

UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF
FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : **GENIE CIVIL**

Option: **Structure et géotechnique**

Présenté par :

FOURN Hocine

Titre :

EFFET DE LA TORSION EN PLAN SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE
DES STRUCTURES DES BATIMENTS

Soutenu devant le jury composé de :

- BOULEKBACHE Bensaid	Maître de conférences A (UHB-Chlef)	Président
- BENYOUCEF Samir	Maître de conférences A (UDL Sidi Belabes)	Examineur
- AIT ATMANE Hassen	Maître de conférences A (UHB-Chlef)	Examineur
- HAMRAT Mustapha	Maître de conférences A (UHB-Chlef)	Examineur
- BRANCI Taïeb	Professeur (UHB-Chlef)	Encadreur

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : **GENIE CIVIL**

Option: **Structure et géotechnique**

Présenté par :

FOURN Hocine

Titre :

**EFFET DE LA TORSION EN PLAN SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE
DES STRUCTURES DES BATIMENTS**

Remerciements

Louange à ALLAH l'unique, le clément et le miséricordieux, qui grâce a lui que ce travail a pu voir le jour.

Je voudrais exprimer tout d'abord mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance et gratitude à mon directeur de mémoire monsieur BRANCI Taïeb, professeur encadreur à l'Université de Chlef, pour toute la confiance qu'il m'a accordé, pour son souci permanent, pour ces conseils et suggestions bienveillantes et pour sa grande disponibilité.

J'adresse également mes profonds remerciements au président de jury Mr. BOULEKBACHE Bensaid, maître de conférences à l'Université de Chlef de l'honneur qu'il m'a fait en acceptant la présidence du jury de ce mémoire.

J'exprime aussi ma profonde gratitude à Mr HAMRAT Mustapha , maître de conférences à l'Université de Chlef, Mr BENYOUCEF Samir , maître de conférences à l'UDL sidi belabes , Mr. AIT ATMANE Hassen, maître de conférences à l'université de Chlef de m'avoir honoré en acceptant d'examiner ce travail.

De même, je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements à ma famille pour sa présence et son appui, ainsi qu'à bourada sofiane et batou belaid, qui m'ont toujours encouragé à poursuivre mes étude et m'aider à réaliser ce travail.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce mémoire.

Titre : Effet de la torsion en plan sur le comportement sismique des structures des bâtiments

Resumé : Pour évaluer la réponse de torsion non élastique des bâtiments dus à différents paramètres tels que la distribution dissymétrique de masse ou des charge latérales ou les éléments de résistance dans le plan de la structure ou le comportement non élastique des éléments et de la perte de résistance d'un tel élément pendant un tremblement de terre, une analyse non-linéaire tridimensionnelle complète est un outil puissant pour évaluer une réponse si non-linéaire. Les résultats des analyses statique non-linéaires d'un bâtiment voile portique en béton armé avec différentes excentricités était modélisé avec différent paramètres. L'importance de différents paramètres tels que la discontinuité des éléments de résistance latéraux, la distribution dissymétries de la masse ou la résistance dans le plan de la structure, excentricité accidentelle comme prescrite par code et effet de la non-linéarité géométrique (P-Delta) sur la réponse latéral-de torsion non élastique des structures ont été étudiés. Les procédures d'analyse emploient les modèles analytiques tridimensionnels statiques non-linéaires développés par le programme sap2000V 15. L'étude des résultats pour différents modèles avec différentes excentricités montre clairement l'effet de la torsion non élastique en comparaison avec de la torsion élastique sur la réponse des structures.

العنوان: تأثير الالتواء الأفقي على السلوك الزلزالي لهياكل المباني

الملخص: لتقييم استجابة المباني للالتواء غير مرن بسبب معايير مختلفة مثل التوزيع غير متماثل للكتلة أو تحميل الجانب أو انهيار عناصر المقاومة في المستوي من الهيكل أو سلوك غير مرن من العناصر أو خسارة المقاومة لمثل هذا العنصر أثناء وقوع زلزال، تحليل غير خطي ثلاثي الأبعاد كامل هو أداة قوية لتقييم استجابة غير خطية. نتائج التحليل غير الخطي لبنانية من الخرسانة المسلحة بمعايير مختلفة مثل انقطاع المقاومة الجانبية ، عدم التماثل في توزيع الكتلة أو القوة للهيكل، و الانحراف العرضي (p-delta) على استجابة الهياكل الجانبية تمت دراستها . الإجراءات التحليلية التي تستخدم نماذج ثلاثية الأبعاد ثابتة و الغير الخطية وضعها البرنامج . sap2000V 15 . نتائج الدراسة لنماذج مختلفة غير متطابقة يبين بوضوح تأثير الالتواء غير مرن على استجابة الهياكل.

Title: effect of torsion plan on the seismic behavior of structures of buildings

Abstract: To evaluate the response of inelastic torsion buildings due to various parameters such as asymmetric mass distribution or side load or resistance elements in the plane of the structure or the inelastic behavior of the elements and loss resistance of such an element during an earthquake , a full three-dimensional nonlinear analysis is a powerful tool for assessing response if nonlinear. The results of the nonlinear static analysis of a vessel sailing reinforced concrete porch with different eccentricities were modeled with different parameters. The importance of various parameters such as the discontinuity of the lateral resistance , distribution asymmetries of the mass or strength in the plane of the structure , accidental eccentricity as required by code and the effect of geometric nonlinearity (P- Delta) on the lateral - torsional response inelastic structures were studied. The analytical procedures employing three-dimensional nonlinear static analytical models developed by the program sap2000V 15 The study results for different models with different eccentricities clearly shows the effect of the inelastic torsion compared to the elastic twist on response structures .

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I Recherches antérieurs	4
II.1 Introduction	4
II .2 Les travaux précédents	4
II .3. Conclusion	11
Chapitre II Méthodes d'analyse et dispositions règlementaires	12
I.1 Introduction	12
I.2 Généralités	12
I.2.1 Origine des tremblements de terre	12
I.2.2 Caractérisation des accélérogrammes	12
I.2.2 Les méthodes d'analyses	13
I.2.2.1 Méthode élastiques linéaires	14
a- Méthode statique équivalente	14
b- Méthode d'analyse modale spectrale	14
c- Méthode d'analyse temporelle élastique	14
I.2.2.2 Méthode non-linéaires et inélastiques non-linéaires	14
a- Méthode d'analyse plastique	14
b- Méthode d'analyse Pushover	14
c- Méthode d'analyse temporelle inélastique	15
d- Méthode d'analyse modale pushover	15
I.2.3 Les origines de la non-linéarité dans un système structurel	17
I.2.3.1 Variation de la masse	17
I.2.3.2 Variation de l'amortissement	17
I.2.3.3 Variation de la rigidité	17
a- Non-linéarité géométrique	18
b- Non-linéarité mécanique	18

- Modèle élasto-plastique	18
- Modèle Takeda	19
- Modèle γ	20
- Modèle Q	21
I.2.4 Ductilité de la structure	21
I.2.4.1 Ductilité locale	21
I.2.4.2 Ductilité globale	22
I.2.4.3 Ductilité globale des ossatures en portique	22
I.2.4.4 Facteur de comportement structural	22
I.2.5 Notions sur les spectres	23
a) Spectre de réponse élastique	23
b. Spectre de calcul	24
I.3 Principes de conception	25
I.3.1 Réponse sismique d'un bâtiment	25
I.3.1.1 Réponse en élévation	25
I.3.1.2 Réponse dans le plan (Les centres de masse et de rigidité)	26
a- Centre de masse	27
b- Centre de rigidité	27
I.3.2 Influence de la configuration du bâtiment sur la réponse sismique	27
I.4 Considération de la réponse à torsion dans la conception des structures	29
I.4.1 Sources de réponse de la torsion	29
La torsion naturelle	29
La torsion Accidentel	30
I.4.2 Exemples de destructions de structures	30
I.4.3 Dispositions de torsion en codes sismiques de conception	31
I.4.3.1 Le règlement RPA 99 version 2003	32
I.4.3.2 IBC et ASCE/SEI 7	32
I.4.3.3 Eurocode 8	33
I.4.3.4 NBCC	34
I.4.3.5 KBCS	36
I.4.4 Comparaison des excentricités de conception	36
I.5.Conclusion	38
Chapitre III méthode d'analyse pushover	39

III.1 introduction	39
III.2.1 définition de l'analyse pushover	39
III.2.2 origine de l'analyse pushover	40
III.2.3 but de l'analyse pushover	40
III.2.4 formulation de l'analyse pushover	41
III.3 principes théoriques du calcul pushover	43
III.3.1 courbe de capacité	44
III.3.2 point de performance	45
III.4 conclusion	46
CHAPITRE IV :Applications numériques au calcul de la réponse des structures	47
IV.1 Introduction	47
IV.2 Pré dimensionnement de la structure étudié	48
IV.2.1 Présentation des actions sismiques	48
IV.2.2 Vérification des déplacements relatifs horizontaux	50
VI.3. Application numérique sur les modèles choisis	51
IV.4. Evaluation et comparaison la variation du phénomène d'irrégularité	
due à la torsion selon différent codes parasismiques.	58
IV.4.1. Caractéristique dimensionnelle du bâtiment	59
IV.4.2. Calcul des excentricités du plancher terrasse	60
IV.5. Conclusion	64
V- Conclusion générale	65

Chapitre II

Figure 2.1 : Accélérogramme du séisme Kobe	13
Figure 2.2: Méthodes d'analyse élastique et inélastique	16
Figure 2.3: Modèle élasto-plastique	19
Figure 2.4: Modèle Takeda	20
Figure 2.5: Modèle γ	20
Figure 2.6: Modèle Q	21
Figure 2.7: Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse	24
Figure.2.8: Effets des forces latérales sur un bâtiment.	26
Figure 2.9: Les déplacements relatifs des planchers.	26
Figure 2.10 Configurations en plan des bâtiments.	28
Figure.2.11 Configuration verticale.	29
Figure.2.12: Effondrement d'un bâtiment par torsion en raison d'une disposition asymétrique des murs assurant le contreventement (séisme d'Anchorage, Alaska, 27 mars 1964).	30
Figure.2.13: Effondrement dû à la torsion, El Asnam 1980.	31
Figure.2.14 : Dommages sismiques dus à la torsion d'ensemble, séismes de Tokachi-Oki, Japon.	31

Chapitre III

Figure 3.1 : signification physique de la courbe de capacité	40
Figure 3.2: Endommagement correspondant	40
Figure 3.3 courbe pushover	42
Figure 3.4 : Calcul Pushover et courbe de capacité	43
Figure 3.5 Courbe de Capacité	44
Figure 3.6 Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité	45.

Figure 3.6 Point de performance – principe de réduction du spectre 45

Chapitre VI

Figure 4.1: Configuration et vue en plan de la structure. 48

Figure 4.2 : les déplacements maximum des plancher (sens x) calculé par la méthode modale Spectrale 52

Figure 4.3 : les déplacements maximum des plancher (sens x) calculé par la méthode puchover 53

Figure 4.4 : les déplacements maximum des plancher (sens y) calculé par la méthode modale spectrale 54

Figure 4.5 : les déplacements maximum des plancher (sens y) calculé par la méthode puchover 54

Figure 4.6 : les rotations maximum des plancher calculé par la méthode modale spectrale 56

Figure 4.7 : les rotations maximum des plancher calculé par la méthode pushover 56

Figure 4.8 : effort tranchant à la base par la méthode pushover 57

Figure 4.9 : effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale 58

Figure 4.10 : moment de torsion à la base par la méthode pushover 58

Figure 4.11 : moment de torsion à la base par la méthode modale spectrales 59

Figure 4.12: Configuration et vue en plan de la structure. 60

Chapitre II

Tableau 2.1 Comparaison des excentricités de conception dans

Différents codes Internationaux 37

Chapitre VI

Tableau 4.1 : Dimension des poutres et des poteaux de la structure 47

Tableau 4.2: Distribution des charges latérales. 49

Tableau 4. 3 : Caractéristique dynamique de la structure. 50

Tableau 4.4 : Résume les résultats de la vérification des déplacements inter-étages. 50

Tableau 4.5: Différents sections et leurs ferrailages. 51

Tableau 4.6 : Présentation des centres des masses et les excentricités. 51

Tableau 4.7 : Centre de masse et rigidité. 59

Tableau.4.8.: les excentricités primaires et secondaire selon l'axe « x » 62

Tableau.4.9.: les excentricités primaires et secondaire selon l'axe « y » 63

INTRODUCTION GENERALE

Introduction

La retenue de la protection des bâtiments contre les tremblements de terre se concentrent principalement à empêcher l'effondrement de la structure pendant un Tremblement de terre grave. Dans les années récentes beaucoup de chercheurs ont été concernés par le développement des nouveaux systèmes structuraux sismiques qui peuvent améliorer l'exécution sismique des bâtiments.

Pendant les tremblements de terre, les structures habituellement éprouveront la vibration de torsion en plus des oscillations latérales. Une des sources principales pour la réponse de torsion des structures est la distribution dissymétrie de la masse et les éléments de résistance aux charges latérales dans le plan de la structure qui est généralement excentricité de la masse ou de rigidité. Les différents types de réponse de torsion peuvent se produire en structures symétriques en cas de mouvement au sol non-uniforme le long de la base de la structure ou du comportement non élastique des éléments et de la perte de résistance d'un tel élément. Cette recherche est principalement concentrée sur le dernier cas qui peut se produire même pendant le mouvement au sol de tremblement de terre modéré.

En cas de tremblements de terre extrêmes ou même modérés, la plupart des structures se comportent inélastiquement. En raison de ce comportement non élastique, les vibrations latérales de torsion couplées de la structure peuvent être sensiblement plus hautes que ceux prévues par l'analyse linéaire-élastique. Dès qu'un des éléments de résistance latérale rapportera, la position du centre de la rigidité changera et ceci peut induire un changement crucial de l'excentricité de la structure entière.

Le but de cette recherche est d'étudier les effets de différents types de la torsion et particulièrement la torsion non élastique et les effets des différents paramètres sur la réponse de torsion non-linéaire des bâtiments tels que l'augmentation de l'excentricité de la rigidité et de la force, la distribution sage de masse.

1.2 STRUCTURE DU DOCUMENT

Nous avons choisi pour cela de travailler en cinq étapes présentées sous forme de cinq chapitres dans ce mémoire. La présente introduction générale définit la problématique du sujet et les objectifs recherchés.

Chapitre I :

Etudes bibliographiques relatives aux travaux effectués et les investigations sur la réponse de torsion et l'accouplement latéral de torsion des bâtiments symétriques ou asymétriques qui ont été conduites pendant les dernières décennies et les différentes méthodes développées par les chercheurs pour déterminer les effets de torsion du tremblement de terre comprenant la torsion accidentelle.

Chapitre 2 :

Présentation des dispositions réglementaires relatives à l'irrégularité de torsion et les différentes méthodes proposées pour l'analyse de l'effet structural dû aux actions de torsion prescrites par les codes parasismique.

Chapitre 3 :

Exposé de l'analyse Pushover l'outil utilisé pour mener cette analyse.

.Chapitre 4 :

Application numériques au calcul de la réponse des structures choisies. Une étude est effectuée par la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique non linéaire afin de déterminer les déplacements relatifs d'étages et les torsions préconisées par les règlements parasismiques sur des structures irrégulières due à la torsion, les résultats obtenus tient compte d'une comparaison entre les déplacements horizontaux obtenus respectivement à partir des méthodes réglementaires et de l'analyse

Introduction générale

statique non-linéaire. Cette étude conduit d'une part à une compréhension physique du comportement sismique de la structure et de vérifier d'autre part si les dispositions des codes parasismique notamment le code algérien RPA99 Version 2003 quant à la conception de ce type de structure, est adéquate.

Conclusions générales:

Rassemble les conclusions principales de ce travail.

CHAPITRE I

Recherche Bibliographique

I.1 Introduction

Des investigations et des études paramétriques approfondies sur la réponse de torsion et l'accouplement latéral de torsion des bâtiments symétriques ou asymétriques a été conduites pendant les dernières décennies pour développer une compréhension du changement de la réponse de déplacement due à l'asymétrie de bâtiment et à l'accouplement de torsion latéral. Les effets de la torsion sont influencés par un grand nombre de paramètres régissant et sont en soi un problème complexe même pour les bâtiments d'un seul étage.

Les chercheurs ont développé différentes méthodes raisonnables pour déterminer les effets de torsion du tremblement de terre comprenant la torsion accidentelle.

I.2 Les travaux précédents

En 1969, Newmark [12] a développé une base raisonnable pour déterminer les effets de torsion de tremblement de terre en bâtiments à un seul niveau symétriques et a suggéré des recommandations de conception considérant les effets de la taille de la structure , la période de la vibration et le type d'ossature sur les excentricités nécessaires de conception pour les forces sismiques à rivaliser avec l'excentricité de conception de 5 % de la dimension maximum de bâtiment utilisée en UBC.

L'approche était de développer une évaluation des mouvements au sol de torsion d'une considération des forts mouvements au sol mesurés assumés pour propager comme onde. À partir de ces mouvements une évaluation a été faite d'un spectre de réponse de torsion. En déterminant la combinaison des réponses de torsion et de flexion, les réponses relatives de plusieurs configurations typiques de bâtiment avec des différences dans les fréquences ont été calculées et des valeurs de l'excentricité en termes de largeur de bâtiment et vitesse de propagation d'onde ont été déterminées. Les résultats de l'étude ont indiqué que l'excentricité de conception devrait changer avec la fréquence normale du bâtiment et de la période de passage du mouvement d'onde à travers la base du bâtiment. En outre en général, une excentricité accidentelle de 5 % de la dimension la plus

longue de plan exigée par code a semblé raisonnable seulement pour les bâtiments en portique ayant des périodes fondamentales excéder environ 0.6 secondes ou bâtiment de mur de cisaillement avec de périodes plus grand ou égale 1.0 seconde. L'excentricité accidentelle d'environ 10 ou 15 % serait raisonnable pendant des périodes fondamentales plus courtes.

Dans des études suivantes, Dempsey et Tso (1982) et Tso (1983) [7] ont constaté que le déplacement maximum de bord a fourni des meilleurs moyens d'évaluer la réponse de torsion ils ont établi le concept de l'excentricité efficace de bord, e_e , défini pendant que la distance la plus courte du CR à un point par lequel la force de cisaillement statique agirait de produire des déplacements identiques à ceux obtenait par une analyse dynamique. Les comparaisons des deux méthodes ont prouvé que pour une structure donnée, l' e_e était environ 50 à 75% de l'excentricité dynamique. Cette différence était due au fait que les déplacements maximum de bord dus au mouvement latéral maximal et à la réponse de torsion maximale n'étaient pas susceptibles de se produire simultanément.

Beaucoup d'études sur la réponse élastique des bâtiments ont été employées pour évaluer les dispositions de torsion dans les codes parasismiques, comme résultat, les dispositions de torsion des principaux codes de bâtiment du monde ont été modifiées plusieurs fois avec l'intention de définir des expressions plus raisonnables pour les équations d'excentricité de conception. L'étude de Tso (1983) a mené à la forme courante des équations d'excentricité de conception trouvées dans les dispositions de torsion de NBCC.

Cheung et Tso (1987) [8] ont vérifié que les dispositions statiques établies pour les structures d'un seul étage pourraient être ampleur à des structures multi-étages simples d'une asymétrie limité, où le CR et le CM sur chaque plancher essentiellement sur deux axes verticales a travers le bâtiment. Ils ont constaté que les procédures statiques de NBCC fournissent des évaluations raisonnables sur les effets de torsion sismique pour les structures asymétriques régulières multi-étage. Cependant, pour les structures multi-étages asymétriques irrégulier, avec du CR dispersé autour d'un axe vertical, une analyse modale dynamique est le seul outil fiable pour estimer la réponse de torsion. On ne peut pas compter au moment des procédures de code statiques pour fournir des évaluations de réponse pour les structures asymétriques générales.

En 20 dernières années, la réponse de torsion et l'accouplement latéral de torsion non élastiques des structures symétriques pour les charges statiques et dynamiques ont provoqué plus d'attention et beaucoup d'études ont été entreprises dans ce domaine.

différents types d'analyses tridimensionnelles approximatives ont été conduits pour incorporer non élastique et les effets non-linéaires dus à l'accouplement de torsion latéral dans les modèles bien qu'une analyse dynamique non-linéaire tridimensionnelle complète pourrait être un outil puissant

pour évaluer une réponse si non élastique, le grand coût de telles analyses non linéaires étaient une raison d'employer des méthodes approximatifs

En 1990 [9] et 1991 [10], Goel et Chopra ont présenté la réponse aux séismes des bâtiments asymétrique à un niveau idéalisés pour une gamme de paramètres de système ,Ces bâtiments étaient symétriques au sujet de l'axe X que le mouvement au sol agissant dans la direction Y a été choisi être une impulsion de déplacement de demi-cycle, parce qu'il y a un rapport étroit entre la réponse d'un système à un mouvement au sol si simple et au mouvement rectifié par tremblement de terre réel, en comparant ces réponses à ceux du système symétrique correspondant, les effets de l'accouplement latéral de torsion sur des déformations de bâtiment et la demande de ductilité ont été identifiés. L'étude paramétrique détaillée de la réponse aux séismes non élastique des modèles des bâtiments asymétriques à un niveau a été étudiée par d'autres chercheurs.

Tso et Zhu (1992) [11] ont examiné la demande de ductilité sur une large gamme de 3-éléments, de systèmes d'un seul étage avec des forces distribuées selon les dispositions de torsion de NBCC-90, de NZC-84, et d'UBC-88. Ils ont défini l'excentricité statique et le deuxième moment de la distribution de rigidité _ la rigidité de torsion normale définie à équation (2.1)

$$\rho_k = \frac{1}{b} \sqrt{K_{\theta r} / k} \quad (2.1)$$

Comme paramètres importants affectant la réponse de torsion où b est la dimension de la structure perpendiculaire à la direction du mouvement au sol, $k_{\theta r}$ est la rigidité de torsion au sujet du CR, et le K est la rigidité latérale parallèle à la direction du mouvement au sol. Ils ont déterminé que (1) il y a toujours une demande additionnelle de déplacement sur l'élément de coté flexible qui est une fonction de la rigidité de torsion, de l'excentricité statique, et de la distance du CR mais c'est essentiellement indépendant de la méthode de déterminer la distribution de résistance à élément ;(2) éléments du coté-flexible des systèmes conçus sans provisions de torsion (distribution proportionnelle de résistance à rigidité) expose toujours un demande de ductilité additionnel, cependant, un demande de ductilité limité pour le coté flexible des systèmes conçus basés sur les provisions de torsion de chacun de ces trois codes; (3) on permet la réduction substantielle de résistance d'éléments de coté-raide pour les systèmes flexibles au torsion par l'UBC-88 et le NZS-84 qui ont eu comme conséquence une demande additionnelle significative de ductilité sur des éléments de coté-raide. Ils ont également prouvé que les deux premières périodes modales (d'abord partie latérale dans la direction d'intérêt et de premier de torsion), parce que un système de torsion couplé toujours en dehors de la gamme de fréquence ont passé par le latéral désaccouplé fondamental et de torsion période-au-dessus de la fréquence désaccouplée plus élevée et de la méthode au-dessous de la fréquence désaccouplée inférieure, ceci suit la théorie fondamentale de

vibrations quels déclarer que l'extérieur couplé de fréquences toujours les fréquences désaccouplées.

En 1995, R. Bertero [13] a prouvé que pour une classe spéciale des bâtiments, la réduction de la force de bâtiment résultant de la torsion non élastique pourrait être obtenue en utilisant les théorèmes classiques de l'analyse plastique. En analysant une structure secondaire, une formule simplifiée pour la réduction de la force due à la torsion non élastique a été obtenue. Un modèle global simplifié (3D) du comportement sismique tridimensionnel a été utilisé à ce terme quoique plusieurs effets (3D) tels que l'interaction de la flexion-torsion (3D) et la concentration locale d'une demande sismique due aux effets à plusieurs étages qui ne pourraient pas être considérés par l'approche simplifiée pourraient augmenter les gens du pays une demande sismique.

Ce modèle tridimensionnel simplifié des bâtiments à plusieurs étages a eu les caractéristiques suivantes : le centre de la masse de chaque plancher s'étend sur une ligne verticale ; des charges latérales ont été résistées en des plans de force sans interruption le long de la hauteur du bâtiment et les forces et les charges le long de la hauteur du bâtiment étaient telles que des mécanismes plastiques ont été obtenus pour chaque plan de force. Avec ces caractéristiques, l'analyse plastique de ce modèle a pu être conduite en considérant le bâtiment idéalisé d'un seul étage.

Plus tard en même année, De La Llera et Chopra ont présenté un procédé d'évaluation aux effets de torsion accidentels en conception sismique des bâtiments à un seul niveau. De ce procédé, en calculant le rapport entre les fréquences fondamentales des mouvements de torsion et latéraux désaccouplés du bâtiment et en ayant des dimensions de plan, l'augmentation du déplacement au bord du bâtiment résultant de toutes les sources de torsion accidentelle ont été estimées et puis des déplacements totaux et les forces amplifiées sur les plans de résistance intérieurs ont été calculés. Ce procédé élimine les analyses statique tridimensionnel ou dynamiques pour expliquer des effets accidentels de torsion en bâtiment conçoivent.

Le comportement sismique non élastique des bâtiments à plusieurs étages asymétriques soulignant l'utilisation des étages de cisaillement et de couple d'histoire était une autre recherche de Chopra et de De La Llera et autres en 1996 [15]. Les six caractéristiques structurales différentes suivantes et leur effet sur la réponse de torsion des bâtiments ont été analysés : force des plans de résistance orthogonaux, asymétrie de rigidité, de l'asymétrie de force, projettent la distribution sage de la force, nombre de plan de résistance et intensité du composant au sol de mouvement dans les deux directions orthogonales. En raison de ces analyses plusieurs techniques et directives conceptuelles ont été développées pour corriger le déséquilibre sage de plan dans des demandes de

déformation des structures asymétriques. Les deux les plus importants devaient augmenter la capacité de torsion du système en présentant les plans de résistance dans la direction orthogonale et modifier la distribution de rigidité et de résistance pour localiser les zones de plastification dans des plans de résistance choisis. L'idée fondamentale de cette recherche était d'étudier les effets de l'asymétrie de plan par le cisaillement des étages et de couple de réponse de différentes configurations structurales. Ces histoires ont été représentées dans l'espace de force par les cisaillements des étages V_x et V_y et couple T de l'étage chaque fois à l'instant en tant qu'un point. Ces combinaisons de couple et de cisaillement ont été liées dans cet espace par une surface définie par l'ensemble de combinaisons de cisaillement et de couple d'étage correspondant aux différents mécanismes d'effondrement qui pourraient être développés au cours de temps.

Dans des études récentes, Paulay (1997) [16], [17], [18] a étudié la réponse de torsion élasto-plastique des structures asymétriques. Il a développé un modèle conceptuel avec les éléments élastiques parfaitement plastique de mur. Basé sur la capacité de déformation et la contrainte de torsion du système, le développement du mécanisme de torsion peut se produire une fois poussé dans la gamme non élastique.

Paulay a proposé que la structure sans contrainte de torsion perpendiculaire à la direction du mouvement de tremblement de terre devrait être évitée et le développement du mécanisme de torsion ne s'est pas produit pendant des analyses non élastiques et les importances prévues de la ductilité de déplacement et de la demande de déplacement n'ont pas été atteintes.

Humar (1998) [19] et Humar et Kumar (1999) [20] ont proposé des changements pour être les dispositions de torsion de code de NBCC d'entourer certains des résultats des études récentes. Ils ont maintenu l'approche courante pour le traitement des effets de torsion en changeant les équations d'excentricité de conception que les changements proposés fournissent des équations séparées pour les éléments du côté flexibles et côté rigides.

Humar a conclu qu'une bonne conception éviterait les valeurs basses de Ω (rapport de la fréquence de torsion ω_θ à la fréquence fondamentale désaccouplée latérale ω_y) qui élimineraient les structures flexibles à la torsion avec les éléments de résistance latéraux ont placé seulement près du centre géométrique du bâtiment.

Deux ans après, De La Llera et Chopra [21] ont étudié la réponse aux séismes non élastique tridimensionnelle d'un bâtiment à sept étages en béton armé pendant le tremblement de terre de Northridge 1994. Les objectifs de cette recherche étaient comme suit :

Comprendre le comportement non élastique du bâtiment utilisant l'enregistrement des mouvements et de proposer un modèle simplifié qui pourrait expliquer l'accouplement latéral de torsion a

observé dans ce bâtiment nominale ment symétrique. Plus tard, des résultats de réponse d'un modèle non élastique simplifié de bâton qui a employé au cisaillement de l'étage et les amplitudes de couple ont été comparées aux résultats obtenus à partir d'un modèle tridimensionnel élastique conventionnel de bâtiment. Ces résultats ont suggéré que les dommages dans le bâtiment se soient produits dans les cycles premiers de la réponse, et le bâtiment a montré le comportement de torsion nettement non élastique malgré sa symétrie en plan. Un tel comportement de torsion a pu également se produire dans d'autres bâtiments de plan symétrique avec forts éléments de périmètre. Puisque ce bâtiment a subi des mouvements latéraux de torsion couplés et des dommages significatifs pendant le tremblement de terre, un modèle tridimensionnel simplifié non élastique d'idéalisation a été développé.

Dans ce modèle, une seule colonne comme l'élément reliant deux planchers consécutifs représenté les propriétés de rigidité et de force d'un étage de bâtiment. Ce modèle d'un seul élément a permis trois degrés de liberté à chaque nœud, à deux déplacements horizontaux et à une rotation, correspondant aux degrés de liberté des planchers rigides reliés par l'élément. Cependant, on a assumé que la réponse structurale est symétrique au sujet de l'axe des ordonnées. Les propriétés non élastiques du modèle seraient définies par la correspondance étage-cisaillement et couple de surface, définie comme lieu des paires de force de cisaillement et de valeurs de serrage qui, une fois appliquées statiquement à l'étage, produisent son effondrement.

Pendant la même année, Lin, Chopra et Del La Llera [22] ont développé et sorti le procédé simplifié d'analyse pour considérer la torsion accidentelle dans la conception de bâtiment pour rivaliser avec la torsion accidentelle mesurée déterminée à partir des mouvements de 12 bâtiments nominal de plan symétriques à plusieurs étages avec des systèmes structuraux différents enregistré pendant différents tremblements de terre. Les résultats ont prouvé que le procédé simplifié a fourni une bonne évaluation de la valeur mesurée pour des bâtiments en rapport entre les fréquences fondamentales des mouvements de torsion et latéraux désaccouplés pas de près de 1.0. Pour des bâtiments avec ce rapport très de près de 1.0, le procédé simplifié a pu être conservateur. Basé sur la recherche analytique et probabiliste sur l'augmentation de la réponse des structures élastiques dues à la torsion accidentelle, ce procédé de conception peut également être appliqué à la conception non élastique des bâtiments.

En raison de l'observation que les éléments dans les bâtiments flexibles à la torsion peuvent éprouver de grand déplacement, l'édition du NBCC 2005 proposée par Humar [23] en 2003 limitera l'utilisation de la méthode statique équivalente de charge de conception aux bâtiments qui sont relativement rigides à la torsion. Les résultats présentés prouvent que le Ω_R le rapport de

fréquence fournit une bonne mesure de rigidité de torsion et que, pour les dispositions de code, bâtiments avec le $\Omega_R < 1.0$ puissent être considérées flexibles à la torsion. Dans le cas des bâtiments multi-étages, le calcul du Ω_R peut impliquer considérablement l'effort calculer et peut être considéré en tant qu'étant trop compliqué pour la conception courante.

Dans le NBCC 2005 proposé, un bâtiment avec un diaphragme rigide sera considéré sensible à la torsion si un rapport B excéda 1.7. Le paramètre B est déterminé en calculant le rapport B_x pour chaque niveau x , et dedans conséquemment pour chaque direction orthogonale, selon l'équation (2.2) :

$$B_x = \frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}} \quad (2.2)$$

là où le δ_{max} est le déplacement maximum d'étage aux points extrêmes de la structure au niveau x dans la direction du séisme induite par les forces statiques équivalentes agissant à une distance $\pm 0.1 D_{nx}$ des centres de la masse à chaque plancher, le δ_{ave} est la moyenne de les déplacements des points extrêmes de la structure au niveau x produit par les forces ci-dessus, et D_{nx} est la dimension de la perpendiculaire du plancher x à la direction des tremblements de terre. Le rapport B est alors pris comme maximum de toutes les valeurs de B_x dans les deux directions orthogonales.

En 2009 Mehran Mansuri [24] a étudié l'évaluation de la réponse de torsion non élastique des bâtiments en charpente métallique dus à différents paramètres tels que la distribution asymétrique de masse et/ou des éléments de résistance des forces latérale dans le plan de la structure ou de comportement non élastique et la non-linéarité géométrique (P-Delta) des éléments et de la perte de résistance d'un tel élément pendant un tremblement de terre.

Il a choisi deux bâtiments réels en charpente métallique endommagé dans le tremblement de terre de Northridge avec deux et dix-huit étages pour représenter de bas bâtiment et gratte-ciel respectivement pour cette étude. Ces bâtiments ont été soumis aux couples des mouvements au sol de Proche-séisme avec différentes intensités et le contenu de fréquence des tremblements de terre de Northridge et de Loma Prieta et de leurs exécutions à ces enregistrements de tremblement de terre a comparé à de vrais dommages rapportés du tremblement de terre de Northridge pour vérifier la réponse non élastique du modèle dynamique non-linéaire tridimensionnel des bâtiments. Les investigations de domaine incluent l'évaluation élastique et la réponse sismique de torsion non élastique de la structure au mouvement au sol de Proche-séisme pour différents paramètres et conditions et à la vérification des résultats comme suit :

- Effet d'augmenter l'excentricité,
- Effet de la non-linéarité matérielle sur la réponse de torsion,
- Effets géométriques (P- Δ) du gratte-ciel,

- L'effet d'excentricité de force des bâtiments bas,
- Influence de différente quantité des rapports d'amortissement critique,
- Comparaison avec UBC97,
- Vérification des critères des modèles non-linéaires Fema-273.

il a conclu que, les réponses de torsion non élastiques des deux bâtiments se sont avérées sensiblement différentes des réponses élastiques de torsion linéaires. En outre, l'effet de (P- Δ) a une participation très significative à la réponse de torsion du gratte-ciel.

I.3. Conclusion

Ce chapitre présente une revue de littérature concernant cette étude, on constate que, en dépit d'un certain nombre d'études précédentes consacrées à ce sujet, il y a toujours un manque de compréhension de la réponse sismique non élastique des structures irrégulières en plan en raison de la complexité de l'accouplement latéral de torsion non-linéaire et du grand nombre de paramètres influençant la réponse de torsion non élastique. En outre, l'analyse comparative des dispositions de torsion courantes dans divers codes sismiques indique que la conception de torsion sismique employant des excentricités de conception définies par code courant doit être améliorée. D'ailleurs, les excentricités de conception adoptées par les codes sismiques courants de conception ont été mises en question parce qu'elles sont conduites par les résultats des modèles peu réalistes.

CHAPITRE II

Méthodes d'analyse et dispositions réglementaires

II.1 Introduction

L'expérience des tremblements de terre passés a démontré que beaucoup de bâtiments communs et méthodes typiques de construction manquent de la résistance de base aux forces de tremblement de terre. Dans la plupart des cas cette résistance peut être réalisée en suivant des principes simples et peu coûteux de bonne pratique en matière de construction de bâtiments. L'adhérence à ces règles simples n'empêchera pas tous les dommages dans des tremblements de terre modérés ou grands, mais des effondrements menaçants de la vie devraient être empêchés, et des dommages être limités aux proportions réparables.

II.2 Généralités

II.2.1 Origine des tremblements de terre

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il se rupture, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulé durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. L'énergie brusquement dégagee le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre).

II.2.2 Caractérisation des accélérogrammes

L'intégrale de Duhamel permet le calcul de la réponse dynamique de l'oscillateur simple quelle que soit la sollicitation. Un accélérogramme définit la description temporelle d'une sollicitation dynamique, (t) , d'un séisme par exemple.

Différents paramètres peuvent caractériser des accélérogrammes pour un site donné :

- l'accélération maximale du sol ou amplitude maximale du mouvement du sol,
- le contenu fréquentiel du séisme représenté par son spectre de réponse,
- la durée de l'accélérogramme,
- le nombre de cycles forts,
- l'intensité d'Arias,
- ... etc,

Les accélérogrammes utilisés peuvent être naturels ou synthétiques. Les accélérogrammes naturels sont choisis parmi une banque de données faites d'accélérogrammes réels. Les accélérogrammes synthétiques sont calculés pour reconstituer au mieux un spectre de réponse donné. Ils ont un nombre de cycles forts supérieur à celui d'un accélérogramme réel et sont donc plus endommageants.

Pour obtenir les spectres de réponse élastique, plusieurs accélérogrammes, représentatifs des séismes probables d'une région, sont appliqués à des oscillateurs simples présentant des périodes propres diverses. La résolution de l'intégrale de Duhamel permet de définir, pour chaque période propre, le maximum de l'accélération, ou de la vitesse ou encore du déplacement de la masse. La courbe enveloppe de ces maxima constitue un spectre de réponse élastique.

A titre d'exemple, l'accélérogramme du séisme Kobe [KOB 95] est présenté sur la figure 1.1.

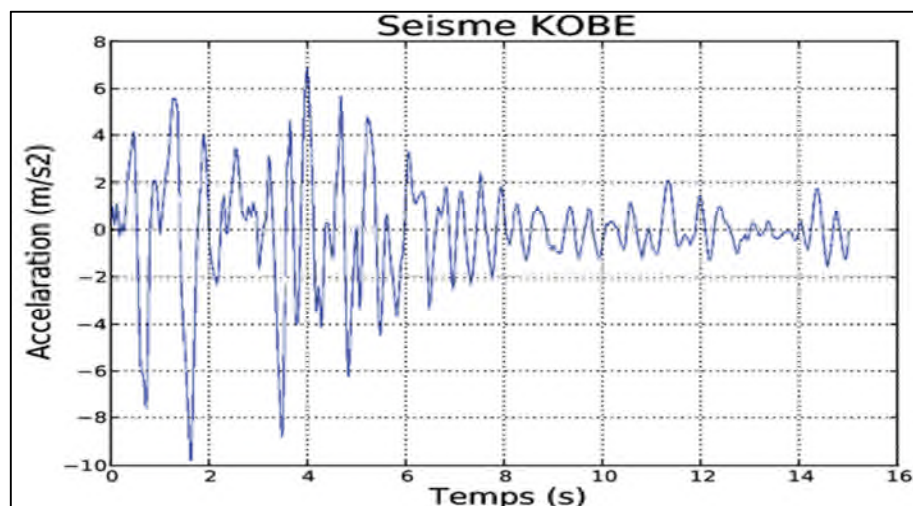


Figure 2.1 : Accélérogramme du séisme Kobe

II.2.2 Les méthodes d'analyses

Les méthodes classiques pour le calcul sismique des structures ont pour objectifs de fournir une capacité de résistance et de déformation (ductilité) suffisantes et des déplacements limites en

service afin de contrôler les dégâts qui peuvent survenir. Plusieurs méthodes d'analyse, élastiques et inélastiques, sont disponibles pour prévoir la performance sismique de ces structures.

II.2.2.1 Méthode élastiques linéaires

a- Méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers faiblement et moyennement élevés (fig.2.2a) [1]. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

b- Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode, largement utilisée en Algérie, est basée sur les modes de vibration libre du système examiné, dont l'objectif est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de dimensionnement. (fig.2.2b) [1].

c- Méthode d'analyse temporelle élastique

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement (fig.2.2c) [1]. L'un des principaux avantages de cette méthode est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

I.2.2.2 Méthode non-linéaires et inélastiques non-linéaires

a- Méthode d'analyse plastique

Cette procédure a été initialement développée pour les portiques métalliques afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au-delà des charges élastiques limite (fig.2.2d) [1]. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

b- Méthode d'analyse Pushover

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure

(fig.2.1e). La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non-linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées [1].

Cette méthode sera élaborée en détail dans les chapitres suivants

c- Méthode d'analyse temporelle inélastique

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement ou des algorithmes contenant les déformations élasto-plastiques de la structure sont adoptés. Cette analyse est conduite en utilisant les enregistrements réels ou simulés. La variation des déplacements à différents niveaux du portique est représentée sur la figure (2.2c). Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques [1].

d- Méthode d'analyse modale pushover

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique pushover couramment utilisée, en prenant en compte la contribution des modes supérieures à la réponse ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale pushover est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique, du fait de la comparaison établie sur les valeurs médianes (moyennes) du déplacement d'étage (demandes). Cette étude a montré que la méthode MPA donne une bonne estimation de la variation de la demande le long de la hauteur du bâtiment. Cependant l'écart enregistré par celle-ci tend à augmenter pour des périodes longues et des hauts niveaux de ductilité [1].

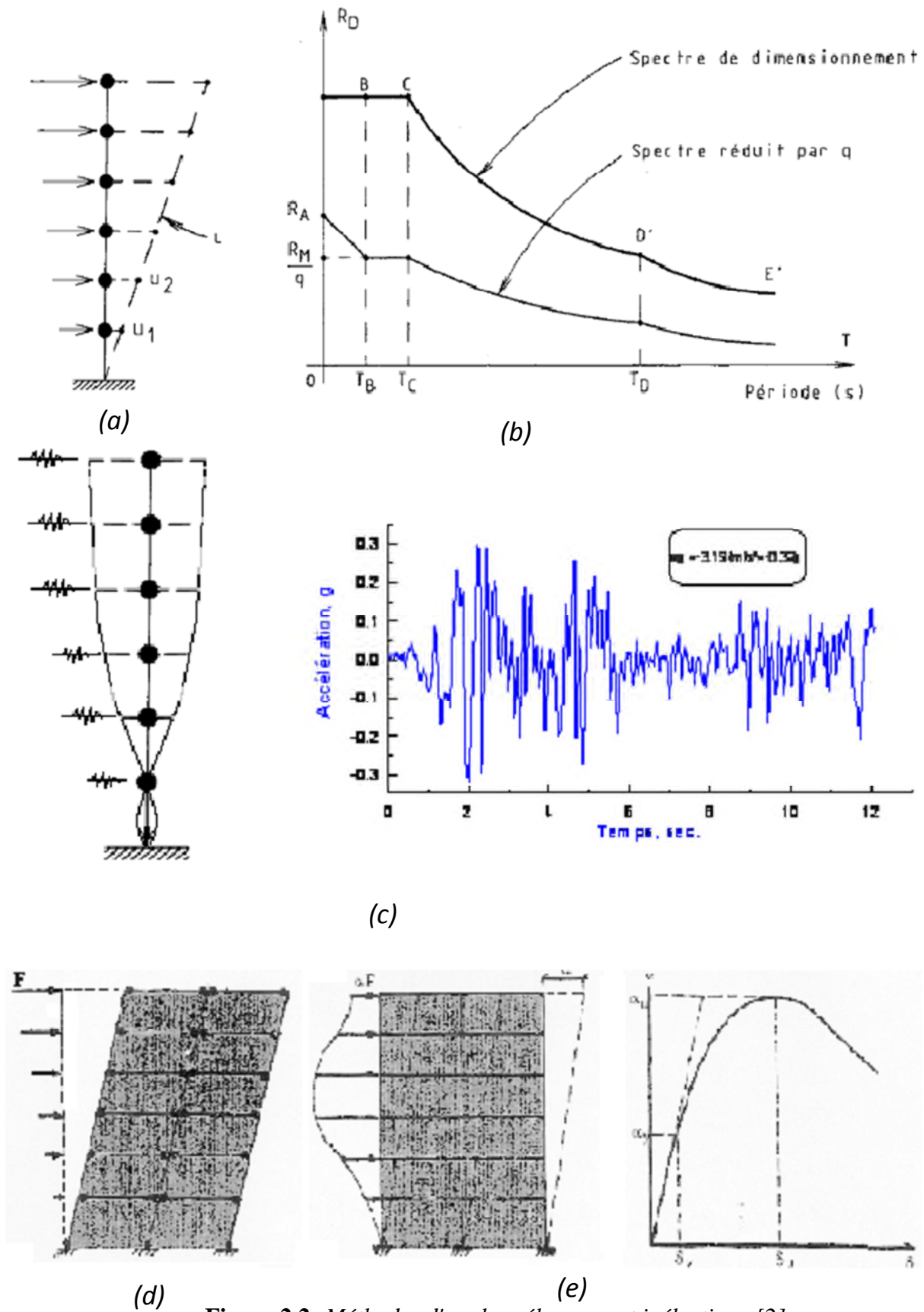


Figure 2.2: Méthodes d'analyse élastique et inélastique [2]

(a) statique équivalente; (b) spectrale; (c) temporelle ; (d) plastique ; (e) pushover
(b)

II.2.3 Les origines de la non-linéarité dans un système structurel

Quand on parle de non-linéarité on fait toujours allusion aux changements des propriétés mécaniques des matériaux (plasticité). Ceci est vrai dans le cas de l'analyse non-linéaire statique qui ne fait intervenir ni inertie (masse) ni amortissement. Dans la dynamique, cependant, la non-linéarité peut apparaître dans la rigidité, l'amortissement ou la masse du système [2].

Si on considère le système d'équations différentielles du mouvement d'une structure à «n » degrés de liberté :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\} \quad (2.1)$$

Il est évident que si les coefficients des matrices M, C et K (masse, amortissement et rigidité) varient au cours du temps, le système devient non-linéaire et le concept de la superposition des modes ne peut pas être appliqué.

Les variations des paramètres M, C et K qui gouvernent l'équation (2.1) nous permettent d'identifier les causes de la non-linéarité dans un système.

II.2.3.1 Variation de la masse

Rares sont les cas où la masse d'une structure varie considérablement pendant les vibrations causées par les séismes. Ces cas sont généralement imprévisibles et donc difficile à modéliser. La non-linéarité due à la variation de la masse est d'une importance moindre par rapport aux autres sources de non-linéarité et donc son effet n'est pas pris en considération dans l'analyse dynamique des structures.

II.2.3.2 Variation de l'amortissement

L'amortissement des structures est toujours non-linéaire, mais pour simplifier la résolution des équations différentielles du mouvement il est supposé du type visqueux linéaire (proportionnel à la vitesse). Cette représentation de l'amortissement donne de bons résultats mais ne révèle pas le degré de complexité du mécanisme d'amortissement dans la structure. La non-linéarité due aux variations des propriétés de l'amortissement qui puissent parvenir même à des basses amplitudes de vibrations est souvent négligée. Par contre la contrainte de l'orthogonalité de la matrice d'amortissement C (équation 2.1) imposée par la méthode de la superposition modale, peut être omise lors de l'analyse non-linéaire [2].

II.2.3.3 Variation de la rigidité

La variation de la rigidité d'un système provient principalement des changements des propriétés géométriques ou mécaniques des éléments de la structure.

a- Non-linéarité géométrique

La petitesse des déformations est l'une des hypothèses de base de la résistance des matériaux qui s'appuie sur le fait que les déformations sont généralement petites par rapport aux dimensions du corps (structure) déformé. Ce principe n'est plus valable quand les éléments d'une structure subissent des déformations assez importantes pour provoquer un changement de la rigidité globale du système. Il faut noter qu'un système élastique peut être géométriquement non-linéaire.

Dans le domaine du génie civil, on peut citer l'exemple des bâtiments de grandes hauteurs (effet $\Delta - P$), et les ponts suspendus de longues portées qui dans la plupart des cas nécessitent une analyse dynamique tenant compte de la non-linéarité géométrique [2].

b- Non-linéarité mécanique

L'aspect le plus célèbre de la variation de la rigidité est probablement celui qui est attribué au comportement non-linéaire des matériaux. C'est le domaine de déformation des éléments au-delà de la limite élastique. Dans ce cas le matériau ne suit pas la loi de Hooke et la rigidité est tangente à la courbe force-déformation caractérisent le matériau. L'une des difficultés rencontrée dans l'analyse dynamique non-linéaire est la modélisation mathématique du comportement post-élastique des matériaux. Une approche simple du problème consiste à localiser la déformation non-linéaire dans des points et idéaliser la courbe force-déformation du matériau par des modèles hystérésis multilinéaires.

Une différence fondamentale entre l'analyse non-linéaire statique et dynamique est que l'itinéraire des forces est très important dans la dynamique, car l'aire encerclée par les courbes hystérésis formées par les courbes forces-déformations est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité [2].

- Modèle élasto-plastique

Est généralement défini par trois paramètres : la rigidité (K), le déplacement de plastification (x_e) et la rigidité après plastification exprimée en portion ($r.K$) de la rigidité initiale. La trop grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et décharge constitue le principal défaut du modèle *EP* pour la simulation du béton armé (figure 1.3.a). Cette caractéristique ne considère pas la phase de fermeture des fissures au début de la recharge. Elle conduit à une dissipation d'énergie excessive dans les cycles plastiques et à des déformations permanentes irréalistes.

Figure (1.3.b) présente une simplification du modèle bilinéaire, ce qui le différencie, c'est la rigidité après la plastification est considéré constante ($r \approx 0$)

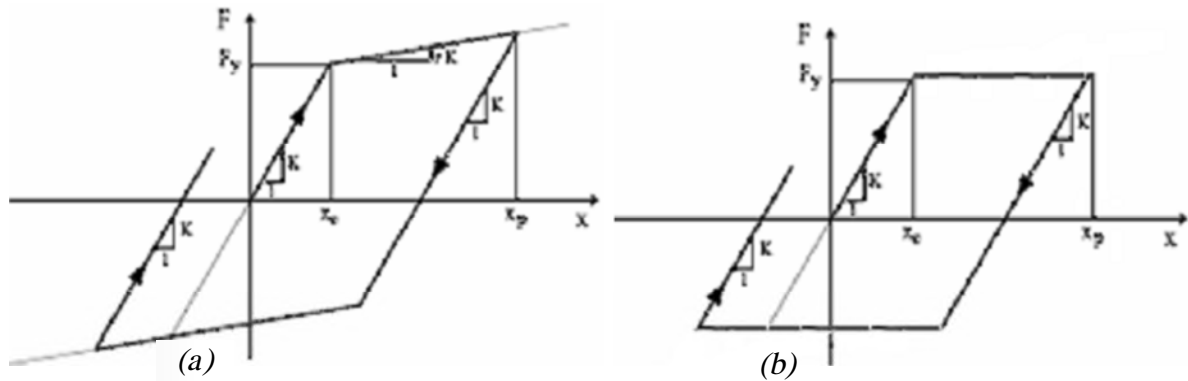


Figure 2.3: Modèle élasto-plastique

- Modèle Takeda

Ce modèle est particulièrement complexe mais a pour avantage de disposer de toutes les caractéristiques nécessaires à la reproduction du comportement du béton armé. Il est le fruit de beaucoup de développements dont le modèle initial fut réalisé par Takeda, Sozen et Nielsen. Pour pallier au défaut du modèle élasto-plastique en ce qui concerne les courbes de recharge, celles-ci sont reproduites à l'aide du paramètre β .

Lorsque les courbes de recharge croisent l'axe des déplacements, elles sont ensuite dirigées vers un point à une distance $\beta(x_p - x_e)$ du point de déplacement maximal x_p . Ainsi, si $\beta=0$, les courbes de recharges ciblent directement le point de déplacement maximal.

L'énorme avantage de ce modèle, c'est que la dégradation de la rigidité provenant de l'endommagement progressif est considérée par l'intermédiaire du paramètre α , compris entre 0 et 1. Ce paramètre α définit la rigidité de décharge K par l'intermédiaire de la ductilité, qui est le rapport entre x_p et x_e , et par la rigidité initiale K_0 . Cette relation peut s'exprimer ainsi : Cela a pour conséquence que le modèle Takeda nécessite les cinq paramètres suivants pour être défini : la rigidité initiale K_0 , le déplacement de plastification x_e , la rigidité après plastification rK , le paramètre α qui détermine la dégradation ainsi que le paramètre β pour définir la cible des courbes de recharge.

Le modèle Takeda (fig 2.4) [3] distingue les grands déplacements, c'est-à-dire ceux qui dépassent le déplacement maximal actuel, des petits déplacements qui sont inférieurs au déplacement maximal actuel. Les petits déplacements sont à leur tour divisés en deux groupes, selon qu'il y a eu contact ou non avec l'enveloppe de la courbe hystérésis. S'il y a eu contact, il y a de la plastification et il faut éviter une rigidité trop élevée. De ce fait, il existe une règle adaptée pour ces cycles.

A noter que la dégradation de résistance n'est pas considérée dans ce modèle. Cela n'a aucune importance pour les éléments en béton armé, mais cela en a lorsqu'il s'agit d'autres matériaux, notamment la maçonnerie.

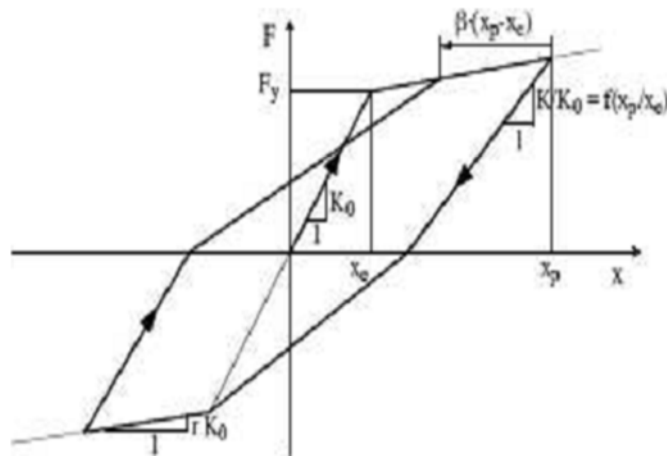


Figure 2.4: Modèle Takeda [4]

- Modèle γ

Le modèle γ , représenté par la (fig 2.5), a été développé à partir du modèle précédent et ceci essentiellement pour simuler le comportement des éléments en béton armé [3]. Il se caractérise aussi par sa simplicité. Son développement s'est basé sur l'observation que les courbes de recharge ont tendance à se couper au même point. Par rapport au modèle élasto-plastique, le paramètre γ a été rajouté pour les courbes de recharge, paramètre qui est à déterminer empiriquement.

Lorsque les déplacements sont plus petits que le déplacement maximal actuel, les courbes de recharge sont dirigées vers ce même déplacement maximal. Si les déplacements sont plus grands, alors les courbes de recharge augmentent élastiquement jusqu'à $(1-\gamma)F_y$, où F_y est la force de plastification. Et tout comme le modèle élasto-plastique, la diminution de la rigidité suite à l'endommagement du matériau n'est pas incluse dans le modèle.

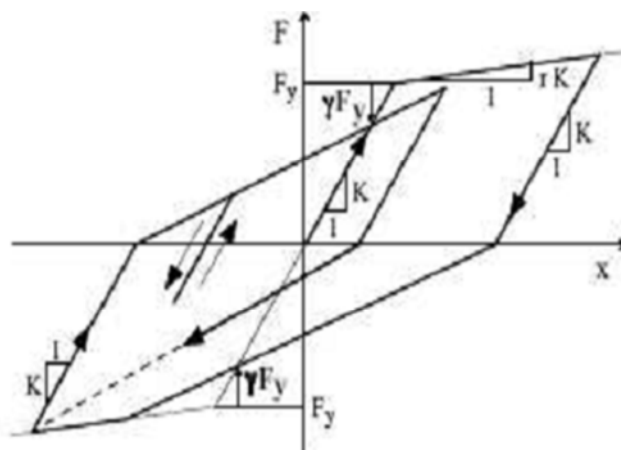


Figure 2.5: Modèle γ [3]

- Modèle Q

Le modèle, représenté par la (fig 2.6), est une simplification du modèle Takeda. Ce qui le différencie, c'est la valeur absolue du déplacement maximal qui est considérée dans les deux directions. En plus, il n'y a plus de différence entre petits et grands déplacements, la courbe de recharge tend toujours en direction du point correspondant au déplacement maximal actuel [2].

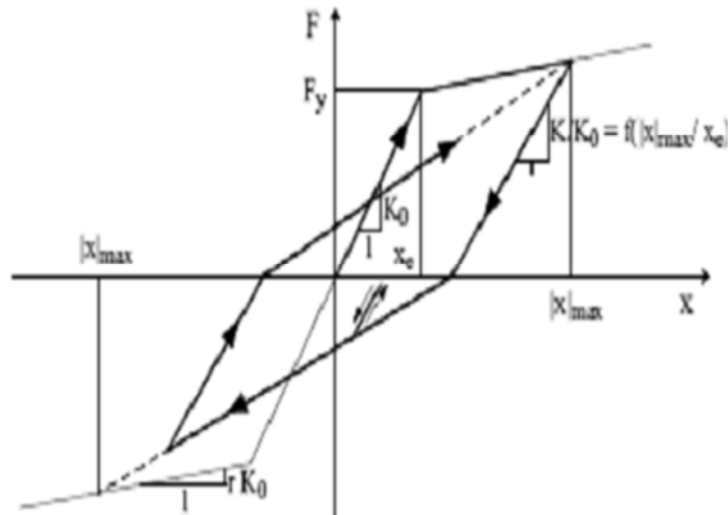


Figure 2.6: Modèle Q[2]

II.2.4 Ductilité de la structure

On dit "ductile" une structure qui peut subir sans perte de résistance des déformations plastiques alternées. La ductilité peut avoir une influence positive sur l'économie d'un projet, car :

- la structure ductile est capable de subir avec succès le même déplacement qu'une structure qui répondrait de façon purement élastique, mais elle atteint ce résultat avec des éléments structuraux de section moindre ;
- les sollicitations à la fondation sont réduites [4].

II.2.4.1 Ductilité locale

La ductilité locale est assurée par le respect d'exigences particulières, différentes pour chaque matériau. Ces exigences portent :

- sur les caractéristiques spécifiques aux sections que l'on veut ductile
- sur le dimensionnement en capacité assurant une hiérarchie de résistance des divers éléments structuraux telle que les zones plastiques se trouvent à la position souhaitée et que

les zones adjacentes, potentiellement fragiles, soient surdimensionnées de sorte qu'elles travaillent dans le domaine élastique [4].

II.2.4.2 Ductilité globale

La ductilité globale d'une structure est atteinte par le respect des conditions relatives à la ductilité locale et de conditions spécifiques assurant la formation d'un mécanisme global. Ces conditions visent en particulier à éviter la formation du mécanisme local du type « étage faible ».

II.2.4.3 Ductilité globale des ossatures en portique

La ductilité globale est atteinte en visant l'objectif suivant : les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux. Cet objectif, souvent énoncé "poutres faibles-poteaux forts", n'est pas requis à la base de l'ossature, au plancher supérieur des bâtiments multi-étagés et pour les bâtiments à un seul étage, parce que des rotules plastiques se formant à ces endroits de la structure n'entraînent pas la formation d'un mécanisme de ruine partielle [4].

Pour réaliser l'objectif, la condition à respecter imposée dans le RPA99 [5] est la suivante : il faut qu'à chaque noeud de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, on vérifie

$$\Sigma MR_{\text{poteaux}} \geq 1,25 \Sigma MR_{\text{poutres}} \quad (2.2)$$

La relation précédente doit être satisfaite à chaque noeud dans deux plans verticaux orthogonaux de flexion de la structure et dans les deux directions (positive et négative) d'action des moments des poutres autour du nœud. Si le système structural est une ossature en portique dans une seule des deux directions principales, la condition doit être satisfaite uniquement dans cette direction. La condition ne s'applique pas au dernier étage de bâtiments à plusieurs étages, car à ce niveau il importe peu que les rotules plastiques se forment dans les poutres ou au sommet des poteaux.

II.2.4.4 Facteur de comportement structural

Le coefficient de comportement q traduit l'ensemble des phénomènes (ductilité, sur-résistance, comportement d'ensemble) qui permettent d'obtenir la résistance qu'aurait la structure si elle était calculée dans l'hypothèse d'élasticité linéaire, à partir de sa résistance de dimensionnement. En pratique, on peut considérer que q correspond au rapport entre le déplacement ultime de la structure et le déplacement à la limite d'élasticité des matériaux, mais également au rapport entre la force élastique F_{el} et la force de dimensionnement F_{dim} :

$$q = \frac{d_u}{d_e} = \frac{F_{el}}{F_{dim}} \quad (2,3)$$

La valeur du coefficient de comportement est donc liée à la ductilité de la structure, mais aussi à d'autres paramètres. Dans RPA99, ce coefficient est donné dans des tableaux en fonction des matériaux et de leur utilisation structurale. Les valeurs données des tableaux sont les maximales qu'il est possible d'utiliser

II.2.5 Notions sur les spectres

a) Spectre de réponse élastique

Un oscillateur est caractérisé par sa pulsation propre ω_0 , son amortissement réduit ξ et sa masse m . Il est soumis à une force variable $p(t) = -m\gamma_s(t)$ avec $\gamma_s(t)$ l'accélération imposée à l'appui.

Le déplacement obtenu $u(t)$ est donné par l'intégrale de Duhamel

$$u(t) = \frac{-1}{\omega} \int_0^1 \gamma_s(\tau) e^{-\xi\omega_0(1-\tau)} \sin \omega(1-\tau) d\tau \quad (2,4)$$

Avec $\omega = \omega_0\sqrt{1-\xi^2}$ pulsation du système amorti.

Le déplacement U_{max} ne dépend que de ω_0 et de ξ . Pour un amortissement donné, on fait varier la pulsation propre et on trace la courbe ($U_{max}(\omega_0)$), spectre de déplacement élastique de l'oscillateur.

Les accélérographes mesurés au cours des séismes ne permettent pas de construire des spectres directement exploitables. En effet, les mesures effectuées pour un séisme ne seront jamais les mêmes que pour un autre séisme. Les spectres construits à partir d'accélérographes distincts ne peuvent être que différents, il faut donc fixer des critères afin de définir des spectres normalisés. Ceux-ci sont obtenus en considérant un assez grand nombre de spectres naturels pour des mouvements dont les caractéristiques sont proches de celles de la zone considérée. Les spectres naturels sont eux normalisés sur la base de l'accélération maximale, ou de l'accélération efficace. Pour expliquer de manière conceptuelle la procédure de construction d'un spectre de réponse on considère des structures avec un degré de liberté (ou oscillateurs simples) avec différentes périodes de vibration T , tous avec le même facteur d'amortissement. Si on soumet tous ces oscillateurs à l'action d'un même séisme (en utilisant un registre d'accélération, $x_g''(t)$), chacun d'eux montrera une réponse différente, laquelle peut être représentée, par exemple, au travers de l'histoire de déplacements $x(t)$. Une fois la réponse des oscillateurs calculée il est possible de déterminer le

maximum (en valeur absolue, puisque le signe n'a pas d'importance) de chacun d'eux et les mettre dans un graphique en fonction de la période de vibration, pour obtenir un spectre de réponse. En effet, chaque point du spectre représente la réponse maximale de chaque oscillateur avec période T (Figure 2.7). Chaque séisme a un spectre qui lui est propre. Mais suivant le type de sismicité, il est possible d'établir des spectres enveloppes qui décrivent le séisme qu'il est possible d'envisager.

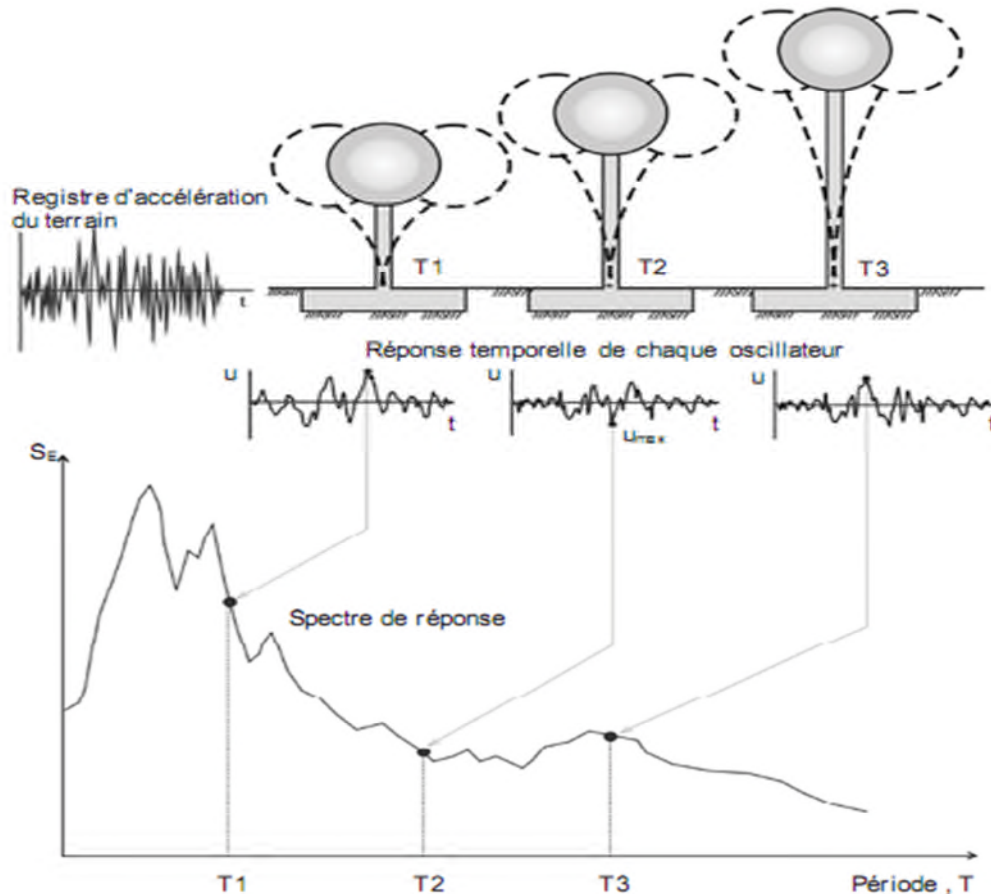


Figure 2.7: Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse

b. Spectre de calcul

Les systèmes structuraux capables de fonctionner dans un domaine plastique permettent de dissiper plus d'énergie associée à une action dynamique sévère qu'un système élastique sans ductilité. La capacité de dissipation d'énergie de la structure, peut être prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé ci-après « spectre de calcul ». Cette réduction est réalisée en introduisant le coefficient de comportement q . l'RPA 99 définit l'action sismique et la représente par le spectre de calcul suivant :

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

Avec A : coefficient d'accélération de zone ;

η : facteur de correction d'amortissement ;

R : coefficient de comportement de la structure (valeur de base) ;

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

Q : facteur de qualité.

II.3 Principes de conception

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place.

II.3.1 Réponse sismique d'un bâtiment

II.3.1.1 Réponse en élévation

Le bâtiment comme une console verticale quand il est soumis aux forces latérales seulement, un bâtiment agira en tant que console verticale. Toute la force horizontale résultante et moment de renversement seront transmis au niveau des fondations, une fois que les forces latérales, l'intensité des moments de renversement à n'importe quel niveau, montrée dans figure.2.8, peuvent aisément être dérivés des rapports habituels d'équilibre par exemple, en figure.2.8 (a), la somme V_i de toutes les forces de plancher agissant sur la partie hachurée du bâtiment doivent être résistés au cisaillement et les moments de flexion de forces axiaux dans les éléments verticaux dans le troisième niveau.

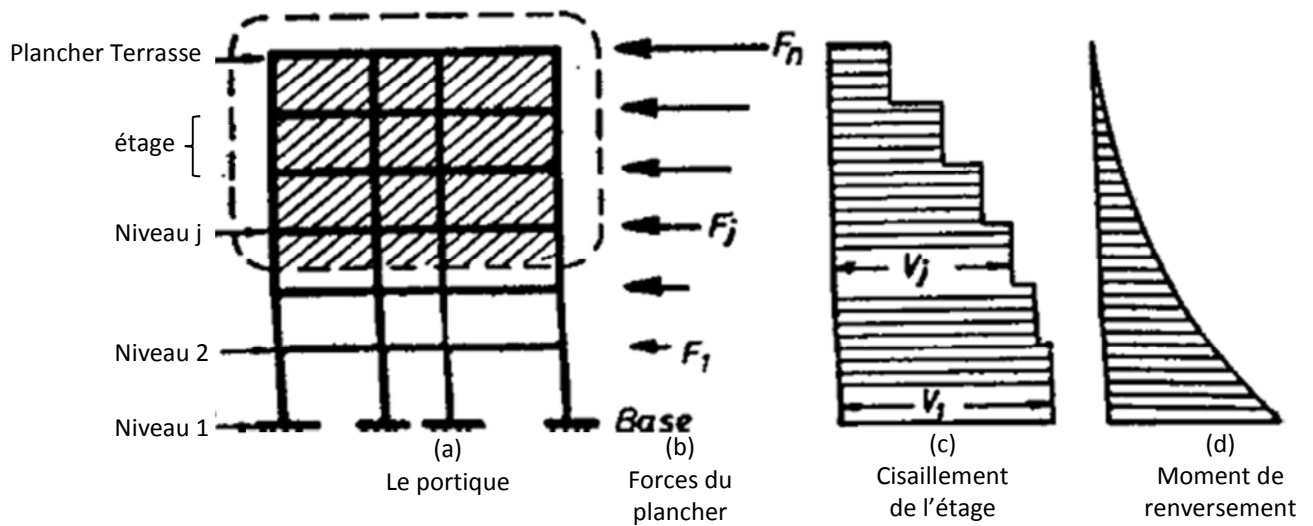


Figure.2.8: Effets des forces latérales sur un bâtiment.

II.3.1.2 Réponse dans le plan (Les centres de masse et de rigidité)

Le système structural peut se composer d'un certain nombre de portiques, comme montré dans figure.2.8 (a), ou voiles, ou une combinaison de ces derniers [fig.2.9 (d)]. La position de la force résultante V_j dans le plan horizontal dépendra de la distribution de plan des éléments verticaux, et il doit également considérer. Par conséquent, deux concepts importants doivent être définis ceux-ci permettront les effets d'établir des configurations sur la réponse des systèmes structuraux aux forces latérales à apprécier mieux l'évaluation des effets des forces latérales, telles que montré dans figure.2.8(a),

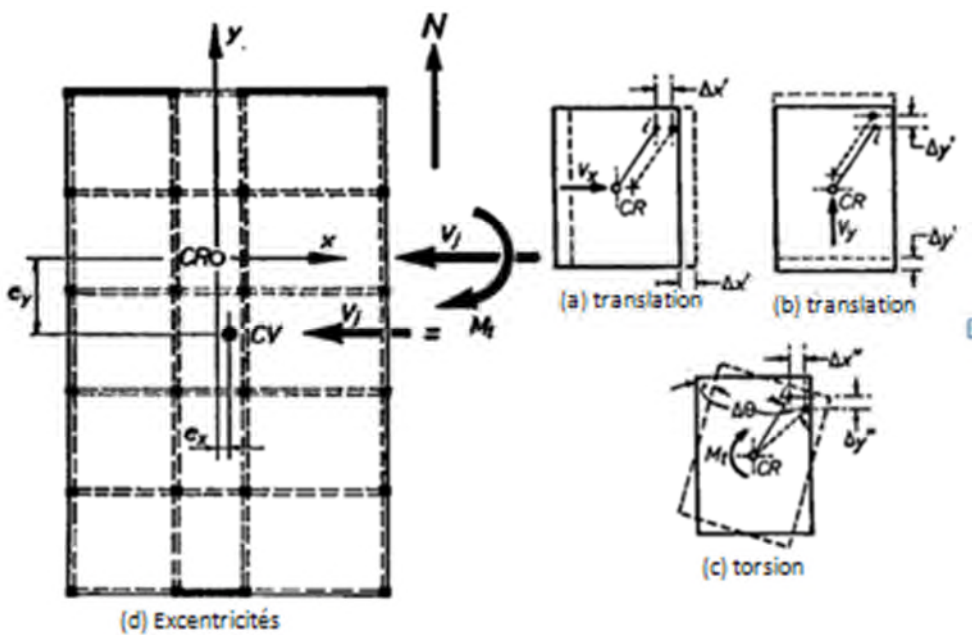


Figure 2.9: Les déplacements relatifs des planchers.

a- Centre de masse

Pendant un tremblement de terre, des forces d'inertie induites par l'accélération seront produites à chaque niveau de plancher, où on peut assumer que la masse d'un étage entière est concentrée, par conséquent l'endroit d'une force à un niveau particulier sera déterminée par le centre de la masse accélérée à ce niveau. Dans les bâtiments réguliers, tels que montré en figure.2.9 (d), les positions des centres des masses des planchers différeront très peu du niveau au niveau. Cependant, la distribution irrégulière de la masse verticalement dans un bâtiment peut avoir comme conséquence les variations des centres des masses, qui devront être évaluées.

b- Centre de rigidité

Si, en raison des forces latérales, un plancher du bâtiment (Fig.2.9) se déplace horizontalement comme un corps rigide relativement au plancher ci-dessous, comme montré en figure.2.9 (a), un déplacement inter-étage constant dx sera imposé à tous les portiques et murs dans cet étage. Pour ce résultat, les forces élastiques induites dans ces portiques et ces murs, dans les plans est-ouest appropriés, seront proportionnels aux rigidités respectives. Toute la force résultante, $V_j=V_x$, induit par le déplacement dx , traversera le centre de la rigidité (C_r) dans figure.2.9.(d). Pareillement, une translation relative de plancher au nord, montré comme dy en figure.2.9.(b), induira les forces correspondantes dans chacune des quatre portiques [fig.2.9.(d)], dont la résultante, V_y , traversera également le C_r . Ce point, défini comme centre de rigidité, localise la position d'une force V_j de cisaillement de l'étage, qui causera seulement des translations relatives de plancher.

II.3.2 Influence de la configuration du bâtiment sur la réponse sismique

Un aspect de conception sismique conforme si une importance non plus grande que l'analyse structurale est le choix de la configuration de bâtiment, en observant les principes fondamentale suivants, concernant la réponse sismique, des systèmes structuraux plus appropriés peuvent être adoptés.

1. Des plans simples et réguliers sont préférables, les bâtiments avec des plans articulés en forment T ou L devrait être évité ou subdivisé en formes plus simples (Fig.2.10).
2. La symétrie dans le plan devrait être fournie si possible. Le manque brut de symétrie mènent à une réponse de torsion significative, dont la prévision fiable est souvent des dommages beaucoup plus grands difficiles dus aux tremblements de terre a été observée dans les bâtiments situés aux coins de rue, où il est plus difficile à réaliser des structures symétriques, que dans ceux le long des rues, où un plan structural rectangulaire et souvent symétrique plus simple pourrait être utilisé.

3. Un système complet de fondation devrait lier l'ensemble de tous les éléments structuraux verticaux dans les deux directions principales. Des fondations reposant en partie sur la roche et en partie sur des sols devraient de préférence être évitées.
4. Des systèmes à moins résistance au force latérale d'on construisant, avec les rigidités sensiblement différents tels que les systèmes à voiles portiques devraient être arrangés de telle manière que la symétrie à chaque niveau dans la rigidité latérale ne provoque pas des effets de torsion. De ce fait indésirables excessivement violés soit réduite au minimum.
5. La régularité devrait régner dans l'altitude, dans les deux, la géométrie et la variation des rigidités d'étage.

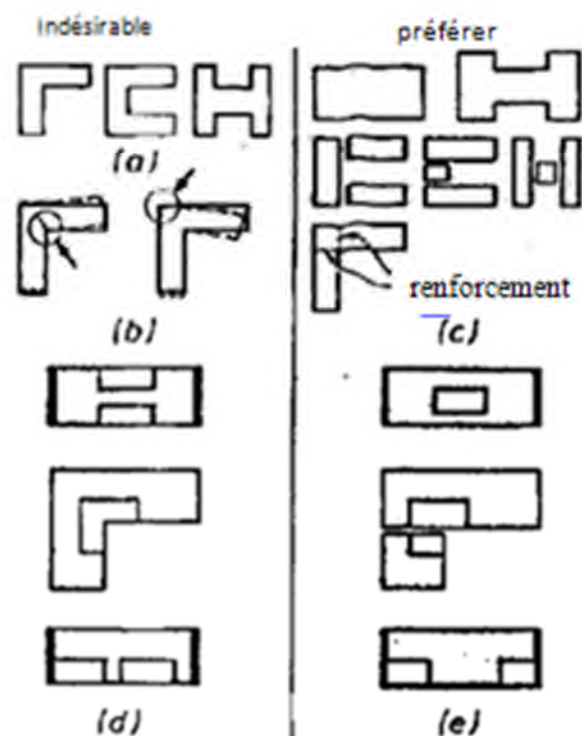


Figure 2.10 Configurations en plan des bâtiments.

Une collection des configurations indésirable et des configurations préférées est illustré dans fig.2.11. les grands bâtiments [fig.2.11.(a)] peuvent exiger de grandes bases de permettre à de grands moments de renversement d'être transmis d'une façon stable. Quand soumis aux accélérations sismiques, à la concentration des masses au-dessus d'un bâtiment [fig.2.11 (b)] imposera pareillement les fortes demandes au tous les deux étages inférieures et les fondations de la structure.

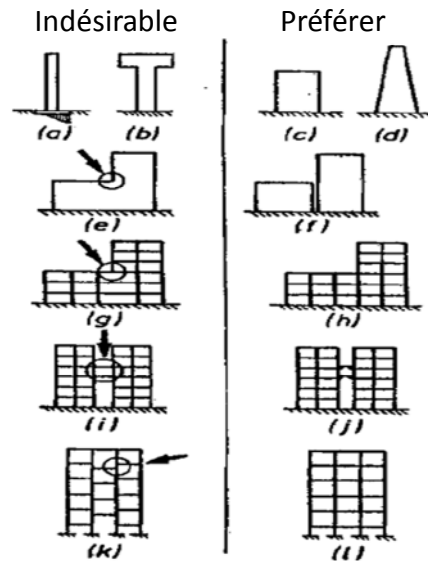


Figure.2.11 Configuration verticale

II.4 Considération de la réponse à torsion dans la conception des structures

Les observations des bâtiments soumis aux tremblements de terre forts ont prouvé que la réponse de torsion excessive est l'un des facteurs les plus importants, qui produit des dommages graves pour les structures, même l'effondrement. La réponse de torsion excessive est souvent due aux asymétries structurales codifiées, dans la plupart des règles internationales, par une classification structurale qui caractérise les structures régulières et irrégulières, compulse le concepteur pour employer différentes méthodes pour l'analyse structurale.

II.4.1 Sources de réponse de la torsion

Les sources de réponse de torsion peuvent être divisées en deux catégories, (a) torsion naturel et (b) torsion accidentel.

a- La torsion naturel

Est considérée comme la réponse de torsion résultante due à l'accouplement entre les mouvements latéraux et de torsion des bâtiments avec l'asymétrie inhérente de plan, Les forces dynamiques agissant sur une structure pendant un tremblement de terre sont en fonction de l'inertie massique et sont considérées pour agies par le centre de la masse, CM, à chaque niveau de plancher. Si le centre de la masse et le centre de la rigidité, CR, de chaque plancher ne coïncident pas se résulte un mouvement de torsion quand la structure est soumise à la secousse sismique.

b- La torsion Accidentelle

Est un résultat de toute la variabilité imprévue dans les propriétés structurales du bâtiment et la sorcière moulue de mouvements d'entrée mènent aux changements de la réponse de torsion. La distribution réelle de la masse dans un bâtiment est probablement différente que la prétention généralement adoptée que la masse de la construction est concentrée aux planchers et uniformément distribuée.

La torsion Accidentelle doit expliquer l'incertitude en déterminant les endroits du CM et du CR aussi bien que l'incertitude pour déterminer la rigidité et les forces de résistance d'élément de charge latérale dues à la variabilité dans les propriétés matérielles, les dimensions d'élément, la fabrication, le contrôle de qualité, les méthodes de construction, et l'histoire précédente de charge. Ceci implique que même nominalement les structures symétriques sont en soi asymétriques à un certain degré. D'autres sources de torsion accidentel sont des variations de rigidité avec le temps, l'action non élastique additionnelle possible, la vibration de torsion due au mouvement de rotation bas et aux variations spatiales du mouvement au sol, et d'autres sources imprévues de torsion.

II.4.2 Exemples de destructions de structures

Les photos des figures 2.12, 2.13 et 2.14 montrent des destructions d'immeubles dues aux séismes, sous l'effet de la torsion.



Figure.2.12: Effondrement d'un bâtiment par torsion en raison d'une disposition asymétrique des murs assurant le contreventement (séisme d'Anchorage, Alaska, 27 mars 1964)



Figure.2.13: Effondrement dû à la torsion, El Asnam 1980



Figure.2.14 : Dommages sismiques dus à la torsion d'ensemble, séismes de Tokachi-Oki, Japon 1968 et du Mexique, 1985

II.4.3 Dispositions de torsion en codes sismiques de conception

La plupart des dispositions sismiques courantes de conception exigent la considération des effets de torsion en adoptant les excentricités de conception, qui tiennent compte des sources inhérentes et accidentelles de torsion. L'excentricité inhérente est définie comme distance initiale entre les centres de la masse et la rigidité d'une structure dans le plan, alors que l'excentricité accidentelle explique généralement des facteurs tels qu'une différence entre les valeurs calculées et réelles de la masse et de la rigidité, une répartition de charge spatiale imprévisible, et un effet du composant de rotation du mouvement au sol, qui est habituellement ignoré dans la pratique en matière sismique de conception.

En la plupart des codes sismiques de conception, les excentricités de conception (e_{d1}, e_{d2}) sont obtenues en superposant l'excentricité inhérente (la distance entre les centres de la masse et la rigidité), probablement multipliée par un coefficient (un facteur d'amplification α pour les membres du côté flexible et un facteur de réduction δ pour des membres du côté raide) et l'excentricité accidentelle, calculée comme pourcentage de la perpendiculaire de dimension de plan à l'action sismique :

$$e_{d1} = \alpha e_s + \beta L \quad (2.6)$$

$$e_{d2} = \delta e_s - \beta L \quad (2.7)$$

là où e_s est l'excentricité inhérente, L est la dimension de plancher, et α , β et δ sont les coefficients indiqués dans divers codes de conception. Les deux excentricités différentes de conception, désigné sous le nom de l'excentricité primaire et secondaire de conception, utilisée pour concevoir des membres de résistance latéraux situés dans les côtés flexibles et raides respectivement.

II.4.3.1 Le règlement RPA 99 version 2003

Le Règlement Parasismiques Algériennes RPA99 Version 2003 propose pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, à chaque niveau et à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Et l'excentricité théorique résultant des plans.

II.4.3.2 IBC et ASCE/SEI 7

Selon IBC 2009 (code de bâtiment international) qui se rapporte à ASCE/SEI 7-05[6], le moment de torsion de conception à un étage indiquée est défini comme le moment résultant des excentricités inhérentes entre les forces latérales de conception appliquée aux niveaux au-dessus de l'étage et les membres de résistance latéraux de l'étage, plus une torsion accidentelle. Le moment de torsion accidentel est déterminé en déplaçant la masse une distance égale à 5% de la dimension de plan. L'irrégularité de torsion existera quand la dérive maximum d'étage, calculée comprenant la torsion accidentelle, à l'une ou l'autre extrémité de la structure est plus de 1.2 fois la moyenne des dérives d'étage aux deux extrémités de la structure. En ce cas, les effets de torsion doivent être réévalués en augmentant la torsion accidentelle à chaque niveau avec un facteur d'amplification entre 1 et 3, déterminé de la formule suivante :

$$1.0 \leq A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \leq 3.0 \quad (2.8)$$

là où le δ_{max} est le déplacement maximum du plancher produit par les forces statiques équivalentes de tremblement de terre, et δ_{avg} est la moyenne des déplacements des points extrêmes de la structure. Dans le calcul δ_{max} l'effet de la torsion accidentelle doit être incluse.

Le code ne clarifie pas comment δ_{avg} doit être calculé.

On le suppose ici que la torsion accidentelle n'a pas besoin d'être incluse tout en calculant δ_{avg} . Avec cette prétention, deux calculs séparés de déplacement doivent être effectués pour déterminer A_x .

Pour Déterminer δ_{max} une force de cisaillement V_0 est appliquée à une distance $e + 0.05b$ du CR, donnant :

$$\delta_{max} = \frac{V_0}{K_y} + \frac{V_0(e + 0.05b)}{K_{\theta R}} \left(\frac{b}{2} + e \right) \quad (2.9)$$

Pour Déterminer δ_{avg} une force de cisaillement V_0 doit être appliquée au CM,

$$\delta_{avg} = \frac{1}{2} \left[\frac{V_0}{K_y} + \frac{V_0 e}{K_{\theta R}} \left(\frac{b}{2} + e \right) + \frac{V_0}{K_y} - \frac{V_0 e}{K_{\theta R}} \left(\frac{b}{2} - e \right) \right] \quad (2.10)$$

$$= \frac{V_0}{K_y} + \frac{V_0 e^2}{K_{\theta R}} \quad (2.11)$$

L'excentricité primaire de conception e_{d1} et l'excentricité secondaire de conception e_{d2} , adoptées dans IBC 2009 et ASEC 7-05, sont

$$e_{d1} = 1.0e_s + 0.05bA_x \quad (2.12)$$

$$e_{d2} = 1.0e_s - 0.05bA_x \quad (2.13)$$

là où e_s est l'excentricité inhérente entre les centres de la masse et la rigidité, et b est la dimension de plan perpendiculaire à l'action sismique considérée. Dans les deux excentricités de conception, l'excentricité inhérente n'obtient pas amplifiée ou réduite. Une excentricité accidentelle de 5% de la dimension de plan est utilisée, mais cette valeur peut obtenir amplifiée selon l'intensité de la réponse de torsion.

II.4.3.3 Eurocode 8

Le code sismique européen de conception (Eurocode 8) fournit une méthode d'analyse approximative, qui peut considérer les effets de torsion. Deux modèles planaires sont employées, un pour chaque direction. Les effets de torsion pour chaque direction sont déterminés séparément. Afin de considérer les effets dynamiques de la vibration de translation et de torsion simultanée, le

centre de la masse est déplacé de la position initiale avec une excentricité inhérente (la distance entre les centres de la masse et la rigidité) et une excentricité additionnelle. L'excentricité additionnelle est mentionnée e_2 , et elle peut être rapprochée en tant qu'inférieure des deux valeurs suivantes :

$$e_2 = 0.1(L + B)\sqrt{10e_0/L} \leq 0.1(L + B) \quad (2.14)$$

$$e_2 = \frac{1}{2e_0} \left[l_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(l_s^2 - e_0^2 - r^2)^2 + 4e_0^2 r^2} \right] \quad (2.15)$$

là où e_0 est l'excentricité inhérente, L est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique, B est la dimension de plancher parallèle à la direction de l'action sismique, r^2 est le rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale de l'étage, l_s^2 est carrée du rayon de giration,

$$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (2.16)$$

Les effets de torsion sont déterminés comme enveloppe des effets résultant d'une analyse en utilisant le moment de torsion M_i pour deux conditions de charge statiques :

$$M_i = F_i \cdot e_{d1} = F_i \cdot (e_0 + e_1 + e_2) \quad (2.17)$$

$$M_i = F_i \cdot e_{d2} = F_i \cdot (e_0 + e_1) \quad (2.18)$$

là où F_i est la force sismique horizontale à l'étage i , e_0 est l'excentricité inhérente, e_1 est l'excentricité accidentelle égale à 5% de la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique, et e_2 est l'excentricité additionnelle définie ci-dessus.

Si la rigidité latérales et la masse sont symétriquement distribuées dans le plan, et à moins qu'une méthode plus exacte soit appliquée, les effets de torsion accidentels sont expliqués par multiplier les effets d'action en différents membres de résistance latéraux, évalué selon la méthode ci-dessus, avec le facteur donné près

$$1 + 0.6 \frac{x}{L_e} \quad (2.19)$$

là où x est la distance du centre de la masse à l'élément à étudier, mesuré perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée, et L_e est la distance entre les deux membres de résistance latéraux extérieurs mesurés perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

Cependant, Eurocode a déterminé des restrictions à l'utilisation de cette méthode approximative d'analyse.

Ces analyses peuvent être appliquées aux conditions suivantes :

- Le bâtiment a une bonne distribution de revêtement et cloisons et aussi relativement rigides ;

- La hauteur du bâtiment n'excède pas 10 m ;
- L'allongement de bâtiment (hauteur/longueur) dans les deux directions principales n'excède pas 0.4 ;
- La rigidité des planchers est assez grande en comparaison de la rigidité latérale des pièces de charpente verticales, de sorte qu'un comportement rigide de diaphragme puisse être assumé ;
- Les centres de la rigidité latérale et de la masse sont chacun approximativement situé sur une ligne verticale.

Dans Eurocode 8, l'excentricité primaire de conception et l'excentricité secondaire de conception sont définies comme suit :

$$e_{d1} = 1.0e_s + e_2 + 0.05b \quad (2.20)$$

$$e_{d2} = 1.0e_s - 0.05b \quad (2.21)$$

là où e_s est l'excentricité inhérente entre les centres de la masse et la rigidité, b est la perpendiculaire de dimension de plan à l'action sismique, et e_2 est l'excentricité additionnelle précédemment définie. Les deux excentricités utilisent une excentricité accidentelle de 5% de la dimension de plan. Tandis que l'excentricité inhérente n'obtient pas amplifiée ou réduite dans l'excentricité secondaire de conception, l'excentricité primaire de conception utilise l'excentricité inhérente avec le facteur de modification suivant:

$$\alpha = 1.0 + \frac{e_2}{e_s} \quad (2.22)$$

là où e_s est l'excentricité inhérente et α est un facteur d'amplification pour l'excentricité inhérente.

I.4.3.4 NBCC

En code national de bâtiment du Canada (NRC, 1995), la force d'un membre du côté flexible est déterminée à partir de l'excentricité primaire de conception donnée e_{d1} près

$$e_{d1} = 1.5e_s + 0.1b \quad (2.23)$$

$$e_{d1} = 0.5e_s + 0.1b \quad (2.24)$$

là où e_s est l'excentricité inhérente entre les centres de la masse et la rigidité, et b est la dimension de plan perpendiculaire à l'action sismique considérée.

De même, la force d'un membre du côté raide est déterminée à partir de l'excentricité secondaire de conception e_{d2} donnée près

$$e_{d2} = 0.5e_s - 0.1b \quad (2.25)$$

$$e_{d2} = 1.5e_s - 0.1b \quad (2.26)$$

là où e_s est l'excentricité inhérente et b est la dimension de plan, comme défini ci-dessus.

Dans les deux excentricités de conception primaires et secondaires, NBCC-95 utilise une excentricité accidentelle égale à 10% de la dimension de plan tandis que l'excentricité inhérente obtenu amplifiée ou réduite avec le facteur de 1.5 ou de 0.5. Sous ce code de conception, les membres de résistance latéraux du côté flexible devraient être conçus ont basé sur la demande sismique maximum provoquée par l'un ou l'autre une des deux valeurs différentes de l'excentricité primaire de conception.

II.4.3.5 KBCS

Selon KBCS (code de bâtiment coréen - structural), l'excentricité primaire de conception et l'excentricité secondaire de conception, qui sont applicables pour les membres de résistance de charge latérale des côtés flexibles et raides respectivement, sont définies comme suit :

$$e_{d1} = 1.0e_s + 0.05b \quad (2.27)$$

$$e_{d2} = 1.0e_s - 0.05b \quad (2.28)$$

là où e_s est l'excentricité inhérente entre les centres de la masse et la rigidité, et b est la dimension de plan perpendiculaire à l'action sismique considérée. Les excentricités primaires et secondaires de conception emploient l'excentricité inhérente, qui n'obtient pas amplifiée ou réduite, et une excentricité accidentelle de 5% de la dimension de plan.

II.4.4 Comparaison des excentricités de conception

Les excentricités primaires et secondaires de conception adoptées dans divers codes sismiques internationaux de conception sont récapitulées dans le tableau 2.1. Comme peut être vu, chaque code adopte différentes valeurs pour les facteurs d'amplification/réduction pour l'excentricité inhérente et une excentricité accidentelle.

Ainsi, la conception de torsion sismique d'une structure basée sur un code spécifique de conception a pu être très différente du code au code.

Code parasismique	Excentricité de conception	
	Excentricité primaire de conception	Excentricité secondaire de conception
IBC 2009 ASCE/SEI 07-05	$1.0e_s + 0.05bA_x$	$1.0e_s - 0.05bA_x$
Eurocode 8 (2003)	$1.0e_s + e_2 + 0.05b$	$1.0e_s - 0.05b$
NBCC-95	$e_{d1} = 1.5e_s + 0.1b$ $e_{d1} = 0.5e_s + 0.1b$	$e_{d2} = 0.5e_s - 0.1b$ $e_{d2} = 1.5e_s - 0.1b$
Turkish code, DBYBHY [2006]	$1.0e_s + 0.05b$	$1.0e_s - 0.05b$
KBCS (2005)	$1.0e_s + 0.05b$	$1.0e_s - 0.05b$
UBC 1997	$1.0e_s + 0.05bA_x$	$1.0e_s - 0.05bA_x$
NEHRP 1997	$1.0A_x e_s + 0.05bA_x$	$1.0A_x e_s - 0.05bA_x$
NZS	$1.0e_s + 0.01bA_x$	$1.0e_s - 0.01bA_x$
Mexico	$1.5e_s + 0.05bA_x$	$0.5e_s - 0.05bA_x$

Tableau 2.1 Comparaison des excentricités de conception dans différents codes internationaux

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté des généralités regroupant des informations sur les séismes et leurs conséquences sur les bâtiments, Des informations sont données sur l'action sismique prise en compte pour la vérification d'un bâtiment par le code réglementaire, et nous avons présenté les différentes méthodes d'analyse des structures dans divers codes sismiques internationaux. En particulier, nous nous sommes intéressés au choix de la méthode de calcul en évaluant leur aptitude à traiter différentes sortes d'irrégularités dans la structure. L'application traitant une Structure contenant des irrégularités en plan induit souvent le phénomène de torsion, Pour finir, des dispositions de torsion dans divers codes sismiques internationaux de conception sont analysées : le Règlement Parasismique Algérien (RPA99), Code De Bâtiment International (IBC, 2009), ASCE/SEI 7-05 (société américaine des ingénieurs, 2005), Eurocode 8 (EC, 2004), code de bâtiment national du Canada (NBCC, 1995), et KBCS (code de bâtiment coréen - 2005 structural) et une Comparaison des excentricités de conception dans différents codes internationaux.

*Chapitre III***Méthode D'analyse Pushover****III.1 Introduction :**

Les diverses méthodes d'analyse, élastiques (linéaire) et non élastiques (non-linéaire), sont disponibles pour l'analyse des structures des bâtiments.

Les méthodes d'analyse élastiques disponibles des codes incluent des procédures des forces latérales statiques, des procédures des forces latérales dynamiques de code et des procédures élastiques en utilisant des rapports de capacité et de demande.

la méthode d'analyse non élastique la plus fondamentale est l'analyse dynamique non linéaire, qui est actuellement considérée excessivement complexe et impraticable pour l'usage général.

Les méthodes d'analyse non-linéaires simplifiées disponibles, désignées sous le nom des procédures d'analyse statiques non-linéaires, incluent la méthode de spectre de capacité (CSM) qui utilise l'intersection de la courbe de capacité (pushover) et un spectre de réponse réduit au évaluation de déplacement maximum;

La méthode d'analyse de type "pushover", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "pushover"), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique.

Ce chapitre souligne l'utilisation des procédures statiques non-linéaires en général et des notions sur la méthode de spectre de capacité.

III.2.1 Définition de l'analyse pushover :

L'analyse 'pushover' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subite des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

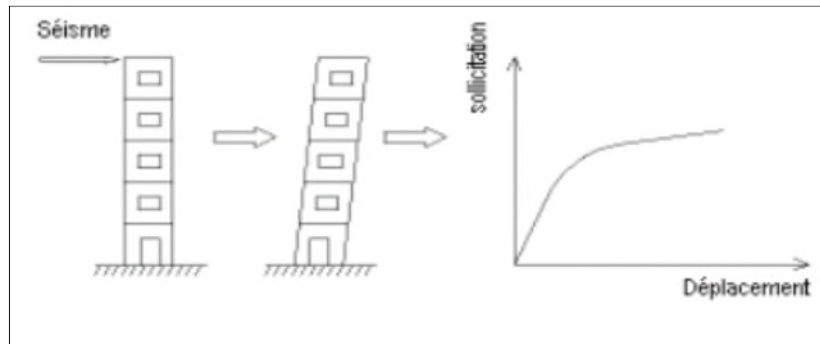


Figure 3.1 : signification physique de la courbe de capacité

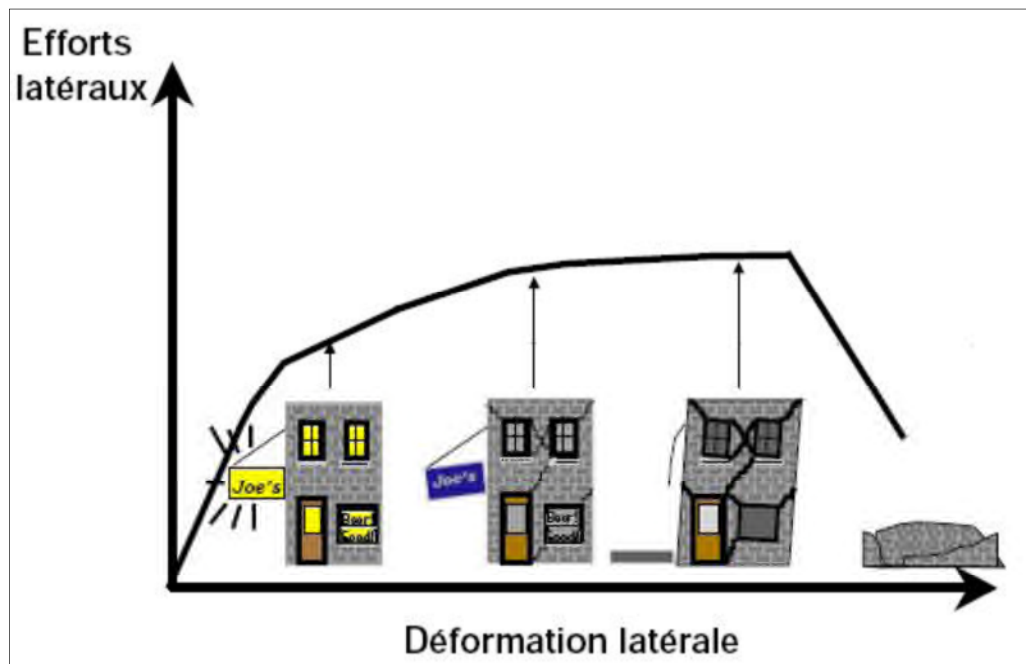


Figure 3.2: Endommagement correspondant

- a- Premier niveau comportement élastique (non endommagement).
- b- Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c- Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- d- Quatrième niveau effondrement de la structure

III.2.2 Origine de l'analyse Pushover :

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

III.2.3 But de l'analyse Pushover:

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

III.2.4 Formulation de l'analyse Pushover:

La forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation.

Le vecteur du déplacement relatif $X = \{\Phi\} x_i$ (x_i = déplacement au sommet), d'un système à plusieurs degrés de liberté.

L'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + C\{\Phi\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (3.1)$$

Où M et C sont les matrices masse et amortissent, Q le vecteur des forces dans les niveaux et

x_g est l'action sismique.

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T M \{I\}} x_i \quad (3.2)$$

[M] : matrice de masse.

[C] : matrice d'amortissement.

{f} : vecteur des forces dans les niveaux de la structure.

x_g : L'accélération du sol.

x^* sera noté comme étant le déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent, donné

par l'expression suivante :

$$x^* = \frac{\{\Psi\}^T M \{\Psi\}}{\{\Psi\}^T M \{I\}} x_i \quad (3.3)$$

En multipliant l'éq. (1) par {Ψ}, et en utilisant l'éq.(2), on obtient l'équation différentielle du système équivalent :

{Ψ_n = 1, n} n : niveau du toit

$$M^* \ddot{x}^* + C^* \dot{x}^* + f^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (3.4)$$

M^* , C^* et f^* Désignent les propriétés du système équivalent et elles sont données par les formules suivantes avec :

$$M^* = \{\Psi\}^T [M] \{\Psi\} \quad (3.5)$$

$$f^* = \{\Psi\}^T \{f\} \quad (3.6)$$

$$C^* = \{\Psi\}^T [C] \{\Psi\} \frac{\{\Psi\}^T [M] \{I\}}{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}} \quad (3.7)$$

La forme du vecteur {Ψ} est connue et est supposée représenter la déformé du système à plusieurs degrés de liberté durant sa réponse au séisme dans le premier mode.

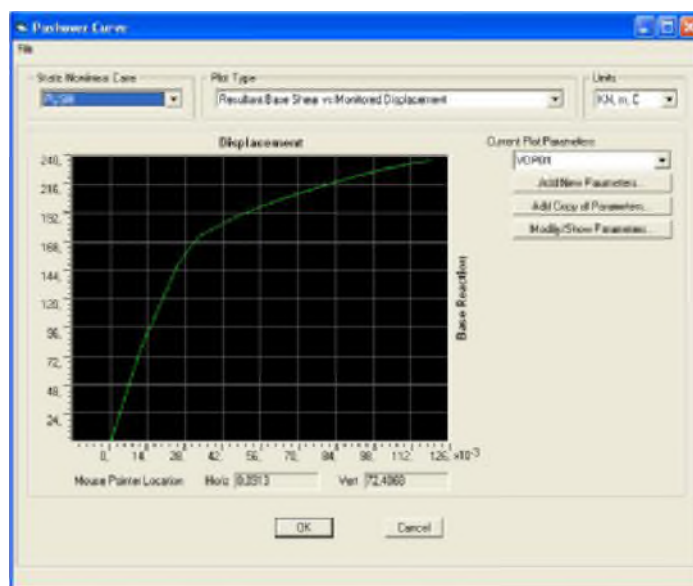


Figure 3.3 courbe pushover

En déduire de la courbe bilinéaire reliant ces deux paramètres, qui peuvent être calculés pour calculer les paramètres du système à un seul degré de liberté et qui sont données par les expressions ci après :

$$x_y^* = \frac{\{\Psi\}^T [M] \{\Psi\}}{\{\Psi\}^T [M] \{I\}} x_{t,e} \quad (3.8)$$

$$f_y^* = \{\Psi\}^T \{f_y\}$$

$\{f_y\}$: vecteur des forces dans chaque étage à la limite élastique ($V_y = \{1\}^T \{f_y\}$).

Ayant calculé ces caractéristiques, on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suit [11]

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{f_y^*}} \quad (3.9)$$

III.3 Principes théoriques du calcul Pushover :

La méthode Pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement. [31]

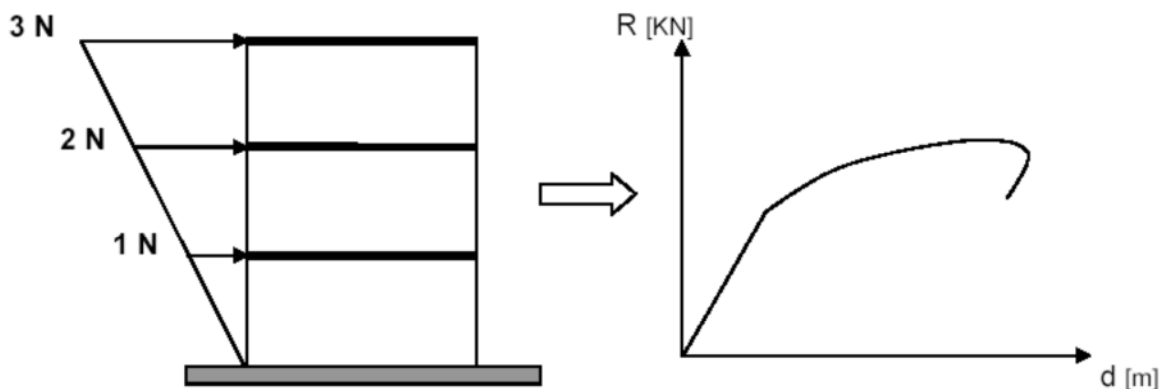


Figure 3.4 : Calcul Pushover et courbe de capacité [31]

L'exécution d'un calcul Pushover a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels.

Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps).

Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

III.3.1 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.»

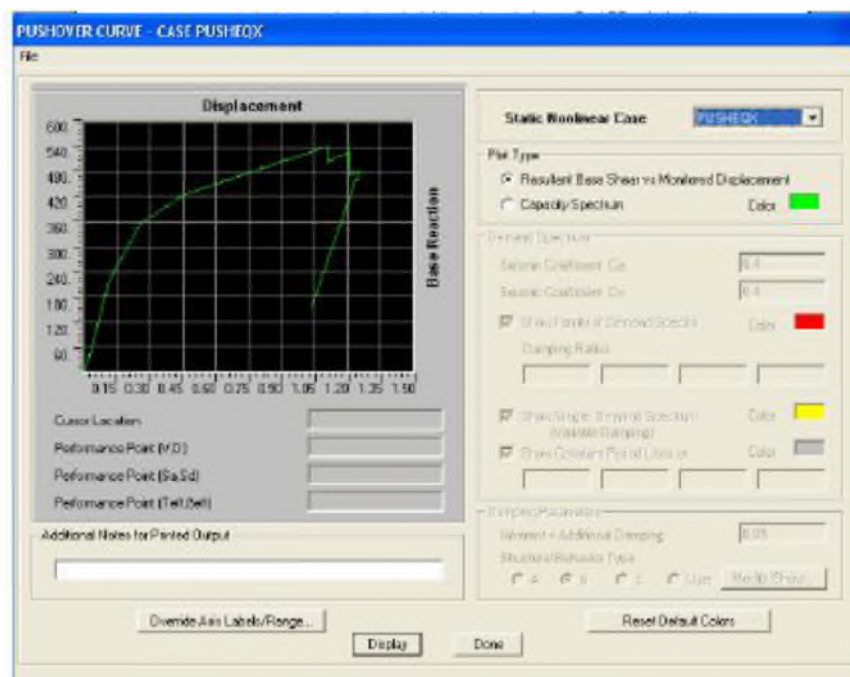


Figure 3.5 Courbe de Capacité

III.3.2 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci Avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération S_d – Spectre de déplacement S_u ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse accélération
- Déplacement / Facteur de participation modale déplacement

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme.

En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode dynamique non linéaire temporel.

Le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B.

Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité.[4]

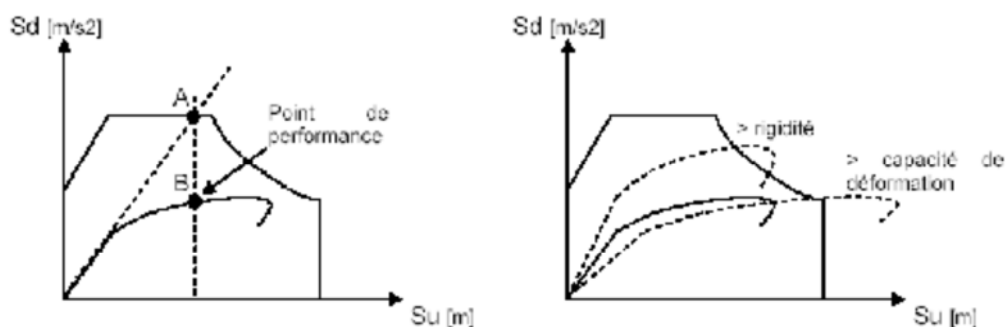


Figure 3.5 Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.[33]

Les normes américaines FEMA [32], prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient

d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C).

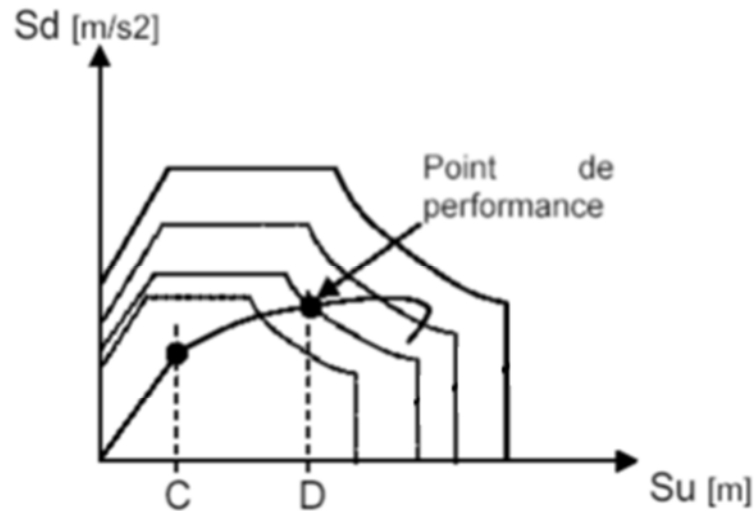


Figure 3.6 Point de performance – principe de réduction du spectre

En plus de la courbe de capacité fournit par l'analyse pushover, on peut aussi suivre l'histoire de formation des rotules plastiques à chaque pas et le déplacement correspondant de chaque nœud de la structure.

III.4 CONCLUSION :

L'analyse pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse pushover en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

CHAPITRE IV

Applications numériques au calcul de la réponse des structures

IV.1 Introduction

Dans le cadre de ce travail de mémoire, nous avons choisi d'étudier un bâtiment contreventé par des voiles portiques en béton armé. Le bâtiment à usage d'habitation, à cinq niveaux (voir figures 4.1.), dont la hauteur de chaque niveau est de 3.00 m, et présentent la même superficie de $(16 \times 16) \text{ m}^2$ où les planchers en dalle pleine de 20cm d'épaisseur. Le système de contreventement est composé de cinq lignes dans chaque direction, les dimensions des différents éléments porteurs sont indiquées dans les tableaux ci-dessous (tableaux 4.1)

Tableau 4.1 : dimension des poutres et des poteaux de la structure

etage	Poutre sens X	Poutre sens Y	poteaux
1	30X40 (cm ²)	30X40 (cm ²)	50X50 (cm ²)
2	30X40 (cm ²)	30X40 (cm ²)	50X50 (cm ²)
3	30X40 (cm ²)	30X40 (cm ²)	50X50 (cm ²)
4	30X40 (cm ²)	30X40 (cm ²)	40X40 (cm ²)
5	30X40 (cm ²)	30X40 (cm ²)	40X40 (cm ²)

Les masses d'étage sont formées à l'aide de la répartition appropriée des charges du plancher, et des cloisons de séparation de brique. Les charges du plancher composée du poids propre (G) et 20% de la charge d'exploitation (q), où, posséder $G = \text{le poids} + 1,5\text{kN/m}^2$, $Q = 1,5\text{kN/m}^2$.

IV.2 Pré dimensionnement de la structure étudié

L'étude préliminaire est réalisée à l'aide d'une modélisation numérique en trois dimensions par éléments finis à l'aide du programme ETABS 9.7 [29]. Qui nécessite une identification des paramètres caractéristiques des modèles globaux utilisés pour modéliser les portiques en béton armé. (Résistance à la traction/ compression,...).

- Résistance du béton à la compression à 28 jours est choisi de 25 MPa .
- Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence f_e 400 MPa.

Le bâtiment est dimensionné suivant la majorité des prescriptions du règlement parasismique algérien le RPA99 et avec un calcul en état limite suivant le règlement BAEL99 [30]

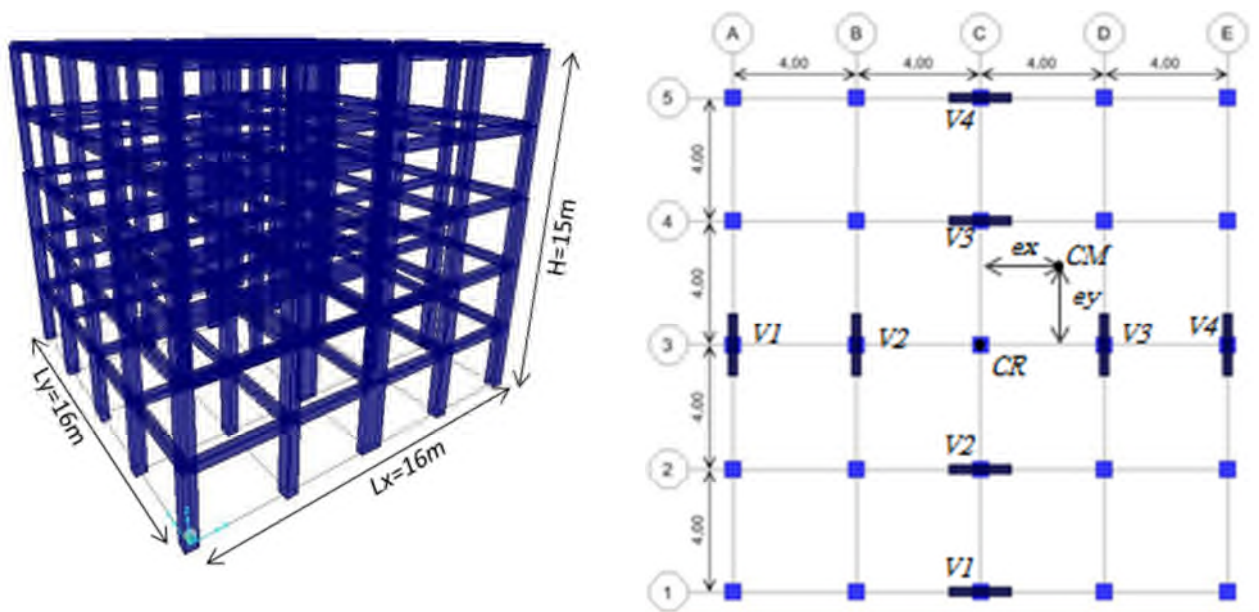


Figure 4.1: Configuration et vue en plan de la structure.

IV.2.1 Présentation des actions sismiques

Les actions sismiques utilisées dans cette étude préliminaire, sur lesquelles est basée notre étude vis-à-vis du comportement sismique élastique des structures considérées, sont basées sur la méthode statique équivalente mentionnée dans le code RPA99 [5].

La force sismique horizontale totale à la base de chaque structure V est exprimée par la formule suivante (équation 4.1) :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (4.1)$$

A : coefficient d'accélération de zone.

R : coefficient de comportement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q: facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

Ces actions sont correspondantes au site considéré meuble S3, est supposé à implanter en zone sismique III, groupe d'usage 2 correspond à un coefficient d'accélération de zone égale à 0.25 avec un amortissement de la structure de 6%, le facteur de qualité est égale à 1.25 et le coefficient de comportement est de 5.

Ensuite, la distribution de ces actions selon la hauteur est définie dans le règlement parasismique RPA99 où la charge latérale à chaque étage peut calculer selon la formule suivante :

$$F_i = (V_b - F_t) \frac{m_i h_i}{\sum m_i h_i} \quad (4.2)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule: $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

Les différentes actions sismiques calculées par les formules ci-dessus (équations 4.1 et 4.2) sont indiquées dans les tableaux suivants (tableau 3.4,).

Tableau 4.2: Distribution des charges latérales

Niveau	Wi (KN)	hauteur(m)	Wi*hi	wi.hi/∑wi.hi	Fi
N5	2217,5	15	33262,5	0,31	492,10
N4	2398	12	28776	0,26	425,73
N3	2448,5	9	22036,5	0,20	326,02
N2	2507	6	15042	0,14	222,54
N1 (RDC)	2507	3	7521	0,070	111,27
				Vx= Vy	1577,68

Tableau 4.3 : Caractéristique dynamique de la structure

Mode	Période (Sec)	Fréquence (Hrz)	Participation de la masse %	Somme participation de masse
1	0,49	2,03	36,5	36,5
2	0,48	2,08	39,7	76,1
3	0,39	2,57	3,2	79,4
4	0,16	6,27	5,5	84,9
5	0,16	6,42	6	90,9
6	0,13	7,88	0,5183	91,4
7	0,08	12,06	2,3	93,7

IV.2.2 Vérification des déplacements relatifs horizontaux

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan, Les déplacement sont calculés par la formule donnée par le RPA99 [5] comme suit (équation 4.3):

$$\delta_k = R. \delta_{ek} \quad (4.3)$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i .

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les 1%he. (he est la hauteur libre de l'étage considéré).

Le tableau 4.4 : résume les résultats de la vérification des déplacements inter-étages.

Niveau	he (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k	1%h(cm)	$\Delta_k < 1\%he$
N5	300	1,15	5,75	0,80	3	vérifié
N4	300	0,99	4,95	1,24	3	Vérifié
N3	300	0,74	3,71	1,39	3	Vérifié
N2	300	0,46	2,32	1,45	3	Vérifié
N1 (RDC)	300	0,17	0,87	0,87	3	vérifié

Le tableau ci-dessous (Tableau 4.5) regroupe et résume une tâche longue de calcul de ferrailage des différents éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles)

Tableau 4.5: Différents sections et leurs ferrailages

étage	Poutre sens X (sens Y)			poteaux		Voile 1, 4		Voile 2, 3	
	section (cm ²)	Ferrailage (appuis)		section (cm ²)	Ferrailage	section (cm ²)	Ferrailage	section (cm ²)	Ferrailage
		Sup.	Inf.						
5	30×40	7 T14	6 T14	40×40	8 T16	30×100	2 T14 S10	20×100	2 T14 S10
4	30×40	7 T14	6 T14	40×40	8 T16	30×100	2 T14 S10	20×100	2 T14 S10
3	30×40	7 T14	6 T14	50×50	12 T16	30×100	2 T14 S10	20×100	2 T14 S10
2	30×40	7 T14	6 T14	50×50	12 T16	30×100	2 T14 S10	20×100	2 T14 S10
1(RDC)	30×40	7 T14	6 T14	50×50	12 T16	30×100	2 T14 S10	20×100	2 T14 S10

VI.3. Application numérique sur les modèles choisis

Pour étudier l'effet de la torsion sur le comportement sismique des structures des bâtiments, des modèles avec cinq différentes excentricités considérant un comportement élastiques et non élastique ont été utilisés et des comparaisons entre leurs réponses ont été faites. Pour le premier modèle, le centre de masse CM à l'endroit du centre de rigidité a eu comme conséquence la réponse de torsion minimum du bâtiment. Les autres modèles sont considérés excentriques dans les deux directions dues aux différences entre les endroits de centre des masses (CM) et des centres des rigidités (CR) des différents planchers Voir le Tableau4.6

Tableau 4.6 : présentation des centres des masses et les excentricités.

<i>structure</i>	<i>xcm</i>	<i>Ycm</i>	<i>ex/lx</i>	<i>ey/ly</i>
1	0	0	0%	0%
2	0,8	0,8	5%	5%
3	1,6	1,6	10%	10%
4	2,4	2,4	15%	15%
5	3,2	3,2	20%	20%

Les bâtiments ont été analysés sous le chargement sismique avec différentes excentricités à l'aide du programme SAP2000 [31]. Les charges sismiques qui incluent les effets de la torsion ont été calculées en utilisant la Méthode d'analyse modale spectrale dans des directions de x et de y. Pour la comparaison, des analyses ont été également effectuées en employant la méthode statique non

linéaire pushover basée sur le déplacement du centre des masses, CM, de chaque plancher de sa position nominale à une autre position (tableau 2).

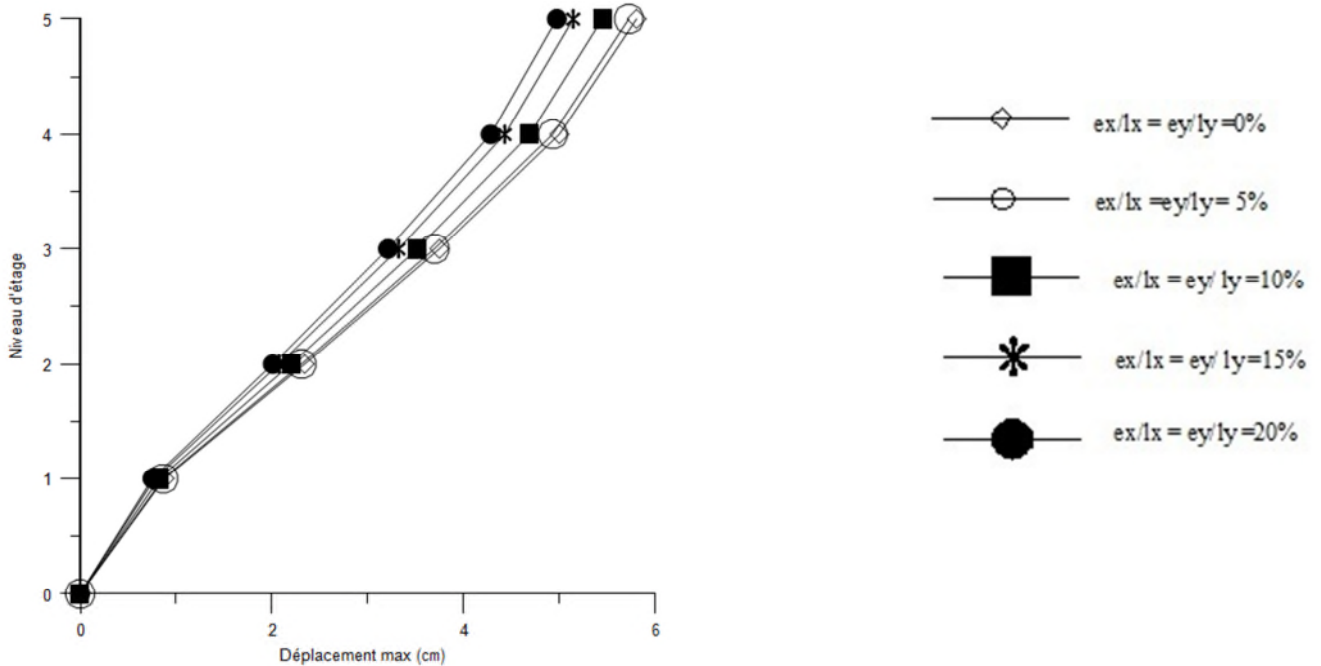


Figure 4.2 : les déplacements maximum des plancher (sens x) calculé par la méthode modale Spectrale

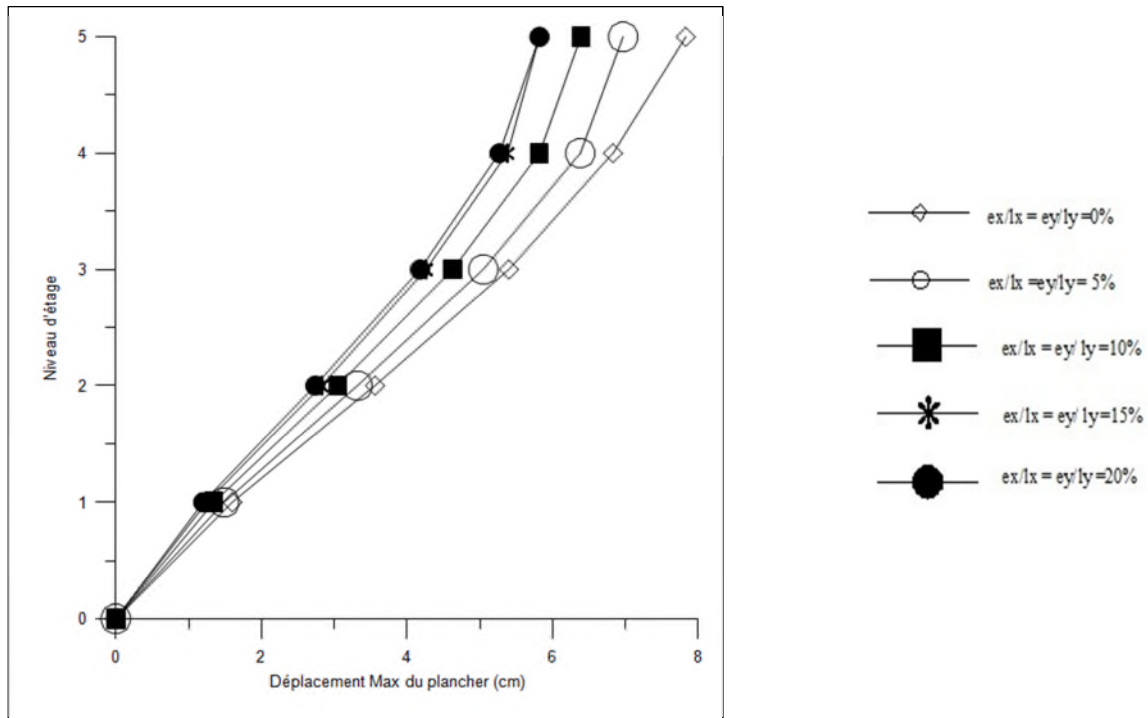


Figure 4.3 : les déplacements maximum des plancher (sens x) calculé par la méthode puchover

La figure 4.2 et la figure 4.3 montrent les déplacements maximum de tous les modèles analysés par la méthode modales spectrale et la méthode élastiques non linéaire pushover. Commenant par le

premier model ou $e_x = e_y = 0$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse dans les sens « x » est de 5,8cm par la méthode modale spectrale et de 7,43cm par la méthode pushover, Pour le deuxième modèle ou $e_x / l_x = e_y / l_y = 5\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse dans les sens « x » est de 5,7cm par la méthode modale spectrale et de 6,97cm par la méthode pushover et le troisième model $e_x / l_x = e_y / l_y = 10\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse dans les sens « x » est de 5,4 cm par la méthode modale spectrale et de 6,39cm par la méthode pushover, et le troisième model $e_x / l_x = e_y / l_y = 15\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse dans les sens « x » est de 5,1 cm par la méthode modale spectrale et de 5,82cm par la méthode pushover, le cinquième modèle model $e_x / l_x = e_y / l_y = 20\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse dans les sens « x » est de 4,95 cm par la méthode modale spectrale et de 5,79cm par la méthode pushover.

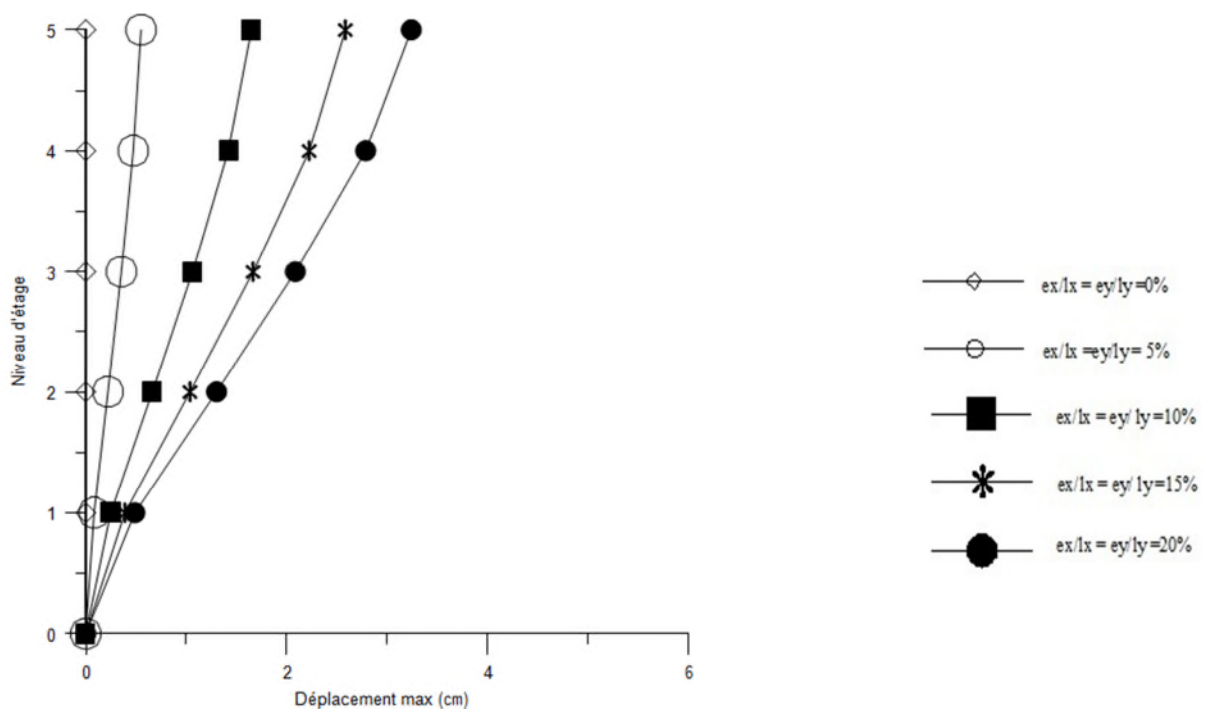


Figure 4.4 : les déplacements maximum des plancher (sens y) calculé par la méthode modale spectrale

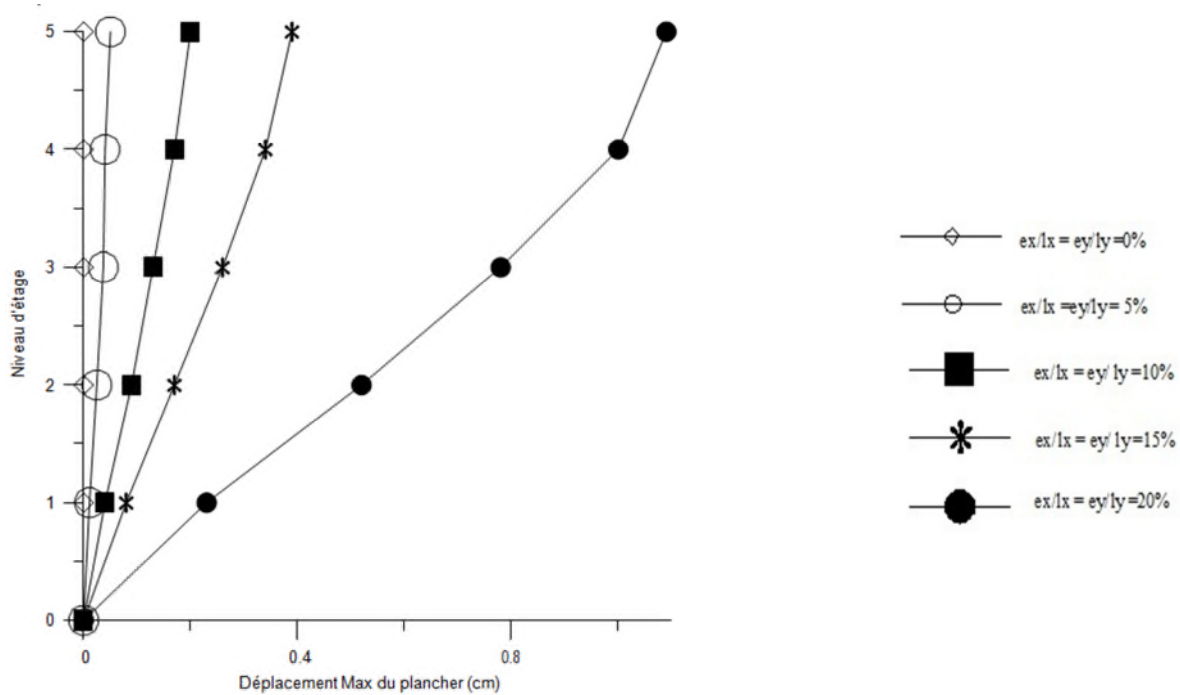


Figure 4.5 : les déplacements maximum des plancher (sens y) calculé par la méthode pushover

La figure 4.4 et la figure 4.5 montrent les déplacements maximum de tous les modèles analysés par la méthode modales spectrale et la méthode élastiques non linéaire pushover au sens « y ». Commenant par le premier model ou $ex = ey = 0$ le centre de masse CM au niveau du plancher terrasse ne se deplace pas pour les deux méthode, le deuxième modèle ou $ex/lx = ey/ly = 5\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse est de 0,55cm par la méthode modale spectrale et de 0,05cm par la methde pushover et le troisième model $ex/lx = ey/ly = 10\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse est de 1,6 cm par la méthode modale spectrale et de 0,2cm par la méthode pushover, et le troisième model $ex/lx = ey/ly = 15\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse est de 2,55 cm par la méthode modale spectrale et de 0,39cm par la méthode pushover, le cinquième modèle model $ex/lx = ey/ly = 20\%$ le déplacement maximum du centre de masse CM au niveau du plancher terrasse est de 3,2 cm par la méthode modale spectrale et de 1,09cm par la méthode pushover.

Les graphes sur les figures 4.6 et 4.7 montrent la quantité de rotation de torsion de chaque plancher pour des cas linéaires et non-linéaires.

La comparaison de n'importe quel modèle linéaire et non-linéaire montre la quantité de torsion non élastique due à la non-linéarité matérielle. La figure 4.7 montre une quantité considérable de torsion non élastique des plancher des différents modèles étudiés par rapport à la torsion élastique des structures étudiés de la figure 4.6.

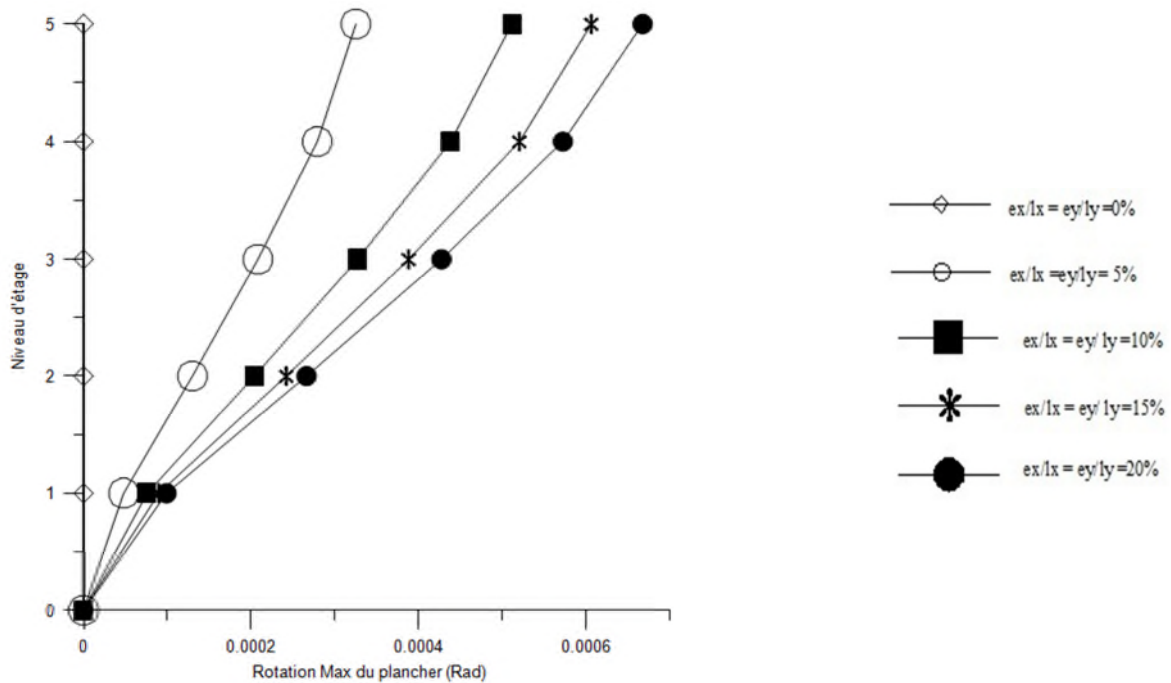


Figure 4.6 : les rotations maximum des plancher calculé par la méthode modale spectrale

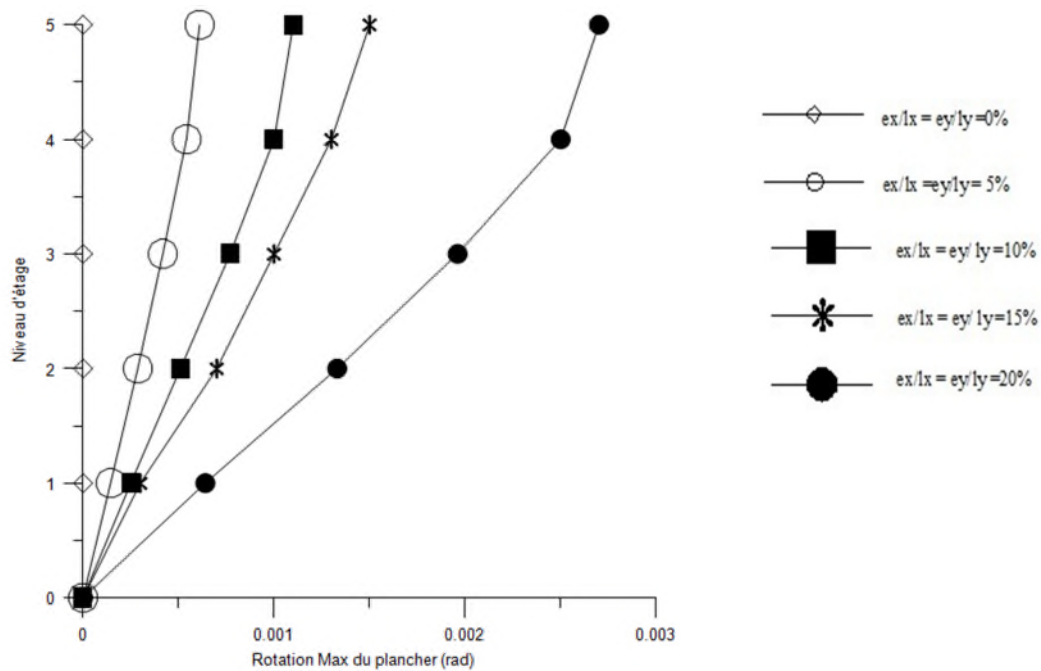


Figure 4.7 : les rotations maximum des plancher calculé par la méthode pushover

La quantité de la torsion au niveau terrasse pour le calcul non linéaire est approximativement $((0,61 - 0,48) E - 3 / 0,48 E - 3) = 27\%$ Plus grande que la quantité de torsion du calcul linéaire pour le deuxième model de 5% d'excentricité, et 44% pour le modèle de 10% d'excentricité et une augmentation de 66% et de 172% pour les restes modèles.

Donc La comparaison de n'importe quel modèle linéaire et non-linéaire montre la quantité de torsion non élastique due à la non-linéarité matérielle.

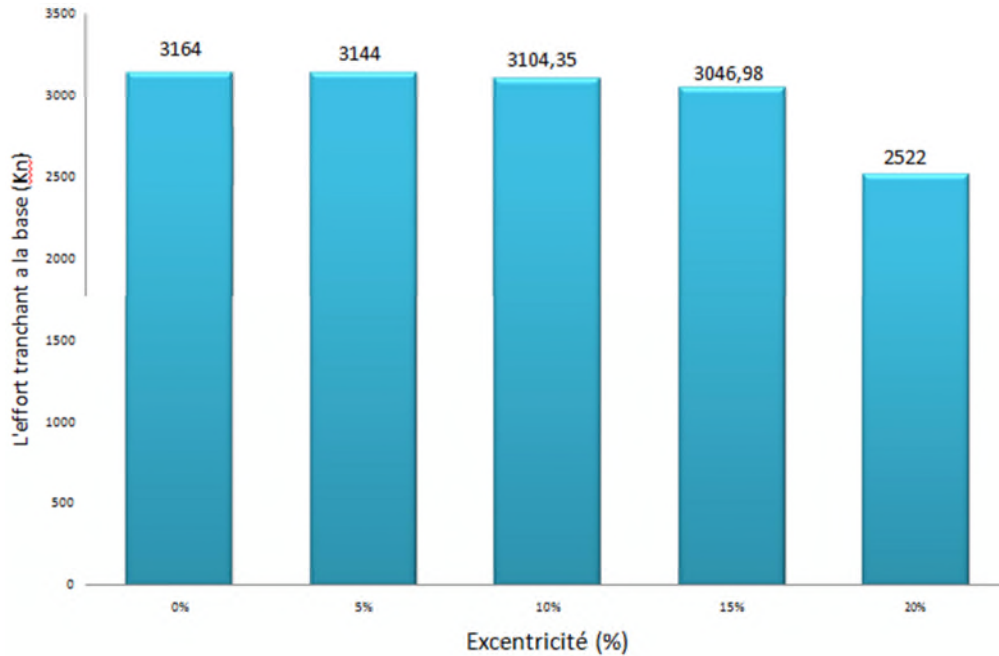


Figure 4.8 : effort tranchant à la base par la méthode pushover

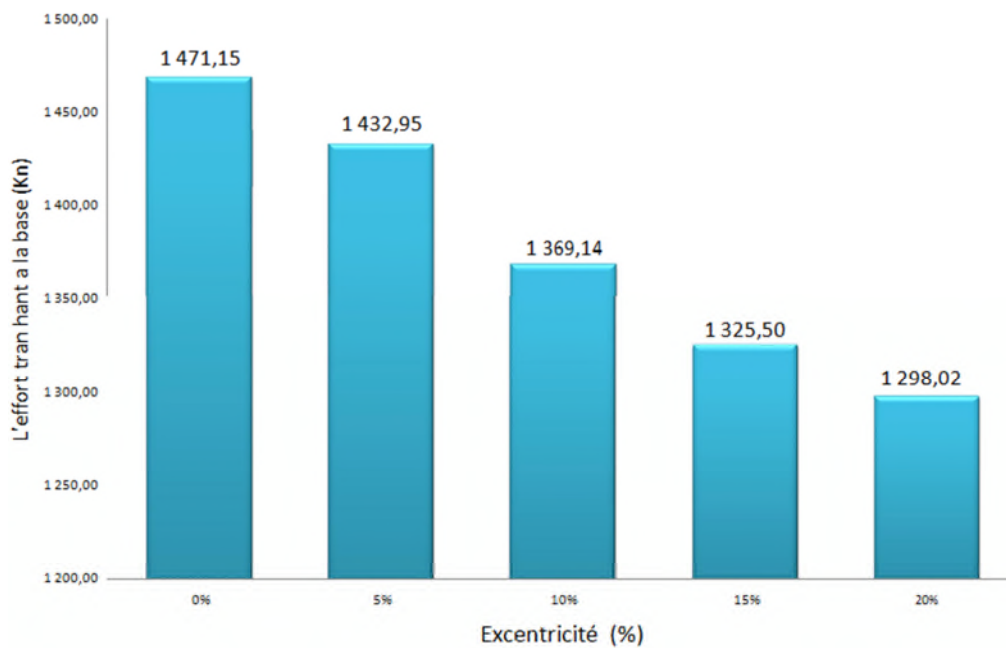


Figure 4.9 : effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale

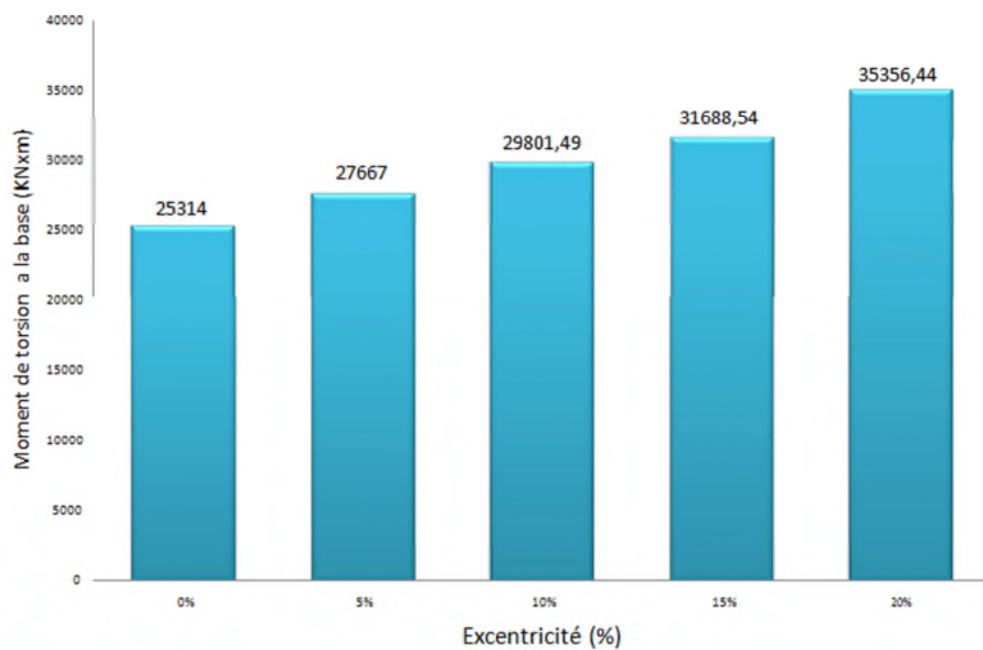


Figure 4.10 : *moment de torsion à la base par la méthode pushover*

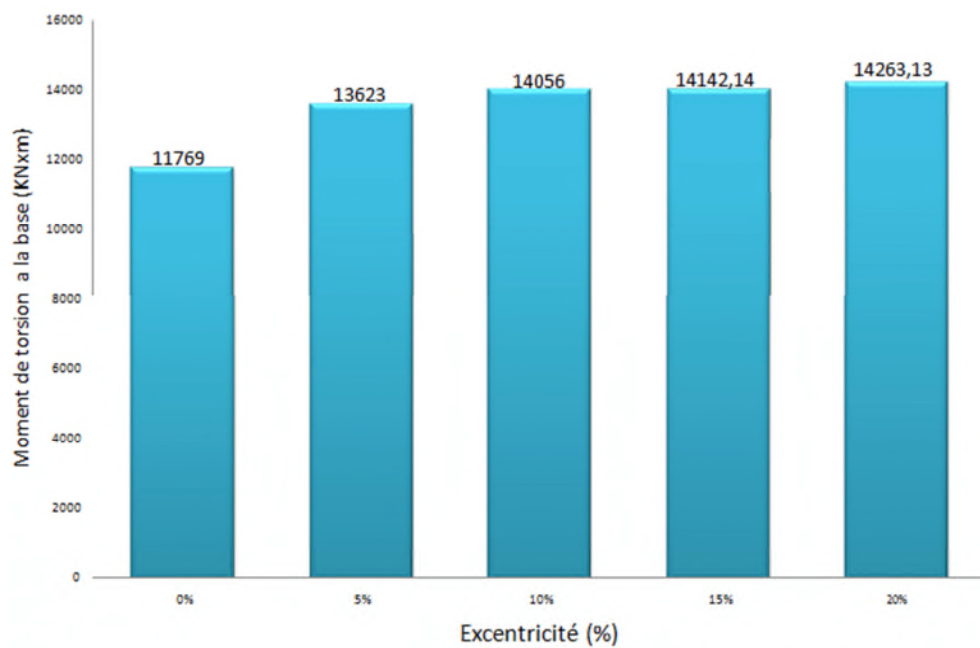


Figure 4.11 : *moment de torsion à la base par la méthode modale spectrales*

Les principaux résultats de comparaison entre les réponses obtenues par la méthode modale spectrale et la méthode statique non-linéaire pushover sont résumés dans les figures (4.8), (4.9) et (4.10), (4.11), à partir desquelles les observations suivantes peuvent être effectuées :

La réponse en termes des efforts tranchants, montre que ces derniers calculés a la base des structures par la méthode statique non-linéaire pushover sont supérieurs à ceux calculés par la méthode modales spectrale qui présente une sous-estimation jusqu'à 115% pour le modèle de 0% d'excentricité et une augmentation de 119% pour le modèle de 5% d'excentricité et une augmentation de 126% pour le modèle de 10% d'excentricité.

En termes de moment de torsion une comparaison entre les résultats de la figure 4.10 pour le calcul des moments par la méthode statique non linéaire et la figure 4.11 moment calculer par la méthode modales spectrale montre qu'une augmentation de moment de 115% pour le modèle de 0% d'excentricité et une augmentation de 103% pour le modèle de 5% d'excentricité.

IV.4. Evaluation et comparaison la variation du phénomène d'irrégularité due à la torsion selon différent codes parasismiques.

Pour comparer la variation du phénomène d'irrégularité due à la torsion sur la réponse des structures des bâtiments selon les codes parasismiques algérien, européen et américain une structure était choisi pour faire une comparaison entre ces codes .

Présentation de la structure :

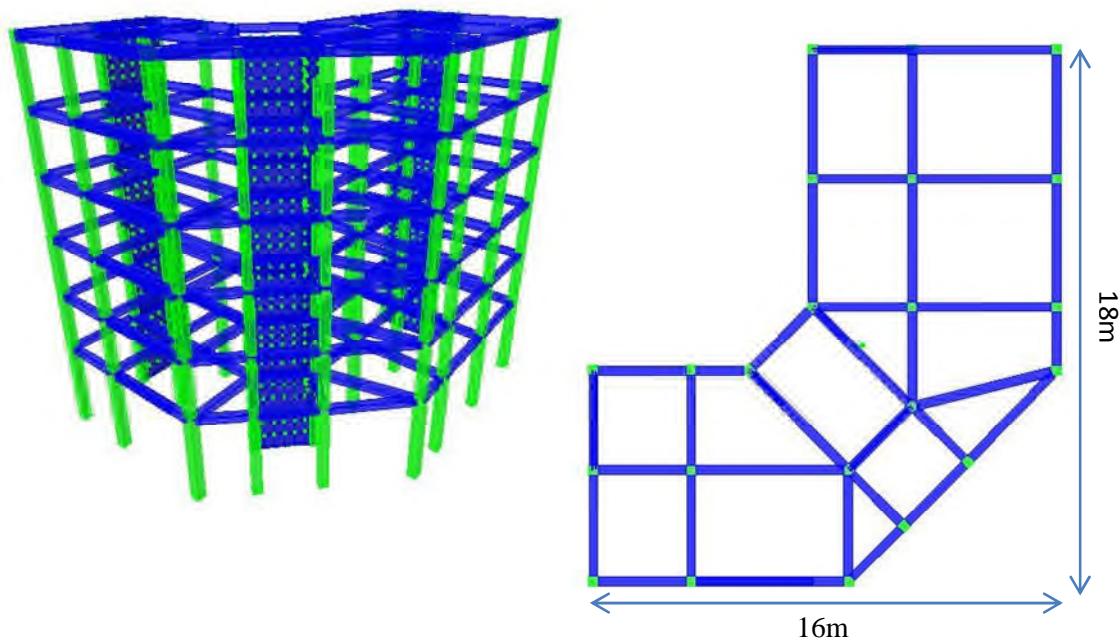


Figure 4.12: Configuration et vue en plan de la structure.

IV.4.1. Caractéristique dimensionnelle du bâtiment :

Le bâtiment, en forme d'angle, comporte un RDC et 5 étages.

- Dimensions en élévation:
 - Hauteur du RDC : 4,59 m
 - Hauteur de l'étage : 3,06 m
 - Hauteur totale du bâtiment : 19,89m (sans acrotère).
- Dimensions en plan:
 - La largeur totale du bâtiment est de : 16,00 m
 - La longueur totale du bâtiment est de : 18,00 m

L'ossature du bâtiment est contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques[34].

Tableau 4.7 : centre de masse et rigidité

Etage	m(t)	Imz	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}
Terrasse	159,9	7197,66	9,22	8,06	6,724	9,708
Niveau 5	141,68	6376,88	9,21	8,09	6,551	9,973
Niveau 4	135,12	6084,9	8,79	8,03	6,308	10,348
Niveau 3	135,12	6084,9	8,79	8,03	6,031	10,778
Niveau 2	154,3	6935,38	8,79	8,03	5,713	11,268
Niveau 1 RDC	154,3	6935,38	8,62	8,35	5,423	11,652

IV.4.2. Calcul des excentricités du plancher terrasse:

Les excentricités de conception pour le règlement parasismique algérien RPA99V 2003 et le règlement turc DBYBHY (2006), le règlement coréen KBCS (2005) sont obtenues à partir du à des équations du tableau **I.1**.

$$e_{d1x} = 1.0e_s + 0.05b = 1.0 \times 2,5 + 0,05 \times 16 = 3,3m$$

$$e_{d2x} = 1.0e_s - 0.05b = 1.0 \times 2,5 - 0,05 \times 16 = 1,7m$$

$$e_{d1y} = 1.0e_s + 0.05l = 1.0 \times 1,65 + 0,05 \times 18 = 2,55m$$

$$e_{d2y} = 1.0e_s - 0.05l = 1.0 \times 1,65 - 0,05 \times 18 = 0,75m$$

Les coefficients d'excentricité de conception indiqués dans UBC 1997 et IBC2009, ASCE/SEI 07-05 sont $\alpha = 1$ et $\beta = A_x (0.05b)$, Le facteur A_x est déterminé à partir de l'équation(1.8) :

$$1.0 \leq A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \leq 3.0 \quad (1.8)$$

Pour Déterminer δ_{max} une force de cisaillement V_0 est appliquée à une distance $e + 0.05b$ du CR, donnant :

$$\delta_{xmax} = \frac{V_0}{K_y} + \frac{V_0(e + 0.05b)}{K_{\theta R}} \left(\frac{b}{2} + e \right) = 1,20$$

Pour Déterminer δ_{avg} une force de cisaillement V_0 doit être appliquée au CM,

$$\delta_{xavg} = \frac{1}{2} \left[\frac{V_0}{K_y} + \frac{V_0 e}{K_{\theta R}} \left(\frac{b}{2} + e \right) + \frac{V_0}{K_y} - \frac{V_0 e}{K_{\theta R}} \left(\frac{b}{2} - e \right) \right]$$

$$= \frac{V_0}{K_y} + \frac{V_0 e^2}{K_{\theta R}} = 0,93$$

$$A_x = \left(\frac{1,20}{1,2 \times 0,93} \right)^2 = 1,17$$

$$A_y = \left(\frac{0,84}{1,2 \times 0,61} \right)^2 = 1,32$$

L'excentricité e_x selon l'axe x est :

$$e_{d1x} = 1,0e_s + 0,05bA_x = 1,0 \times 2,5 + 0,05 \times 16 \times 1,17 = 3,43 \text{ m}$$

$$e_{d2x} = 1,0e_s - 0,05bA_x = 1,0 \times 2,5 - 0,05 \times 16 \times 1,17 = 1,56 \text{ m}$$

L'excentricité e_y selon l'axe y est :

$$e_{d1y} = 1,0e_s + 0,05bA_y = 1,0 \times 1,65 + 0,05 \times 18 \times 1,32 = 2,84 \text{ m}$$

$$e_{d2y} = 1,0e_s - 0,05bA_y = 1,0 \times 1,65 - 0,05 \times 18 \times 1,32 = 0,46 \text{ m}$$

Les dispositions de conception de torsion par le règlement européen indiquent l'utilisation des équations (1.20) et (1.21)

$$e_{d1} = 1,0e_s + e_2 + 0,05b \quad (1.20)$$

$$e_{d2} = 1,0e_s - 0,05b \quad (1.21)$$

$$\text{Avec: } e_2 = 0,1(L + B)\sqrt{10e_0/L} \leq 0,1(L + B)$$

Donc L'excentricité e_x selon l'axe x est :

$$e_{d1x} = 1,0e_s + e_2 + 0,05b = 2,5 + 3,4 + 0,05 \times 16 = 6,7 \text{ m}$$

$$e_{d2x} = 1,0e_s - 0,05b = 2,5 - 0,05 \times 16 = 1,7 \text{ m}$$

L'excentricité e_y selon l'axe y est :

$$e_{d1y} = 1,0e_s + e_2 + 0,05b = 1,65 + 3,25 + 0,05 \times 18 = 5,8 \text{ m}$$

$$e_{d2y} = 1,0e_s - 0,05b = 1,65 - 0,05 \times 18 = 0,75 \text{ m}$$

Etage	e_{0x}	Ax	Mexico		NZS		NEHRP		UBC, IBC		NBCC		EC			RPA, DBYBHY	
			e_{d1x}	e_{d2x}	e_{d1x}	e_{d2x}	e_{d1x}	e_{d2x}	e_{d1x}	e_{d2x}	e_{d1x}	e_{d2x}	e_2	e_{d1x}	e_{d2x}	e_{d1x}	e_{d2x}
Terrasse	2,50	1,17	4,68	-0,81	2,68	2,31	3,86	1,98	3,43	1,56	5,34	-0,35	3,40	6,70	1,70	3,30	1,70
Niveau 5	2,66	1,19	4,94	-0,82	2,85	2,47	4,12	2,21	3,61	1,71	5,59	-0,27	3,40	6,86	1,86	3,46	1,86
Niveau 4	2,48	1,16	4,65	-0,80	2,67	2,30	3,81	1,95	3,41	1,55	5,32	-0,36	3,40	6,68	1,68	3,28	1,68
Niveau 3	2,76	1,2	5,10	-0,82	2,95	2,57	4,27	2,35	3,72	1,80	5,74	-0,22	3,40	6,96	1,96	3,56	1,96
Niveau 2	3,08	1,2	5,58	-0,81	3,27	2,89	4,65	2,73	4,04	2,12	6,22	-0,06	3,40	7,28	2,28	3,88	2,28
Niveau 1 RDC	3,20	1,26	5,80	-0,85	3,40	3,00	5,04	3,02	4,21	2,19	6,40	0,00	3,40	7,40	2,40	4,00	2,40

Tableau.4.8.: les excentricités primaires et secondaire selon l'axe « x »

Etage	e_{0y}	Ay	Mexico		Nzs		NEHRP		UBC, IBC		NBCC		EC			RPA, DBYBHY	
			e_{d1y}	e_{d2y}	e_{d1y}	e_{d2y}	e_{d1y}	e_{d2y}	e_{d1y}	e_{d2y}	e_{d1y}	e_{d2y}	e_2	e_{d1y}	$e_{e_{d2y}}$	e_{d1y}	e_{d2y}
Terrasse	1,65	1,32	3,66	-1,11	1,89	1,41	3,36	0,99	2,84	0,46	4,27	-0,98	3,25	5,80	0,75	2,55	0,75
Niveau 5	1,88	1,33	4,02	-1,10	2,12	1,64	3,70	1,31	3,08	0,69	4,62	-0,86	3,40	6,18	0,98	2,78	0,98
Niveau 4	2,32	1,33	4,67	-1,08	2,56	2,08	4,28	1,89	3,52	1,12	5,28	-0,64	3,40	6,62	1,42	3,22	1,42
Niveau 3	2,75	1,34	5,33	-1,07	2,99	2,51	4,89	2,48	3,95	1,54	5,92	-0,43	3,40	7,05	1,85	3,65	1,85
Niveau 2	3,24	1,34	6,06	-1,04	3,48	3,00	5,54	3,13	4,44	2,03	6,66	-0,18	3,40	7,54	2,34	4,14	2,34
Niveau 1 RDC	3,30	1,40	6,21	-1,09	3,55	3,05	5,88	3,36	4,56	2,04	6,75	-0,15	3,40	7,60	2,40	4,20	2,40

Tableau.4.9.: les excentricités primaires et secondaire selon l'axe « y »

Les tableaux 4.8 et 4.9 présentent les excentricités primaires et secondaire selon l'axe x et y des plancher de la structure calculées selon les codes parasismiques algérien, européen, américain et asiatique.

Pour le plancher terrasse l'excentricité naturel selon la direction « x » $e_{0x} = 2,50\text{m}$, l'excentricité primaire selon le règlement mexicain égale à 4,68m avec une augmentation de 77,68% ,et une augmentation de 7,2% par le règlement New Zélande, le règlement parasismique américain UBC l'excentricité primaire égale à 3,43m d'une augmentation de 35,2% et le règlement européen euro code l'excentricité primaire égale à 6,7m d'une augmentation de 128% de l'excentricité naturel, le règlement parasismique algérien et le règlement turc l'excentricité primaire égale à 3,3 m avec une augmentation de 32%.

VI.5. Conclusion :

Basé sur les résultats discutés ci-dessus, les conclusions suivantes peuvent être présentées, concernant le comportement des systèmes en torsion :

La rotation maximale des planchers et les déplacements latéraux du centre de la masse ne se produisent pas simultanément et, en conséquence, l'effort tranchant à la bases des structures n'augmente pas nécessairement quand la torsion augmente également, par contre le moment de torsion augmente.

Les comparaisons des résultats de l'analyse élastique et l'analyse non élastique prouvent qu'une différence considérable du déplacement des plancher entre de bas et hauts du bâtiments étudié et le plancher terrasse a une plus grande augmentation pour la plupart des modèles étudiés

La comparaison des excentricités entre les différents règlements parasismiques montre que l'euro code donne une grande valeur d'excentricité.

Conclusion générale

Le but de cette étude était de développer une base raisonnable pour l'évaluation de la réponse de torsion non-linéaire des bâtiments et utilisée cette base pour présenter ses observations sur la question d'extrapoler les procédures de torsion élastiques de conception à la gamme non élastique et pour aider à identifier les limitations des procédures de torsion de code de conception. Les conclusions et la recommandation suivantes ont été faites :

1. excentricité croissante a un effet beaucoup plus grand sur le déplacement latéral du modèle non élastique.

. la non-linéarité 2 matérielle a un effet considérable sur la rotation des bâtiments. L'inclusion de la torsion accidentelle de 5% a un effet très grand sur la rotation de torsion des modèles élastiques et non élastiques,

Afin d'inclure la réponse de torsion non élastique dans les modèles linéaires pour le but de conception, l'excentricité additionnelle due à la non-linéarité matérielle peut être évaluée et ajoutée au modèle linéaire comme pourcentage de la dimension de bâtiment.

L'analyse statique non linéaire pushover peut être employée pour l'évaluation séismique rapide de vulnérabilité des bâtiments qui montrent un certain degré d'asymétrie de plan. Cette asymétrie peut être provoquée par une distribution inégale de force, de rigidité et/ou de masse. En outre, ces structures sont censées être affectées par excentricité accidentelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ASCE. (2005). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI Standard 7-05), *American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA* [6]

Batou Belaid , Messaoud Djebara Abdeldjallil 2009 “ Etude d’un bâtiment à usage d’habitation angle” *Projet de fin étude, université de CHLEF*. [34]

Bertero, Raul D.: “Inelastic Torsion for Preliminary Seismic Design”, *Journal of structural engineering*, 121, 8, Aug 1995, pages 1183-1189, [13]

Bourahla, N. 1992. "Généralités sur l’analyse dynamique non-linéaire". *Séminaire de dynamique des structures. CGS*. [2]

Cheng, A. M. and Tso, W. K (1987) “Limitations of codified torsional provisions.” *Proc. 5th Canadian Conference of Earthquake Engineering, Ottawa, Canada, 731- 737* [8]

CSI (Computer and Structures Inc). 2010. ETABS v9.7 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. *CSI, Berkeley*. [29]

CSI (Computer and Structures Inc). 2011. SAP2000 v15 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. *CSI, Berkeley*. [31]

De La Llera, J. C., Chopra, A. K.: "Estimation of accidental torsion effects for seismic design of buildings", *J. Structural Engineering*, 1995, *ASCE*, 121(1), pp 102-114, [14]

De la Llera, J. C., Chopra, A. K.: “Inelastic behavior of asymmetric multistory buildings”, *Journal of structural engineering*, 122, 6, June 1996, [15]

De la Llera, J. C., Chopra, A. K.: “Three-dimensional inelastic response of an RC building during the Northridge earthquake”, *Journal of structural engineering*, 127, 5, May 2001, [21]

Dempsey, K. M. and Tso, W. K. (1982) "An alternative path to seismic torsional provisions." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1 (1), 3-10. [7]

DTR B C 2 48. 2003. "Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003". *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*. [5]

EC8, ENV 1998-1-3, Eurocode 8. 1998. "Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments". *Comité Européen de normalisation*. [28]

Fédéral Emergency Management Agency, FEMA – 356 Prestandard and. Commentary for seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC). 2000 Projet semestre "Modélisation Parasismique" *Bruchez – Bussard Juin 2007*. [27]

Goel, R. K., Chopra, A. K. "Some aspects of inelastic earthquake response of one-story asymmetric-plan systems", *Proceedings of fourth U.S. national conference on earthquake engineering, May 20-24, 1990*, [9]

Goel, R. K., Chopra, A. K. "Inelastic seismic response of one-story asymmetric-plan systems: Effects of system parameters and yielding", *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 20, 3, 1991, pp201-222, [10]

Humar, J. L. (1998) "code provisions to Account for earthquake induced torsion" *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 3220* [19]

Humar, J. L. and Kumar, P. (1999) "Effect of orthogonal inplane structural elements on inelastic torsional response", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28,10, Oct 1999, pages 1071-1097 [20]

Jag Mohan Humar, Soheil Yavari, and Murat Saatcioglu "Design for forces induced by seismic torsion" *Published on the NRC Research Press Web site at <http://cjce.nrc.ca> on 4 April 2003* [23]

Lestuzzi, P & Badoux, M. 2008. "Génie parasismique ; conception et dimensionnement des bâtiments". *Presses Polytechniques Romandes*[3]

Lin, W. H., Chopra, A. K., Del La Llera, J. C.: "Accidental torsion in buildings: Analysis

versus earthquake motions", *J. Structural Engineering*, May 2001, [22]

Mehran Mansuri "Torsional Effects On The Inelastic Seismic Response Of Structures" *these de doctorat University Of Southern California* [24]

Mme Patricia Balandier. "Le séisme et les bâtiments" *Direction Départementale de l'équipement de la Guadeloupe Document d'information à l'usage du constructeur* [1]

Newmark, Nathan M.: "Torsion in symmetrical buildings", *Proceeding of the fourth world conference on earthquake engineering, Santiago, Chile, pp. A3-19 to A3-32, 1969, [12]*

Park R, Priestley MJN, and Gill WD "Ductility of square confined concrete columns" *journal of structural division, ASCE, V 108 No ST4, 1982, pp 929-950. [32]*

Paulay, T (1997a) "Are Existing Seismic Torsional Provisions Achieving The Design Aims?" *Earthquake Spectra*, 13 (2), 259- 279 [16]

Paulay, T (1997b) " Seismic torsional effect on ductile structural wall systems" *Journal of earthquake engineering*, 13 (2), 259- 279 [17]

Paulay, T (1997c) " A behavior based design approach to earthquake-induced torsion in ductile buildings." *Journal of earthquake engineering*, 15 (2), 280- 297 [18]

Plumier A & DEGEE H. 2009. "Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode8". *Université de liege- Eddition*. [4]

Priestley M.J.N and Park.R " Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading". *ACI structural journal. V84.No 1. Jan – FEB 1987 Pp 61 – 76 [33]*

Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992, février 2000). "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites", (*Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé*) + amendement A1 (*CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8*) [30]

Tso, W. K. and Zho, T. J. (1992) " Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: Ductility demand. " *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 609-627. [11]