par le schéma d'intégration pas-à-pas de Newmark.

5.3. MODÉLISATION NONLINÉAIRE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX POUTRES ET POTEAUX

Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non linéaires en flexion ; le comportement en cisaillement est supposé linéaire : pas de plastification par cisaillement. Les poutres et poteaux sont modélisés par des

éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les déformations inélastiques sont donc concentrées aux deux extrémités.

Le diagramme Moment – Rotation associé à la plastification par flexion pour les poutres et poteaux est présenté à la figure 5.3 [A23].

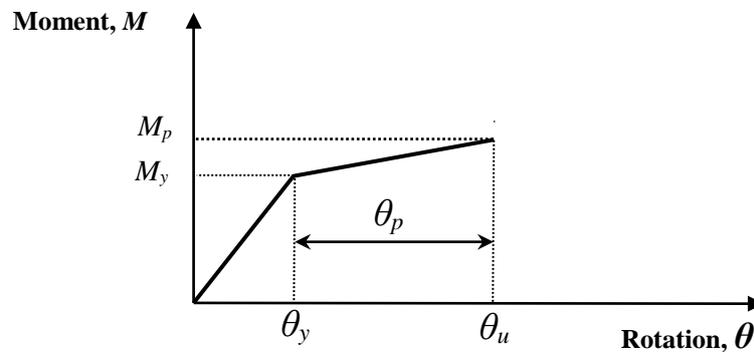


Figure 5.3 : Diagramme Moment – Rotation associé à la plastification par flexion pour les poutres et poteaux [A23].

Les paramètres présentés à la figure 5.3 sont définis comme suit :

- θ_y et θ_u sont respectivement les rotations limites élastique et ultime de la section de béton armé ;
- θ_p est la rotation plastique de la section de béton armé ;
- M_y et M_p sont respectivement les moments élastique limite et plastique de la section de béton armé.

Ces paramètres sont calculés selon les prescriptions de l'ATC 40 [A22], sur la base de la loi Moment – Courbure établie à l'aide du module S.D. (Section Design) du logiciel SAP2000/version 14. Les lois de comportement non linéaire des matériaux béton et acier utilisées sont les modèles de Mander [M15] pour le béton confiné et non confiné et de Park [P2] pour l'acier (Cfr. au paragraphe 5.4 du présent chapitre).

Une fois les courbures élastique, Φ_y , et ultime, Φ_u , sont obtenues, les rotations élastique limite (θ_y) et ultime (θ_u) de la section en béton armé sont calculées comme suit :

- La rotation élastique limite, θ_y , est calculée sur la base d'une hypothèse utilisée par Saidi et Sozen [S4] et Park et Paulay [P2]. Dans cette hypothèse, le moment est supposé avoir une variation linéaire le long de l'élément avec un point d'inflexion à la mi-longueur de ce dernier. θ_y est donnée par la relation suivante [P2, S4]:

$$\theta_y = \Phi_y \cdot L / 6 \quad (5.5)$$

avec :

L : Longueur de l'élément poutre ou poteau.

Φ_y : Courbure élastique limite correspondant au début de plastification des aciers.

- La rotation ultime, θ_u , est calculée en utilisant l'équation suivante :

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (\text{figure 5.3}) \quad (5.6)$$

avec :

θ_p : Rotation plastique, calculée en utilisant l'équation proposée par l'ATC40 [A22] et comme illustré à la figure 5.4 [P7] :

$$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y) \cdot L_p \quad (5.7)$$

où Φ_y : Courbure élastique limite ;

Φ_u : Courbure ultime ;

L_p : Longueur de la rotule plastique.

La courbure ultime, Φ_u , correspond à la ruine de la section en béton armé, soit par *traction des aciers tendus* ou par *écrasement du béton comprimé*.

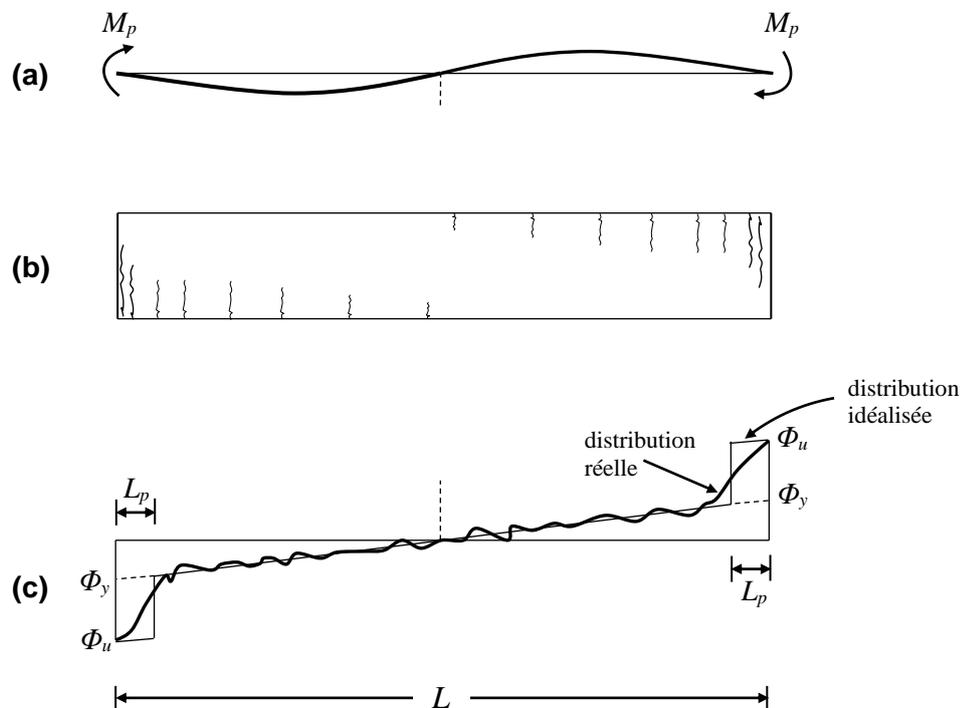


Figure 5.4 : Distributions réelle et idéalisée des courbures dans le domaine inélastique, pour une poutre soumise à l'action sismique [P7].

La longueur de la rotule plastique adoptée dans cette étude, est celle proposée par l'ATC40 [A22] :

$$L_p = 0.5 h \quad (5.8)$$

où h : Hauteur de la section de l'élément poutre ou poteau.

Notons que pour chaque poteau, la loi Moment – Courbure est établie en considérant un effort normal de compression constant, lequel est pris égal à la somme des charges permanentes (G) plus 20% des charges d'exploitation (Q): $G+0.2Q$ selon le RPA 99/Version 2003 [R6].

Afin de représenter le comportement cyclique non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux de la structure en portique sous sollicitations sismiques, nous utilisons un modèle hystérétique : le modèle de Takeda [T2]. Ce modèle à un degré de liberté convient particulièrement à la modélisation du béton armé. Il a été proposé par Takeda et a depuis été adopté par de nombreux auteurs.

La loi hystérétique de la relation moment-rotation du modèle de Takeda implémentée dans le logiciel SAP2000/version 14 est montrée à la figure 5.5.

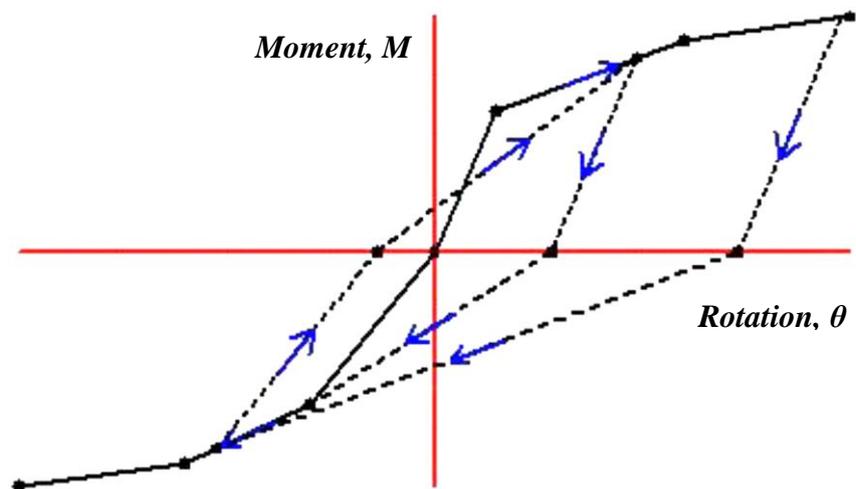


Figure 5.5 : Loi $M-\theta$ hystérétique du modèle Takeda [T2].

5.4. MODÈLES DE LOIS DE COMPORTEMENT

5.4.1. INTRODUCTION

Toute étude d'un problème structural nécessite la connaissance d'au moins deux éléments :

- la géométrie de la structure ;
- les matériaux constitutifs.

Le comportement de chaque matériau est défini dans la littérature par différentes lois mathématiques.

Les structures en portique étudiées dans cette thèse sont toutes réalisées en béton armé. Ce matériau composite est constitué de deux éléments aux caractéristiques différentes :

- le béton, travaillant principalement en compression. Ses performances en traction sont très faibles et souvent considérées comme nulles. En compression, le béton peut se trouver sous «deux états de contraintes différents» :
 - le premier nommé « non confiné » (matériau ne se trouvant pas à l'intérieur du volume sujet à l'emprise des armatures transversales et longitudinales, figure 5.6 (B)), correspondant à un état uniaxial ;
 - le second, nommé « confiné » (matériau se trouvant dans le volume d'emprise des armatures, figure 5.6 (C)), correspondant à un état d'étreinte triaxiale.
- l'acier, travaillant aussi bien en traction qu'en compression en fonction des sollicitations, représenté sur la figure 5.6 (A) ;

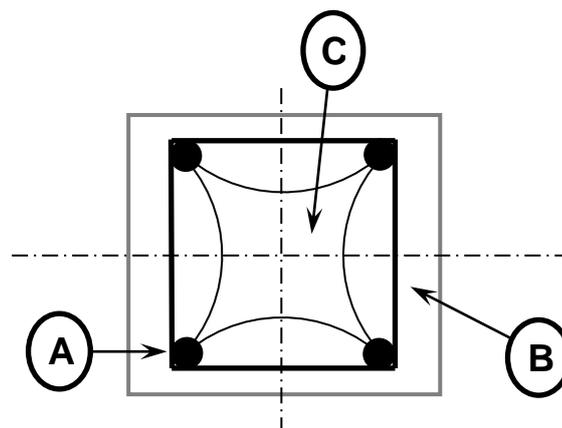


Figure 5.6 : Disposition des différents matériaux dans un élément de section carrée.

Nous détaillerons ci-après les lois de comportement utilisées dans cette étude pour ces deux matériaux.

5.4.2. LOI DE COMPORTEMENT SIMULANT LE MATÉRIAU BÉTON EN COMPRESSION

5.4.2.1. Introduction

Matériau à base cimentaire, le béton résulte du durcissement d'un mélange de gravier, de sable, de ciment, d'eau, d'adjuvants,...

Les parties réactives du mélange forment avec l'addition d'eau une pâte qui lie les divers granulats en durcissant. L'obtention de résistances élevées à la compression n'est possible qu'en apportant un soin particulier à la composition du mélange (sélection des matériaux, rapport E/C, fractions granulométriques,...).

La résistance à la compression du béton est déterminée soit sur des éprouvettes cubiques de 16mm d'arrête, soit sur des éprouvettes cylindriques de 160mm de diamètre par 320mm de hauteur. Pour ce type d'éprouvette, les deux faces d'extrémité, planes et parallèles, doivent être rectifiées et perpendiculaires à l'axe du corps du cylindre. Une mauvaise préparation de l'éprouvette influence la valeur de la résistance à la compression que l'on cherche, particulièrement pour les hautes résistances.

Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à définir des lois de comportement pour le béton. Nous présentons ci-dessous le modèle de Mander [M15] pour le béton *non confiné* et *confiné* utilisé dans cette thèse.

5.4.2.2. Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné

Le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné utilisé dans notre étude est le diagramme de calcul proposé par Mander [M15], il est constitué d'une portion courbée et d'une portion linéaire (figure 5.7).

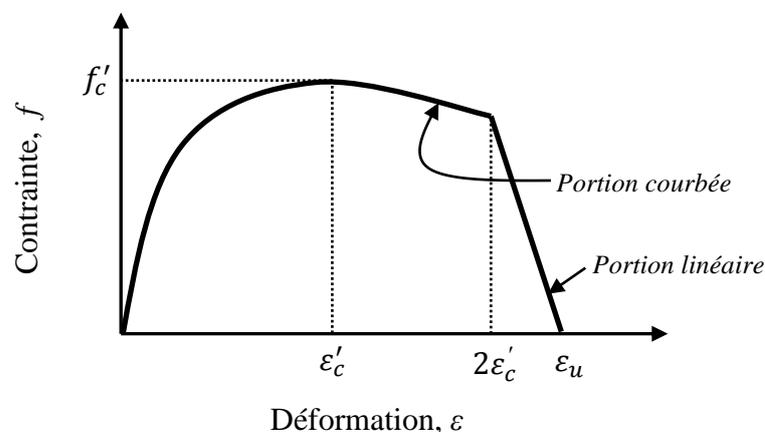


Figure 5.7 : Diagramme contrainte- déformation du béton non confiné [M15].

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où $\varepsilon_c \leq 2\varepsilon_c'$, l'équation suivante décrit la portion courbée du diagramme :

$$f = \frac{f_c' x r}{r - 1 + x^r} \quad (5.9)$$

Où :

f : Contrainte à la compression du béton.

ε_c : Déformation de compression du béton.

f_c' : Résistance à la compression du béton.

ε_c' : Déformation de compression du béton correspondant à f_c' .

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

$$f = \left(\frac{2 f_c' r}{r - 1 + 2^r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2 \varepsilon_c'} \right) \quad (5.10)$$

Où :

ε_u : Capacité de déformation ultime de compression du béton.

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

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'} \quad (5.11)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_c'}{\varepsilon_c'}} \quad (5.12)$$

Où E_c : Module d'élasticité du béton initial.

5.4.2.3. Loi de comportement de Mander pour le béton confiné

La difficulté principale pour la détermination de la relation contrainte-déformation d'un béton confiné est la détermination de la résistance à la compression de confinement du béton, f_{cc}' . Cette information est obtenue de manière diverse. Richard [R7], en 1928 déjà, propose une formulation dont certains paramètres sont ajustés expérimentalement. Travaillant sur la base des travaux antérieurs, Mander [M15] établit une méthode pour déterminer f_{cc}' . Nous présentons dans ce qui suit le modèle de Mander pour le béton confiné.

L'équation de base sous la compression Monotone :

Elle représente une approche contrainte-déformation unifiée pour un béton confiné avec un ferrailage transversale de forme rectangulaire comme proposé par Mander. En se basant sur l'équation suggérée par Popovics [P10], le modèle contrainte-déformation proposé par Mander pour un béton confiné et non confiné sous un chargement monotone est illustré à la figure 5.8.

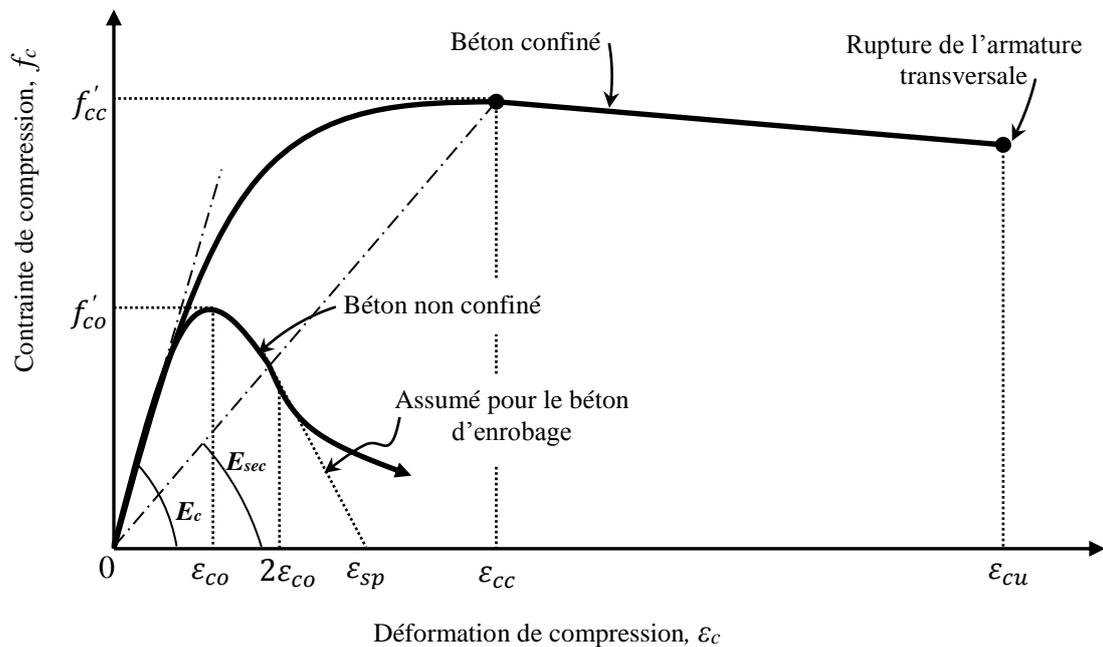


Figure 5.8 : Diagramme contrainte-déformation [M15].

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

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (5.13)$$

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

La variable x est donnée comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.14)$$

où ε_c : Déformation de compression longitudinale du béton.

La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton, f'_{cc} , est donnée comme suit :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (5.15)$$

où f'_{co} : Résistance du béton non confiné.

ε_{co} : Déformation du béton non confiné.

La variable r est donnée par la relation suivante :

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.16)$$

Le module sécant du béton confiné correspondant à la contrainte au pic est donné par la relation suivante :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.17)$$

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{co}$, le comportement du béton d'enrobage est supposé linéaire atteignant le point de contrainte zéro pour une déformation (ε_{sp}) correspondant à l'éclatement du béton comprimé.

La pression de confinement latérale effective et le coefficient d'efficacité de confinement

La pression maximale des armatures transversales de confinement n'est effectivement exercée, dans le plan de la section, que sur une surface délimitée par des arcs paraboliques reliés entre eux au droit des armatures longitudinales tenues. La contrainte de confinement est totalement développée due à l'action de courbement. Le même phénomène est observé entre les armatures transversales dans le sens longitudinal de la pièce (figure 5.9)

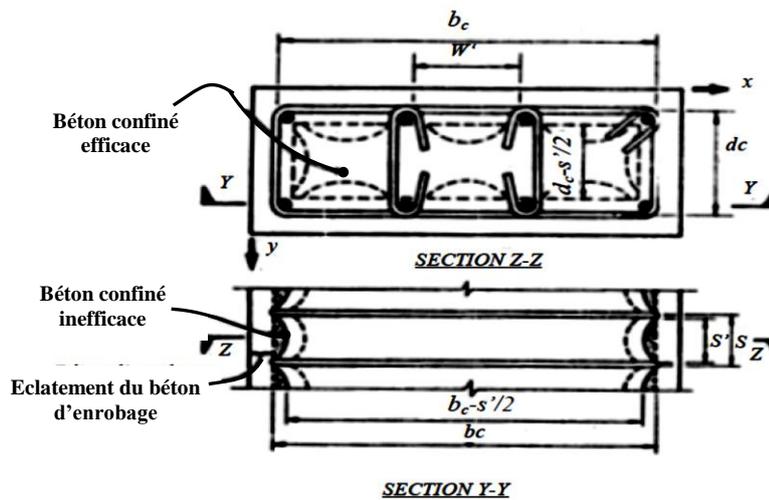


Figure 5.9 : Béton de confinement efficace pour un ferrailage transversal rectangulaire (Mander [M15]).

En utilisant la relation contrainte-déformation donnée par la formule (5.13) pour la détermination de la ductilité et la résistance des poteaux, il est supposé que la section du béton confiné, A_{cc} , est celle délimitée par l'armature transversale. La pression latérale effective de confinement est donnée par la formule suivante pour $A_{cc} > A_e$:

$$f_l' = f_l k_e \quad (5.18)$$

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

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

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (5.19)$$

où A_e : Surface du béton confiné efficace.

La section du béton confiné délimitée par l'armature transversale est donnée par la formule suivante :

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (5.20)$$

où ρ_{cc} : Rapport de la section des armatures longitudinales à la surface du béton confiné.

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

Confinement efficace par des cadres rectangulaires

Les sections carrées ou rectangulaires sont les plus intéressantes dans l'investigation du confinement à cause de l'action de courbement, qui est supposée agir selon une forme de parabole de second degré avec une tangente initiale de 45°. La surface efficace confinée au niveau des armatures transversales est obtenue par soustraction de la surface de la parabole qui contient le béton confiné inefficace (figure 5.9).

Par conséquent, la surface totale du béton confiné inefficace au niveau des armatures transversales pour n bars longitudinales est donnée comme suit :

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \quad (5.21)$$

En incorporant l'influence des surfaces inefficaces en élévation (figure 5.9), la surface efficace du béton confiné à mi-chemin entre les niveaux des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (5.22)$$

où w_i' : i ème espacement entre deux aciers longitudinaux.

b_c et d_c : Dimension du béton confiné entre axes des armatures transversales.

s' : Espacement des armatures transversales.

Ainsi, de l'équation (5.19), le coefficient d'efficacité de confinement pour les armatures transversales rectangulaires est donné par la formule suivante:

$$K_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (5.23)$$

Comme une section rectangulaire en béton armé peut avoir différentes quantités d'armatures transversales de confinement dans les directions x et y , ces quantités sont données par les relations suivantes :

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (5.24)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (5.25)$$

où A_{sx} et A_{sy} : Sections totales des armatures transversales dans les directions x et y , respectivement (figure 5.9).

Les contraintes latérales de confinement dans le béton dans les deux directions x et y sont données par les formules suivantes :

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad (5.26)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh} \quad (5.27)$$

où f_{yh} : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

Les contraintes latérales effectives de confinement dans les directions x et y sont données par les relations suivantes :

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad (5.28)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \quad (5.29)$$

La contrainte effective latérale de confinement f'_l des cadres est déterminée comme suit:

$$f'_l = \frac{1}{2} (f'_{lx} + f'_{ly}) = K_e \rho_s f_{yh} \quad (5.30)$$

La résistance à la compression du béton confiné

La résistance à la compression du béton confiné, f'_{cc} , est déduite en fonction de la contrainte effective latérale de confinement, f'_l . La résistance à la compression du béton confiné est déterminée dans le cas général par l'utilisation de l'abaque représenté à la figure (5.10) ou par l'utilisation de la relation suivante :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (5.31)$$

où f'_{co} : Résistance du béton non confiné.

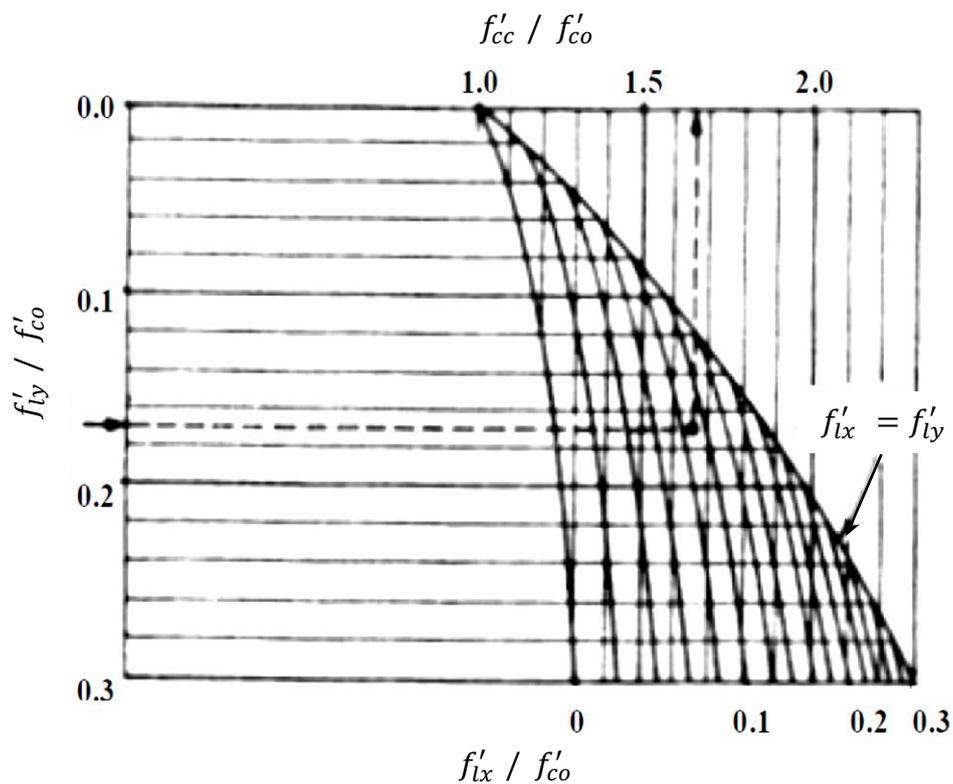


Figure 5.10 : Détermination de la résistance de confinement à partir des contraintes latérales de confinement pour des sections rectangulaires [M15].

5.4.3. LOI DE COMPORTEMENT SIMULANT LE MATÉRIAU ACIER

La courbe de la figure 5.11 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction.

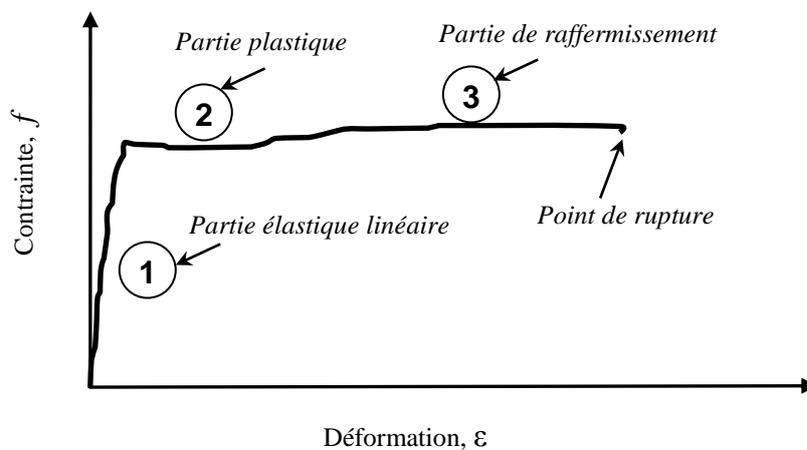


Figure 5.11 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier en traction.

Ce diagramme se scinde en deux ou trois parties distinctes :

- 1) la partie élastique linéaire, caractérisée par le module d'élasticité de Young (E) et par la limite d'écoulement aussi appelée limite d'élasticité (f_y) ;
- 2) la partie plastique quasiment horizontale, située à un niveau de contrainte équivalent à celui de la limite élastique. Tous les aciers n'ont pas cette particularité ;
- 3) la partie de raffermissement (d'écrouissage) caractérisée par une augmentation de la contrainte jusqu'au maximum. Au maximum de la contrainte, on observe l'apparition de la striction qui s'accompagne d'une diminution de la contrainte jusqu'à l'obtention de la rupture.

Nous présentons ci-dessous le modèle de Park [P2] pour l'acier utilisé dans cette étude.

5.4.3.1. Loi de comportement de Park pour l'acier

Le modèle de Park [P2] pour l'acier est utilisé dans cette étude. Sa loi de comportement contrainte – déformation est illustrée à la figure 5.12.

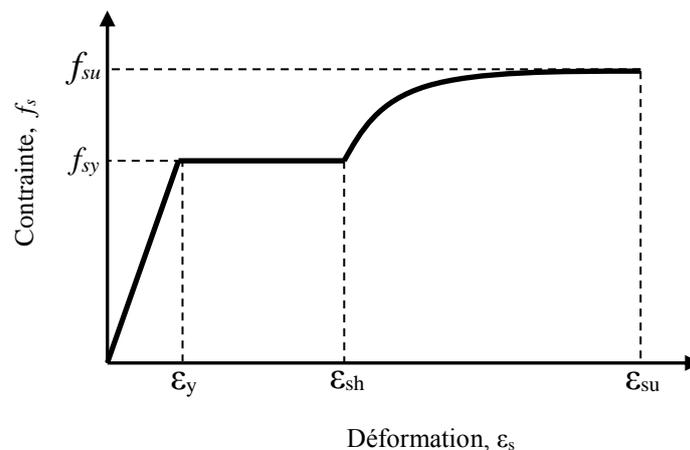


Figure 5.12 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier pour la loi de Park [P2].

où ϵ_y : Déformation limité élastique de l'acier.

ϵ_{sh} : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écrouissage.

ϵ_{su} : Déformation ultime de l'acier.

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

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

Les équations définissant les relations, contrainte-déformation, de la loi de comportement de l'acier, sont données comme suit :

Pour $\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (5.32)$$

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

$$f_s = f_{sy} \quad (5.33)$$

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

$$f_s = f_{sy} \left[\left(m (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2 / 60 (\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2 \right) + \left((\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) (60 - m) / 2 (30r + 1)^2 \right) \right] \quad (5.34)$$

Avec :

$$m = \left[(f_{su} / f_{sy}) (30r + 1)^2 + 60r - 1 \right] / (15r^2) \quad (5.35)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (5.36)$$

Cette loi de Park [P2] est utilisée aussi bien pour l'acier tendu que pour l'acier comprimé.

5.5. CRITÈRES DE RUINE

L'évaluation du facteur de comportement R est faite ici sur la base des critères de ruine définis ci-après.

Critère de ruine locale : il est défini par la limitation de la valeur de la rotation élasto-plastique dans un élément structural, poutre ou poteau, à la rotation ultime, θ_u de l'élément (équation (5.6) du présent chapitre).

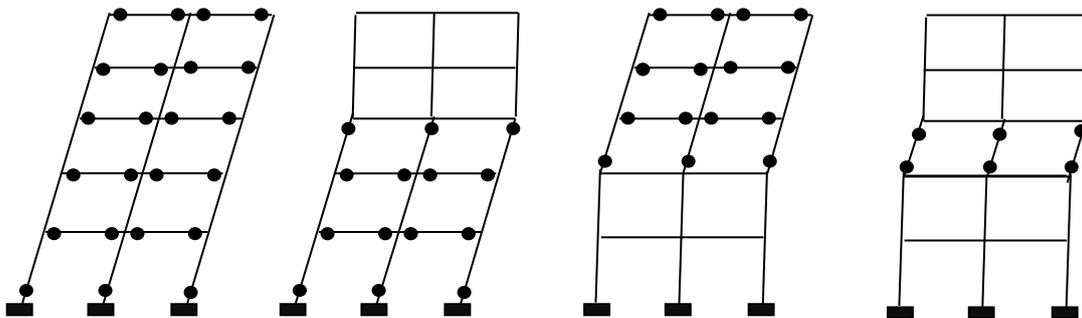
Critères de ruine globale : dans la présente étude, la ruine globale de la structure est contrôlée par l'un ou plusieurs des critères de ruine suivants :

- a) Limitation du déplacement inter-étages, Δ , à 3% de la hauteur d'étage (h_e) dans les analyses pushover et dynamiques incrémentales effectuées. Cette limite est aussi spécifiée dans [M36] et [M18], et est proche des limites préconisées par certains codes réglementaires [E7] et [U3], lesquelles varient entre 2% et 3% de la hauteur d'étage;

- b)** Formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale (figure 5.13 [M33]);
- c)** Instabilité par effet P- Δ , traduite par le dépassement de la valeur limite du coefficient de stabilité, $\theta_{p-\Delta}$, prise égale à 0.2, c'est-à-dire si $\theta_{p-\Delta}$ est supérieure à 0.2, selon le RPA 99/Version 2003. $\theta_{p-\Delta}$ est donnée par la formule suivante [R6] :

$$\theta_{p-\Delta, k} = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_{e, k} \quad (5.37)$$

avec P_k est le poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k" y compris celui-ci; Δ_k le déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"; V_k l'effort tranchant d'étage au niveau "k"; $h_{e, k}$ la hauteur d'étage "k".



● : Rotule plastique.

Figure 5.13 : Quatre cas d'instabilité structurale [M33].

CHAPITRE 6

**PRÉSENTATION ET DISCUSSION
DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE**

Chapitre 6 : **PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS DE L'ÉTUDE**

6.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on présente et on discute les résultats des analyses pushover et dynamique incrémentale effectuées sur les trois portiques étudiés, R+2 (*3 niveaux*), R+5 (*6 niveaux*) et R+8 (*9 niveaux*), présentés et dimensionnés au chapitre 3.

Les résultats de l'étude sont présentés comme suit :

- On présente d'abord les résultats des analyses pushover relatifs aux paramètres suivants :
 - La ductilité globale, μ , des trois portiques étudiés, qui est utilisée pour le calcul du facteur de ductilité, R_{μ} , selon les quatre méthodes citées en paragraphe 2.2.1.1 du chapitre 2;
 - Le facteur de sur-résistance, Ω , des trois portiques étudiés, qui est calculé selon la formulation citée en paragraphe 2.2.2 du chapitre 2 ;
 - Le facteur de comportement, R , des trois portiques étudiés, qui est le produit des deux facteurs précités, c'est-à-dire du facteur de ductilité, R_{μ} , et du facteur de sur-résistance, Ω , (équation 2.4 du chapitre 2).

Les paramètres de ductilité globale et du facteur de sur-résistance, susmentionnés, sont extraits des courbes de capacité obtenues à partir des analyses pushover et dynamique incrémentale, qui sont présentées aux paragraphes 6.2.1 et 6.3.1, respectivement.

- On présente, ensuite, les résultats des analyses dynamiques incrémentales. Ces derniers sont accompagnés des résultats des analyses pushover, c'est-à-dire les résultats des deux méthodes d'analyse sont donnés dans un même graphique, et ce dans le but d'effectuer une analyse comparative des résultats des différents paramètres cités ci-haut, à savoir : la ductilité globale, μ , le facteur de sur-résistance, Ω , et le facteur de comportement, R .

On précise que le facteur de comportement des trois portiques étudiés est évalué sur la base de critères de ruine préalablement définis (Cfr. Paragraphe 5.5 du chapitre 5). Dans ces critères de ruine, le critère de formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, est l'un des critères de ruine les plus importants de l'étude. Pour cela, on présente aux paragraphes 6.2.2 et 6.3.2 les mécanismes de ruine des trois portiques étudiés dans le cas des analyses pushover et dynamiques incrémentales.

6.2. RÉSULTATS DES ANALYSES PUSHOVER

On montre d'abord les courbes de capacité des trois portiques étudiés, R+2, R+5 et R+8, obtenues par les analyses pushover, donnant, chacune, l'effort tranchant à la base du portique en fonction de son déplacement latéral en tête. Ensuite, on présente et on analyse leurs mécanismes de ruine, en se basant sur les critères de ruine définis au paragraphe 5.5 du chapitre 5. Enfin, on procède à une analyse comparative des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la ductilité globale, la sur-résistance et le facteur de comportement.

6.2.1. COURBES DE CAPACITÉ DES PORTIQUES ETUDIÉS

Les figures 6.1, 6.2 et 6.3 montrent les courbes de capacité des portiques R+2, R+5 et R+8 ainsi que leurs indices de stabilité maximum, $\theta_{p-\Delta, \max}$, associés à la valeur limite du déplacement inter-étages $\Delta = 3\%$ de la hauteur d'étage, h_e , considéré, ici, comme l'un des critères de ruine à retenir en situation de ruine globale. On remarque que la valeur de l'indice de stabilité maximum, $\theta_{p-\Delta, \max}$, est d'autant plus grande que l'élanement du portique est important. Ainsi, les valeurs calculées de cet indice de stabilité sont égales à 0.124, 0.17 et 0.193, respectivement pour les portiques R+2, R+5 et R+8. On remarque aussi que ces valeurs ne dépassent pas la valeur limite spécifiée pour ce paramètre, qui est de 0.2 selon le RPA 99/version 2003 [R6]. Ceci indique que le critère de ruine par instabilité sous l'effet P- Δ (effets du 2^{ème} ordre) ne contrôle pas la ruine des trois portiques étudiés ici. Pour mieux apprécier le type de ruine affectant ces trois portiques, on donne au paragraphe 6.2.2 ci-après le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques associés à la ruine de chaque portique.

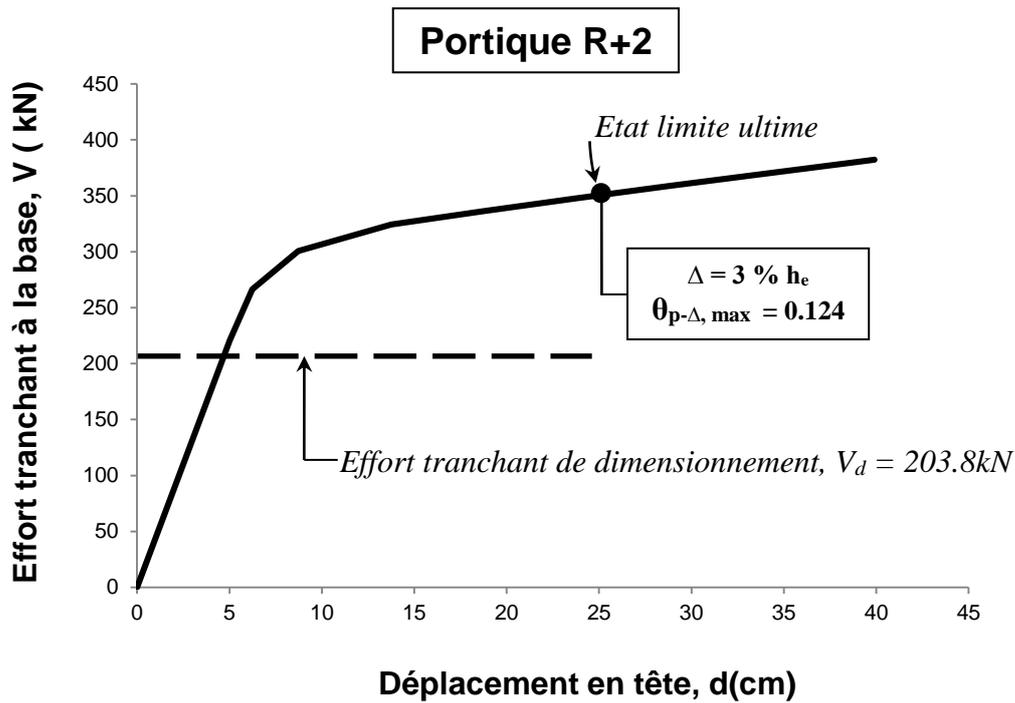


Figure 6.1 : Courbe de capacité du portique R+2.

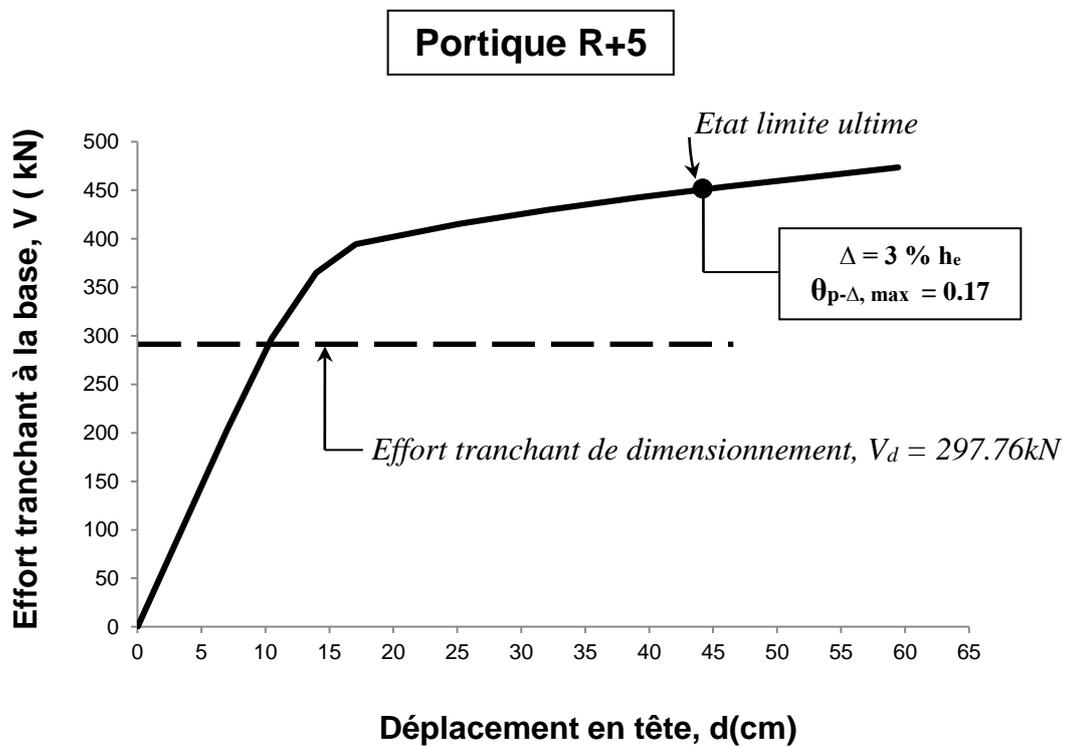


Figure 6.2 : Courbe de capacité du portique R+5.

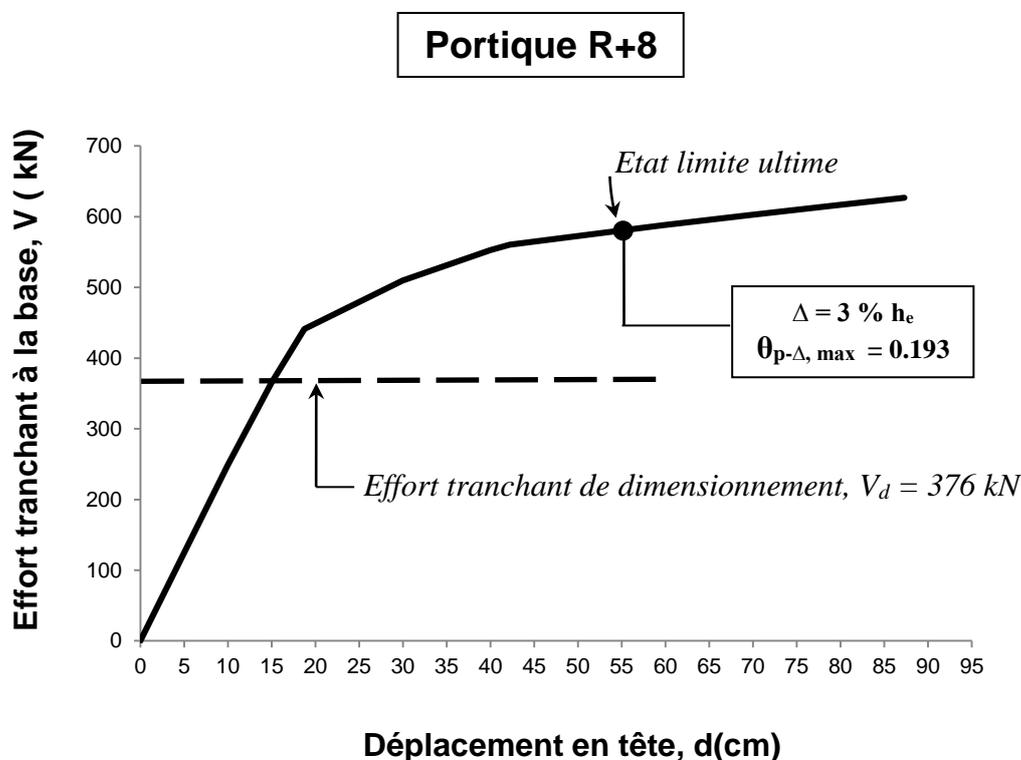


Figure 6.3 : Courbe de capacité du portique R+8.

6.2.2. MÉCANISMES DE RUINE ET DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUES À LA RUINE

La figure 6.4 montre les mécanismes de ruine des trois portiques ainsi que les rotules plastiques qui se forment à la ruine. Les modes de ruine observés pour les trois portiques étudiés ne sont pas identiques et ne se produisent pas nécessairement par l'atteinte d'un seul et unique critère de ruine. Des ruines par l'atteinte simultanée de deux critères de ruine sont observées. En effet, pour les portiques R+2 et R+8, la ruine se produit par une combinaison simultanée des deux critères de ruine globale, qui sont : l'atteinte de la valeur limite du déplacement inter-étages, $\Delta = 3\% h_e$, et la formation d'un mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le premier étage pour le portique à R+2 ; le rez-de-chaussée et les 7 étages au-dessus pour le portique R+8. Par contre, la ruine du portique R+5 se produit par l'atteinte d'un seul critère de ruine globale, qui est l'instabilité structurale basée sur la formation d'un mécanisme plastique d'étage englobant le rez-de-chaussée et les 4 étages au-dessus.

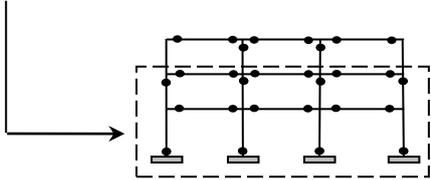
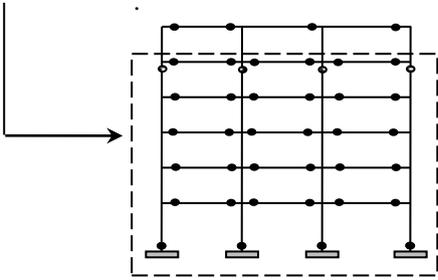
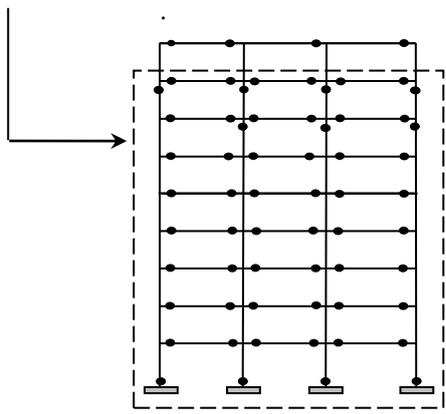
Portique R+2	
Mécanisme de Ruine	<p><i>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le premier étage.</i></p> 
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	$3\% h_e$
Portique R+5	
Mécanisme de Ruine	<p><i>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et les 4 étages au-dessus.</i></p> 
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	$2.8\% h_e$
Portique R+8	
Mécanisme de Ruine	<p><i>Mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et les 7 étages au-dessus.</i></p> 
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	$3\% h_e$

Figure 6.4 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine des trois portiques étudiés dans le cas de l'analyse pushover.

6.2.3. ANALYSE COMPARATIVE DES RÉSULTATS OBTENUS DES PORTIQUES ÉTUDIÉS

Dans ce paragraphe, on effectue une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus par les analyses pushover effectuées pour les trois portiques étudiés, portiques R+2, R+5 et R+8. Outre les paramètres de ductilité globale et de sur-résistance, le facteur de comportement, R , constitue le paramètre essentiel de comparaison. On précise que ces différentes comparaisons s'effectueront en considérant les portiques dans leurs états limites ultimes correspondant à leurs états de ruine respectifs, voir paragraphe 6.2.2 du présent chapitre.

6.2.3.1. Ductilités globales, μ , des portiques étudiés

La ductilité globale des 3 portiques étudiés est présentée à la figure 6.5. Cette figure montre que la ductilité globale, μ , diminue substantiellement en passant du portique R+2 au portique R+8. En effet, la valeur de la ductilité globale du portique R+2 est égale à 3.72, alors que celle du portique R+5 est de 3.07, soit une réduction de 17.47% ; et pour le portique R+8, elle est de 2.8, soit une réduction de 24.73%. La ductilité globale du portique diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux. Cette réduction est due vraisemblablement à l'influence des contraintes normales dans les poteaux. En effet, l'augmentation des contraintes normales dans les poteaux, particulièrement, ceux à la base du portique, fait diminuer leurs moments résistants et donc leurs ductilités locales en rotation, ce qui, par conséquent, tend à réduire la ductilité globale du portique.

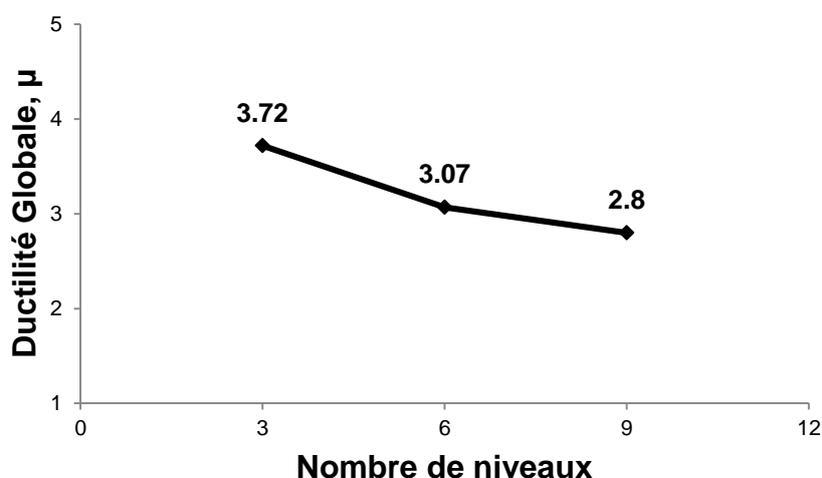


Figure 6.5 : Ductilités globales des trois portiques étudiés.

6.2.3.2. Facteurs de sur-résistance, Ω , des portiques étudiés

Les facteurs de sur-résistance des 3 portiques étudiés sont donnés à la figure 6.6. Cette figure montre que la sur-résistance du portique R+2 est relativement élevée par rapport à celles des portiques R+5 et R+8. En effet, la valeur du facteur de sur-résistance du portique R+2 est égale à 1.72, alors que celle des portiques R+5 et R+8 reste pratiquement constante et présente une valeur moyenne de 1.52, soit une réduction d'environ 11.62%.

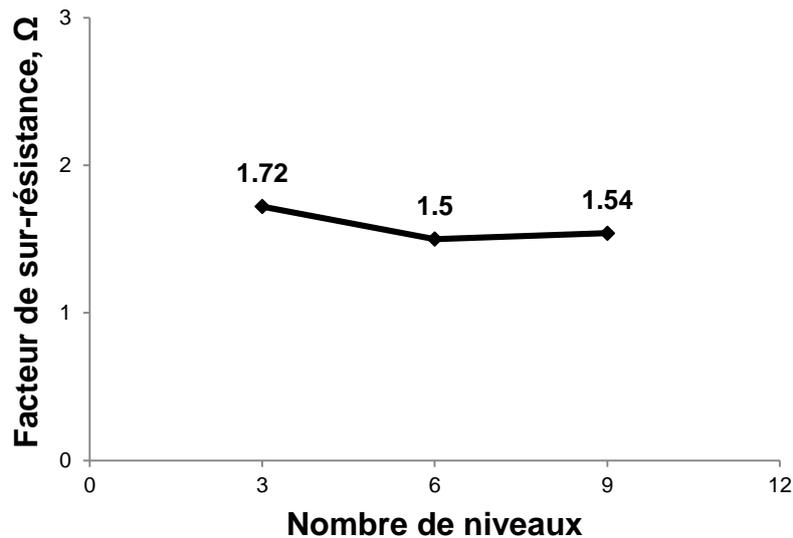


Figure 6.6 : Facteurs de sur-résistance des trois portiques étudiés.

6.2.3.3. Facteur de comportement, R, des portiques étudiés

Le facteur de comportement, R, des trois portiques étudiés est estimé en considérant ces derniers dans leurs états limites ultimes correspondant à leurs états de ruine respectifs. Le tableau 6.1 donne les valeurs du facteur R des trois portiques, en tenant compte du facteur de ductilité, R_{μ} , calculé selon les quatre méthodes citées en paragraphe 2.2.1.1 du chapitre 2, ainsi que du facteur de sur-résistance, Ω .

La variation du facteur de comportement R, en considérant ses valeurs moyennes données au tableau 6.1 en fonction du nombre de niveaux du portique, est présentée à la figure 6.7.

On observe que la valeur du facteur de comportement, R, diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux. Une diminution similaire de la valeur du facteur de comportement due à l'augmentation du nombre de niveaux est aussi rapportée par [M8].

Ceci montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques.

Portique	Valeur du facteur de ductilité, R_{μ} selon :	Facteur de sur-résistance Ω	Facteur de comportement $R = R_{\mu} \cdot \Omega$	Valeur Moyenne de R	Valeur de R donnée par le code RPA 2003	Différence en (%)
R+2	Newmark (éq. (2.7)) : 2.53	1.72	4.35	4.93	5	-1.40%
	Krawinkler (éq. (2.9)) : 3.18		5.47			
	Fajfar (éq. (2.11)) : 3.26		5.6			
	Priestley (éq. (2.13)) : 2.51		4.31			
R+5	Newmark (éq. (2.6)) : 3.07	1.5	4.6	4.61	5	-8%
	Krawinkler (éq. (2.9)) : 3.1		4.65			
	Fajfar (éq. (2.12)) : 3.07		4.6			
	Priestley (éq. (2.13)) : 3.07		4.6			
R+8	Newmark (éq. (2.6)) : 2.8	1.54	4.31	4.33	5	-13.50%
	Krawinkler (éq. (2.9)) : 2.87		4.42			
	Fajfar (éq. (2.12)) : 2.8		4.31			
	Priestley (éq. (2.13)) : 2.8		4.31			

Tableau 6.1 : Valeurs des facteurs de réduction R_{μ} et Ω et du facteur de comportement R .

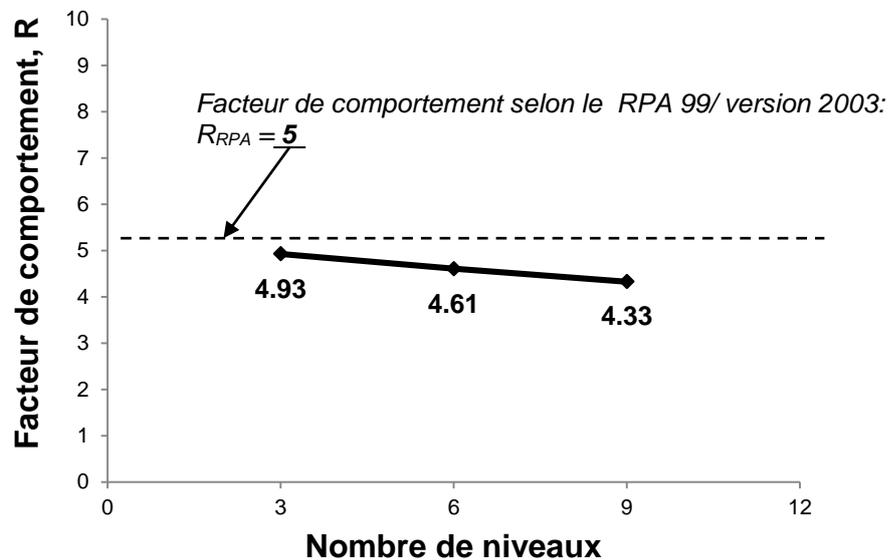


Figure 6.7 : Influence du nombre de niveaux sur la valeur du facteur de comportement R .

Il est très utile d'effectuer une comparaison entre les valeurs de R évaluées dans cette thèse et celle préconisée par le code RPA 99/version 2003 [R6].

Le code RPA 99 / version 2003 préconise une valeur de R égale à 5, valeur considérée ici pour le dimensionnement des portiques étudiés. Comme le montre le tableau 6.1, la valeur de R pour le portique R+2, correspond pratiquement à celle préconisée par le code avec une réduction de seulement 1.4%. En revanche, pour les portiques R+5 et R+8, leurs valeurs de R sont inférieures à la valeur du code et les réductions constatées sont nettement supérieures par rapport à celle observée dans le cas du portique R+2. En effet, pour les portiques R+5 et R+8, ces réductions sont de 8% et 13.5%, respectivement (voir tableau 6.1).

6.3. RÉSULTATS DES ANALYSES DYNAMIQUES INCREMENTALES

Dans ce paragraphe, on effectue une analyse comparative des résultats des différents paramètres obtenus lors des analyses pushover avec ceux obtenus en utilisant l'analyse dynamique incrémentale.

Cette comparaison porte essentiellement sur les paramètres suivants : la ductilité globale, μ , par laquelle le facteur de ductilité, R_μ , est calculé, le facteur de sur-résistance, Ω , et le facteur de comportement, R . Rappelons que les paramètres de ductilité globale et de sur-résistance sont extraits des courbes de capacité statique (courbe pushover) et dynamique incrémentale (Cfr. Paragraphes 4.2 et 4.3 du chapitre 4). Notons que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales et comme suggéré par l'Eurocode 8, les valeurs moyennes de ductilité globale et du facteur de sur-résistance sont utilisées pour l'évaluation du facteur du comportement (Cfr. Paragraphe 4.3.1 du chapitre 4).

Comme dans le cas des analyses pushover, on montre d'abord les courbes de capacité des trois portiques étudiés, R+2, R+5 et R+8, obtenues par les analyses dynamiques incrémentales. Ces courbes sont données dans un même graphique avec la courbe pushover, et ce pour chaque portique considéré. Ensuite, on présente et on analyse leurs mécanismes de ruine, en se basant sur les critères de ruine définis au paragraphe 5.5 du chapitre 5. Enfin, on procède à une analyse comparative des résultats obtenus avec les deux méthodes d'analyse, comme mentionné ci-haut.

6.3.1. COURBES PUSHOVER ET DYNAMIQUE INCRÉMENTALE DES PORTIQUES ETUDIÉS

Les courbes pushover et dynamiques incrémentales des trois portiques étudiés, R+2, R+5 et R+8, sont présentées aux figures 6.8, 6.9 et 6.10, respectivement. Ces figures montrent aussi le déplacement inter-étages maximum, Δ_{\max} , et l'indice de stabilité maximum correspondant, $\theta_{p-\Delta, \max}$, en relation avec l'état limite ultime observé dans chaque portique considéré.

Dans le cas des analyses pushover, on peut remarquer que les valeurs maximales du déplacement inter-étages, Δ_{\max} , des portiques R+2 et R+8 sont égales à la valeur limite du déplacement inter-étages $\Delta = 3\%$ de la hauteur d'étage, h_e , considéré, ici, comme l'un des critères de ruine à retenir en situation de ruine globale (figures 6.8 et 6.10). Pour le portique R+5, bien que la valeur maximale du déplacement inter-étages soit en dessous de la valeur limite, sa valeur reste tout de même proche de cette dernière ($\Delta_{\max} = 2.8\% h_e \approx 3\% h_e$, figure 6.9).

Dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, on peut observer que les valeurs maximales du déplacement inter-étages, Δ_{\max} , des trois portiques étudiés sont bien en dessous de la valeur limite ($\Delta = 3\% h_e$), et ce spécialement pour le portique R+2, pour lequel sa valeur maximale est de seulement 1.76% de la hauteur d'étage, h_e (figure 6.8).

En outre, les valeurs observées de l'indice de stabilité ($\theta_{p-\Delta}$) correspondant au déplacement inter-étages maximum pour le quel les portiques sont considérés dans leur état de ruine sont en dessous de la valeur limite adoptée dans cette étude ($\theta_{p-\Delta} = 0.2$), et cela dans le cas des deux méthodes d'analyse et pour les trois portiques étudiés. Cependant, les valeurs de cet indice de stabilité obtenues par les analyses pushover sont supérieures à celles obtenues par les analyses dynamiques incrémentales. Aussi, comme dans le cas des analyses pushover, la même tendance est observée dans le cas des analyses dynamiques incrémentales : la valeur de l'indice de stabilité maximum, $\theta_{p-\Delta, \max}$, est d'autant plus grande que l'élancement du portique est important ; ce qui démontre la sensibilité du portique élancé (R+8) aux effets P- Δ .

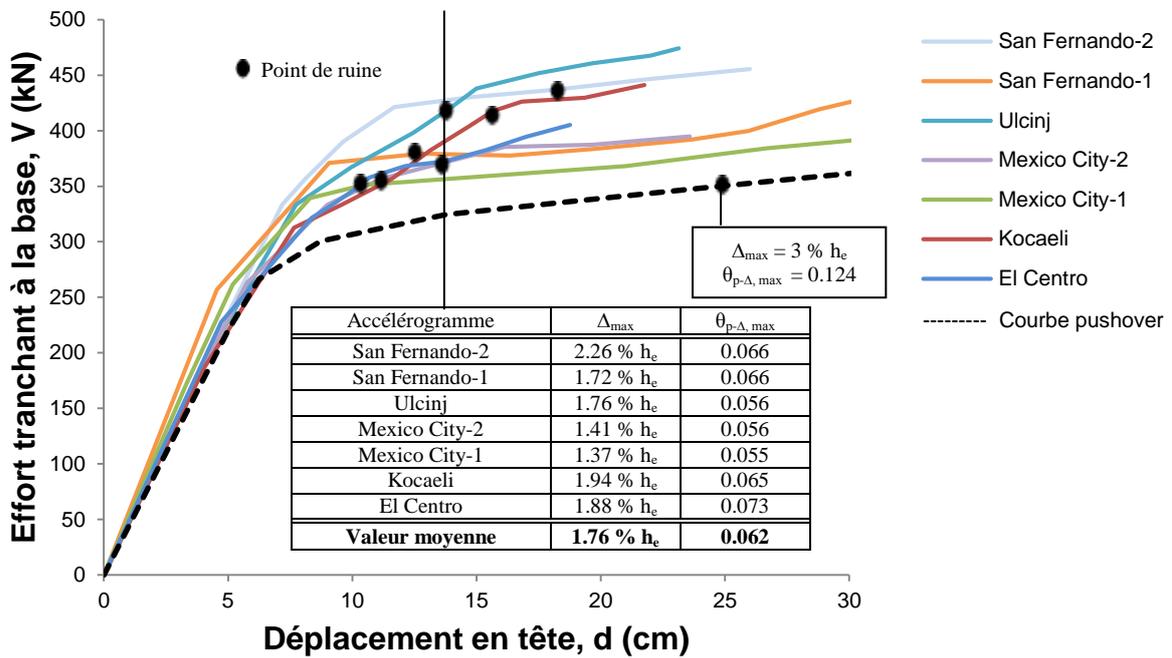


Figure 6.8 : Courbes pushover et dynamique incrémentale du portique R+2.

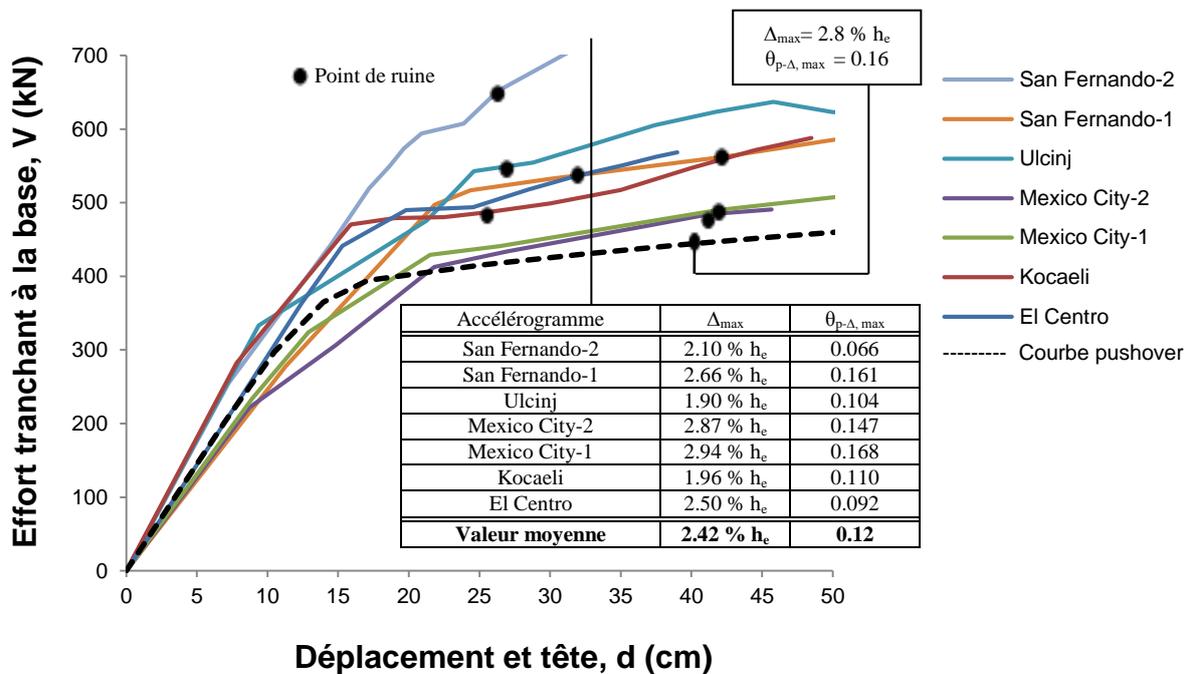


Figure 6.9 : Courbes pushover et dynamique incrémentale du portique R+5.

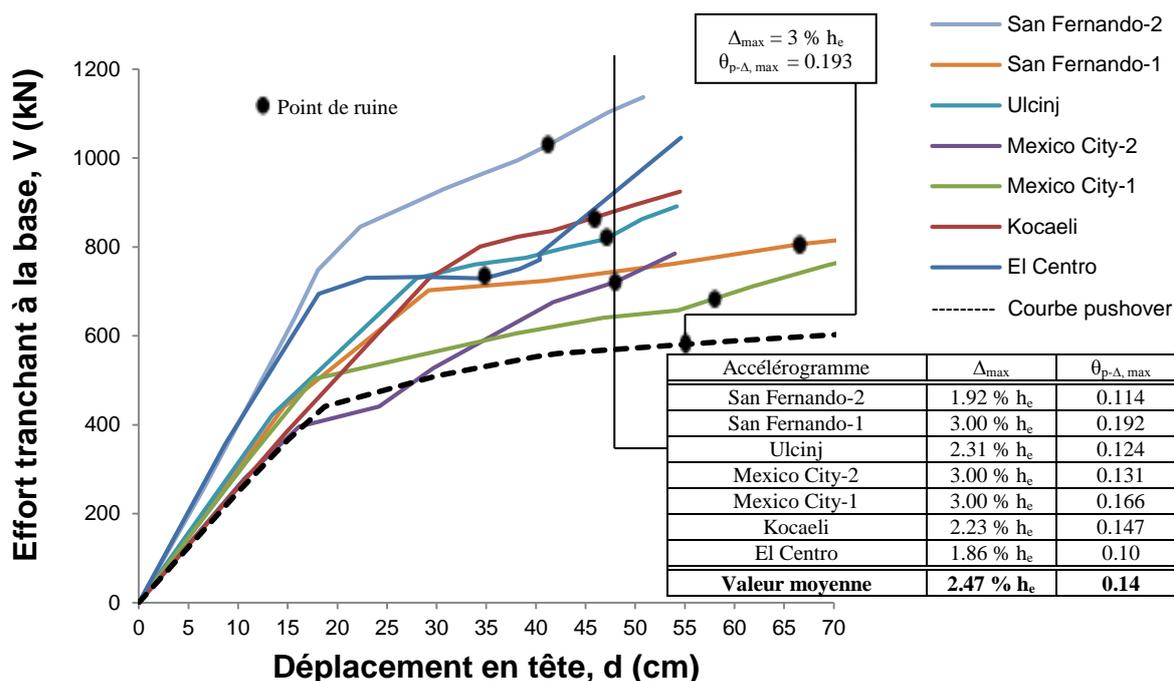


Figure 6.10 : Courbes pushover et dynamique incrémentale du portique R+8.

A la lumière des observations mentionnées ci-haut, il est clair que dans le cas des analyses pushover le critère de déplacement inter-étages est pratiquement le paramètre contrôlant la ruine globale des portiques étudiés en combinaison avec un autre critère de ruine, qui est celui de la formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale (Cfr. Paragraphes 6.2.1 et 6.2.2 du présent chapitre). Comme effectué au paragraphe 6.2.3.3 du présent chapitre, ces deux critères de ruine sont utilisés pour l'évaluation du facteur de comportement des trois portiques considérés dans cette étude (Voir tableau 6.1).

Par contre, dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, le critère de déplacement inter-étages n'est pas le paramètre qui contrôle la ruine globale des portiques étudiés ; et comme tendance générale, la ruine des portiques se produit plus tôt que dans le cas des analyses pushover (figures 6.8, 6.9 et 6.10). Pour mieux apprécier le type de ruine affectant les trois portiques, on donne au paragraphe 6.3.2 ci-après le mécanisme de ruine et la distribution des rotules plastiques associés à la ruine de chaque portique étudié.

6.3.2. MÉCANISMES DE RUINE ET DISTRIBUTION DES ROTULES PLASTIQUES À LA RUINE

Les mécanismes de ruine des trois portiques étudiés, R+2, R+5 et R+8, sont présentés aux figures 6.11, 6.12 et 6.13, respectivement. On peut remarquer que la distribution des rotules plastiques à la ruine est différente de celle observée dans le cas des analyses pushover (figure 6.4), et ce pour les trois portiques étudiés et pour la majorité des accélérogrammes sélectionnés. Cette différence réside dans le fait que l'analyse dynamique incrémentale donne plus de rotules plastiques dans les poteaux. Ce qui favorise, par conséquent, l'apparition d'un mécanisme plastique englobant un ou plusieurs étages.

Les valeurs maximales du déplacement inter-étages, Δ_{\max} , associées à la ruine de chaque portique et pour chaque accélérogramme utilisé sont également données aux figures 6.11, 6.12 et 6.13. On peut observer que dans le cas du portique R+5, deux valeurs du déplacement inter-étages sont proches de la valeur limite ($\Delta = 3\% h_e$), lesquelles valeurs sont de 2.94% h_e et 2.87% h_e correspondant aux accélérogrammes de Mexico City-1 et Mexico City-2, respectivement (figure 6.12) ; aussi, dans le cas du portique R+8, trois valeurs du déplacement inter-étages sont égales à la valeur limite ($\Delta = 3\% h_e$) correspondant aux accélérogrammes de Mexico city-1 et Mexico city-2 et de San Fernando-1 (figure 6.13). Bien que ces valeurs correspondent pratiquement au critère de ruine de déplacement inter-étages, il n'est pas considéré, ici, dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, comme critère contrôlant la ruine globale des portiques étudiés, et ce à cause de la prise en compte de la valeur moyenne de ce paramètre (Cfr. Paragraphe 4.3.1 du chapitre 4).

Par ailleurs, dans le cas du portique R+2, considéré ici comme le portique de faible élancement, le mécanisme de plastification des poteaux est observé à des valeurs faibles du déplacement inter-étages (figure 6.11).

Au vu des observations effectuées sur les trois figures précitées, il est clair que le critère de formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale est le paramètre contrôlant la ruine globale des portiques étudiés, lequel critère est utilisé pour l'évaluation du facteur de comportement, R, dans les analyses dynamiques incrémentales.

En ce qui concerne le critère de ruine locale, qui consiste en la limitation de la valeur de la rotation élasto-plastique dans un élément structural, poutre ou poteau, à la rotation ultime, θ_u de l'élément, il n'a pas été observé même pour des valeurs du déplacement inter-étages élevées ($\Delta_{max} > 3\% h_e$), et ce dans le cas des deux méthodes d'analyses.

Une fois que le critère de ruine définissant l'état limite ultime des trois portiques étudiés est trouvé, nous présentons dans les paragraphes 6.3.3, 6.3.4 et 6.3.5 les valeurs évaluées de la ductilité globale, μ , par laquelle le facteur de ductilité, R_μ , est calculé, le facteur de sur-résistance, Ω , et le facteur du comportement, R , respectivement.

Une comparaison de ces paramètres avec ceux obtenus par les analyses pushover sera aussi effectuée, et ce comme mentionné au paragraphe 6.3 du présent chapitre.

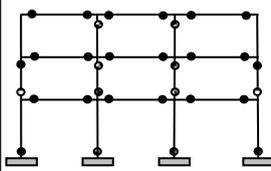
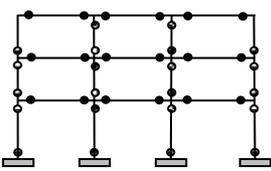
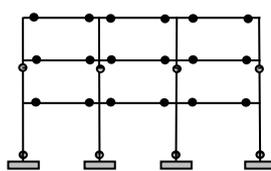
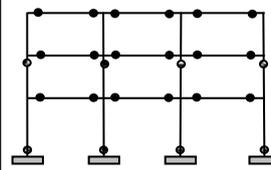
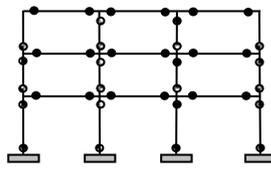
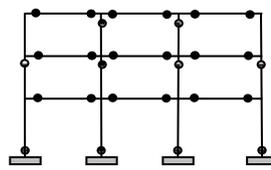
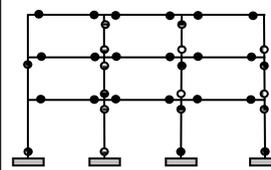
Accélérogramme	<i>El Centro</i>	<i>Kocaeli</i>	<i>Mexico City-1</i>
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	1.88% h_e	1.94% h_e	1.37% h_e
Accélérogramme	<i>Mexico City-2</i>	<i>Ulcinj</i>	<i>San Fernando-1</i>
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	1.41% h_e	1.76% h_e	1.72% h_e
Accélérogramme	<i>San Fernando-2</i>		
Collapse mechanism			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	2.26% h_e		

Figure 6.11 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine du portique R+2 dans le cas de l'analyse dynamique incrémentale.

Accélérogramme	<i>El Centro</i>	<i>Kocaeli</i>	<i>Mexico City-1</i>
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	2.50% h_e	1.96% h_e	2.94% h_e
Accélérogramme	<i>Mexico City-2</i>	<i>Ulcinj</i>	<i>San Fernando-1</i>
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	2.87% h_e	1.90% h_e	2.66% h_e
Accélérogramme	<i>San Fernando-2</i>		
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	2.1% h_e		

Figure 6.12 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine du portique R+5 dans le cas de l'analyse dynamique incrémentale.

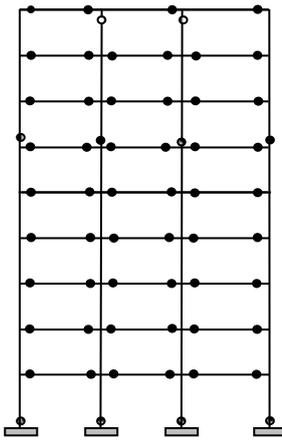
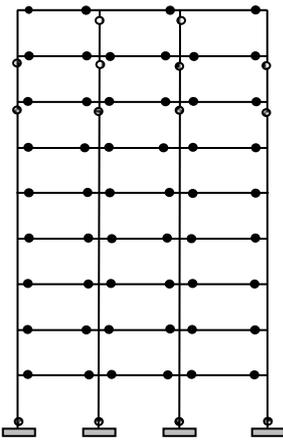
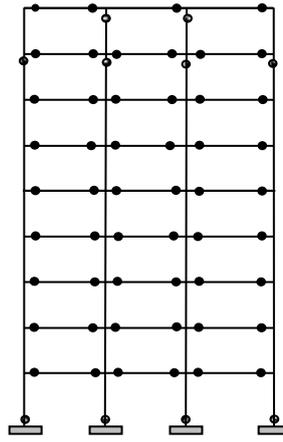
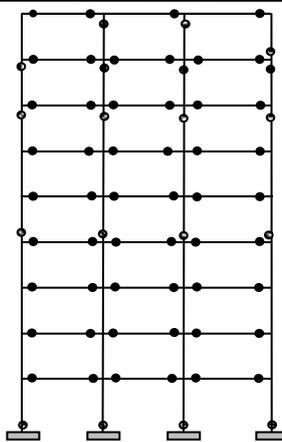
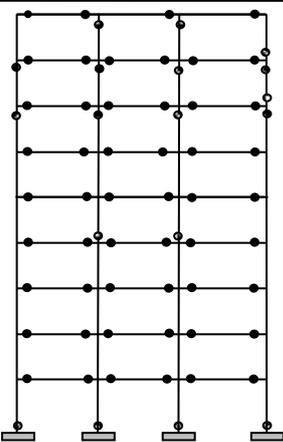
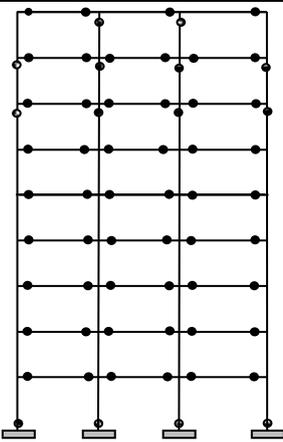
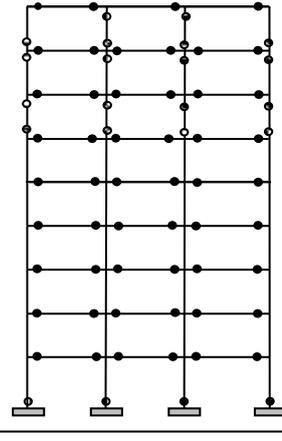
Accélérogramme	<i>El Centro</i>	<i>Kocaeli</i>	<i>Mexico City-1</i>
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	1.86% h_e	2.23% h_e	3% h_e
Accélérogramme	<i>Mexico City-2</i>	<i>Ulcinj</i>	<i>San Fernando-1</i>
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	3% h_e	2.31% h_e	3% h_e
Accélérogramme	<i>San Fernando-2</i>		
Mécanisme de Ruine			
Déplacement Inter-étages à la ruine, Δ_{max}	1.92% h_e		

Figure 6.13 : Mécanismes de ruine et distribution des rotules plastiques à la ruine du portique R+8 dans le cas de l'analyse dynamique incrémentale.

6.3.3. DUCTILITÉ GLOBALE, μ , DES PORTIQUES ETUDIÉS

Les valeurs des ductilités globales des trois portiques étudiés obtenues par les analyses pushover et dynamiques incrémentales sont données à la figure 6.14. On peut remarquer que les valeurs de la ductilité globale obtenues par analyse pushover sont supérieures à celles obtenues par analyse dynamique incrémentale. Ceci est dû au fait que la ruine des portiques est observée plus tôt dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, et ce spécialement pour le portique R+2 où la ruine s'est produite pour un déplacement inter-étages, Δ_{\max} , de seulement 1.76% h_e (Cfr. Paragraphe 6.3.1 du présent chapitre) ; dès lors que la ductilité globale, μ , de la structure est directement liée au déplacement ultime en tête (d_u) correspondant à son état limite de ruine ($\mu = d_u / d_y$), la valeur de la ductilité globale sera automatiquement faible.

On peut aussi observer que la ductilité globale du portique, μ , diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la ductilité globale du portique, μ , augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux

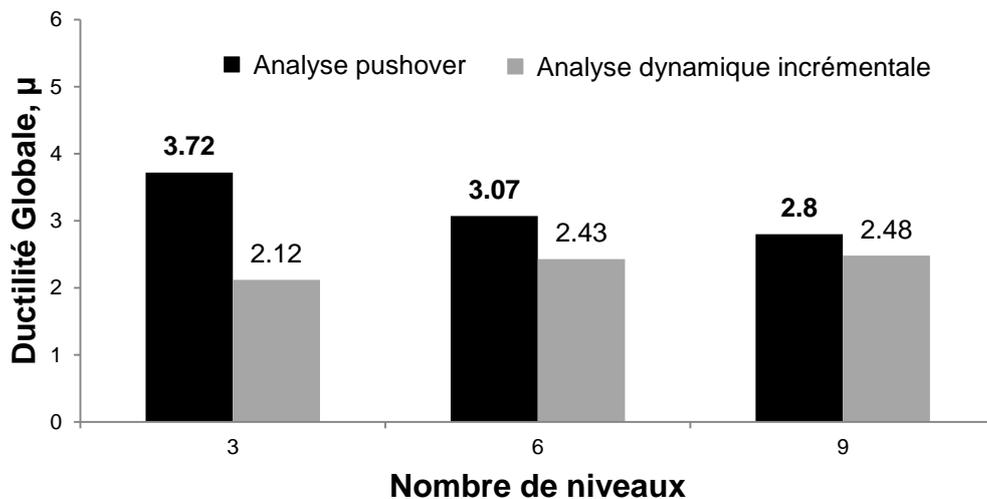


Figure 6.14 : Ductilités globales des trois portiques étudiés.

6.3.4. FACTEUR DE SUR-RÉSISTANCE, Ω , DES PORTIQUES ETUDIÉS

Les facteurs de sur-résistance des trois portiques étudiés obtenus par les analyses pushover et dynamiques incrémentales sont donnés à la figure 6.15. Cette figure montre que les facteurs de sur-résistance obtenus par analyse dynamique incrémentale sont supérieurs à ceux obtenus

par analyse pushover. Ceci est dû principalement à la sensibilité des portiques aux effets des modes supérieurs de translation, spécialement dans le cas du portique élancé, en l'occurrence le portique R+8, qui amplifient l'effort tranchant à la base durant l'analyse dynamique temporelle. Comme mentionné par Mwafy et Elnashai [M36], c'est l'une des différences entre les résultats des analyses pushover et dynamique incrémentale.

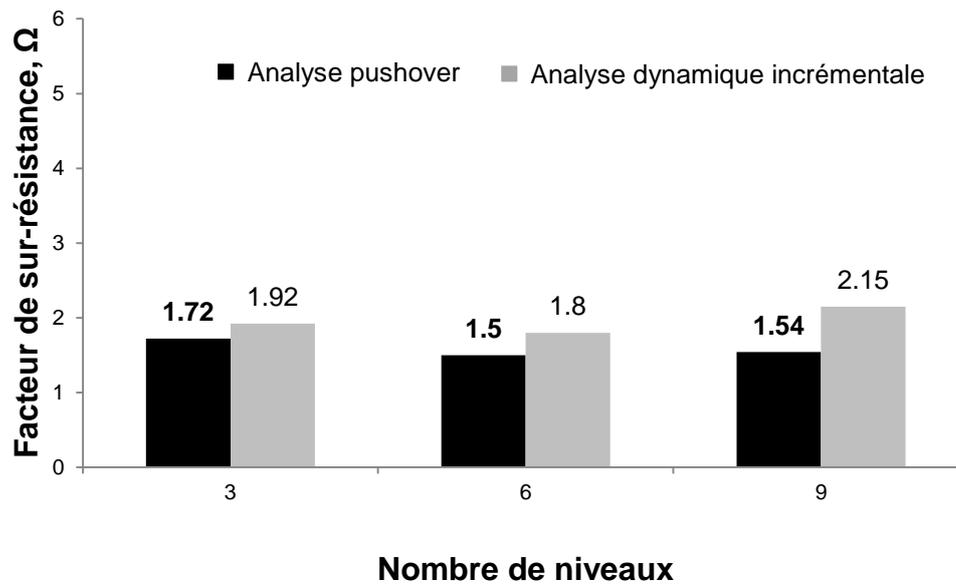


Figure 6.15 : Facteur de sur-résistance des trois portiques étudiés.

6.3.5. FACTEUR DE COMPORTEMENT, R, DES PORTIQUES ETUDIÉS

Le tableau 6.2 donne les valeurs du facteur de comportement, R, des trois portiques étudiés obtenues par les analyses pushover et dynamique incrémentale, en tenant compte du facteur de ductilité, R_{μ} , et du facteur de sur-résistance, Ω .

La variation du facteur de comportement R, en considérant les valeurs moyennes de ce facteur données au tableau 6.2 en fonction du nombre de niveaux du portique, est présentée à la figure 6.16.

On peut observer que la valeur du facteur de comportement, R, diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la valeur du facteur de comportement, R, augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux. Ce résultat montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques.

Portique	Valeur du facteur de ductilité, R_μ selon:	Facteur de sur-résistance Ω	Facteur de comportement $R = R_\mu \cdot \Omega$	Valeur Moyenne de R	Valeur de R donnée par le code RPA 2003	Différence en (%)
R+2	Newmark (éq. (2.7)) : a) 2.53 b) 1.80	a) 1.72	a) 4.35 b) 3.45	a) 4.93	5	a) -1.40% b) -29.0%
	Krawinkler (éq. (2.9)) : a) 3.18 b) 1.99		a) 5.47 b) 3.92			
	Fajfar (éq. (2.11)) : a) 3.26 b) 1.94	b) 1.92	a) 5.60 b) 3.72	b) 3.55		
	Priestley (éq. (2.13)) : a) 2.51 b) 1.62		a) 4.31 b) 3.11			
R+5	Newmark (éq. (2.6)) : a) 3.07 b) 2.43	a) 1.50	a) 4.60 b) 4.37	a) 4.61	5	a) -8.00% b) -12.4%
	Krawinkler (éq. (2.9)) : a) 3.10 b) 2.45		a) 4.65 b) 4.41			
	Fajfar (éq. (2.12)) : a) 3.07 b) 2.43	b) 1.80	a) 4.60 b) 4.37	b) 4.38		
	Priestley (éq. (2.13)) : a) 3.07 b) 2.43		a) 4.60 b) 4.37			
R+8	Newmark (éq. (2.6)) : a) 2.80 b) 2.48	a) 1.54	a) 4.31 b) 5.33	a) 4.33	5	a) -13.50% b) +7.00%
	Krawinkler (éq. (2.9)) : a) 2.87 b) 2.52		a) 4.42 b) 5.41			
	Fajfar (éq. (2.12)) : a) 2.80 b) 2.48	b) 2.15	a) 4.31 b) 5.33	b) 5.35		
	Priestley (éq. (2.13)) : a) 2.80 b) 2.48		a) 4.31 b) 5.33			

a) : Résultats obtenus par analyse pushover ;
 b) : Résultats obtenus par analyse dynamique incrémentale.

Tableau 6.2 : Valeurs des facteurs de réduction R_μ et Ω et du facteur de comportement R obtenues par analyses pushover et dynamique incrémentale.

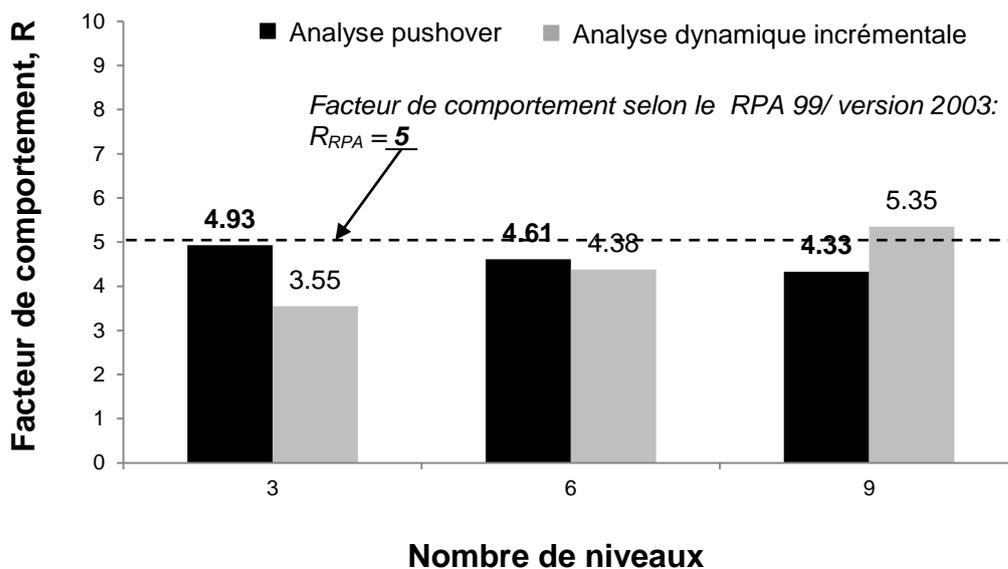


Figure 6.16 : Influence du nombre de niveaux sur la valeur du facteur de comportement R .

Il est très utile d'effectuer une comparaison entre les valeurs de R évaluées dans cette thèse avec les deux méthodes d'analyses : analyses pushover et dynamique incrémentale avec celle préconisée par le code RPA 99/version 2003 [R6]. Pour rappel, le code RPA 99 / version 2003 préconise une valeur de R égale à 5.

Les résultats de l'analyse comparative entre les valeurs de R évaluées par l'analyse pushover et celle préconisée par le code RPA 99/version 2003 sont déjà présentés au paragraphe 6.2.3.3 du présent chapitre.

La figure 6.16 montre que les résultats obtenus par les analyses dynamiques incrémentales diffèrent de ceux évalués par les analyses pushover, et ce principalement dans le cas des portiques R+2 et R+8. En effet, quand la valeur de R du portique R+2, dans le cas des analyses pushover, est la plus élevée en la comparant aux valeurs de R des portiques R+5 et R+8, elle devient la plus faible dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, avec $R = 3.55$ (soit une réduction de 29%, tableau 6.2). Ceci est dû au fait que la ruine de ce portique se produit à un niveau de déplacement inter-étages très faible ($\Delta_{\max} = 1.76\% h_e$, Paragraphe 6.3.1 du présent chapitre), ce qui conduit à une faible valeur de la ductilité globale, $\mu = 2.12$ (figure 6.14), et conséquemment à une faible valeur de R. Et quand la valeur de R du portique R+8 est la plus faible en la comparant aux valeurs de R des portiques R+2 et R+5, dans le cas des analyses pushover, elle devient la plus élevée dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, avec $R = 5.35$ (soit une augmentation de 7%, tableau 6.2). Ceci est dû au fait que la valeur du facteur de sur-résistance de ce portique est la plus élevée, $\Omega = 2.15$ (figure 6.15), ce qui est la conséquence de la sensibilité de ce portique "élancé" aux effets des modes supérieurs de translation.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS

Chapitre 7 : CONCLUSIONS

7.1. RÉTROSPECTIVE

L'évaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires était l'objet de la présente thèse. Plusieurs critères de ruine, aussi bien au niveau de l'élément structural poutre ou poteau qu'au niveau de la structure, sont pris en considération dans le but d'évaluer la ruine de la structure en portique.

Cette étude est menée en effectuant des analyses statiques non linéaires en poussée progressive (analyse pushover) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée et des analyses dynamiques non linéaires (analyse dynamique incrémentale) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés de par le monde, sur trois portiques plans d'élancements différents. Il s'agit d'un portique élancé à 9 niveaux (portique R+8), de l'autre moyennement élancé à 6 niveaux (portique R+5) et d'un troisième de faible élancement de 3 niveaux (portique R+2). Les trois portiques ont été, au préalable, dimensionnés suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91 [B3], et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [R6]. Les poutres et poteaux des trois portiques en béton armé sont modélisés par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. À cet effet, les modèles de Mander [M15] pour le béton confiné et non confiné et de Park [P2] pour l'acier sont utilisés, et ce pour l'établissement des lois Moment – Rotation associées à la plastification par flexion des rotules plastiques.

7.2. CONCLUSIONS PRINCIPALES

De l'ensemble des analyses effectuées dans notre présente étude, on peut tirer les conclusions principales suivantes :

1. Dans le cas des analyses pushover, le critère de déplacement inter-étages est pratiquement le paramètre contrôlant la ruine globale des trois portiques étudiés en combinaison avec un autre critère de ruine, qui est celui de la formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages,

engendrant une instabilité structurale. Par contre, dans le cas des analyses dynamiques incrémentale, c'est uniquement le critère de formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale qui contrôle la ruine globale des trois portiques étudiés ; et comme tendance générale, *la ruine des portiques se produit plus tôt* que dans le cas des analyses pushover.

- 2.** Le critère de ruine locale qui consiste en la limitation de la valeur de la rotation élasto-plastique dans un élément structural, poutre ou poteau, à la rotation ultime, θ_u de l'élément, n'a pas été observé même pour des valeurs du déplacement inter-étages élevées ($\Delta_{\max} > 3\% h_e$; h_e étant la hauteur d'étage du portique), et ce dans le cas des deux méthodes d'analyses.
- 3.** Les valeurs de la ductilité globale des trois portiques étudiés, obtenues par analyse pushover sont supérieures à celles obtenues par analyse dynamique incrémentale. Ceci est dû au fait que la ruine des portiques est observée plus tôt dans le cas des analyses dynamiques incrémentales.
- 4.** La ductilité globale du portique, μ , diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la ductilité globale du portique, μ , augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux.
- 5.** Les facteurs de sur-résistance des trois portiques étudiés, obtenus par analyse dynamique incrémentale sont supérieurs à ceux obtenus par analyse pushover. Ceci est dû principalement à la sensibilité des portiques aux effets des modes supérieurs de translation, spécialement dans le cas du portique élancé, en l'occurrence le portique R+8.
- 6.** La valeur du facteur de comportement, R, diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la valeur du facteur de comportement, R, augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux. Ce résultat montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques.

7. Dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, il est observé que la valeur du facteur R adoptée par le code RPA99/version 2003 [R6] est surestimée, spécialement pour la structure en portique de faible élancement, en l'occurrence le portique R+2.

Enfin, ce travail a fait l'objet de 2 publications [L8] et [L9].

7.3. PERSPECTIVES

Notre étude s'est limitée aux bâtiments réguliers. Elle a consisté en l'étude de l'influence de l'élancement des structures en portiques en béton armé sur la valeur du facteur de comportement. En perspective, une étude similaire mais en considérant des structures en portiques irrégulières, telles que l'irrégularité en plan ou en élévation, pourrait faire l'objet d'une recherche future.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[A]

- [A1] **Abdollahzadeh G.H., Banihashemi M.R., Elkaee S., Esmaeelina Amiri M.** (2012) *Response Modification Factor of Dual Moment-resistant Frame with Buckling Restrained Brace (BRB)*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.146
- [A2] **Abdollahzadeh G., Kambakhsh A.M.** (2012) *Height Effect on Response Modification Factor of Open Chevron Eccentrically Braced Frames*, Iranica Journal of Energy & Environment, Vol. 3, No. 1, pp. 72-77
- [A3] **Abdollahzadeh G., Malekzadeh H.** (2013) *Response Modification Factor of Coupled Steel Shear Walls*, Civil Engineering Infrastructures, Vol. 1, No. 1, pp.15-26
- [A4] **Adam G. Theiss** (2005) *Modeling the Earthquake Response of Older Reinforced Concrete Beam-Column Building Joints*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Washington
- [A5] **Adeel Zafar** (2009) *Response Modification Factor of Reinforced Concrete Moment Resistant Frames in Developing Countries*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign
- [A6] **AFPS** (2002) *Le séisme de Molise (Italie) du 31 octobre 2002*, Rapport de mission de l'Association Française du génie parasismique
- [A7] **AFPS** (2003) *Le séisme de Bam (Iran) du 26 décembre 2003*, Rapport de mission de l'Association Française du génie parasismique
- [A8] **AFPS** (2004) *Le séisme des Saintes (Guadeloupe) du 21 novembre 2004*, Rapport de mission de l'Association Française du génie parasismique
- [A9] **Ahmed Hafez** (2012) *Seismic Response of Ground-Supported Circular Concrete Tanks*, PhD Thesis in Civil Engineering, Toronto, Ontario, Canada
- [A10] **Ahmed S.Y.** (2012) *Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Frames Using Pushover Analysis*, Al-Rafidain Engineering, Vol. 21, No. 3, pp. 28-45
- [A11] **Alain Capra, Victor Davidivici** (1984) *Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique*, Edition Eyrolles
- [A12] **Alain Pecker** (2006) *Dynamique des Structures et des Ouvrages*, Ecole Nationale des ponts et Chaussées

- [A13] **Albert Fuentes** (2005) *Béton Armé: Fissuration-Flèches, Redistribution d'efforts et Formation des Mécanismes de Ruptures*, OPU
- [A14] **Alemayehu Golia** (2011) *Assessment of Direct Displacement Based Seismic Design Philosophy for Reinforced Concrete Frame Buildings*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Addis Ababa
- [A15] **Anagnwstopoulou A., Zeris C., Karayannis C.** (2012) *Evaluation of the q Factor of Irregular RC Buildings Designed According to EC8*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.415
- [A16] **André Filiatrault** (1996) *Éléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures*, Edition de l'école Polytechnique de Montréal
- [A17] **Andrew Shaffu** (2011) *Comparison of Analysis Techniques for the Seismic Evaluation of an 88-Storey Reinforced Concrete Building*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, Ryerson University, Toronto, Ontario, Canada
- [A18] **Annan C.D., Youssef M.A., EL Naggat M.H.** (2009) *Seismic Overstrength in Braced Frames of Modular Steel Buildings*, Journal of Earthquake Engineering, 13, pp. 1-21
- [A19] **Applied Technology Council, ATC-3-06** (1978) *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, Redwood City, California
- [A20] **Applied Technology Council, ATC-19** (1995) *Structural Response Modification Factors*, Redwood City, California
- [A21] **Applied Technology Council, ATC-34** (1995) *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake Resistant Design*, Redwood City, California
- [A22] **Applied Technology Council, ATC-40** (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1, Redwood City, California
- [A23] **Applied Technology Council, ATC-72-1** (2010) *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*, Redwood City, California
- [A24] **Ashraf Habibullah S.E., Stephen Pyle S.E.** (1998) *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*, Structure Magazine
- [A25] **Ashtari P., Ansari A.** (2012) *Response Modification Factor for Reinforced Concrete T-shape Resistant Frame (RC-TRF)*, American Journal of Advanced Scientific Research, Vol. 1, Issue. 2, pp. 52-57
- [A26] **Ashutosh Bagchi** (2001) *Evaluation of the Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings*, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada

- [A27] **Avila J.A., Manzano J.C., Villegas L.A.** (2012) *Nonlinear Static Analysis (Push-over) and Inelastic Analysis of 3-Story, 6-Story, 9-Story and 17-Story RC Buildings of Ductile Frames Designed in Mexico City for Different Permissible Lateral Deformation Levels*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.0532
- [A28] **Aviram A., Mackie K.R., Stojadinovic B.** (2008) *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*, Technical Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California

[B]

- [B1] **Bachmann H.** (2003) *Seismic Conceptual Design of Building-Basic principles for Engineers, Architects, Buildings Owners, and Authorities*, Swiss Federal for Water and Geology
- [B2] **Bae S., Bayrak O.** (2008) *Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns*, ACI Structural Journal
- [B3] **BAEL 91** (1992) *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites*. Edition Eyrolles
- [B4] **Bai JiuLin, Ou JinPing** (2011) *Seismic Failure Mode Improvement of RC frame Structure based on Multiple Lateral Load Patterns of Pushover Analysis*, Science China, Technological Science, Vol.54, No.11, pp. 2825-2833
- [B5] **Balkaya C., Kalkan E.** (2004) *Relevance of R-Factor and Fundamental Period for Seismic Design of Tunnel form Buildings*, 13th Word Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, paper No. 3153
- [B6] **Barakat S.A., Malkawi A.I.H., Al-shatnawi A.S.** (1997) *A Step Towards Evaluation of the Seismic Response Factor in Multistorey Reinforced Concrete Frames*, Natural Hazards, Vol. 16, pp. 65-80
- [B7] **Barbat A.H., Vielma J.C., Oller S.** (2008) *Seismic Behaviour of Limited Ductility Buildings*, Ovidius University Annals Series: Civil Engineering, Vol. 1, No. 10
- [B8] **Barros R.C., Almeida R.** (2005) *Pushover Analysis of Asymmetric Three-Dimensional Building Frames*, Journal of Engineering and Management, Vol XI, No 1, pp. 3-12
- [B9] **Belejo A., Bento R., Bhatt C.** (2012) *Comparison of Different Computers Programs to Predict the Seismic Performance of the SPEAR Buildings by Means of pushover Analysis*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.2378
- [B10] **Belmouden Y., Lestuzzi P.** (2006) *Evaluation de la Vulnérabilité Sismique des bâtiments Existants en Suisse*, Rapport de Recherche, Lausanne

- [B11] **Belmouden Y., Lestuzzi P.** (2009) *An Equivalent Frame Model for Seismic Analysis of Masonry and Reinforced Concrete buildings*, Construction and Building Materials, Vol. 23, pp. 40-53
- [B12] **Benedetti A., Landi L., Malavolta D.** (2008) *On the Design and Evaluation of Seismic Response of RC Buildings According to Direct Displacement-Based Design Approach*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper No. 0424
- [B13] **Bento R., Falcao S., Rodrigues F.** (2004) *Nonlinear Static Procedures in Performance Based Seismic Design*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2522
- [B14] **Bertero V.V.** (1986) *Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC*, In Proceedings of 3rd U.S Conference on Earthquake Engineering, Charleston, Vol. 3, pp. 1663-1674, EERI
- [B15] **Boonyapinyo V., Choopool N., Warnitchai P.** (2008) *Seismic Performance Evaluation of Reinforced concrete Buildings by Static Pushover and Nonlinear Dynamic Analyses*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
- [B16] **Borzi B., Elnashai A.S.** (2000) *Assessment of Inelastic Response of buildings using Force and Displacement-Based Approaches*, The Structural Design of Tall Buildings, pp. 251-277
- [B17] **Borzi B., Elnashai A.S.** (2000) *Refined Force Reduction Factors for Seismic Design*, Engineering Structures, pp. 1244-1260
- [B18] **Bracci J., Kunnath S., Reinhorn A.** (1997) *Seismic Performance and Retrofit Evaluation for Reinforced Concrete Structures*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1 (123), pp. 3-10
- [B19] **Brooke N.J., Ingham J.M.** (2011) *The Effect of Reinforcement Strength on the Overstrength Factor for Reinforced Concrete Beams*, Proceedings of the 9th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Building an Earthquake-Resilient Society, Auckland, New Zealand
- [B20] **Bruneau M., Uang C.M., Whittaker A.** (1998) *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw- Hill, New York, pp. 381-409

[C]

- [C1] **Can Karageyik** (2010) *Displacement-Based Seismic Rehabilitation of Non-Ductile RC Frames with Added Shear Walls*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University

- [C2] **Cardone D., Di Cesare A., Ponzo F.C., Blonna B.** (2008) *Evaluation of Behaviour Factor for Flag-Shaped Hysteretic Models*, International Conference on Engineering Optimization, Rio de Janeiro, Brazil
- [C3] **Causevic M., Mitrovic S.** (2010) *Comparison Between Nonlinear Dynamic and Static Seismic Analysis of Structures According to European and US Provisions*, Bulletin of Earthquake Engineering
- [C4] **Chaitanya Paspuleti** (2002) *Seismic Analysis of an Older Reinforced Concrete Frame Structure*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Washington
- [C5] **Chia-Wei Wu, Qiang Xue** (2006) *Seismic Capacity Evaluation of Kouhu Elementary School building*, 4th International Conference on Earthquake Engineering Taipei, Taiwan, Paper No. 124
- [C6] **Choopool N., Boonyapinyo V.** (2011) *Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames with Various Ductility in Low Seismic Zone*, American Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 4, No. 1, pp. 17-36
- [C7] **Chopra A.K.** (1995) *Dynamics of Structures-Theory and Application to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey
- [C8] **Chopra A.K., Rakesh K. Goel** (1999) *Capacity - Demand - Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems*, Pacific Earthquake Engineering Research Center
- [C9] **Ciutina Liviu Adrian** (2003) *Assemblage et Comportement Sismique de Portiques en Acier et Mixtes Acier-Béton : Expérimentation et Simulation Numérique*, Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées, Rennes, France
- [C10] **CNBC** (2005) *Code National du Bâtiment – Canada 2005*, Conseil National de Recherches du Canada – Institut de Recherche en Construction, Ottawa, Ontario, Canada
- [C11] **Combescure D.** (2001) *Modélisation des Structures de Génie Civil Sous Chargement Sismique à L'aide de CASTEM 2000*, Rapport DM2S, Direction de L'énergie Nucléaire, Département Modélisation de Systèmes et Structures, Service D'études Mécaniques et thermiques
- [C12] **Cosmini G. Chioren** (2003) *Application of Pushover Analysis of Reinforced Concrete Bridge Model, Part I-Numerical Models*, Project Pocti/36019/99
- [D]**
- [D1] **Daniel Gay, Jacques Gambelin** (1999) *Dimensionnement des Structures : Une Introduction*, Hermes Science Publications

- [D2] **De Stefano M., Marino E.M., Paolo Rossi P.** (2006) *Effect of Overstrength on the Seismic Behaviour of Multi-Storey Regularity Asymmetric Buildings*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 4, pp. 23-42
- [D3] **Deierlein G.G., Reinhorn A.M., Willford M.R.** (2010) *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology
- [D4] **Domingues Costa J.L.** (2006) *Rigid-Plastic Seismic Design of Reinforced Concrete Structures*, PhD Thesis in Civil Engineering, Technical University of Denmark
- [D5] **Doneux Catherine** (2002) *Etude du Mécanisme de Transfert des Flexions à la Jonction Poutre Poteau dans les Structures en Portiques Mixtes Soumises à une Action Sismique*, Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège
- [D6] **Dowell R.K., Seible F., Wilson E.L.** (1998) *Pivot Hysteretic Model for Reinforced Concrete Members*, ACI Structural Journal
- [D7] **Dutta S.C., Chowdhury R.** (2012) *Effect of Gravity Loading on Inelastic Seismic Demand of Structures*, Journal of Earthquake and Tsunami, Vol. 6, No. 4 (16 pages)

[E]

- [E1] **Edward L. Wilson** (2002) *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering*, Third Edition, University of California at Berkeley
- [E2] **Ehsan Dezhdar** (2012) *Seismic Response of Cantilever Shear Wall Buildings*, PhD Thesis in Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver
- [E3] **Elezaby Y.K., Simmonds S.H.** (1992) *Modeling and Design of Unbraced Reinforced Concrete Frames*, Structural Engineering Report No. 175, University of Alberta
- [E4] **Elnashai A.S.** (2001) *Advanced Inelastic Static (Pushover) Analysis for Earthquake Applications*, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 12, No. 1, pp. 51-69
- [E5] **Elnashai A.S., Broderick B.M.** (1996) *Seismic Response of Composite Frames-II. Calculation of Behaviour Factors*, Engineering Structures, Vol. 18, No. 9, pp. 707-723
- [E6] **Elnashai A.S., Mwafy A.M.** (2002) *Overstrength and Force Reduction Factors of Multistorey Reinforced-Concrete Buildings*, the Structural Design of Tall Buildings 11, pp. 329-351
- [E7] **Eurocode 8** (2004) *Design for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, European standard EN 1998-1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels

[F]

- [F1] **Faggiano Beatrice** (2000) *Earthquake Resistant Steel Frames: A New Method for Ductile Design*, PhD Thesis in Civil Engineering, University of Federico II
- [F2] **Fajfar P.** (1999) *Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, No. 9, pp.979-993
- [F3] **Fajfar P.** (2000) *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*, Earthquake spectra, Vol. 16, pp. 573–592
- [F4] **Fajfar P.** (2002) *Structural Analysis in Earthquake Engineering a Breakthrough of simplified Nonlinear Methods*, 12th European Conference on Earthquake Engineering
- [F5] **Fajfar P., Fischinger M.** (1988) *N2- a Method for Non-linear Seismic Analysis of Regular Structures*, In 9th World Conference Earthquake Engineering, pp. 111-116, Tokyo, Japan
- [F6] **Fajfar P., Gaspersic P.** (1996) *The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of R/C Buildings*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.25, pp.31-46
- [F7] **Fajfar P., Krawinkler H.** (2004) *Performance-Based Seismic Design Concept and Implementation*, Proceedings of the International Workshop, Bled, Slovenia
- [F8] **Federal Emergency Management Agency (FEMA)** (1997) *NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Rep. FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Commentary), Washington, D.C.
- [F9] **Federal Emergency Management Agency (FEMA)** (2001) *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings 2000 Edition*, FEMA 368, Washington, D.C.
- [F10] **Federal Emergency Management Agency (FEMA)** (2003) *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other structures*, FEMA 450, Washington, D.C.
- [F11] **Fenwick R., Lau D., Davidson B.** (2002) *A Comparison of the Seismic Design Requirements in the New Zealand Loadings Standard with other Major Design Codes*, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 35, No. 3, pp. 190-203
- [F12] **Fischinger F., Fajfar, P.** (1990) *On the Response Modification Factors for Reinforced Concrete Buildings*, Proc. 4th U.S. Nat. Conf. Earthquake Eng., Palm Springs, California, Vol. 2, pp. 249-259
- [F13] **Filippou F.C., Issa A.** (1998) *Nonlinear Analysis of Reinforced concrete Frames Under Cyclic Load Reversals*, Report No. UCB/ EERC-88/12, University of California

- [F14] **Frederick Ellul, Dina D'Ayala** (2004) *On the Vulnerability Assessment of Modern Low Technology Engineered Residential Construction*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 880
- [F15] **Freeman S.A.** (1990) *On the Correlation of Code forces to Earthquake Demand*, Proceedings 4th U.S.-Japan Workshop on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC-15-3 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California
- [F16] **Freeman S.A.** (2004) *Review of the Development of the Capacity Spectrum Method*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 438, Vol. 41, No. 1, pp. 1-13

[G]

- [G1] **Goodsir W.J., Paulay T., Carr A.J.** (1983) *A study of the Inelastic seismic Response of Reinforced Concrete Coupled Frame-shear Wall structures*, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 16, No. 3, pp. 185-200
- [G2] **Gordon Chan** (2005) *Nonlinear Analysis of Multistorey Structures Using Nonlin*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University

[H]

- [H1] **Habib Labib Feghali** (1999) *Seismic Performance of Flexible Concrete Structures*, PhD Thesis, University of Texas at Austin
- [H2] **Haldar P., Singh Y.** (2009) *Seismic Performance and Vulnerability of Indian Code-Designed RC Frame Buildings*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 502, Vol. 46, No. 1, pp. 29-45
- [H3] **Hancock J., Bommer J.J., Stafford P.J.** (2008) *Numbers of scaled and Matched Accelerograms Required for Inelastic Dynamic Analysis*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp.1585-1607
- [H4] **Hosseini M., Sadeghi H.** (2012) *Evaluating the Seismic Performance of Multistory Buildings with Steel CBFs of Various Placements by Using Nonlinear Time-History Analysis*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.5618
- [H5] **Hosseinpour S.** (2012) *Estimation of the seismic Demand of the Reinforced Concrete Buildings which do not Meet the Ductility Criteria According to the Modern Standards*, American Journal of Science Research, Issue 68, pp. 16-24
- [H6] **Humar J.L., Rahgozar M.A.** (1996) *Concept of Overstrength in Seismic Design*, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 639

[I]

- [I1] **In Song Song** (2001) *Structural Reliability and Seismic Performance of Reinforced Concrete Building in the Performance-Based Design*, PhD Thesis in Civil Engineering, University of California
- [I2] **Intel M., Ozmen H.B.** (2006) *Effect of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings*, Engineering Structures, Vol. 28, pp. 1494-1502

[J]

- [J1] **Jaswant N. A., Sudhir K. J., Murty C.V.R.** (1997) *Seismic Response of RC Frame Building with Soft First Storeys*, Proceedings of CBRI Golden Jubilee Conference on National Hazards in Urban Habitat, New Delhi
- [J2] **Jaya Kashyap** (2009) *Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Adelaide
- [J3] **Jianguo N., Kai Q., Yan X.** (2006) *Pushover Analysis of the Seismic Behavior of a concrete-Filled Rectangular Tubular Frame Structure*, Tsinghua science and Technology, Vol. 11, No. 1, pp. 124-130
- [J4] **Jorge Luis Varela Rivera** (2003) *Development of R and C_d Factors for the Seismic Design of AAC Structures*, PhD Thesis in Civil Engineering, University of Texas at Austin

[K]

- [K1] **Kappos A.J.** (1999) *Evaluation of Behaviour Factors on the Basis of Ductility and Overstrength Studies*, Engineering Structures, Vol. 21, pp. 823-835
- [K2] **Kappos A.J., Manafpour A** (2001) *Seismic Design R/C Buildings with the Aid of Advanced Analytical Techniques*, Engineering Structures, Vol. 23, pp.319-332
- [K3] **Kappos A.J., Panagopoulos G.** (2004) *Performance-Based Seismic Design of 3D R/C Buildings Using Inelastic Static and Dynamic Analysis Procedures*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 444, Vol. 41, No.1, pp. 141-158
- [K4] **Katsanos E.I., Sextos A.G., Manolis G.D.** (2010) *Selection of Earthquake ground Motion Records: A State-of-the-art Review from a Structural Engineering Perspective*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 30, pp. 157-169
- [K5] **Kheyroddin A., Naderpour H.** (2007) *Plastic Hinge Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams*, International Journal of Civil Engineering. Vol. 5, No. 1

- [K6] **Kim J., Park J.** (2009) *Seismic Behavior Factors of Buckling-restrained Braced Frames*, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 33, No. 3, pp. 261-284
- [K7] **Kong Kian Hau** (2003) *Overstrenght and Ductility of Reinforced Concrete Shear-Wall Frame Buildings not Designed for Seismic Loads*, PhD Thesis in Civil Engineering, National University of Singapore
- [K8] **Korkmaz A., Sari A., Akbas B.** (2003) *An Evaluation of Pushover Analysis for Various Load Distributions*, 5th National Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey
- [K9] **Kotronis P.** (2000) *Cisaillement Dynamique des Murs en Béton Armé. Modèles Simplifiés 2D et 3D*, Thèse de Doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, France
- [K10] **Krawinkler H., Nassar A.A.** (1992) *Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demand and Capacities*, In Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, P. Fajfar and H. Krawinkler, Eds., Elsevier Applied Science, New York, USA
- [K11] **Kreslin M., Fajfar P.** (2010) *Seismic Evaluation of an Existing Complex Building*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, pp. 363-385
- [K12] **Kunnath S.K., Kalkan E.** (2004) *Evaluation of Seismic Deformation Demands Using Nonlinear Procedures in Multistory Steel and Concrete Moment Frames*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 445, Vol. 41, No. 1, pp. 159-181
- [K13] **Kunnath S.K., Valles-Mattox R.E., Reinhorn A.M.** (1996) *Evaluation of Seismic Damageability of a Typical R/C Building in Midwest United States*, 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico
- [K14] **Kwak H.G., Kim S.P., Kim J.E.** (2004) *Nonlinear Dynamic Analysis of RC Frames Using Cyclic Moment-Curvature Relation*, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 17, No. 3-4, pp. 357-378

[L]

- [L1] **Le Roux R.C., Wium J.A.** (2012) *Assessment of the Behaviour Factor for the Seismic design of Reinforced Concrete Structural Walls According to SANS 10160-Part 4*, Journal of the South African Institution of Civil Engineering, Vol. 54, No. 1, pp. 69-80, Paper 821
- [L2] **Lee T.H., Mosalam K.M.** (2004) *Probabilistic Fiber Element Modeling of Reinforced Concrete Structures*, Computers and Structures, Vol. 82, pp. 2285-2299
- [L3] **Lepage A., Delgado S.A., Dragovich J.J.** (2008) *Appropriate Models for Practical Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Frames*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China

- [L4] **Lepage A., Hopper M.W., Delgado S.A., Dragovich J.J.** (2010) *Best-fit Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Frames*, Engineering Structures, Vol. 32, pp. 2931-2939
- [L5] **Lestuzzi P., Belmouden Y., Trueb M.** (2007) *Non-linear Seismic Behavior of Structures with Limited hysteretic Energy Dissipation Capacity*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 5, pp. 549-569
- [L6] **Lestuzzi P., Badoux M.** (2011) *Génie parasismique conception et dimensionnement des bâtiments*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes
- [L7] **Lino J., Vassallo M.** (1996) *Inelastic Response Study of Reinforced Concrete Structures Under Dynamic Actions*, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1954
- [L8] **Louzai A., Abed A.** (2014) *Evaluation du Facteur de Comportement de Structures en Portique en Béton Armé en utilisant l'Analyse Pushover*, Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, N°5, pp. 18-28
- [L9] **Louzai A., Abed A.** (2015) *Evaluation of the Seismic Behavior Factor of Reinforced Concrete Frame Structures Based on Comparative Analysis between Non-linear Static Pushover and Incremental Dynamic Analysis*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 13, No. 6, pp. 1773-1793, DOI: 10.1007/s10518-014-9689-7
- [L10] **Lu X., Su N., Zhou Y.** (2011) *Nonlinear Time History Analysis of a Super-tall Building with Setback in Elevation*, The Structural Design of Tall and Special Buildings
- [L11] **Luis F. Ibarra, Helmut Krawinkler** (2005) *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Stanford University
- [L12] **Luis Gonzalez Sola** (2007) *Retrofitting of R/C Structures on Gravity Columns Using Inverted-Y Steel Bracing*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Puerto Rico
- [L13] **Luis Guillermo Daza Duarte** (1996) *Methodology to Evaluate Existing Reinforced Concrete frames Under Earthquake Loads*, PhD Thesis in Civil Engineering, University of Puerto Rico

[M]

- [M1] **MacGregor J.G.** (1992) *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Third Edition, Prentice Hall
- [M2] **Magliulo G., Capozzi V.** (2012) *Seismic Performance of R/C Frames with Overstrength Discontinuities in Elevation*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 10, pp. 679-694

- [M3] **Magliulo G., Ramasco R., Realfonzo R.** (2004) *Seismic Vulnerability of R/C Frames with Strength Irregularity in Elevation*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, paper No. 1519
- [M4] **Magliulo M., Maddaloni G., Cosenza E.** (2007) *Comparison Between Nonlinear Dynamic Analysis Performed According to EC8 and Elastic and Nonlinear Static Analyses*, Engineering Structures
- [M5] **Magliulo M., Maddaloni G., Cosenza E.** (2008) *Static and Dynamic Non Linear Analysis of Plan Irregular Existing R/C Frames Buildings*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
- [M6] **Mahdavi M., Mahdavi H., Ahmady H.R.** (2010) *Evaluation of Plastic Hinge Lengths in Conventional Pushover Analysis Method in Comparison with Nonlinear Dynamic Analysis*, IV European Conference on Computational Mechanisms, Palais des Congrès, Paris, France
- [M7] **Mahdi T., Soltan Gharai V.** (2011) *Plan Irregular RC Frames: Comparison of Pushover with Nonlinear Dynamic Analysis*, Asian Journal of Civil Engineering (Building and housing), Vol. 12, No. 6, pp. 679-690
- [M8] **Maheri M.R., Akbari R.** (2003) *Seismic Behavior Factor, R, for Steel X-braced and Knee-braced RC buildings*, Engineering Structures Vol. 25, pp. 1505-1513
- [M9] **Mahmoudi M.** (2003) *The Relationship Between Overstrength and Members Ductility of RC Moment Resisting Frames*, Pacific Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 026
- [M10] **Mahmoudi M.** (2009) *Determining the Maximum Lateral Displacement Due to the Sever Earthquakes without Using Nonlinear Analysis*, World Academy of Science, Engineering and Technology
- [M11] **Mahmoudi M., Haghollahi A., Moghimi G.H.** (2012) *Parametric Studies of Seismic Behavior of steel Frames Equipped with Yielding Elements*, Computational Methods in Civil Engineering, Vol. 3, No. 1, pp. 51-62
- [M12] **Mahmoudi M., Zaree M.** (2010) *Evaluating Response Modification Factors of Concentrically Braced Steel Frames*, Journal of Constructional Steel Research, pp. 1196-1204
- [M13] **Mahmoudi M., Zaree M.** (2013) *Performance Based Design Using Force Reduction Factor and Displacement Amplification Factors for BFS*, Asian Journal of Civil Engineering (BHRC) Vol. 14, No. 3, pp. xx-xx
- [M14] **Manafpour A.R., Abdeli M., Sadeghi A.** (2012) *Consistency of the Seismic Design and Rehabilitation Requirements for Frame Structures: Case Study of Iranian Seismic Codes*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.5604

- [M15] **Mander J.B., Priestley M.J.N.** (1988) *Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No 8, pp. 1827-1849
- [M16] **Manuel Alfredo Lopez Menjivar** (2004) *A Review of Existing Pushover Methods for 2-D Reinforced Concrete Buildings*, PhD Thesis in Earthquake Engineering, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School
- [M17] **Mario Paz, William Leigh** (2004) *Structural Dynamic: Theory and Computation, Updated with SAP2000*, Fifth Edition, Kluwer Academic Publishers
- [M18] **Massumi A., Tasnimi A.A., Saatcioglu M.** (2004) *Prediction of Seismic Overstrength in Concrete Moment Resisting Frames using Incremental Static and Dynamic Analysis*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, paper No. 2826
- [M19] **Mazzolani F.M., Piluso V.** (1996) *Theory and Design of Resistant Steel Frames*, E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, London SE1 8HN, UK
- [M20] **Mehrain M., Naeim F.** (2003) *'Exact' Three-Dimensional Linear and Nonlinear Seismic Analysis of Structures with Two-Dimensional Models*, Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 4, pp. 897-912
- [M21] **Mestat P.H., Prat M. et al.** (1999) *Ouvrages en interaction*, Hermès publications, Paris
- [M22] **Michael D. Symans, Nasim K. Shattarat, David I. McLean, William F. Cofer** (2003) *Evaluation of Displacement-Based Methods and Computer Software for Seismic Analysis of Highway Bridges*, Research Project T1804, Task7, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University
- [M23] **Michael W. Hopper** (2009) *Analytical Models for the Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Frames*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, University of Pennsylvania State
- [M24] **Miloud Hemsas** (2010) *Modélisation par Macro-éléments du Comportement Non Linéaire des Ouvrages à Voiles Porteurs en Béton Armé sous Action Sismique*, Thèse de Doctorat, Ecole Doctorale des Sciences pour l'ingénieur Université de Bordeaux 1, France.
- [M25] **Miranda E.** (1997) *Strength Reduction Factors in Performance-Based Design*, National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley
- [M26] **Miranda E., Bertero V.V.** (1994) *Evaluation of Strength reduction Factors for Earthquake-Resistant Design*, Earthquake Spectra, Vol. 10, No. 2
- [M27] **Mitchell D., Paultre P.** (1994) *Ductility and Overstrength in Seismic Design of Reinforced Concrete Structures*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, pp. 1049-1060

- [M28] **Mitchell D., Tremblay R., Karacabeyli E., Paultre P., Saatcioglu M., Anderson D.L.** (2003) *Seismic force modification factors for the proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 30, pp. 308–327
- [M29] **Moehle J.P., Hooper J.D., Lubke C.D.** (2008) *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers*, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, U.S. Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology
- [M30] **Moein Amini A., Majd M., Hosseini M.** (2012) *A Study on the Effect of Bracing Arrangement in the Seismic Behavior Buildings with Various Concentric Bracings by Nonlinear Static and Dynamic Analyses*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.0301
- [M31] **Mohamed Nour El-Din Abd-Alla** (2007) *Application of Recent Techniques of Pushover for Evaluating Seismic Response Performance of Multistory Buildings*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, Cairo University, Egypt
- [M32] **Mohd Zahid M.Z.A., Robert D., Shahrin F.** (2013) *An Evaluation of Overstrength Factor of Seismic Designed Low Rise RC Buildings*, Procedia Engineering, Vol. 53, pp. 48-51
- [M33] **Monavari B., Massumi A.** (2012) *Estimating Displacement Demand in Reinforced Concrete Frames using some Failure Criteria*, International Journal of Advanced Structural Engineering
- [M34] **Mondal A., Ghosh S., Reddy G.R.** (2013) *Performance-based Evaluation of the Response Reduction Factor for Ductile RC Frames*, Engineering Structures
- [M35] **Mousseau Sébastien** (2005) *Etude du Comportement Structural d'un Bâtiment en Béton Armé a Haute Performance sous Charges Sismiques par Essais pseudo-dynamiques et Modélisation Non Linéaire*, Thèse de Doctorat en Génie Civil, Université de Sherbrooke, Canada
- [M36] **Mwafy A.M., Elnashai A.S.** (2001) *Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Building*, Engineering Structures, Vol. 23, pp. 407-424
- [M37] **Mwafy A.M., Elnashai A.S.** (2002) *Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 6, No. 2, pp. 239-273

[N]

- [N1] **Nassar A., Oстераas, J., Krawinkler, H.** (1992) *Seismic Design Based on Strength and Ductility Demands*, Proceeding of the Earthquake Engineering Tenth World Conference, Belkema, Rotterdam, pp. 5861-5866.

- [N2] **Naumoski N.** (1988) *Representative Ensembles of Strong Earthquake Records*, CAEE-The Canadian Association for Earthquake Engineering, <http://www.cae.uottawa.ca/>
- [N3] **Naumoski N., Staatcioglu M., Lin L., Amiri-Hormozaki K.** (2006) *Evaluation of the Effects of Spectrum-compatible Seismic Excitations on the Response of Medium-height Reinforced Concrete Frame Buildings*, Canadian Journal on Civil Engineering, Vol. 33, pp. 1304-1319
- [N4] **Nelson Lam et al** (1998) *The Ductility Reduction Factor in the Seismic Design of Buildings*, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, pp. 749-769
- [N5] **Newmark N.M., Hall, W.J.** (1982) *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, EERI, Okland, CA, U.S.A
- [N6] **Nie Jianguon Qin Kai, Xiao Yan** (2006) *Pushover Analysis of the Seismic Behavior of a Concrete-Filled Rectangular Tubular Frame Structure*, Tsinghua Science and Technology, Vol. 11, No. 1, pp.124-130

[O]

- [O1] **Otani S.** (1981) *Hysteretic Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis*, Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. XXXVI, No. 2, pp. 407-441
- [O2] **Otani S.** (2004) *Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings Past and Future*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 2, No.1, pp. 3-24

[P]

- [P1] **Padmakar Maddala** (2013) *Pushover Analysis of Steel Frames*, Master of Science Thesis in Structural Engineering, National Institute of Technology, Rourkela, Orissa-769008
- [P2] **Park R., Paulay T.** (1975) *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Inc., Canada
- [P3] **Patel B., Shah D.** (2010) *Formulation of Response Reduction Factors for RCC Framed Staging of Elevated Water Tank Using Static Pushover Analysis*, Proceedings of the World Congress on Engineering, London, U.K.
- [P4] **Paul D.K., Yogendra Singh, Husain K. Jarallah, Mukund Joshi** (2006) *Seismic Evaluation of Ward Block of GTB Hospital*, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper No.312
- [P5] **Paulay T., Priestly M.J.N.** (1992) *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Edition John Wiley and Sons, Inc

- [P6] **Paultre P., Légeron M.** (2008) *Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns*, Journal of Structural Engineering © ASCE
- [P7] **Penelis G.E., Kappos A.J.** (1997) *Earthquake-Resistant Concrete Structures*, E & FN SPON Editions
- [P8] **Phung Ngoc Dung** (2011) *Seismically Retrofitting Reinforced Concrete Moment Resisting Frames by Using Expanded Metal Panels*, Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences Appliquées, Université de Liège
- [P9] **Plasticier L., Amadio C., Fragiaco M.** (2008) *Non-linear Seismic Analysis and Vulnerability Evaluation of a Masonry Building by means of the SAP2000 V.10 code*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp. 467-485
- [P10] **Popovics S.** (1973) *A Numerical Approach to the Complete Stress Strain Curve of Concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 3, N°5

[Q]

- [Q1] **Qingxuan S., Qiuwei W., Jinjie M., Kun Y.** (2008) *Displacement Based Seismic Evaluation of R.C. Frames-Shear Wall Model Structures*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China

[R]

- [R1] **Rahgozar M.A., Humar J.L.** (1998) *Accounting for Overstrength in Seismic Design of Steel Structures*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, pp. 1-15
- [R2] **Rahman M.K., Ajmal M., Baluch M.H., Celep Z.** (2012) *Nonlinear Static Pushover Analysis of an Eight Story RC Frame-Shear Wall Building in Saudi Arabia*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.4956
- [R3] **Rahmani Z., Naghipour M., Amiri J.V., Karimnezhad R.** (2013) *Comparing Seismic Parameters in Dual Systems Equipped with Concentric and Eccentric Braces and Side Plate Connection*, Middle-East Journal of scientific research, Vol. 14, No.3, pp. 300-308
- [R4] **Rainer J.H.** (1987) *Force Reduction factors for the Seismic Provisions of the National Building Code of Canada*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 14, pp. 447-454
- [R5] **Rasmita Tripathy** (2012) *Pushover Analysis of R/C Setback Building Frames*, Master of Technology Thesis in Civil Engineering, National Institute of Technology Rourkela, Orissa-769 008, India
- [R6] **Règlement Parasismique Algérien RPA99/Version 2003** (2003) Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie

- [R7] **Richard F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L.** (1928) *A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses*, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, pp. 104
- [R8] **Riddell R.** (2008) *Inelastic Response Spectrum: Early History*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp. 1175-1183
- [R9] **Rohit Bansal** (2011) *Pushover Analysis of Reinforced concrete Frame*, Master of Engineering Thesis in Civil Engineering, Thapar University, India
- [R10] **Rojhan C.** (1988) *An Investigation of Structural Response Modification Factors*, Proc. 9th World Conf. Earthquake Engrg., Tokio-Kyoto, Japan, Vol. V, pp. 1087-1092.
- [R11] **Rojhan C., Hart G.C.** (1988) *U.S. Code Focusing on R-Factor of UBC, ATC-3, and NEHRP*, Construction Practices, Applied Technology Council, pp. 41-48.
- [R12] **Rozman M., Fajfar P.** (2009) *Seismic Response of a RC Frame Building Designed According to Old and Modern Practices*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 7, pp. 779-799

[S]

- [S1] **Saatcioglu M., Humar J.M.** (2003) *Dynamic Analysis of Buildings for Earthquake-Resistant Design*, Canadian Journal on Civil Engineering, Vol. 30, pp. 338-359
- [S2] **Sadjadi R., Kianoush M.R.** (2008) *Response Modification Factors for Reinforced Concrete Liquid Containing Structures*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper No. 049
- [S3] **Sadjadi R., Kianoush R.** (2004) *Effect of Modeling Features on Response of Reinforced Concrete Frames*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 518
- [S4] **Saidi M., Sozen M.A.** (1981) *Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures*, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, pp. 937-952
- [S5] **Salem Y.S., Sham K.** (2012) *Nonlinear Time-History Analysis of Modular Structures Isolated by Sliding Plates under Seismic Loads*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Paper No.5703
- [S6] **Samantha Kessler** (2010) *A Study of the Seismic Response Modification Factor for Log Shear Walls*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, Kansas State University
- [S7] **Sanchez-Ricart L., Plumier A.** (2008) *Parametric Study of Ductile Moment-Resistant Steel Frames: A First Step Towards Eurocode 8 Calibration*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37, pp. 1135-1155

- [S8] **SAP2000** (2009) *Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V14*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California
- [S9] **Sathish Kumar Ramamoorthy** (2006) *Seismic Fragility Estimates for Reinforced Concrete Framed Buildings*, PhD Thesis in Civil Engineering, Texas A&M University
- [S10] **Serhan Bakir** (2006) *Evaluation of Seismic Response Modification Factors for Steel Frames by Nonlinear Analysis*, Master of Science Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University
- [S11] **Sermin Oguz** (2005) *Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures*, Master's Thesis, The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University
- [S12] **Sezen H., Whittaker A.S., Elwood K.J., Mosalam K.M.** (2003) *Performance of Reinforced Concrete Buildings During the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake, and Seismic Design and Construction Practise in Turkey*, Engineering Structures, Vol. 25, pp. 103-114
- [S13] **Sigmund A. Freeman** (2004) *Review of the Development of the Capacity Spectrum Method*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No.438, vol. 41, No. 1, pp. 1-13
- [S14] **Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F.** (1996) *Fibre Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: Part II. Applications*, Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 25, pp. 727-742
- [S15] **Suarez V.A., Hurtado J.C.** (2008) *Moment-Curvature and Shear Strength Analysis of Reinforced Concrete Sections*, Virtual Laboratory for Earthquake Engineering (www.utpl.edu.ec/vlee), Universidad Técnica particular de Loja, Ecuador
- [S16] **Sucuoglu H., Gur T., Selim Gunay M.** (2004) *Performance-Based Seismic Rehabilitation of Damaged Reinforced Concrete Buildings*, Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 10, pp. 1475-1486

[T]

- [T1] **Taflampas I., Psycharis I.N.** (2008) *Investigation of the Effect of the Ground Motion Characteristics on the R_y - μ Relation for the Inelastic Response of SDOF Structures*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China
- [T2] **Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N.** (1970) *Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes*, Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573
- [T3] **Talebi S., Kianoush M.R.** (2004) *Behavior of Reinforced Concrete Frames Designed for Different Levels of Ductility*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 505

- [T4] **Tande S.N., Ambekar R.V.** (2013) *An Investigation of Seismic Response Reduction Factor for Earthquake Resistant Design*, International Journal of Latest Trends in Engineering and Technology, Vol. 2, Issue 4, pp. 391-396
- [T5] **Tavio T., Tata A.** (2009) *Predicting Nonlinear Behavior and Stress-Strain Relationship of Rectangular Confined Reinforced Concrete Columns with ANSYS*, Civil Engineering Dimension, Vol. 11, No. 1, pp. 23-31
- [T6] **Tavio T., Wimbadi I., Kusuma Negara A., Tirtajaya R.** (2009) *Effects of Confinement in Interaction Diagrams of Square Reinforced Concrete Columns*, Civil Engineering Dimension, Vol. 11, No. 2, pp. 78-88
- [T7] **Tso W.K., Naumoski N.** (1991) *Period-Dependent Seismic Force Reduction Factors for Short- Period Structures*, Can. J. Engrg., Vol. 18, pp. 568-574.

[U]

- [U1] **Uang C.M.** (1991) *Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28
- [U2] **Uang C.M., Bertero V.V.** (1986) *Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 0.3-Scale Model of a Six-Story Concentrically Braced Steel Structure*, Rep. No. UCB/EERC-86/10, University of California, Berkeley, California
- [U3] **UBC 97** (1997) International Conference of Building Officials, Whittier, California

[V]

- [V1] **Vamvatsikos D., Cornell C.A.** (2002) *Incremental Dynamic Analysis*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514
- [V2] **Varela J., Tanner J., Klingner R.** (2004) *Development of Response Modification Coefficient and Deflection Amplification Factor Design of ACC Structural Systems*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1058
- [V3] **Vielma J.C., Barbat A., Oller S.** (2010) *Non Linear Structural Analysis. Application for Evaluating Seismic Safety*, Structural Analysis, pp. 101-128
- [V4] **Vijayakumar A.** (2012) *Pushover Analysis of Existing Reinforced Concrete Framed Structures*, European Journal of Scientific Research, Vol. 71, No. 2, pp. 195-202

[W]

- [W1] **Wang D., Wang L.** (2011) *Nonlinear Analysis of the New Composite Frame Structure*, International Journal of Nonlinear Science, Vol. 11, No. 2, pp. 213-219

- [W2] **Wen-Cheng Liao** (2010) *Performance-Based Plastic Design of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Moment Frames*, PhD Thesis in Civil Engineering, University of Michigan
- [W3] **Whittaker A.S., Hart G.C., Rojhan C.** (1999) *Seismic Response Modification Factors*, Journal of Structural Engineering, pp. 438-444
- [W4] **Whittaker A.S., Uang, C.M., Bertero V.V.** (1987) *Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of a 0.3-Scale Model of a Six-Story Eccentrically Braced Steel Structure*, Rep. No. UCB/EERC-87/02, University of California, Berkeley, California
- [W5] **Wu CW, Xue Q** (2006) *Seismic Capacity Evaluation of Kouhu Elementary School Buildings*, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, Paper No. 124

[Y]

- [Y1] **Yasin MF** (2010) *Selection, Scaling and Simulation of Input Ground Motion for Time History Analysis of Structures*, Seminar and lunch on Earthquake Engineering and Historic Masonry, University of Minho
- [Y2] **Youssef Belmouden** (2004) *Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre*, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la terre, N°26, pp. 1 – 10

[Z]

- [Z1] **Zeris C.A., Tassios T.P., Lu Y., Zhang G.F.** (1992) *Influence of Irregularity on the q Factor of RC Frames*, Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam

Résumé

Le facteur de comportement R (noté q dans le code parasismique européen, l'Eurocode 8) de structures en portique en béton armé est évalué sur la base d'analyse comparative entre l'analyse statique non linéaire (analyse pushover) et l'analyse dynamique non linéaire (analyse dynamique incrémentale). A cet effet, trois portiques plans en béton armé d'élancements différents sont considérés ; il s'agit d'un portique de faible élancement de 3 niveaux (portique R+2), d'un autre moyennement élancé à 6 niveaux (portique R+5) et d'un troisième portique élancé avec 9 niveaux (portique R+8). Les trois portiques ont été dimensionnés suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003. Des analyses statiques non linéaires (analyse pushover) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversée et des analyses dynamiques non linéaires (analyse dynamique incrémentale) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés ont été effectuées pour chaque portique, et ce dans le but de calculer les paramètres du facteur R, à savoir : le facteur de ductilité et le facteur de sur-résistance. Plusieurs critères de ruine, aussi bien au niveau de l'élément structural poutre ou poteau qu'au niveau de la structure, sont pris en considération dans le but d'évaluer la ruine de la structure en portique. Les résultats obtenus des analyses statique et dynamique non linéaires sont alors comparés. Selon les résultats d'analyses, il est observé que la valeur du facteur de comportement, R, diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux dans le cas des analyses pushover, alors que dans le cas des analyses dynamiques incrémentales, la tendance observée n'est pas la même : la valeur du facteur de comportement, R, augmente avec l'augmentation du nombre de niveaux. Ce résultat montre que la valeur du facteur de comportement dépend entre autres de l'élancement de la structure, paramètre non pris en compte dans les codes parasismiques. A la lumière des informations obtenues à partir des analyses dynamiques incrémentales, il est observé que la valeur du facteur R adoptée par le code RPA99/version2003 est surestimée, spécialement pour la structure en portique de faible élancement, en l'occurrence le portique R+2.

Mots clés : Facteur de comportement, Facteur de sur-résistance, Facteur de ductilité, Analyse statique non linéaire, Analyse dynamique non linéaire, Structures en portique en béton armé.

Abstract

The seismic behavior factor R (noted q in the european seismic design code, the Eurocode 8) of reinforced concrete frame structures is evaluated based on comparative analysis between non-linear static pushover and non-linear incremental dynamic analyses. For this purpose, three-, six-, and nine-storey reinforced concrete frame structures, considered as low-, medium-, and high-rise frame, respectively, were designed according to reinforced concrete code BAEL 91 and algerian seismic code RPA 99/Version 2003. Non-linear static pushover analysis using inverted triangular loading pattern and incremental dynamic analysis using a set of 7 time-history earthquake records were carried out to compute the R factor components, such as ductility and overstrength factors, with the consideration of failure criteria at both member and structural levels. The results obtained by non-linear static pushover and incremental dynamic analyses are compared. According to the analysis results, it is observed that in the case of non-linear static pushover analysis, the value of the seismic behavior factor decreases as the number of stories increases, whereas in the case of non-linear incremental dynamic analysis, the trend observed is not the same: the value of the seismic behavior factor increases as the number of stories increases. This result shows that the value of the seismic behavior factor depends, among others parameters, on the height of a structure, which parameter is not taken into account by the seismic design codes. In the light of the information obtained from incremental dynamic analyses, it is observed that the value of the seismic behavior factor adopted by the seismic design code RPA 99/Version 2003 is overestimated, especially for low-rise frame structure.

Keywords: Seismic behaviour factor, Overstrength factor, Ductility factor, Non-linear static pushover analysis, Non-linear incremental dynamic analysis, Reinforced concrete frame structures
