

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Direction de la Post-Graduation et de la Recherche Scientifique



Mémoire de magister

Option : Matériaux et Structure

Présenté par

BENKHELIL Mahmoud

Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Université Ziane Achour de Djelfa

Sur le thème

EFFETS DE LA TORSION DANS L'ANALYSE PUSHOVER MODALE DES BATIMENTS

Soutenu le 19/02/2014, devant le jury composé de:

Mr. HADID Mohamed	Professeur	ENSTP	Président
Mr. ZERZOUR Ali	Professeur	ENSTP	Rapporteur
Mr. BADAoui Mohamed	Maître de conférences B	U.Djelfa	Co-rapporteur
Mr. LEBLOUBA Moussa	Maître de conférences B	ENSTP	Examineur
Mr. CHIKH Benazouz	Maître de recherche B	CGS	Examineur
Mr. MEHANI Youcef	Maître de recherche A	CGS	Examineur

Remerciement

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

Je voudrais tout d'abord remercier chaleureusement Monsieur Ali ZERZOUR, professeur à ENSTP, et Monsieur M BADAOU, Maître de conférences à l'Université de Zian Achour de Djelfa, d'avoir encadré ce mémoire. Leurs qualités scientifiques, leurs conseils ainsi que leurs enthousiasmes m'ont été très bénéfiques durant l'année de mémoire.

J'exprime également ma gratitude à Monsieur HADID Mohamed, Professeur à ENSTP, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de mon mémoire.

Je voudrais vivement remercier Monsieur BENAZOUZ Chikh, Maître de recherche au CGS Maître de conférence associé à L'ENSTP, Mr LEBLOUBA Moussa, Maître de conférences à ENSTP et Mr MEHANI Youcef Maître de recherche (A) au CGS d'avoir accepté d'être rapporteurs de ce mémoire.

Je ne peux pas oublier mes amis avec qui j'ai eu de merveilleux moments au cours du mémoire, Mr. B.Imad, R.bilal, B.Fouaz, K.Ali, B.Abdelbaki, B.Ahmed, T.Tayeb, et bien sur l'équipe du laboratoire spécialement Rachida.

Enfin, je voudrais exprimer mes plus profonds remerciements à mes parents, à mes sœurs ,à mon frère, à toute ma grande famille pour leur soutien et leur encouragement tout au long de l'année de mémoire, et mes amis.

ملخص

على أساس نظرية الديناميكيات الهيكلية، طريقة التحليل الشكلي بالدفع المتزايد (MPA) هي إجراء يحتفظ ببساطة المفاهيم الحالية مع التوزيع الثابت للقوة الشائع الآن في ممارسة الهندسة الإنشائية. تم تمديد الإجراء (MPA) حسب المطالب الزلزالية ليشمل المباني الغير متناظرة. في الإجراء (MPA) ، منحني الطلب الزلزالي يستخرج من التحليل الساكن الغير خطي باستعمال توزيع العطالة في كل وضع. والذي هو عبارة عن قوتي سحب وعزم دوران حول المحور الأفقي لكل مستوى في البنايات الغير متناظرة، هاته المعطيات تركيب بقاعدة (CQC) او بقاعدة (SRSS) من اجل اعطاء التجاوب الكلي للطلب الزلزالي للبنايات ذات المنحنى الغير خطي. طريقة (MPA) تعطي نتائج مكافئة للطريقة التقليدية (RSA) اذا ما طبقت على الهياكل الخطية.

المفاتيح: طريقة التحليل الشكلي بالدفع المتزايد، المباني الغير متناظرة، الطلب الزلزالي.

SUMMARY

Based on structural dynamics theory, the modal Pushover analysis (MPA) procedure retains the conceptual simplicity of current procedures with invariant force distribution, now common in structural engineering practice. The MPA procedure for estimating seismic demands is extended to unsymmetric-plan buildings. In the MPA procedure, the seismic demand due to individual terms in the modal expansion of the effective earthquake forces is determined by non-linear static analysis using the inertia force distribution for each mode, which for unsymmetric buildings includes two lateral forces and torque at each floor level. These 'modal' demands due to the first few terms of the modal expansion are then combined by the CQC or SRSS rule to obtain an estimate of the total seismic demand for inelastic systems. When applied to elastic systems, the MPA procedure is equivalent to standard response spectrum analysis (RSA).

KEY WORDS: modal Pushover analysis; unsymmetric-plan building; seismic demands.

RESUME

Sur la base de la théorie de la dynamique des structures, l'analyse Pushover modale (MPA) est une procédure où la simplicité conceptuelle des procédures actuelles avec une distribution invariante du modèle de chargement, elle est largement utilisée dans la pratique du Génie Civil. La procédure MPA nous permet d'estimer la demande sismique, elle est étendue aux

bâtiments asymétriques dans leurs plans. Dans la procédure MPA, pour l'évaluation des demandes sismiques, certaines formulations ont été traitées dans l'extension de l'analyse utilisant une distribution de la force d'inertie pour chaque mode de vibration agissant sur les bâtiments asymétriques qui comportent deux forces latérales et un moment pour chaque centre de masse. Les réponses obtenues seront ensuite combinées par l'une des plusieurs combinaisons que ce soit CQC ou SRSS, pour obtenir une bonne estimation de la réponse sismique totale. Dans le cas où les structures sont élastiques et les distributions des forces qui leur sont appliquées sont des forces d'inertie de chaque mode, la procédure MPA est équivalente à l'analyse spectrale standard (RSA).

MOTS-CLES: analyse Pushover modale; bâtiments asymétriques en plan; demande sismique.

Table des matières

Résumé

Introduction

1. Recherche bibliographique sur la torsion

1.	Introduction.....	02
2.	Torsion et ses origines.....	02
3.	Considération de la torsion dans les règlements parasismiques.....	03
4.	Comportement inélastiques des structures.....	09
4.1.	Modèles globaux.....	10
4.2.	Modèles locaux.....	10
4.3.	Modèles semi-globaux.....	10
4.4.	Détermination des lois de comportement.....	11
5.	Conclusion.....	15

2. Différents méthodes de l'analyse dynamique

1.	Introduction.....	17
2.	Analyse modale temporelle.....	17
3.	Analyse modale spectrale.....	20
4.	Analyse temporelle non-linéaire.....	21
5.	Analyse statique non linéaire par poussée progressive (NSP).....	22
5.1.	Approche en ductilité (Eurocode8).....	22
5.2.	Approche en amortissement (ATC40).....	28
6.	Conclusion.....	31

3. Formulation de l'analyse Pushover modale (MPA)

1.	Introduction.....	33
2.	Formulation de l'analyse modale tridimensionnelle.....	33
2.1.	Equations du mouvement.....	33
2.2.	Force modale effective.....	34
2.3.	Concept de base de l'analyse modale tridimensionnelle	35

3.	Analyse modale temporelle découplée.....	35
3.1.	Système élastique.....	35
3.2.	Système inélastique.....	36
4.	Analyse Pushover modale	37
4.1.	Système élastique.....	37
4.2.	Système inélastique.....	38
5.	Conclusion.....	39
4. Applications sur des cas de bâtiments		
1.	Introduction.....	41
2.	Loi de comportement (rotule plastique).....	41
3.	Application 1.....	42
4.	Application 2.....	43
5.	Application 3.....	43
6.	Résultats	44
6.1.	Application 1.....	44
6.2.	Application 2.....	48
6.3.	Application 3.....	53
7.	Conclusion.....	58
Conclusion générale		59
Références bibliographiques		60
Annexes		63

Liste des figures

Figure 1.1. Décalage entre C_{MI} et C_{RI} entraînant une torsion du bâtiment.....	02
Figure 1.2. Effet de l'excentricité accidentelle avec M_i	04
Figure 1.3. Établissement du point d'application de la force sismique.....	06
Figure 1.4. Lois de comportement de (a) matériau élastique linéaire, (b) matériau élasto-plastique, et (c) élastique non-linéaire.....	09
Figure 1.5. Distribution des déformations et des contraintes (courbure élastique).....	11
Figure 1.6. Distribution des déformations et des contraintes (courbure ultime).....	13
Figure 1.7. Illustration de la rotation de la corde sur divers éléments de construction	14
Figure 1.8: Rotation de plastification de la corde θ_y d'un élément de construction.....	14
Figure 1.9. Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction.....	15
Figure 2.1. Trois premiers modes de vibration d'un bâtiment.....	18
Figure 2.2. Structure à NDDL avec spectre de réponse élastique.....	22
Figure 2.3. Conversion du spectre de réponse en format ADRS.....	23
Figure 2.4. Spectre de réponse réduit.....	24
Figure 2.5. Force latérale appliquée sur la structure	25
Figure 2.6. Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.....	25
Figure 2.7. Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité du système équivalent.....	26
Figure 2.8. Déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes.....	27
Figure 2.9. Déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes.....	27
Figure 2.10. Détermination du déplacement global de la structure.....	28
Figure 2.11. Idéalisation bilinéaire de courbe de capacité selon l'ATC40.....	29
Figure 2.12. System élastique équivalent.....	29
Figure 2.13: Conversion du spectre de réponse au format ADRS.....	30
Figure 2.14. Réduction du spectre de repense selon l'ATC40.....	30
Figure 2.15. Superposition des courbes de capacité et le spectre de réponse en format ADRS..	30
Figure 2.16. Evaluation du point de performance selon l'ATC40.....	31
Figure 3.1. Concept d'analyse modale temporelle découplée des systèmes à plusieurs degrés de liberté.....	37

Figure 4.1. Exemple de la loi de comportement non-linéaire.....	41
Figure 4.2. Différentes prescriptives du bâtiment R+3 symétrique (vue en 3D/vue en plan)...	42
Figure 4.3. Différentes prescriptives du bâtiment R+5 asymétrique (vue en 3D/vue en plan)...	43
Figure 4.4. Différentes prescriptives du bâtiment R+9 asymétrique (vue en 3D/vue en plan)...	43
Figure 4.5. Composantes de la translation et de la torsion dans les modes propres de vibration.....	45
Figure 4.6. Courbes Pushover pour chaque mode.....	46
Figure 4.7. Couplage de composantes de la translation et de la torsion dans les modes propres	48
Figure 4.8. Courbes Pushover pour chaque mode.....	49
Figure 4.9. Déplacements inter-étage pour chaque mode.....	51
Figure 4.10. Déplacement maximum pour chaque mode.....	52
Figure 4.11. Couplage des composantes de la translation et de la torsion dans les modes propres.....	53
Figure 4.12. Courbes Pushover pour chaque mode.....	54
Figure 4.13. Déplacements inter-étages pour chaque mode.....	56
Figure 4.14. Déplacement maximum pour chaque mode.....	57

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Valeurs des coefficients dans les règlements.....	06
Tableau 1.2. Différentes relations de l'excentricité dans les normes.....	07
Tableau 4.1. Coefficient de contribution massique et la nature de chaque mode.....	45
Tableau 4.2. Déplacement maximum et effort tranchant correspondant.....	47
Tableau 4.3. Déplacement max et effort tranchant correspondant à chaque méthode.....	47
Tableau 4.4. Coefficient de contribution massique et la nature de chaque mode.....	49
Tableau 4.5. Déplacement maximum et effort tranchant correspondant de chaque mode.....	50
Tableau 4.6. Déplacement max et effort tranchant correspondant à chaque méthode.....	50
Tableau 4.7. Coefficient de contribution massique et la nature de chaque mode.....	54
Tableau 4.8. Déplacement maximum et effort tranchant correspondant de chaque mode.....	55
Tableau 4.9. Déplacement max et effort tranchant correspondant à chaque méthode.....	55

Introduction générale

Dans les dernières années un progrès des méthodes simplifiées pour l'analyse sismique basée sur l'analyse statique non linéaire a été effectué. L'analyse statique non-linéaire par poussée progressive «Pushover» est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. Cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure. Pour surmonter cette limitation, plusieurs auteurs ont proposé des distributions de charges adaptives qui essaient de suivre la redistribution des forces d'inertie liée aux effets de la variation des caractéristiques dynamiques durant la réponse inélastique. Une autre méthode simplifiée et qui tient en compte des modes supérieurs autre que le mode fondamental est la méthode d'analyse Pushover modale. Cette méthode, initialement développée par Chopra et Goel 2001, basée sur la théorie de la dynamique des structures conserve la simplicité conceptuelle et l'attractivité de calcul des procédures actuelles avec une distribution de forces invariables, mais offre une précision supérieure dans l'évaluation de la demande sismique sur les bâtiments. Cette méthode a été étendue (Chopra et Goel 2004) pour l'analyse des bâtiments asymétriques dans le cas où le phénomène de la torsion se produit qui présente l'un des problèmes les plus compliqués dans le calcul des structures. [1]

L'objectif de ce travail vise essentiellement à mettre en pratique cette procédure de l'analyse Pushover modale, de l'appliquer sur les structures symétriques et asymétriques et d'étudier l'effet de la torsion sur leurs réponses inélastiques.

Pour cela, le travail de notre mémoire est organisé en quatre chapitres :

- Le chapitre 1 présente des notions générales sur la torsion et leur considération dans les différents règlements parasismiques, aussi les différents types des lois de comportement inélastiques des structures en béton armé.
- Le chapitre 2 présente les formulations des différentes méthodes de l'analyse dynamique des structures en béton armé.

- Le chapitre 3 est consacré aux démarches de calcul de l'analyse Pushover modale tridimensionnelle (en terme de déplacements inter-étages, déplacement ultime,.....etc)
- Le chapitre 4 traite des applications sur des structures (symétriques et asymétriques) visées au préalable. Dans une première étape, une analyse modale des structures est effectuée, l'étape suivante consiste à déterminer et reproduire le comportement global de la structure en poussée progressive (Pushover). Les résultats obtenus sont présentés en terme de modes propres, courbes Pushover, points de performance, déplacements inter-étages, déplacements maximums..). Leurs interprétations sont présentées dans la dernière partie de ce mémoire, qui se termine par une conclusion générale résumant les principaux résultats obtenus.

CHAPITRE 1

Recherche bibliographique

Sur la torsion

1. Introduction

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments, l'existence généralement d'une asymétrie dans les bâtiments conduit à une distinction entre les centres des masses et les centres des rigidités c à d il va y avoir des excentricités structurales à chaque niveau i . Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion.

Dans notre travail de recherche, on doit passer par des notions théoriques sur la torsion et leur influence sur la réponse inélastique des structures. Ce chapitre vise essentiellement à présenter les notions théoriques de la torsion, la considération de la torsion dans les règlements parasismiques et la méthode d'évaluation des lois de comportements inélastique.

2. Torsion et ses origines

Dans une construction multi-étages, les centres des masses C_{MI} des différents étages i ne sont pas nécessairement sur le même axe vertical, pas plus que les centres de torsion C_{Ri} . Un niveau j dont le centre de masse C_{MJ} sera confondu avec le centre de torsion C_{RJ} peut donc quand même être soumis à une torsion résultant des décalages entre C_{MJ} et C_{RJ} aux niveaux supérieurs, car le centre de gravité C_{MI} , est un point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à un niveau i donné, n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion C_{Ri} de cet étage. Il en résulte les moments de torsion. [1]

$$M_t = F * e_y (C_{MI}C_{RI})X \quad (1.1)$$

Où

$$M_t = F * e_x (C_{MI}C_{RI})Y \quad (1.2)$$

Avec,

F , Force latérale appliquée.

e_y, e_x , Excentricité théorique dans les sens (yy') et (xx').

X, Y , Sens à considérer dans le calcul (xx') ou (yy').

C_{MI} , Centre de masse au niveau (i).

C_{RI} , Centre de rigidité au niveau (i).

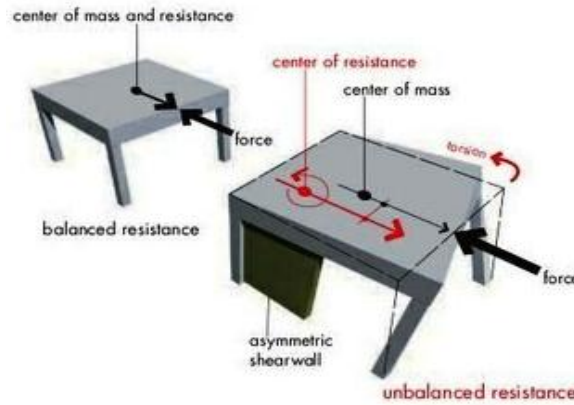


Figure 1.1. Décalage entre C_{MI} et C_{RI} entraînant une torsion du bâtiment[28].

Il y a ensuite des incertitudes diverses sur les positions de C_M et C_R . La position du centre de masse C_{MI} de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de l'utilisation : position du mobilier, affectation des locaux en archives, salle de réunion, etc..... La position du centre de rigidités C_{RI} de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de la flexibilité réelle de divers éléments de contreventement, qui est forcément une estimation, en particulier dans les constructions en béton. Enfin, il existe des phénomènes additionnels engendrant de la torsion, tels que la possibilité de couplage des réponses transnationale et torsionnelle.

Des mouvements horizontaux différentiels du sol correspondant à la propagation des ondes de cisaillement en surface, qui appliquent aux constructions des rotations alternées faisant appel à leur inertie torsionnelle; cet effet existe toujours; il est significatif pour les constructions dont la longueur est comparable à la longueur des ondes de cisaillement.

On tient compte des phénomènes décrits en considérant deux contributions à la torsion :

- La torsion résultant de la non-coïncidence des centres de gravité C_M avec les centres de torsion C_R , qu'on appelle dans la suite la torsion "naturelle", cependant, la distance entre C_M et C_R est appelée excentricité structurale e_0 .
- La torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle dans la suite torsion "accidentelle" et qui est traduite dans une excentricité accidentelle e_a additionnelle à l'excentricité structurale e_0 . [1]

3. Considération de la torsion dans les règlements parasismiques

Il existe plusieurs façons de tenir compte des effets de la torsion présente dans la réponse d'un bâtiment, les moments de torsion de calcul à considérer dans l'analyse simplifiée sont :

$$M_i = V_i \times e \quad (1.3)$$

Tel que:

V_i : Effort tranchant de niveau i .

e : Excentricité de calcul.

Si on effectue une analyse d'un modèle en 3D de la structure à l'aide d'un logiciel, les flexibilités de tous les éléments structuraux sont prises en compte et la torsion naturelle est automatiquement calculée; ce n'est pas le cas de la torsion accidentelle, qui demande un calcul additionnel dont on cumule les résultats à ceux du précédent (voir Figure 1.2). [1]

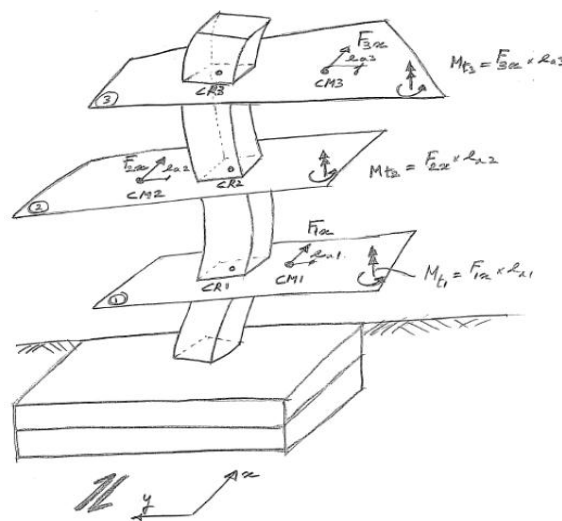


Figure 1.2. Effet de l'excentricité accidentelle avec M_i [1].

Dans le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 [2], l'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être pris en compte, les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés, pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans 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).
- L'excentricité théorique résultant des plans e_0 .

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, RPA99 exige une excentricité totale égale :

$$e_T = e_{\text{théorique}} \pm 0.05L_i \tag{1.4}$$

Avec:

L_i , Étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. [2]

L'Eurocode8 [3] permet de tenir compte la torsion accidentelle en amplifiant les résultats de l'analyse par un coefficient δ égale :

$$\delta = 1 + 0.6x/L_e \tag{1.5}$$

Tels que,

x , Distance (en plan) de l'élément considéré au centre de gravité du bâtiment.

L_e , Distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, grandeurs mesurées perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

Concernant les structures dont les éléments de raideur et les masses sont distribuées assez régulièrement; pour tenir compte de la torsion accidentelle, il faut dans ce cas amplifier les résultats de l'analyse par un coefficient ayant une valeur plus pénalisante encore que la précédente et égale à:

$$\delta = 1 + 1.2 x/L_e \tag{1.6}$$

Pour prendre en compte les effets dynamiques de vibration de translation et de la torsion simultanément, on prend en compte les incertitudes liées à la distribution des masses des niveaux, et la variation spatiale du mouvement sismique du sol. Le CM sera déplacé de la position initiale avec une excentricité réelle plus une excentricité supplémentaire, l'excentricité supplémentaire est égale aux valeurs minimales des deux relations suivantes :

$$\text{Où } e_2, \text{ égale à: } \quad \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.1(L + B) \sqrt{10 \frac{e_0}{L}} \leq 0.1(L + B) \end{array} \right. \tag{1.7}$$

$$\frac{1}{2e_0} \left[l_s^2 - e_0^2 - r^2 \sqrt{(l_s^2 + e_0^2 - r^2) + 4e_0^2 r^2} \right] \tag{1.8}$$

Avec,

e_2 , Excentricité supplémentaire.

e_0 , Excentricité réelle.

e_1 , Excentricité supplémentaire pour tenir compte le couplage des vibrations en translation, et des vibrations en torsion.

r^2 , Rapport entre la rigidité torsionnelle et la rigidité latérale.

l_s^2 , Rayon de giration.

$$l_s^2 = \frac{L^2 + B^2}{12} \tag{1.9}$$

Le figure (1.3) présente l'effet de torsion dans les deux positions possible de chargement la translation et le moment de torsion, avec e_1 est l'excentricité accidentelle.

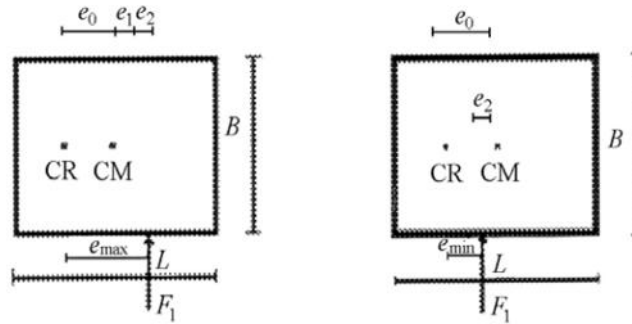


Figure 1.3. Etablissement du point d'application de la force sismique [4].

Dans la plupart des normes, l'excentricité de conception (de calcul) est donnée par une superposition de l'excentricité statique présentée par la différence entre CM et CR multipliée par un coefficient (amplification pour la rive flexible, et réduction pour la rive rigide) avec l'excentricité accidentelle présentée par le pourcentage des dimensions du bâtiment qui sont perpendiculaires à l'action sismique [4]:

$$e_d = \alpha e_s + \beta L_i \tag{1.10}$$

Où

$$e_d = \delta e_s - \beta L_i \tag{1.11}$$

Avec,

e_s , Excentricité réelle.

L_i , Dimension du plancher perpendiculaire à l'action sismique.

α, β, δ , Coefficients fixés par le règlement parasismique.

Le tableau 1.1 présente les valeurs des coefficients spécifiques de quelques codes, comme le code de conception UBC (Uniform Building Code) [5], Le code de conception mexicaine MCBC (Mexico City Building Code) [6], la réglementation canadienne NBCC (National Building Code of Canada) [7] :

Tableau 1.1. Valeurs des coefficients dans quelque règlement.

Code	α	β	δ
UBC	1	1	0.05
MCBC	1.5	1	0.1
NBCC	1.5	0.5	0.1

Dans les équations (1.10, 1.11) et pour chaque élément, la valeur de e_d étant la force maximal appliqué, le premier terme de ces équations est l'excentricité dynamique prend en compte le couplage de la réponse latérale-torsionnelle obtenu par l'absence de la symétrie, le second terme tient compte des effets de torsion dues aux facteurs qui ne sont pas explicitement spécifiés (la différence entre les valeurs réelles et calculées en terme de rigidité, répartition aléatoire des masses.....etc.), le tableau suivant présente les différentes relations spécifiant l'excentricité de calcul dans les normes :

Tableau 1.2. Différentes relations de calcul de l'excentricité.

Code de conception	excentricité de conception primaire (max)	excentricité de conception secondaire(min)
USA	$e_0 + 0.05L_i$	$e_0 - 0.05L_i$
Bulgarie	$e_0 + 0.02L_i$	$e_0 - 0.02L_i$
Canada	$1.5e_0 + 0.1L_i$	$0.05e_0 - 0.1L_i$
Europe	$e_0 + 0.05L_i$	$e_0 - 0.05L_i$
Grèce	$e_0 + 0.05L_i$	$e_0 - 0.05L_i$
Mexique	$1.5e_0 + 0.1L_i$	$e_0 - 0.1L_i$
Roumanie	$e_0 + 0.05L_i$	$e_0 - 0.05L_i$

Dans la norme allemande, l'excentricité au point d'application de la résultante des forces sismiques horizontales liées au centre de rigidité est donnée par les relations suivantes [4]:

$$e_{\max} = e_0 + e_1 + e_2 \quad (1.12)$$

Et

$$e_{\min} = e_0 - e_1 \quad (1.13)$$

Avec,

e_0 , Distance entre CM et CR.

e_1 , Excentricité supplémentaire pour tenir compte le couplage des vibrations en translation,

et des vibrations en torsion, donnée par la formule suivante :

$$e_1 = 0.1(A + B) \sqrt{\frac{10 e_0}{B}} \quad (1.14)$$

Avec,

$$e_1 \leq 0.1(A + B) \quad (1.15)$$

Si la condition précédente n'est pas satisfaite, l'excentricité e_1 est calculée par la relation :

$$e_1 = \frac{1}{2e_0} \left[i^2 - e_0^2 - d^2 + \sqrt{(i^2 - e_0^2 - d^2) + 4e_0^2 d^2} \right] \quad (1.16)$$

Où

$$i^2 = \frac{A^2}{B^2} \quad (1.17)$$

Et

$$d^2 = \frac{K_t}{K_y} \quad (1.18)$$

K_t , Rigidité à la torsion du niveau considéré.

K_y , Rigidité en translation du niveau considéré.

Les recommandations Japonaises, l'excentricité de chaque niveau R_e , doit satisfaire la condition suivante :

$$R_e = \frac{e}{r_e} < 0.15 \quad (1.19)$$

Avec,

e , Excentricité théorique.

r_e , Rayon élastique, défini comme la racine carrée du rapport de la rigidité torsionnelle et la rigidité transnationale.

La rigidité latérale variée pour chaque étage par la condition suivante:

$$R_s = \frac{r}{\bar{r}} > 0.6 \quad (1.20)$$

Avec,

r , Représente la rigidité latérale, définie comme le rapport entre la hauteur de l'étage et son déplacement produit par la force sismique latérale.

\bar{r} , Rigidité latérale moyenne, définie comme la moyenne des rigidités latérales des niveaux au-dessus de rez-de-chaussée.

Dans le code de conception mexicaine, (MCBC 95), l'effet de torsion pour chaque niveau, est la force de cisaillement multipliée par l'une des deux valeurs de l'excentricité la plus défavorable :

$$1.5e_s + 0.1b \tag{1.21}$$

Où

$$e_s - 0.1b \tag{1.22}$$

La valeur la plus défavorable de l'excentricité doit être supérieure ou égale à l'excentricité maximum des étages au-dessous de l'étage considéré. [4]

4. Comportement inélastique des structures en béton armée

Dans les systèmes élastiques linéaires, les caractéristiques de la structure (masse, rigidité, amortissement) sont supposées constantes, mais dans l'analyse non linéaire, les propriétés des matériaux peuvent présenter n'importe quelle forme de non linéarité.

En élasticité linéaire, le comportement de l'oscillateur est simplement traduit par la relation :

$$F = k \times u \tag{1.23}$$

Où

F, L'effort tranchant.

u, Déplacement horizontal de la masse, et k est la rigidité de la structure. k étant donnée comme une constante, le graphe de F en fonction de u est une droite (Figure 1.4. (a)).

Face aux séismes forts, la plupart des structures ont un comportement non linéaire avant la rupture et les effets non-linéaires, qui en découlent, sont souvent importants (Betbeder-Matibet, 1985), un système pouvant être linéaire mais non élastique (élasto-plastique) ou bien élastique mais non linéaire, comme le montre la figure 1.4 (b) et (c) suivante (Clough et Penzien, 1975). [8]

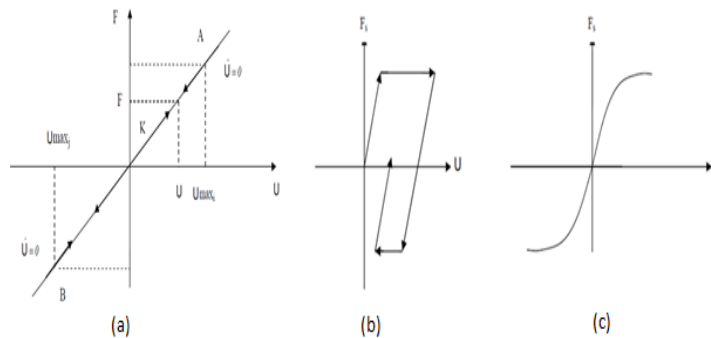


Figure 1.4. Lois de comportement de (a) matériau élastique linéaire, (b) matériau élasto-plastique parfait, et (c) élastique non-linéaire [8].

Généralement, les modèles non linéaires sont divisés, suivant l'échelle représentée, en 3 grandes familles : les modèles globaux, locaux et semi-globaux.

4.1. Modèles globaux

Ces modèles reproduisent le comportement d'un élément de structure complète du type poutre, poteau, mur en béton armé ou maçonnerie, étage complet. Les lois de comportement sont généralement uni-axiales et relient une déformation généralisée (courbure, cisaillement, allongement, déplacement relatif) à sa contrainte associée (moment, effort tranchant, effort normal). Des lois tri ou multilinéaires sont souvent utilisées pour représenter le comportement des éléments en béton armé, au comportement élastique, succèdent la fissuration du béton qui entraîne une baisse de rigidité puis la plastification des aciers et parfois l'écrasement du béton où la rupture, de ces modèles nécessitent des règles d'identification empiriques et présentent un domaine de validité limité. Toutefois, ils permettent de réaliser des calculs dynamiques des bâtiments complets. [9]

4.2. Modèles locaux

A ce niveau de modélisation, chaque matériau (maçonnerie, béton, etc.) peut être représenté. L'association de ces lois permet donc de prédire le comportement d'un élément de structure mais la lourdeur des calculs limite leur utilisation à des structures ou des chargements simples. Néanmoins, l'utilisation de ce niveau de modélisation pour identifier les paramètres des modèles globaux peut s'avérer utile pour l'étude de structures complètes sous chargement sismique. [9]

4.3. Modèles semi-globaux

Les modèles à fibre et les modèles multicouches sont des exemples de modèles semi-globaux, ils s'appuient sur des éléments du type poutre supposant à priori un mode de fonctionnement-hypothèse des sections planes qui restent planes- mais les efforts internes sont calculés à partir de loi uni-axiales reproduisant le comportement de chaque matériau- béton, acier.....etc. Les paramètres du modèle, sont donc les caractéristiques des matériaux ainsi que la géométrie de la section et non plus une courbe force-déplacement ou moment-courbure globale. [9]

4.4. Détermination des lois de comportement

La courbe Pushover peut s’obtenir à partir d’un calcul non linéaire statique avec un modèle par éléments finis comportant l’une des lois de comportement qui ont été exposées précédemment. Ces calculs non linéaires sont parfois difficiles à réaliser en raison des problèmes de convergence ainsi que par la lourdeur des modèles, il est parfois plus simple et moins coûteux d’utiliser des méthodes simplifiées basées sur une suite de calculs linéaires élastiques et des lois de comportement élastique parfaitement plastique. Dans notre travail, nous avons choisi des lois bilinéaires (modèle global), elles reproduisent le comportement d’un élément de structure complet comme une poutre, un poteau, un mur. La même loi uniaxiale élasto-plastique avec écrouissage cinématique est utilisée pour relier la courbure ϕ_y au moment de flexion M_y .

a) Courbure élastique

La limite élastique du déplacement est définie, pour la section droite d’un élément de contreventement, comme l’état où les armatures d’acier tendues atteignent leur déformation élastique maximale. [10]

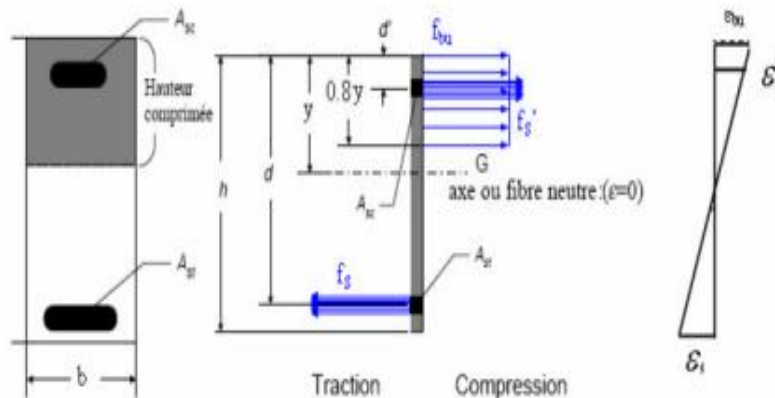


Figure 1.5. Distribution des déformations et des contraintes (courbure élastique) [10].

• **Pour des sections rectangulaires vis-à-vis de M**

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

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2 \times 10^{-3} \tag{1.24}$$

f_y , Contrainte appliqué, et E_s , module de Young.

D'après le BAEL 91 modifié 99 on a:

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

$$M_y = A'_s f'_s (d - d') + 0.8 b y f_{bu} (d - 0.4y) \quad (1.25)$$

La courbure à la limite élastique est:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d - y} = \frac{\varepsilon_{bu}}{y} \quad (1.26)$$

Tels que

M_u , Moment élastique.

A'_s , Section des aciers comprimés.

A_s , Section des aciers tendus.

b , Largeur de la section de poteau.

d , Hauteur utile.

d' , Enrobage des aciers.

F_{bu} , Contrainte du béton.

y , Distance entre l'axe neutre et le bord supérieur de la section du poteau.

- **Pour des sections rectangulaires vis-à-vis de M et N**

La même chose comme la section précédente, la déformation de traction dans l'acier est:

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} \quad (1.27)$$

L'équilibre de la section, montrée en Figure 1.5 permet d'écrire les équations données en supposant un diagramme rectangulaire équivalent des contraintes dans le béton. La déformation de traction dans l'acier est:

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2 \times 10^{-3} \quad (1.28)$$

D'après le BAEL 91 modifié 99 on a:

$$N_y = -A_s f_s + A'_s f'_s + 0.8 b y f_{bu} (d - 0.4y) \quad (1.29)$$

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

$$M_y = A'_s f'_s (d - d') + 0.8 b y f_{bu} (d - 0.4y) - N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (1.30)$$

Et la courbure à la limite élastique est:

$$\phi_y = \frac{\epsilon_s}{d - y} = \frac{\epsilon_{bu}}{y} \quad (1.31)$$

Nu: Effort normal ultime.

b) Courbure ultime

La limite de la contrainte est définie comme la limite pour laquelle la fibre la plus comprimée de la section droite de l'élément de contreventement atteint sa déformation maximale ($\epsilon_{bu} = 3.5\text{‰}$) alors que les armatures d'acier tendues atteignent leur contrainte maximale f_y . Comme pour le cas de l'état élastique. [11]

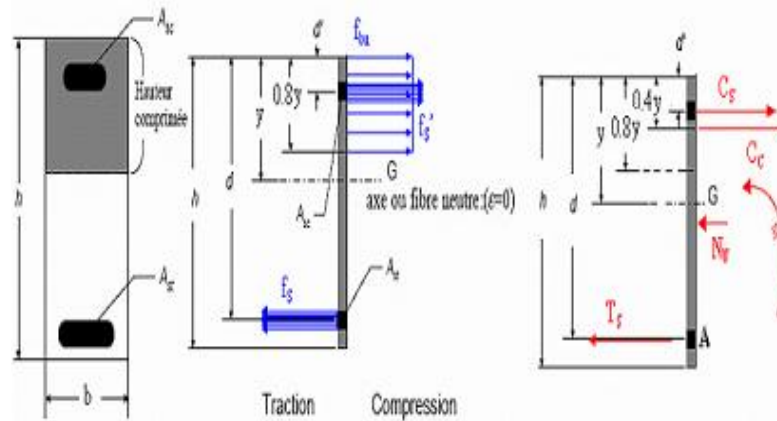


Figure 1.6. Distribution des déformations et des contraintes (courbure ultime) [10].

• **Pour des sections rectangulaires vis-à-vis de M**

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

Le moment à l'état limite élastique (/As) est comme suit:

$$M_u = A'_s f'_s (d - d') + 0.8byf_{bu} (d - 0.4y) \quad (1.32)$$

La courbure à la limite ultime est:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_s}{d - y} = \frac{\epsilon_{bu}}{y} \quad (1.33)$$

• **Pour des sections rectangulaires vis-à-vis de M et N**

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

$$N_u = -A_s f_s + A'_s f'_s + 0.8byf_{bu} (d - 0.4y) \quad (1.34)$$

Le moment à l'état limite ultime (/As) est comme suit:

$$M_u = A'_s f'_s (d - d') + 0.8 b y f_{bu} (d - 0.4 y) - N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (1.35)$$

La courbure à la limite ultime est:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_s}{d - y} = \frac{\epsilon_{bu}}{y} \quad (1.36)$$

c) Rotation de la corde

La rotation de la corde est définie selon la figure 1.7 comme l'angle formé par la tangente à l'axe de l'élément de construction au niveau de la rotule et la corde reliant celle-ci à l'extrémité de la portée de cisaillement (point de moment nul) [12].

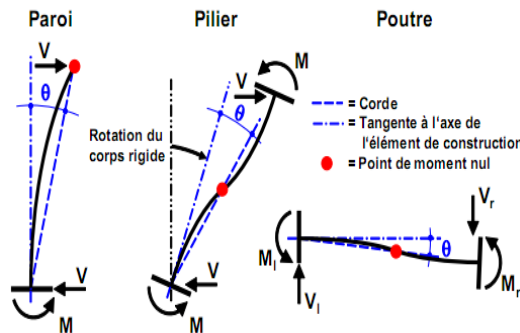


Figure 1.7. Illustration de la rotation de la corde sur divers éléments de construction [12].

• Rotation élastique

Malgré les non-linéarités dues au développement progressif de la fissuration la courbure au début de la portée du cisaillement L_v atteint alors la valeur ϕ_y (courbure nominale de plastification), et la répartition de la courbure le long de la portée de cisaillement est linéaire, Elle vaut d'après Park et Paulay [12]:

$$\theta_y = \phi_y \times \frac{L_v^2}{6} \quad (1.37)$$

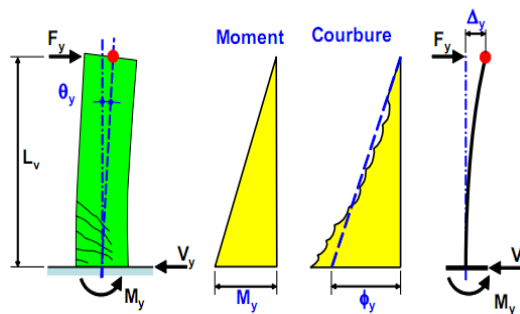


Figure 1.8. Rotation de plastification de la corde θ_y d'un élément de construction [12].

- **Rotation inélastique**

La rotule plastique (L_{pl}) est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification, nous présentons l'hypothèse de Paulay et Priestley 1992 qui a été retenue (Equation 1.38) [12]:

$$L_{pl} = a_{st}(0.08L_v + 0.022f_s d_{pl}) \quad (1.38)$$

Avec,

a_{st} , Coefficient de nuance d'acier.

L_v , Portée de cisaillement $L_v = M_u/V_u$ en (mm).

f_s , Limite d'écoulement de l'armature longitudinale, en (MPa).

d_{pl} , Diamètre de l'armature longitudinale, en (mm).

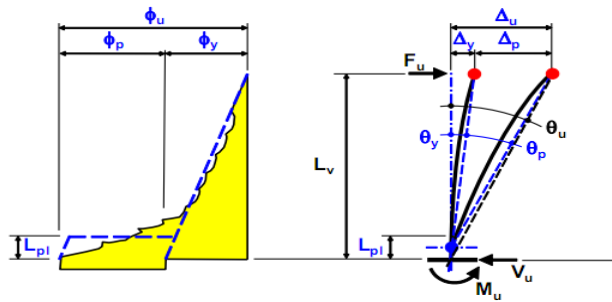


Figure 1.9. Rotation de la corde à la rupture θ_u d'un élément de construction [12].

D'après l'ATC40 [13] la rotation plastique peut être obtenue par la relation suivante:

$$\theta_{pl} = (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \quad (1.39)$$

5. Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre les effets de la torsion et les notions théoriques y afférentes. Il semble que la torsion est un phénomène très compliqué pour l'ingénierie. Il est clair que sa considération dans les règlements parasismiques est basée sur des formules empiriques. Les différents types des lois de comportement ont été exposés dans la dernière partie de ce chapitre.

CHAPITRE 2

Différentes méthodes de l'analyse dynamique

1. Introduction

Le plus grand défi pour la conception des bâtiments sur la base de leur performance sismique a été le développement des méthodes à la fois simples et efficaces pour l'analyse. Ces méthodes d'analyse doivent être capables de prédire de façon réaliste la réponse d'une structure susceptible d'avoir un comportement linéaire ou bien non-linéaire pendant un séisme, exprimée en termes de forces et de déplacements. Afin de réaliser le meilleur choix parmi elles, plusieurs critères rentrent en compte; le plus important concerne leur domaine de validité.

Le but de ce chapitre est de présenter les différentes approches de l'analyse dynamique simplifiée en s'appuyant sur les travaux conduits ces dernières années par différents auteurs. Parmi les différents types d'analyse dynamique, l'analyse modale temporelle où le déplacement est déterminé par la combinaison des déplacements des systèmes à un seul degré de liberté. Une autre approche où la valeur maximale du déplacement de la réponse totale peut être exprimée directement à partir de la réponse spectrale sans passer par l'analyse temporelle est l'analyse modale spectrale. Pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est l'analyse statique non-linéaire, qui permet d'évaluer les mécanismes plastiques formés et la distribution des dommages dans les structures complexes.

2. Analyse modale temporelle

Par la méthode des éléments finis, l'équation du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté, est discrétisée dans le domaine spatial et continu dans le domaine des temps s'exprime de la façon suivante:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + kU = -Mi\ddot{U}(t) \quad (2.1)$$

Où la réponse de la structure est décrite par le vecteur des déplacements nodaux U , M, C et K sont les matrices des masses, d'amortissement et de rigidité respectivement et le second membre de l'équation (2.1) est la force extérieure.

Quand la structure est soumise à un tremblement de terre, la charge sismique figurant au second membre de l'équation 2.1 est appelée charge effective est définie par :

$$P_{\text{eff}}(t) = -Mi\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

La distribution spatiale de ces "forces" sur la hauteur de la structure est définie par un vecteur présenté par leur variation dans le temps, cette distribution de forces peut être exprimée par la somme des forces d'inertie modales (S_n), (Chopra, 2002), comme suit : [14]

$$m_i = \sum_{n=1}^N S_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n m \phi_n \tag{2.3}$$

Où ϕ_n est le $n^{\text{ème}}$ mode de vibration de la structure, avec:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} L_n = \phi_n^T m_i M_n = \phi_n^T M \phi_n \tag{2.4}$$

Les forces effectives imposées par l'action sismique peuvent être alors exprimées par :

$$P_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N P_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^N -S_n \ddot{u}_g(t) \tag{2.5}$$

La contribution du mode (n) à S et à $P_{\text{eff}}(t)$ est donnée par :

$$S_n = \Gamma_n M \phi_n \quad P_{\text{eff},n}(t) = -S_n \ddot{u}_g(t) \tag{2.6}$$

Ainsi, la réponse du système à plusieurs degrés de liberté à $P_{\text{eff},n}(t)$ est entièrement liée au mode (n), sans tenir compte de la contribution des autres modes.

L'équation régissant la réponse du système est donnée par:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + kU = -S_n \ddot{u}_g(t) \tag{2.7}$$

Sur la base des propriétés d'orthogonalité des modes, on peut démontrer, qu'aucun mode autre que le mode (n) ne contribue à la réponse, alors les déplacements s'expriment par :

$$u_n = \phi_n q_n(t) \tag{2.8}$$

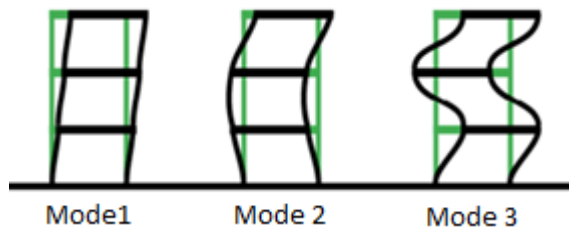


Figure 2.1. Trois premiers modes de vibration d'un bâtiment [29].

Où $q_n(t)$, coordonnée modale généralisée, si on introduit la description modale (Equation 2.8) dans l'équation globale du mouvement (Equation 2.7), on obtient l'expression suivante

après multiplication à droite par le vecteur modale ϕ_n^T transposé:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

Où ω_n est la fréquence naturelle et ζ_n est le coefficient d'amortissement du mode (n).

La solution $q_n(t)$ peut être directement obtenue par analogie, en divisant (Equation 2.9) par Γ_n et en effectuant le changement de variable $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$, on obtient finalement l'équation du mouvement d'un système à un degré de liberté :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.10)$$

Les caractéristiques dynamiques du système, c'est-à-dire la pulsation propre ω_n et le taux d'amortissement visqueux ζ_n , apparaissent au sein de l'équation précédente, elles permettent de déterminer complètement la réponse du système à un degré de liberté sous faibles vibration, le déplacement modal de la structure complète $u_n(t)$ dépend de la réponse du système à un degré de liberté par l'expression suivante:

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.11)$$

Chaque élément de réponse $r(t)$, (par exemple les déplacements inter-étages, les forces internes.), peut être obtenu par:

$$r(t) = r_n^{st} A_n(t) \quad (2.12)$$

Où r_n^{st} est la réponse statique modale, la valeur statique de r due à la force externe S_n .

La pseudo-accélération du mode (n) du système équivalent à un seul degré de liberté est donnée par (Chopra, 2001):

$$A_n = \omega_n^2 D_n \quad (2.13)$$

Pour un système linéaire, les modes de vibrations sont indépendants, sous la condition que la matrice d'amortissement n'induit pas de couplage entre les modes, ce qui est classiquement le cas si l'on prend une matrice d'amortissement de type Rayleigh. On peut alors écrire le déplacement décomposé sur une base modale de la structure linéaire:

$$U(t) = \sum_{n=1}^N U_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_{rn} D_n(t) \quad (2.14)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (2.15)$$

C'est la procédure classique de la méthode d'analyse modale temporelle linéaire où l'équation (2.8) est la réponse générale en déplacement, les équations (2.10) et (2.11) définissent la contribution du mode (n) à la réponse totale, et les équations (2.14) et (2.15) combinent la contribution de tous les modes à la réponse. [15]

3. Analyse Modale Spectrale

La valeur maximale r_0 de la réponse totale $r(t)$ peut être exprimée directement à partir de la réponse spectrale sans passer par l'analyse temporelle menée à partir des équations (2.9) à (2.15). Dans une telle analyse, équivalente à la méthode de spectre de réponse standard (« Réponse Spectrum Analysis », RSA), la valeur maximale r_{n0} du mode (n) $r(t)$ est déterminée par :

$$r_{n0} = r_n^{st} A_n \quad (2.16)$$

Où A_n est l'ordonnée $A_n(T_n, \xi_n)$ du spectre de pseudo-accélération pour le mode (n) du système à un seul degré de liberté, et T_n est la période naturelle de vibration du mode (n) du système à plusieurs degré de liberté.

Les réponses modales maximales sont combinées selon la règle SRSS (Square-Root-of-Sum-of-Squares) ou par la combinaison quadratique complète (CQC). La règle SRSS, valide pour les structures avec des fréquences naturelles bien-séparées, telles que les bâtiments multi-étages ayant un plan de symétrie, fournit une évaluation de la valeur maximale de la réponse totale donnée par : [14]

$$r_0 = \left(\sum_{n=1}^N r_{n0}^2 \right)^{1/2} \quad (2.17)$$

4. Analyse temporelle non-linéaire

En général pour les structures non linéaires (inélastiques), la courbe du chargement initial est bilinéaire, et les courbes de déchargement et de rechargement diffèrent de la branche du chargement initial. Ainsi, les relations entre les forces latérales f_s et les déplacements latéraux

(u) de chaque niveau dépendent de l'histoire des déplacements:

$$f_s = f_s(u, \text{sign } \dot{u}) \quad (2.18)$$

A cet effet, pour les systèmes inélastiques, l'équation (2.1) devient :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + f_s(U, \text{sign } \dot{U}) = -M_i \ddot{u}_g(t) \quad (2.19)$$

L'approche habituelle consiste à résoudre directement ces équations couplées, qui aboutissent à l'analyse temporelle non-linéaire (NL-RHA). Bien que l'analyse modale classique soit inadmissible pour les systèmes inélastiques, elle est utile par la suite pour transformer l'équation (2.19) en coordonnées modales correspondant au système linéaire équivalent. Chaque élément structural de ce système élastique est défini pour avoir la même rigidité initiale que celui du système inélastique. Les deux systèmes ont la même masse et le même amortissement. Par conséquent, les périodes propres de vibration et les modes du système linéaire équivalent sont identiques à ceux du système inélastique subissant de petites perturbations (domaine élastique linéaire).

En exprimant les déplacements du système inélastique en termes de coordonnées modales généralisée, on obtient :

$$u_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (2.20)$$

En substituant l'équation (2.20) dans l'équation (2.19). En pré-multipliant par ϕ_n^T et en utilisant les propriétés d'orthogonalité des modes, on trouve :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (2.21)$$

Où ω_n est la fréquence naturelle et ζ_n est le coefficient d'amortissement du mode (n). La force de résistance dépend donc de toutes les coordonnées modales $q_n(t)$ impliquant leur couplage en raison de la plastification de la structure :

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) = \phi_n^T f_n(u_n, \text{sign } \dot{u}_n) \quad (2.22)$$

C'est la procédure classique de la méthode d'analyse temporelle non-linéaire (NL-RHA) où l'équation générale (2.21) représente les N-équations en coordonnées modales $q_n(t)$. Pour les systèmes inélastiques, ces équations sont couplées et la solution devient difficile.

La résolution de ces équations donnera en principe (selon Chopra, 2001), les mêmes résultats que ceux obtenus directement à partir de l'équation (2.19). [15]

5. Analyse statique non linéaire

En réponse à ces besoins, certaines réglementations, notamment l'ATC40, 1996 et le FEMA450, 2003 (dernière version), ont incorporé des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme. Les deux méthodes qui suivent sont les méthodes de base dans ce domaine:

5.1. Approche en ductilité (Eurocode8)

L'abréviation de (N2) indique que la méthode statique non-linéaire (développé par Fajfar) est basée principalement sur la combinaison de deux modèles mathématiques tenant compte du comportement non linéaire à savoir :

- La courbe de capacité obtenue par analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté.
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul degré de liberté. [16]

La méthode N2 se compose de:

a) Introduction des données

L'on considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique d'amortissement 5%, dans lequel les accélérations (S_a) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure (voir figure 2.2).

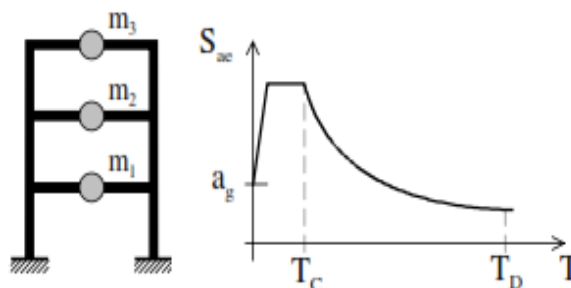


Figure 2.2. Structure à NDDL avec un spectre de réponse élastique [17].

b) Transformation du spectre élastique en format accélération-déplacements

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes ($S_a - T$) au format accélération-déplacements ($S_a - S_d$) en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \tag{2.23}$$

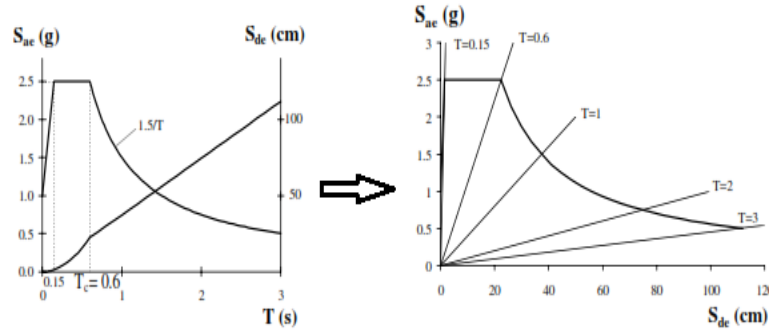


Figure 2.3. Conversion du spectre de réponse en format (ADRS) [17].

S_{ae} et S_{de} Sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes T_i , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5%.

c) Détermination du spectre de réponse inélastique (spectre réduit)

Le spectre non-linéaire (inélastique), peut être facilement déterminé à partir du spectre élastique (selon la proposition de Vidic et al. 1994) avec une relation force-déplacement bilinéaire en appliquant les expressions suivantes : [17]

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \tag{2.24}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \tag{2.25}$$

Où,

S_a , Accélération spectrale.

S_d , Déplacement spectral.

μ , Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement élastique.

R_μ , Facteur de réduction dû à la ductilité c'est-à-dire du à la dissipation d'énergie d'hystérésis.

La figure 2.4 montre la réduction du spectre de réponse.

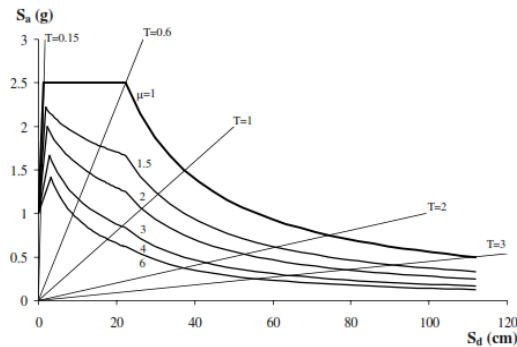


Figure 2.4. Spectre de réponse réduit [17].

Plusieurs propositions ont été faites pour la détermination du facteur de réduction R_μ et qui ont fait l'objet d'une attention particulière (Newmark et Hall, 1982 ; Riddell, Hidalgo, et Cruz, 1989; Tso et Naumoski, 1991; Krawinkler et Nassar, 1992; Miranda et Bertero 1994), parmi ces propositions l'on utilise celle donnée par les relations suivantes (Vidic et al. 1994).

Pour les oscillateurs souples ($T \geq T_0$), avec T_0 est la période caractéristique du site, les systèmes élastiques et inélastiques ont approximativement le même déplacement maximal ($S_d = S_{de}$) conformément au critère d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982).

Dans ce cas, le facteur de réduction R_μ est égal au facteur de ductilité:

$$R_\mu = \mu \tag{2.26}$$

Pour les oscillateurs rigides ($T < T_0$), le facteur de réduction R_μ est pris égal à :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \tag{2.27}$$

d) Analyse en poussée progressive (Pushover)

L'analyse Pushover est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible prédéfini. [19]

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet U et en ordonnée l'effort tranchant à la base V , le choix d'une distribution appropriée des forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse

Pushover. Si on note par F , le vecteur des forces latérales, ce dernier peut être déterminé par l'expression suivante :

$$F = f[M]\{\phi\} \tag{2.28}$$

Avec,

$[M]$, Matrice diagonale correspondant aux masses de chaque niveau.

$\{\phi\}$, Vecteur forme normalisé pour le déplacement, ou mode propre.

f , Facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

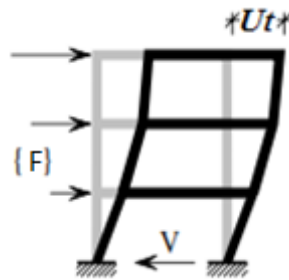


Figure 2.5: Force latérale appliquée sur la structure [17].

e) Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté (principe de Hudson 1965).

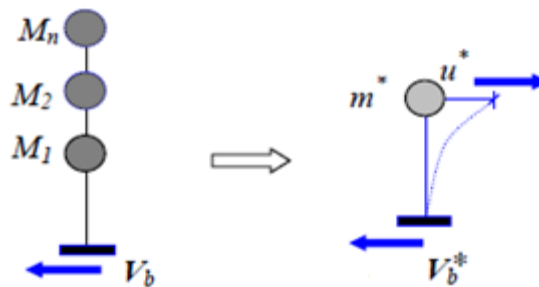


Figure 2.6: Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté [15].

Si on prend seulement le mode fondamental le plus dominant, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation :

$$u_t(t) = \Gamma_1 \phi_1 D_1(t) \tag{2.29}$$

Avec, $u_t(t)$ Déplacement au sommet à l'instant (t).

Γ_1 , Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

ϕ_1 , Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

f) Idéalisisation bilinéaire de la courbe de capacité du système équivalent

L'effort plastique F qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique. La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force-déformation réelle et idéalisée soient égales (principe de FEMA 273).

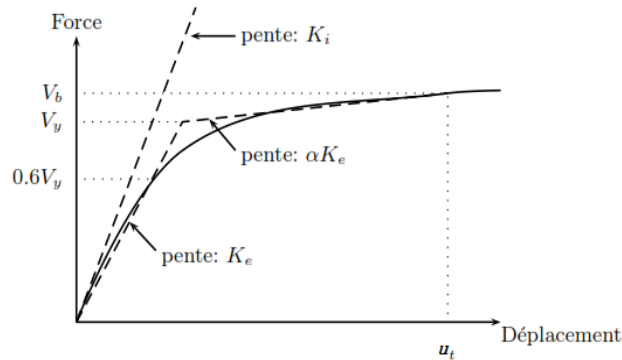


Figure 2.7. Idéalisisation bilinéaire de la courbe de capacité du système équivalent [17].

Sur la base de cette hypothèse, et pour un modèle élasto-plastique parfait, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté u_y^* , est donné par :

$$u_y^* = 2(u_m^* - E_m^*/F_y^*) \tag{2.30}$$

Où,

E_m^* , Energie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

F_y^* , Force à la limite d'élasticité.

g) Détermination des caractéristiques du système équivalent

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* u_y^*}{F_y^*}} \tag{2.31}$$

Et la masse équivalente est donnée par :

$$m^* = \sum m_i \phi_i \tag{2.32}$$

h) Détermination du déplacement du système équivalent

Le déplacement de la structure u_{el}^* avec une période T^* est un comportement élastique illimité, et donné par [16]:

$$u_{el}^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2 \tag{2.33}$$

Où,

$S_e(T^*)$, L'accélération spectrale correspondant à la période T^* .

Le calcul du déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique (T^*) et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique du site (T_c).

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique du site ($T^* \geq T_c$), le déplacement non linéaire S_d est égal au déplacement élastique S_{de} , conformément au critère d'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes.

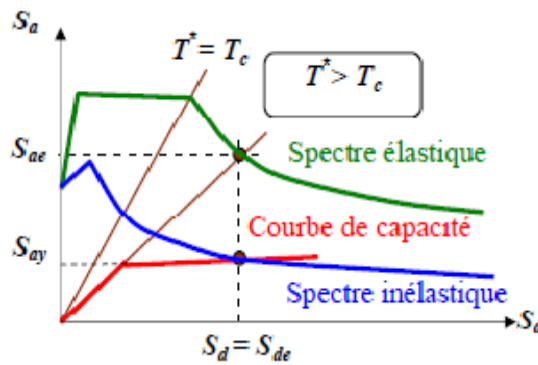


Figure 2.8. Déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes [15].

Si la période élastique est inférieure à la période caractéristique ($T^* < T_c$), le déplacement non linéaire S_d est déterminé en fonction de la ductilité par la relation suivante :

$$S_d = \mu \times u_y^* = \left[1 + \frac{T_c}{T} (R_\mu - 1) \right] \times \frac{S_{de}}{R_\mu} \tag{2.34}$$

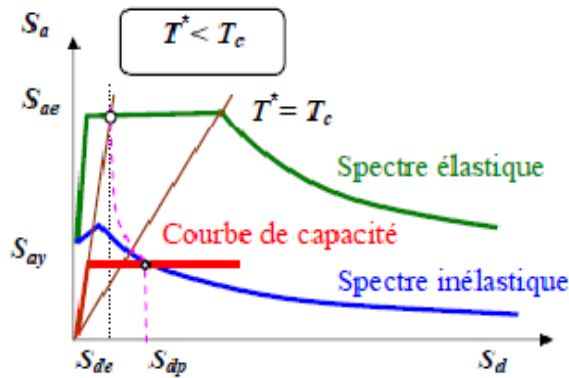


Figure 2.9. Déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes [16].

i) Détermination du déplacement global de la structure

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé en déplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (Figure 2.10) :

$$u_t = S_d \Gamma \tag{2.35}$$

Γ , facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

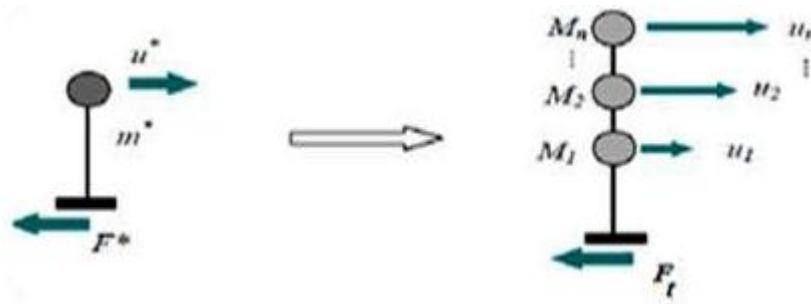


Figure 2.10. Détermination du déplacement global de la structure [15].

La méthode d'analyse spectrale non-linéaire est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique. Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure [18].

5.2. Approche en amortissement (méthode de capacité spectrale (CSM) ATC40)

Le code ATC40 spécifie trois types de méthodes pour estimer la déformation induite, toutes ces méthodes sont basées sur les principes déjà exposés (les procédures de la méthode spectrale non linéaire). Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être implémentées directement. La méthode C est plutôt graphique. En général la procédure "A" donne des meilleurs résultats [16].

La méthode (A) consiste à suivre les étapes suivantes :

- a) Ajustement de la courbe bilinéaire sur le diagramme de capacité, utilisons le principe d'égalité d'énergie

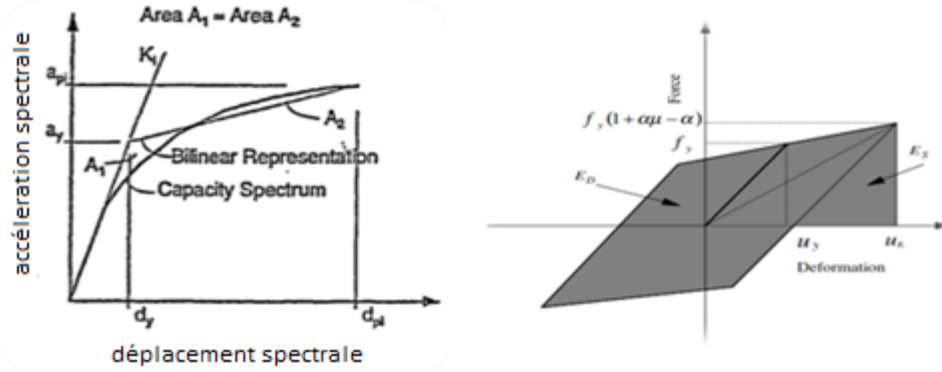


Figure 2.11. Idéalisaton bilinéaire de la courbe de capacité selon l'ATC40 [16].

$$E_D = \pi F_D u = 2\pi \times \xi_0 \times m \times \omega^2 \times u^2 = 4(a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi}) \quad (2.36)$$

$$E_S = 0,5 \times F_D \times u = 0,5 \times m \times \omega^2 \times u^2 = 0,5 \times a_{pi} \times d_{pi} \quad (2.37)$$

- b) Calcul de l'amortissement hystérétique équivalent du système équivalent à un seul degré de liberté équivalent (Chopra et Goel, 1999) obtenue par

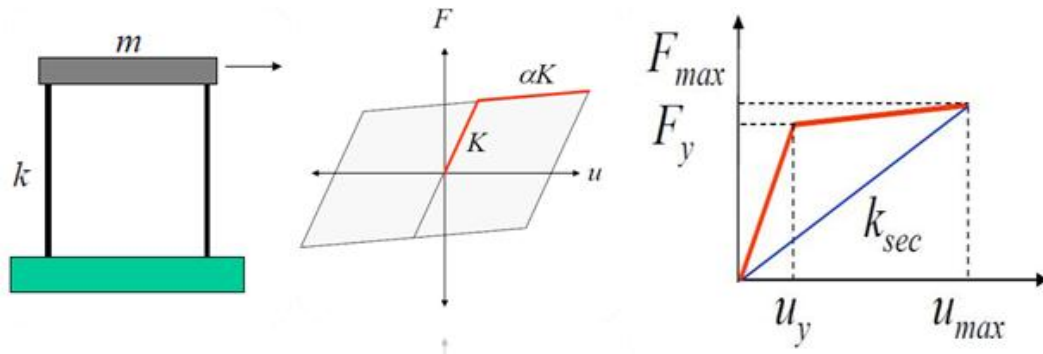


Figure 2.12. System élastique équivalent à 1DDL [16].

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_D}{E_S} = \frac{2}{\pi} \times \left[\frac{F_y}{U_y} - \frac{F_{max}}{U_{max}} \right] = \frac{2}{\pi} \times \frac{(\mu - 1)(1 - a)}{\mu(1 + a\mu_a)} \quad (2.38)$$

Sur la courbe bilinéaire de capacité

$$\xi_0 \cong \frac{2}{\pi} \times \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.39)$$

c) L'amortissement équivalent du système

$$\xi_{eq}(\%) = k\xi_0 + 0.05 \quad (2.40)$$

Où K , coefficient de modification de l'amortissement, a partir le tableau 8.1 et la figure 8.15 de l'ATC40. Annexe (A).

d) Construction du spectre de réponse élastique ou de conception dans le plan ADRS pour un taux d'amortissement visqueux de 5%

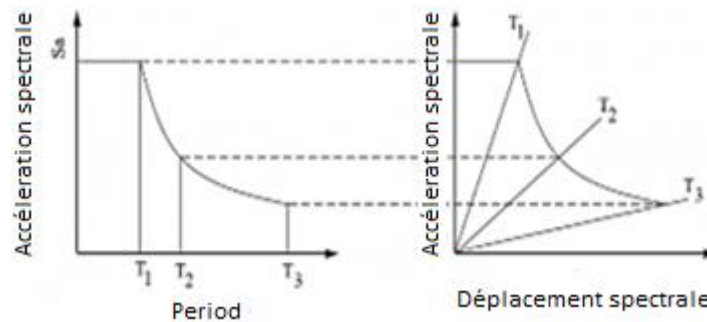


Figure 2.13: Conversion du spectre de réponse en format ADRS [16].

e) Réduction du spectre de réponse élastique à un spectre de réponse réduit avec un amortissement plus grand que l'amortissement 5%

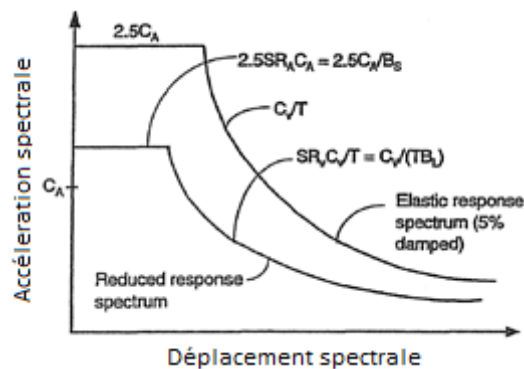


Figure 2.14. Réduction du spectre de réponse selon l'ATC40 [16].

Pour les valeurs de C_a et C_v voir tableaux 8. 8. dans l'ATC40, et pour SR_a et SR_v voir tableau 8.2, ou bien Annexe (B) [16].

f) **Superposition du spectre de capacité et le spectre de demande**

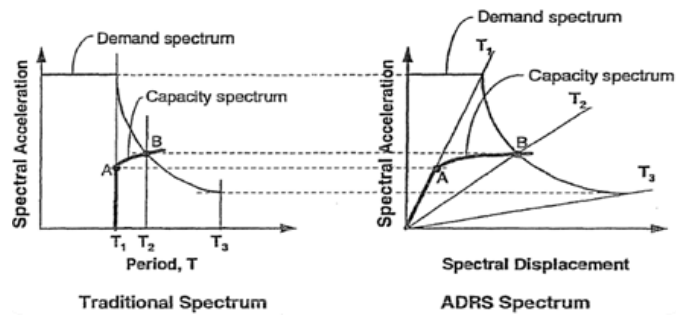


Figure 2.15. Superposition du spectre de capacité et le spectre de demande [16].

g) **Des itérations sur la valeur de d_i jusqu'au la tolérance $\left(\frac{d_{pi}-d_y}{d_{pi}}\right)$ soit inférieure à 5%.**

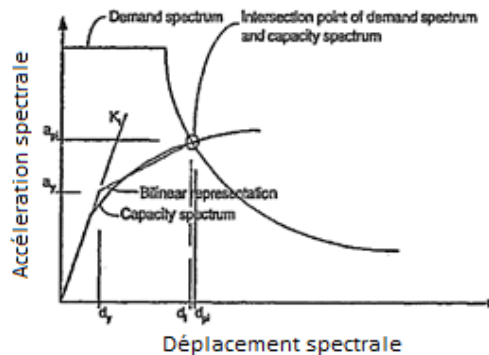


Figure 2.16. Evaluation du point de performance selon l'ATC40 [16].

6. Conclusion

Comme nous l'avons présenté dans ce chapitre, les procédures décrites dans ce travail reproduisent les aspects de la réponse, des concepts principaux qu'on a essayé de montrer que les procédures statiques sont limitées dans leur capacité à reproduire le comportement dynamique. Cependant, ces méthodes statiques ont montré leur intérêt et continuent à être utilisées dans la pratique pour les bâtiments symétriques, ce qui exige d'améliorer ces méthodologies pour les appliquer pour les bâtiments asymétriques. La méthode proposée dans le chapitre suivant évite le recours aux méthodes adaptatives qui sont coûteuses et complexes à l'échelle d'un bureau d'ingénierie. L'approche proposée n'exige pas un programme de calcul spécial et peut être utilisée par des logiciels non linéaire car les forces modales peuvent être calculées séparément et fournissent une base de données en termes de forces latérales.

CHAPITRE 3

Formulation de l'analyse

Pushover modale (MPA)

1. Introduction

L'analyse statique non linéaire comme exposée dans le chapitre précédent et d'après les FEMA-273 [20] et 356 [21] est maintenant utilisée par la profession d'ingénieur structurel comme un outil standard pour estimer les exigences sismiques pour les bâtiments. Au cours des dernières années, plusieurs chercheurs ont examiné les hypothèses retenues est les limitations de cette analyse.

L'objectif principal de ce chapitre est d'étendre l'analyse Pushover modale (MPA) pour estimer l'exigence sismique pour les bâtiments asymétriques. Pour fournir une base théorique concernant la procédure MPA, nous commençons par le développement de l'analyse modale temporelle découplée (Chopra 2004), qui est montré comme l'analyse équivalente à l'analyse modale temporelle pour les systèmes linéaires mais reste une approximation pour les systèmes non-linéaires. A partir de l'analyse modale temporelle découplée nous présentons l'analyse Pushover modale pour les bâtiments asymétriques qui présente une approximation pour les bâtiments inélastiques, qui est équivalente à l'analyse modale spectrale standard pour les systèmes linéaire.

2. Développement de l'analyse modale tridimensionnelle

2.1. Equation du mouvement

L'équation différentielle régissant la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (multi-étages) soumise à une excitation sismique dans les deux sens x et y, $\mathbf{u}_g(t)$ est donnée par :

$$M\ddot{\mathbf{U}} + C\dot{\mathbf{U}} + f_s(\mathbf{U}, \text{sign } \dot{\mathbf{U}}) = -M\mathbf{i}_x u_{gx}''(t) - M\mathbf{i}_y u_{gy}''(t) \tag{3.1}$$

Où \mathbf{u} est le vecteur des $3N \times 1$ déplacements, pour le système à trois composantes de $N \times 1$ déplacements latéraux des planchers par rapport au sol, M est la matrice de masse diagonale d'ordre $N \times N$, $\mathbf{U}_x, \mathbf{U}_y$ sont des vecteurs de N -déplacements suivant la direction x, y respectivement, et \mathbf{U}_θ est le vecteur de N -moments de torsion selon l'axe vertical :

$$\mathbf{U}_x = \langle u_{1x} \quad u_{2x} \cdots u_{Nx} \rangle^T, \mathbf{U}_y = \langle u_{1y} \quad u_{2y} \cdots u_{Ny} \rangle^T, \mathbf{U}_\theta = \langle u_{1\theta} \quad u_{2\theta} \cdots u_{N\theta} \rangle^T \tag{3.2}$$

Le vecteur d'influence (vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement à la base avec la direction de chaque degré de liberté) est :

$$i_x = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad i_y = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.3)$$

La partie droite de l'équation (3.1) peut s'écrire comme suit [22]:

$$P_{\text{eff}}(t) = -s \ddot{u}_g(t) = - \begin{pmatrix} m1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \ddot{u}_{gx}(t), \text{ et, } - \begin{pmatrix} 0 \\ m1 \\ 0 \end{pmatrix} \ddot{u}_{gy}(t) \quad (3.4)$$

2.2. Force modale effective

La distribution spatiale de ces forces effectives sur la hauteur de la structure est définie par le vecteur \mathbf{S} et leur variation temporelle par $\ddot{u}_g(t) = \ddot{u}_{gx}(t)$ ou bien $\ddot{u}_{gy}(t)$. Cette distribution de forces peut être exprimée par la somme des forces d'inerties modale S_n :

$$\mathbf{S} = \sum_{n=1}^{3N} S_n = \sum_{n=1}^{3N} \Gamma_n \mathbf{M} \phi_n \quad (3.5)$$

Où, ϕ_n est le vecteur modal de mode (n) de la structure, composé de trois sous modes, ϕ_{xn} , ϕ_{yn} et $\phi_{\theta n}$ avec:

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} M_n = \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n, L_n = \begin{cases} \phi_{xn}^T \mathbf{M} \mathbf{1} & \text{pour } \ddot{u}_{gx}(t) \\ \phi_{yn}^T \mathbf{M} \mathbf{1} & \text{pour } \ddot{u}_{gy}(t) \end{cases} \quad (3.6)$$

La force effective d'accélération du sol peut s'exprimer comme :

$$P_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^{3N} P_{\text{eff},n}(t) = \sum_{n=1}^{3N} -S_n \ddot{u}_g(t) \quad (3.7)$$

La contribution du mode (n) dans $\mathbf{P}_{\text{eff}}(t)$ et \mathbf{S} :

$$P_{\text{eff},n}(t) = -S_n \ddot{u}_g(t) = \Gamma_n \mathbf{M} \phi_n \quad (3.8)$$

L'association des vecteurs S_n avec les composantes de mouvement du sol, est donnée par l'équation :

$$S_n = \begin{pmatrix} S_{xn} \\ S_{yn} \\ S_{\theta n} \end{pmatrix} = \Gamma_n \begin{pmatrix} m\phi_{xn} \\ m\phi_{yn} \\ I_0\phi_{\theta n} \end{pmatrix} \quad (3.9)$$

Γ_n , dépend de la direction du mouvement.

2.3. Concept de base de l'analyse modale tridimensionnelle

Deux procédures d'analyse approximative des bâtiments inélastique vont discrétiser l'analyse modale temporelle découplée, et l'analyse Pushover modale. Dans cette dernière, l'analyse statique non-linéaire donne la réponse modale maximale, et la réponse totale est déterminée par une combinaison modale. [22]

3. Analyse modale temporelle découplée

3.1. Système élastique

Si on néglige le couplage des N-équations en coordonnées modales, on obtient la méthode de l'analyse modale temporelle découplée. Cette procédure approchée représente l'idée de base de découplage des modes dans le développement de la procédure d'analyse pour les systèmes inélastiques, la réponse s'exprime par :

$$\mathbf{u}_n = \Phi_n \mathbf{q}_n(t) \quad (3.10)$$

Où $\mathbf{q}_n(t)$, coordonnée modale généralisée, est la solution de l'équation suivante:

$$\ddot{\mathbf{q}}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{\mathbf{q}}_n + \omega_n^2 \mathbf{q}_n = -\Gamma_n \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (3.11)$$

Où, ω_n est la fréquence naturelle, et ζ_n est le coefficient d'amortissement du mode (n), du système à plusieurs degré de liberté, la solution $\mathbf{q}_n(t)$ de l'équation (3.11) est donné par :

$$\mathbf{q}_n(t) = \Gamma_n \mathbf{D}_n(t) \quad (3.12)$$

Où $\mathbf{D}_n(t)$ est la réponse du mode (n) en termes de déplacements du système équivalent à 1DDL, avec les mêmes caractéristiques intrinsèques de système à NDDL, leur équation s'exprime par :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \omega_n^2 D_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.13)$$

En substituant l'équation (3.12) dans l'équation (3.10), les déplacements latéraux dans les sens x et y, et le déplacement rotationnel au sommet sont :

$$\mathbf{u}_{xn}(t) = \Gamma_n \Phi_{xn} \mathbf{D}_n(t), \mathbf{u}_{yn}(t) = \Gamma_n \Phi_{yn} \mathbf{D}_n(t) \text{ et } \mathbf{u}_{\theta n}(t) = \Gamma_n \Phi_{\theta n} \mathbf{D}_n(t) \quad (3.14)$$

Les déplacements inter-étages dans les directions x et y sont :

$$\Delta_{jxn}(t) = \Gamma_n (\Phi_{jxn} - \Phi_{j-1,xn}) \mathbf{D}_n(t), \quad \Delta_{jyn}(t) = \Gamma_n (\Phi_{jyn} - \Phi_{j-1,yn}) \mathbf{D}_n(t) \quad (3.15)$$

Les équations peuvent être généralisées pour déterminer le déplacement inter-étages de

n'importe quel élément, les équations (3.14) et (3.15) représentent la réponse du système à NDDL soumise à la force $P_{\text{eff},n}(t)$, et la réponse totale du système est donnée par:

$$r(t) = \sum_{n=1}^{3N} r_n(t) \quad (3.16)$$

3.2. Système inélastique

Bien que l'analyse modale classique soit inadmissible pour les systèmes inélastiques, elle est utile par la suite pour transformer l'équation du mouvement inélastique en coordonnées modales correspondant au système linéaire équivalent, chaque élément structural de ce système élastique est défini pour avoir la même rigidité initiale que celui du système inélastique. Les deux systèmes ont la même masse et le même amortissement. Par conséquent, les périodes propres de vibration et les modes de vibration du système linéaire équivalent sont identiques à ceux du système inélastique subissant de petites perturbations (domaine élastique linéaire). [22]

La résolution de l'équation du mouvement des systèmes inélastiques ne sera plus déterminée par l'équation (3.10) vu que les modes autres que le mode(n) contribueront aussi à la réponse du système. En revanche, étant donné que pour les systèmes linéaires, $q_n(t) = 0$ pour tous les modes, autre que le mode(n), donc, il est raisonnable de considérer que le mode(n) devrait être dominant, même pour les systèmes inélastiques :

$$u_n(t) = \sum_{r=1}^{3N} \phi_r q_r(t) \approx \phi_n q_n(t) \quad (3.16)$$

L'équation régissant la réponse du système inélastique, est donnée par :

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (3.17)$$

Où F_{sn} est la fonction non-linéaire hystérétique :

$$F_{sn} = F_{sn}(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) = \phi_n^T f_n(q_n, \text{sign } \dot{q}_n) \quad (3.18)$$

La réponse de la structure est donc approchée et la résolution de l'équation (3.17) peut être obtenue par l'équation (3.12) où $D_n(t)$ est donnée par :

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.19)$$

L'équation précédente peut être interprétée comme l'équation régissant le système inélastique

à 1DDL liée au mode(n); et dans ce cas, chaque mode est considéré comme un système à 1DDL ayant les caractéristiques suivantes:

ω_n , Pulsation propre.

ζ_n , Amortissement propre du mode(n) correspondant au système linéaire à plusieurs degrés de liberté.

$F_{sn}/L_n - D_n$, Relation entre la force de résistance et les coordonnées modales, définies par l'équation suivante.

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) = \phi_n^T f_n(D_n, \text{sign } \dot{D}_n) \tag{3.20}$$

L'équation (3.13) écrite comme ci-après:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\ddot{u}_g(t) \tag{3.21}$$

La résolution de l'équation non-linéaire (3.21) formulée de cette manière donne les déplacements de la structure liée au mode(n) du système inélastique à un seul degré de liberté. La réponse en termes de déplacements des planchers (déplacements inter-étages), ou n'importe quelle réponse $r_n(t)$ est donnée par les équations (2.14) et (2.15) dans le chapitre précédent, où $A_n(t)$ est la pseudo-accélération du mode(n) du système inélastique (1DDL), les équations (3.14) et (3.15) représentent la réponse du système inélastique à plusieurs degrés de liberté, sous l'action de $P_{eff,n}(t)$ du mode(n) [22].

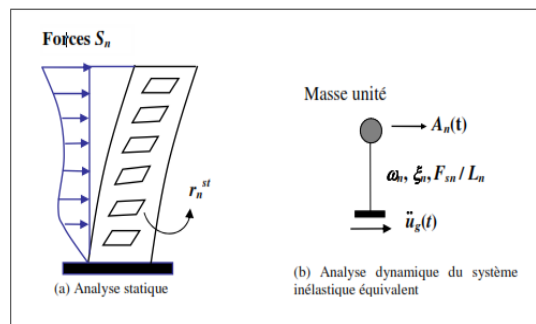


Figure 3.1. Concept d'analyse modale temporelle découplée des systèmes à NDDL [15].

4. Analyse Pushover Modale (MPA)

4.1. Système élastique

Pour développer une procédure d'analyse Pushover équivalente à la méthode (RSA), et similaire à l'analyse temporelle linéaire, il a été démontré par (Chopra, 2001), que l'analyse statique d'une structure soumise au champ de forces latérales définies par :

$$F_{xn} = S_{xn}A_n, \quad F_{yn} = S_{yn}A_n, \quad F_{\theta n} = S_{\theta n}A_n \quad (3.22)$$

Fournit la même valeur de la réponse maximale r_{n0} du mode(n) que l'équation (3.13), tel que :

$$A_n = \omega_n^2 D_n \quad (3.23)$$

Cette valeur de la réponse peut être obtenue différemment par l'analyse statique de la structure soumise à une distribution des forces latérales selon l'équation :

$$S_n^* = \begin{cases} m \phi_{xn} \\ m \phi_{yn} \\ I_p \phi_{\theta n} \end{cases} \quad (3.24)$$

Et la structure est "poussée" jusqu'à ce qu'elle atteigne un déplacement cible au sommet u_{ri0} , du mode(n), calculé par les équations suivantes :

$$u_{rxn} = \Gamma_n \phi_{rxn} D_n, \quad u_{ryn} = \Gamma_n \phi_{ryn} D_n, \quad u_{r\theta n} = \Gamma_n \phi_{r\theta n} D_n \quad (3.25)$$

Les réponses modales maximales r_{n0} , déterminées chacune par une analyse Pushover, peuvent être combinées pour obtenir une estimation de la valeur maximale r_0 de la réponse totale. Cette procédure dénommée (« Analyse Pushover Modale», MPA).

4.2. Système inélastique

D'après le principe de découplage des modes dans l'analyse modale temporelle découplée dans le domaine non linéaire et dans la procédure de MPA, le maximum de réponse r_n du système non linéaire excité par la force effective $P_{eff,n}(t)$ est estimé par l'analyse statique non linéaire de la structure par les forces latérales et les moments distribuées sur la hauteur de bâtiment représenté par S_n^* (Equation 3.24), avec ces distributions de forces, on pousse la structure jusqu'à des déplacements u_{rxn}, u_{ryn} et $u_{r\theta n}$ ces valeurs représentent les maximum au sommet, comme le système élastique, mais dans ce cas D_n est le maximum de déformation de mode(n) d'un système non linéaire 1DDL.

La relation force-déplacement $(F_{sn}/L_n, D_n)$ pour mode(n) d'un système non linéaire 1DDL exige de déterminer D_n , la courbe Pushover $(V_{bn} - U_{rn})$ est converti pour créer la relation $(F_{sn}/L_n, D_n)$, les valeurs de F_{sn}/L_n et D_n sont donnés par:

$$\frac{F_{sn}^y}{L_n} = \frac{V_{bn}^y}{M_n^*}, \quad D_n^y = \frac{u_{rn}^y}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (3.26)$$

Ou, $M_n^* = L_n \Gamma_n$, masse modale effective, les deux valeurs sont reliées par :

$$\frac{F_{sn}^y}{L_n} = \omega_n^2 D_n^y \quad (3.27)$$

La période élastique vibratoire du mode(n) du système non linéaire d'un seul DDL est donnée par :

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_n^y}{F_{sn}^y} \right)^2 \quad (3.28)$$

Dans les bâtiments asymétriques, l'analyse statique non linéaire résulte deux courbes Pushover suivants les deux directions (xx') et (yy'), pour le mode(n), on considère la courbe la plus dominante pour les deux directions en terme de déplacement, le pic de réponse r_n déterminé dans ce cas représente la valeur maximale de la réponse $r_n(t)$ de la structure non linéaire sous l'effet de la force $P_{eff,n}(t)$, Cependant, les combinaisons CQC et SRSS sont valables pour les systèmes élastiques, l'application de ces combinaisons pour les systèmes non-linéaire manque évidemment d'une base théorique rigoureuse, mais restent raisonnable tant que les modes sont faiblement couplés [22].

5. Conclusion

La procédure d'analyse Pushover modale (MPA) similaire à l'analyse modale temporelle découplée pour estimer les exigences sismiques a été étendu aux bâtiments asymétriques comme présenté dans ce chapitre, la procédure d'analyse Pushover modale peut fournir une précision meilleure dans les réponses modales, et permet la prise en compte des modes supérieurs tels que l'effet de torsion et leur influence sur la réponse inélastique des bâtiments asymétriques.

CHAPITRE 4

Applications sur des cas de bâtiments

1. Introduction

La théorie montrée dans le chapitre précédent est appliquée sur trois cas de structures, la première est un bâtiment symétrique, et les deux autres bâtiments sont asymétriques.

Le logiciel utilisé dans le cadre de notre travail pour l'analyse statique non linéaire est le SAP2000 [26] pour la première application et le ETABS v9.7 [27] pour les deux autres applications, l'analyse Pushover offerte par ces logiciels est très puissante, l'action sismique est représentée par le spectre de réponse d'El Centro pour la première application et le spectre de réponse UBC97 [30] pour les deux autres applications. Annexe (C)

Les résultats obtenus en termes de point de performance (Déplacement au sommet de la structure, Effort tranchant à la base de la structure), sont comparés avec ceux obtenus par la méthode statique non-linéaire. Les résultats en terme de déplacement inter-étages et déplacements ultimes sont comparés dans l'analyse Pushover modale en absence puis en présence de la torsion. L'objectif est de déterminer l'ordre d'effet des modes supérieurs y compris la torsion sur la réponse de la structure, sachant que la méthode statique non-linéaire ne considère que le premier mode et l'analyse modale Pushover peut considérer tous les modes. Dans cette étude seulement la composante de déplacement dans la direction (y) est considérée.

2. Lois de comportement (Rotules non linéaires)

Le calcul des spectres de réponse linéaire suppose un comportement viscoélastique des oscillateurs. Dans la réalité, les matériaux et en particulier le béton armé exhibent un comportement non-linéaire en raison de la fissuration et de l'écrasement du béton ainsi que de la plastification de l'acier. Ces non linéarités peuvent être représentées par la distribution du moment et de la courbure (rotation) au niveau de la section du chaque élément. Annexe (D)

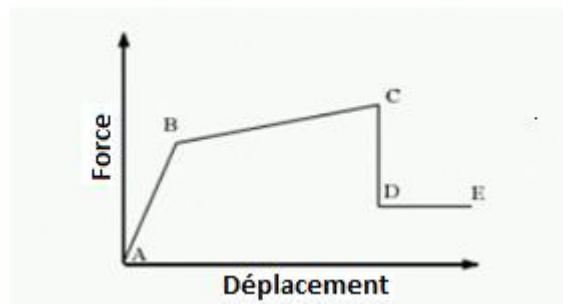


Figure 4.1. Exemple de la loi de comportement non-linéaire [10].

Dans la figure 4.1, le point A correspond à l'état déchargé, le point B représente le comportement de l'élément dans l'état élastique et le point C représente l'état ultime. La droite BC présente une pente prise comme écrouissage total. La droite CD représente une chute de la force. Au-delà de point C, la résistance aux charges latérales est habituellement incertaine et ne permet aux éléments que de soutenir les charges de pesanteur. Au-delà du point E, la structure attend sa capacité maximum de déformation et les charges de pesanteur ne peuvent pas être soutenues. [10]

3. Application 1

Il s'agit d'un bâtiment en béton armée à usage d'habitation (voir figure 4.2) implanté en zone de forte sismicité avec les caractéristiques suivantes :

- Dimensions en plan : $L_x=16m$; $L_y=16m$.
- Section droite des poteaux est $40\times 40\text{ cm}^2$ pour RDC+1^{ère} étage, $35\times 35\text{ cm}^2$ pour 2+3^{ème} étages. Et section droite des poutres est $30\times 35\text{ cm}^2$.
- Le nombre de niveaux est 4 niveaux, et le nombre de travées est de 4 travées.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont fixées comme suit:

- Béton : la résistance à la compression à 28 jours est égale à 25 Mpa.
- Module d'élasticité du béton: $3.21 \cdot 10^7\text{ Kn/m}^2$.
- Armatures longitudinales et transversales en acier FeE400.

Les charges et surcharges sont fixées comme suit:

Terrasse inaccessible: $G= 6.75\text{ Kn/m}^2$.
 $Q= 1.00\text{ Kn/m}^2$.

Étage courant : $G= 4.20\text{ Kn/m}^2$.
 $Q= 1.50\text{ Kn/m}^2$.

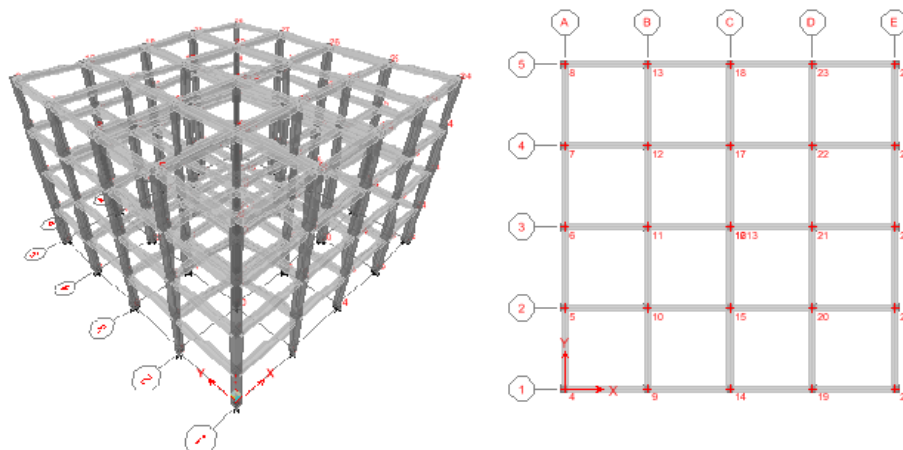


Figure 4.2. Différentes prescriptives du bâtiment R+3 symétrique (vue en 3D/vue en plan).

4. Application 2

Dans cette application une asymétrie est considérée pour avoir l'effet de la torsion sur la réponse de la structure (voir figure 4.3).

La structure considérée dans cette application est la même que celle prise dans l'application 1 mais le nombre d'étage est pris égale à 6 étages. et la section droite des poteaux est $45 \times 45 \text{ cm}^2$ pour RDC+1^{ère} étage, $40 \times 40 \text{ cm}^2$ pour 2+3^{ème} étages et $35 \times 35 \text{ cm}^2$ pour 4+5^{ème} étages.

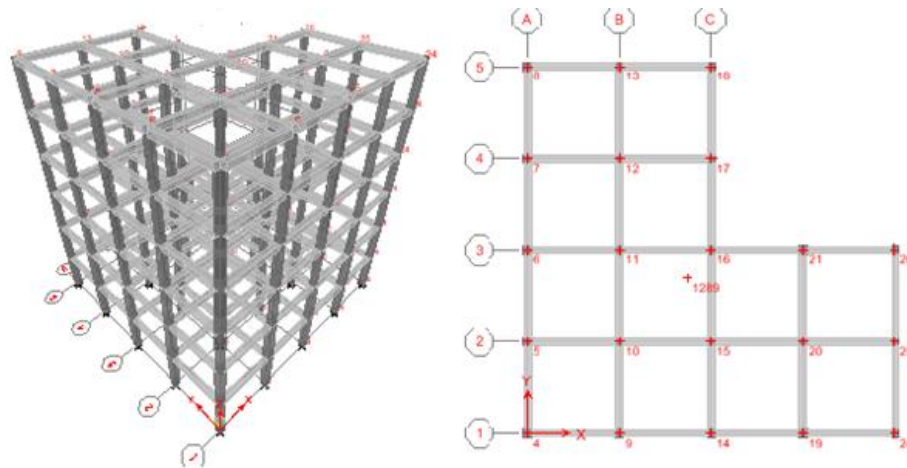


Figure 4.3. Différentes prescriptives du bâtiment R+5 asymétrique (vue en 3D/vue en plan).

5. Application 3

La structure considérée dans cette application est la même que celle prise dans l'application 2 mais le nombre d'étage est pris égale à 10 étages (Voir figure 4.4), et Section droite des poteaux est $55 \times 55 \text{ cm}^2$ pour RDC+1^{ère} étage, $50 \times 50 \text{ cm}^2$ pour 2+3^{ème} étages, $45 \times 45 \text{ cm}^2$ pour 4+5^{ème} étages, $40 \times 40 \text{ cm}^2$ pour 6+7^{ème} étages, $35 \times 35 \text{ cm}^2$ pour 8+9^{ème} étages.

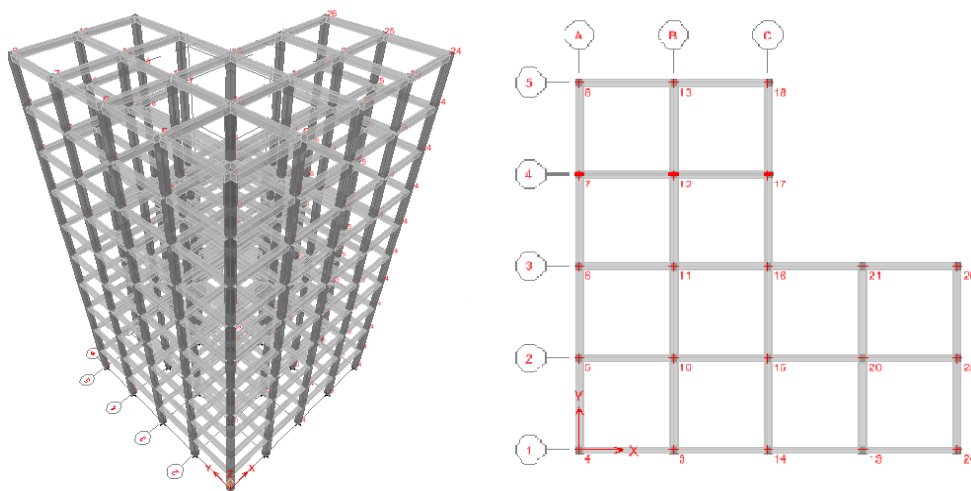


Figure 4.4. Différentes prescriptives du bâtiment R+9 asymétrique (vue en 3D/vue en plan).

6. Résultats

Les résultats obtenus sont présentés en termes de modes propres, courbes Pushover sans et avec prise en compte de la torsion, et les points de performances sans et avec prise en compte de la torsion et ceci avec les deux méthodes statique non-linéaire et l'analyse Pushover modale (MPA).

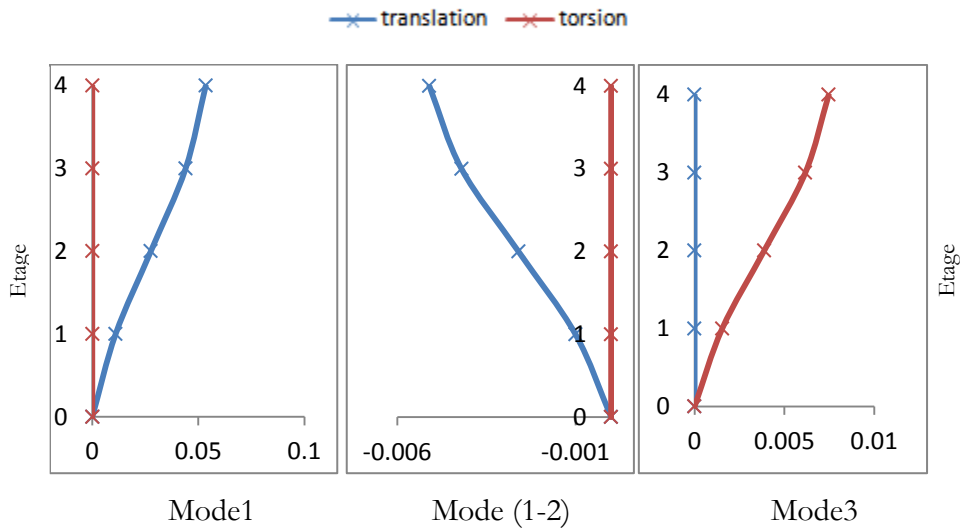
6.1. Application 1

Il s'agit de la première application dans notre étude, les résultats obtenus se résument comme suit :

a) Modes propres

Les six premiers modes propres ont été pris dans cette application (figure 4.5), ceci en se basant sur la somme des coefficients de contribution qui a atteint 90% au sixième mode comme montré sur le tableau 4.1.

Nous pouvons constater qu'à partir des allures des modes propres (figure 4.5) le premier, deuxième, quatrième et cinquième mode sont des modes de translation. Le troisième et sixième sont des modes de torsion pure. Ce qui est normal à cause de la forme symétrique de la structure.



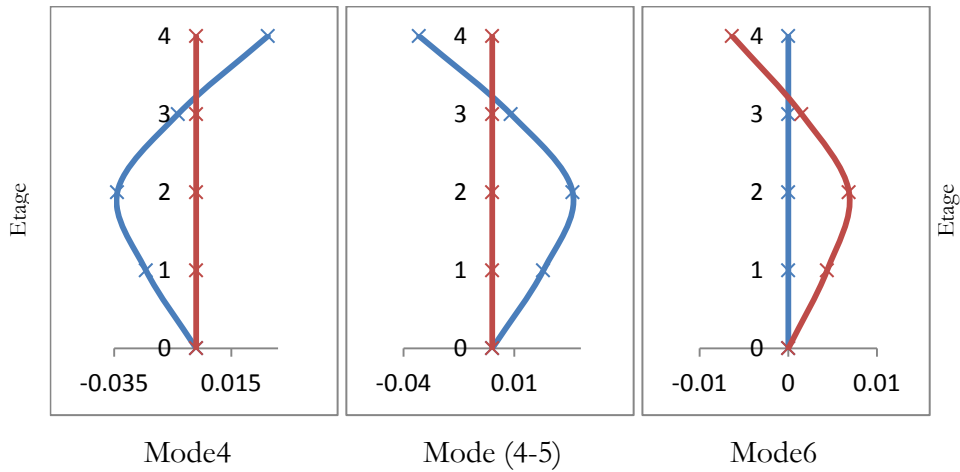


Figure 4.5. Composantes de la translation et de la torsion dans les modes propres de vibration.

Tableau 4.1. Coefficient de contribution massique et la nature de chaque mode.

	Mode1	Mode(1-2)	Mode3	Mode4	Mode(4-5)	Mode6
Coeff de contribution	80.34	0.72	81.05	5.76	6.66	12.35
Nature	translation	Couplage (x-y)	torsion	translation	Couplage (x-y)	torsion

b) Courbes Pushover

Les courbes Pushover présentant les déplacements dans la direction y en abscisse et les efforts tranchants à la base dans la même direction générées à partir d'une application de charge incrémentale croissante progressive contrôlée par un seul mode, sont présentées sur la figure 4.6. Six courbes sont présentées chaque courbe correspond à un mode parmi les six modes retenus.

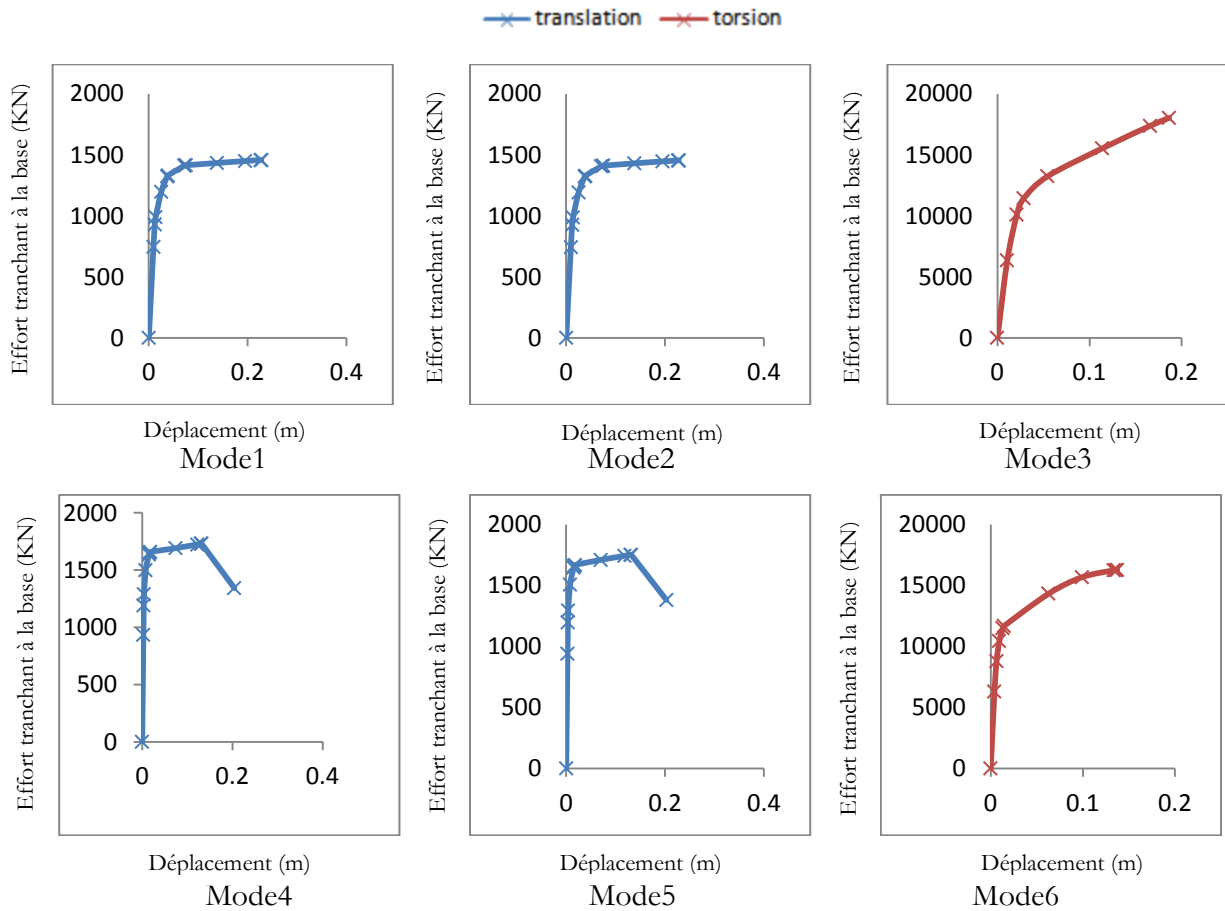


Figure 4.6. Courbes Pushover pour chaque mode.

A partir des courbes Pushover montrées dans la figure 4.6, nous pouvons constater que l'effet de la torsion est négligeable devant la composante de translation. Un déplacement de 10 cm nécessite un effort dans les environs de 1500 Kn en utilisant le premier mode qui est un mode de translation et nécessite environ 15000 Kn si on utilise le troisième ou le sixième mode qui sont des modes de torsion.

c) Points de performance

Les points de performances présentant le déplacement max dans la direction y et l'effort tranchant correspondant sont présentés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. Déplacement maximum et effort tranchant correspondant.

	Mode1		Mode2		Mode3		Mode4		Mode5		Mode6	
	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion
D(cm)	2.3	2.3	2.32	2.32	0	0	0.07	0.07	0.07	0.07	0	0
V(Kn)	1165.6	1165.6	1158.5	1158.5	0	0	232.1	232.1	242.6	242.6	0	0

Nous pouvons remarquer à partir du tableau 4.2 que le déplacement max est nul en considérant les modes de torsion pure (modes 3 et 6). Ce qui correspond à la forme géométrique de la structure qui est symétrique. Aussi il est à signaler que le point de performance correspondant à chaque mode ne change pas de valeur dans les deux cas de figure sans ou avec prise en compte de la torsion, car dans les modes prépondérants qui sont des modes de translation la composante de la torsion est négligeable.

La combinaison SRSS de déplacements maximums des modes et efforts tranchants correspondants dans l'analyse Pushover modale (MPA) sans et avec prise en compte de la torsion est comparée avec le déplacement max et effort tranchant correspondant obtenus par l'analyse statique non linéaire. Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus:

Tableau 4.3. Déplacement max et effort tranchant correspondant à chaque méthode.

	Analyse statique non linéaire	Analyse Pushover modale sans torsion	Analyse Pushover modale avec torsion
Déplacement (cm)	2.30	3.27	3.27
Effort tranchant à la base (Kn)	1165.6	1667.06	1667.06

D'après le tableau 4.3, la différence existante entre les valeurs des déplacements et efforts tranchants obtenus par les deux méthodes est due essentiellement à la combinaison SRSS adoptée pour l'analyse Pushover modale. Aussi il est à noter que le point de performance trouvée par l'analyse MPA est resté constant dans les deux cas considérés sans et avec prise en compte de la torsion ce qui est justifié à cause de la symétrie de la structure.

6.2. Application 2

C'est le deuxième exemple d'application de notre étude. Les résultats obtenus seront présentés selon le même schéma que la première application, avec prise en compte des déplacements inter-étages et des déplacements maximums.

a) Modes propres

Dans cet exemple les six premiers modes propres ont été pris dans cette application (figure 4.7), on se référant à la somme des masses modales préconisée par les RPA99v2003 (article 4.3.4) au sixième mode comme montré sur le tableau 4.4.

Nous pouvons constater qu'à partir des allures des modes propres (figure 4.7), le deuxième et le cinquième mode sont des modes de translation et l'effet de la torsion est négligeable. Pour le reste des modes l'effet de la torsion est présent et est couplé avec la translation. Ce qui est attendu à cause de la forme asymétrique de la structure.

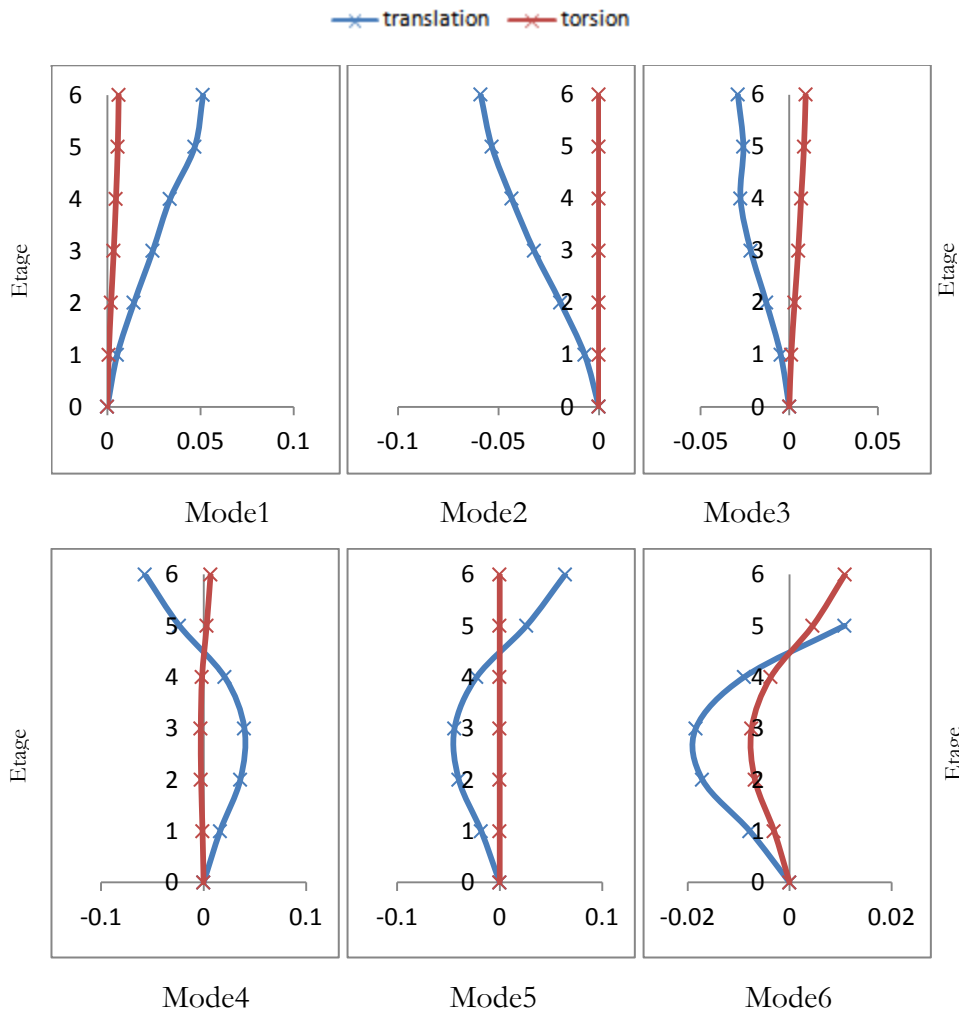


Figure 4.7. Couplage de composantes de la translation et de la torsion dans les modes propres.

Tableau 4.4. Coefficient de contribution massique et la nature de chaque mode.

	Mode1		Mode2		Mode3		Mode4		Mode5		Mode6	
	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz
Coeff de contribution	25.10	27.22	38.16	0.00	13.10	48.98	4.92	1.89	6.03	0.00	1.04	9.78
Nature	torsion (couplage)		translation suivant y-y'		torsion (couplage)		torsion (couplage)		translation suivant y-y'		torsion (couplage)	

b) Courbes Pushover

Six courbes Pushover sont présentées comme montré sur la figure 4.8 chaque mode contient deux courbes Pushover selon la présence ou l'absence de la torsion.

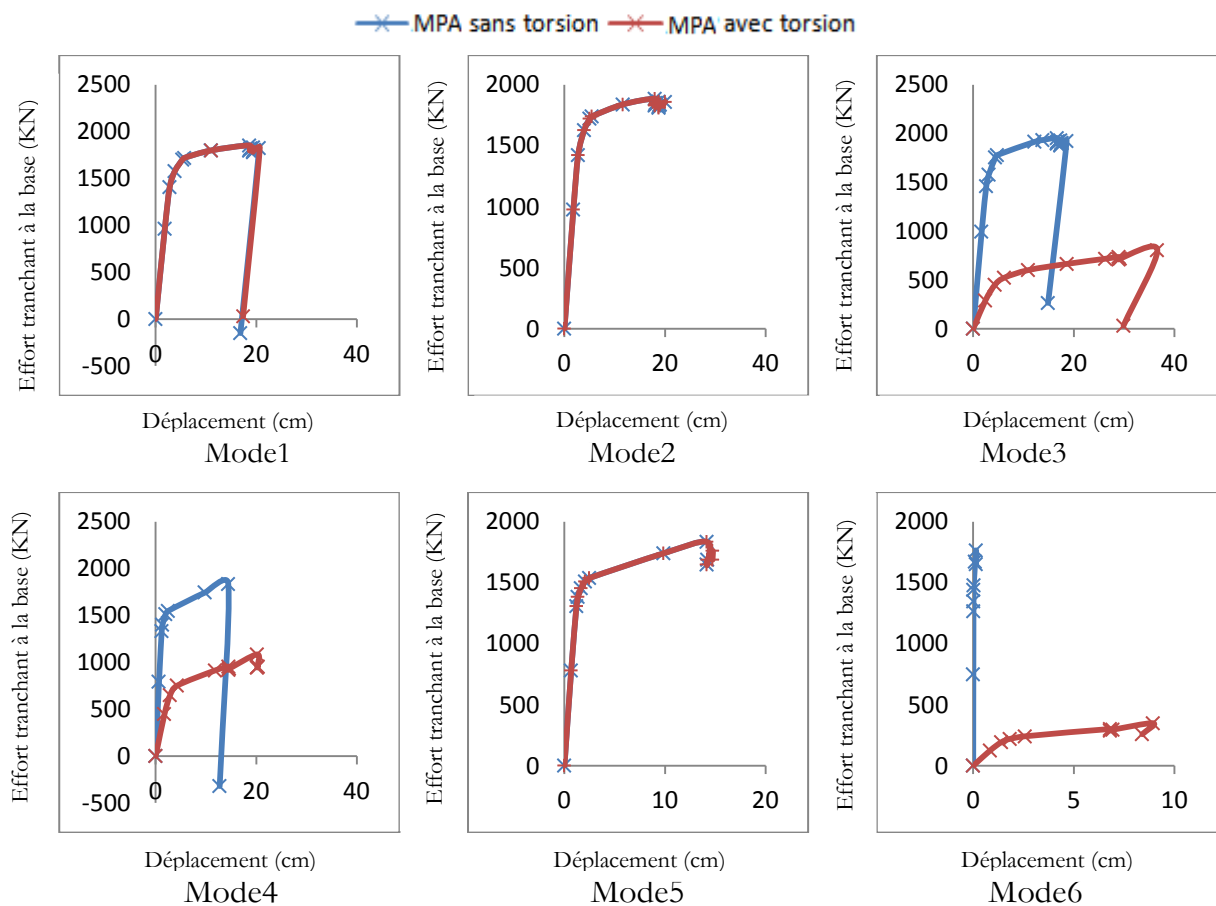


Figure 4.8. Courbes Pushover pour chaque mode.

A partir des courbes Pushover montrées sur la figure 4.8, nous pouvons constater que l'effet de la torsion dans l'analyse Pushover modale est présent et ceci à cause du couplage existant entre les composantes de translation et torsion.

c) Points de performance

Les points de performances présentant le déplacement max dans la direction y pour chaque mode et l'effort tranchant correspondant sont présentés dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5. Déplacement maximum et effort tranchant correspondant de chaque mode.

	Mode1		Mode2		Mode3		Mode4		Mode5		Mode6	
	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion
$D (cm)_0^N$	4.43	4.43	4.33	4.33	4.14	13.36	0.38	1.13	0.37	0.37	0.35	1.06
$V(Kn)_s^U$	1626.8	1626.8	1660.3	166.32	1718.6	620.73	450.44	288.6	246.5	426.5	120.4	151.2

Nous pouvons remarquer à partir du tableau 4.5 que l'effet de la torsion est remarquable en utilisant les modes 3, 4 et 6.

La combinaison SRSS de déplacements maximums des modes et efforts tranchants correspondants dans l'analyse Pushover modale sans et avec prise en compte de la torsion est comparée avec le déplacement max et effort tranchant correspondant obtenus par l'analyse statique non linéaire. Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus:

Tableau 4.6. Déplacement max et effort tranchant correspondant à chaque méthode.

	Analyse statique non linéaire	Analyse Pushover modale sans torsion	Analyse Pushover modale avec torsion
Déplacement (cm)	4.43	7.47	16.6
Effort tranchant à la base (Kn)	1626.8	2938.51	3461.55

D'après le tableau 4.6, la différence existante entre les valeurs de déplacements et efforts tranchants obtenus par les deux méthodes est due essentiellement à la combinaison SRSS adoptée pour l'analyse Pushover modale. Aussi il est à noter que le point de performance trouvée par l'analyse MPA a montré une différence importante entre les deux cas considérés sans et avec prise en compte de la torsion. Ce qui mène à dire que la méthode statique non linéaire n'est pas valable pour les structures présentant une asymétrie d'où la prise en compte

des modes supérieur est inévitable.

d) Déplacement inter-étages

Six courbes de déplacement inter-étages une courbe pour chaque mode sans et avec la présence de la torsion sont présentées comme montré sur la figure 4.9

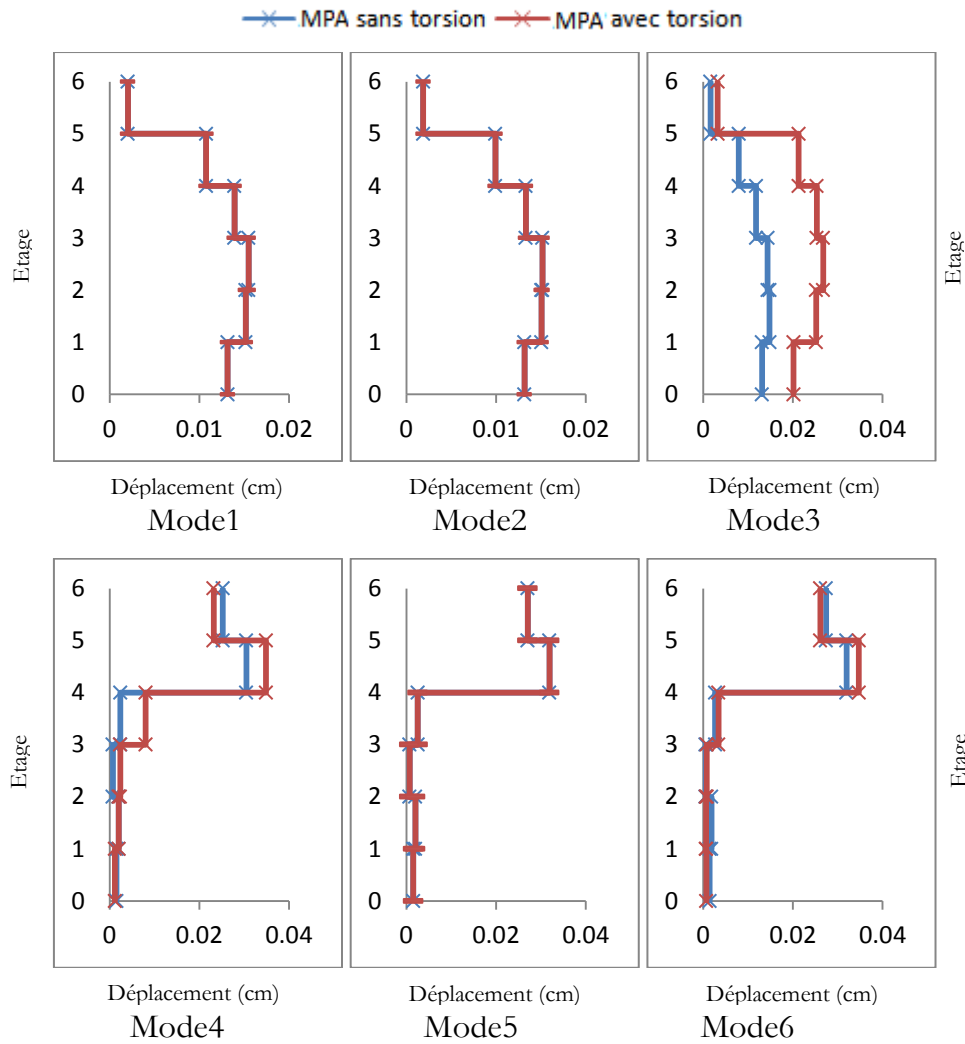


Figure 4.9. Déplacements inter-étage pour chaque mode.

Nous pouvons constater qu'à partir des six courbes de déplacement inter-étage (figure 4.9) que le premier et le deuxième et le cinquième mode l'effet de la torsion dans ces modes est négligeable. Pour le reste des modes l'effet de la torsion est présent qui est clair dans le troisième mode. Ce qui est attendu à cause de la nature de ces modes et la forme asymétrique de la structure.

e) Déplacement maximum

Les figures représentant les déplacements des niveaux pour les six premiers modes sont illustrées (en absence et en présence de la torsion) dans la figure 4.10.

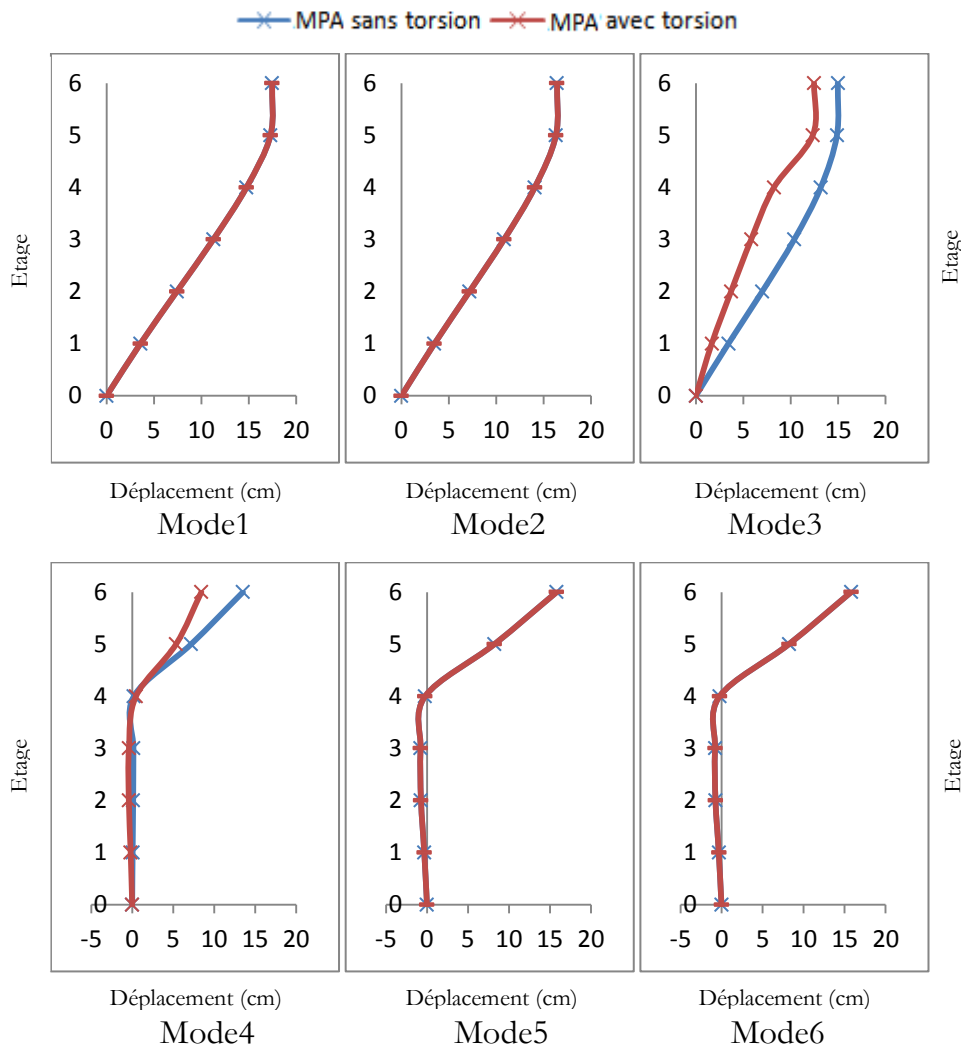


Figure 4.10. Déplacement maximum pour chaque mode.

La figure 4.10 donne une image claire sur l'asymétrie du bâtiment, où l'effet de la torsion est présent et clair dans le troisième et quatrième mode, où la composante de la torsion est importante, à cause de l'asymétrie du bâtiment considérée dans cette application.

6.3. Application 3

Nous avons augmenté le nombre des étages en élévation pour l'objectif de voir leur influence comme étude paramétrique, c'est le troisième exemple d'application de notre étude. Les résultats obtenus seront présentés selon le même schéma que l'application précédente.

a) Modes propres

Dans cet exemple et après avoir augmenté la hauteur de la bâtisse, les six premiers modes propres ont été pris dans cette application (figure 4.11), le tableau 4.7 présente la somme des masses modales préconisées par le RPA99v2003 (article 4.3.4).

Nous pouvons constater qu'à partir des allures des modes propres (figure 4.11), le deuxième et le cinquième mode sont des modes de translation et l'effet de la torsion est négligeable. Pour le reste des modes l'effet de la torsion est présent et est couplé avec la translation. Ce qui est attendu à cause de la forme asymétrique de la structure.

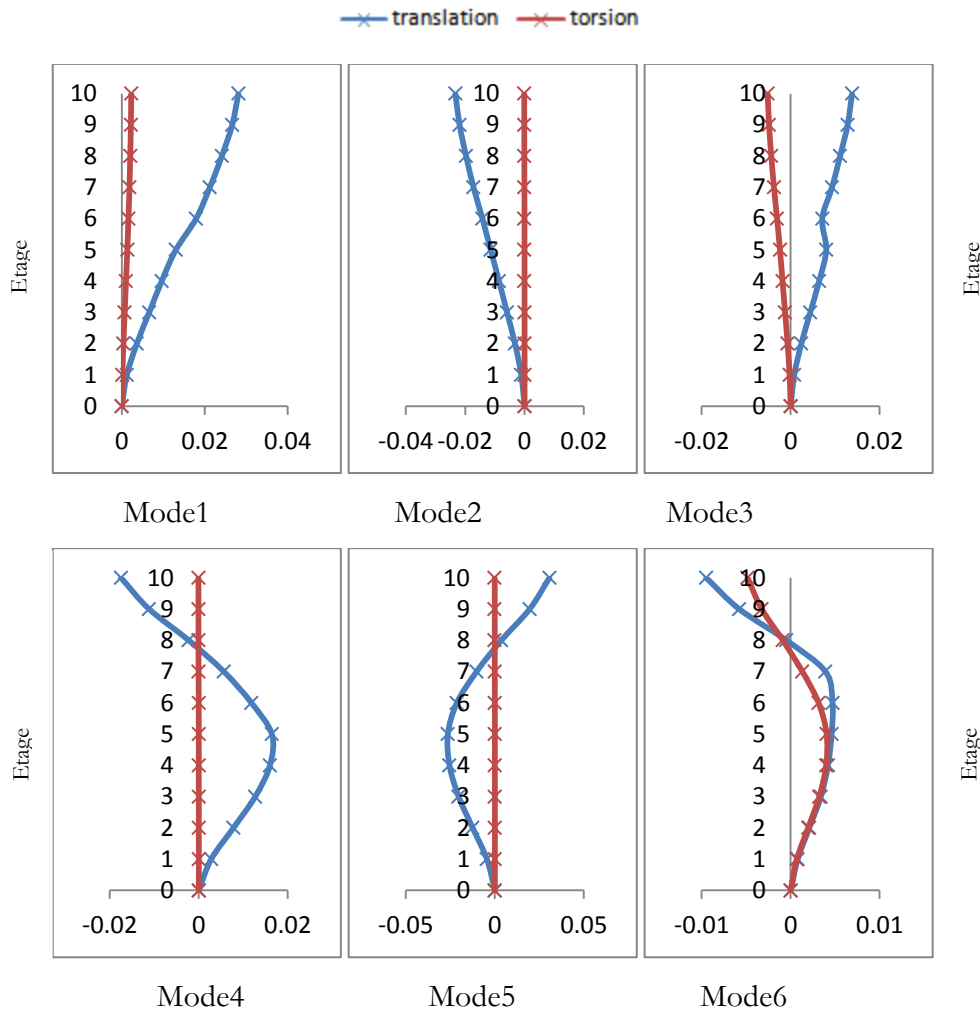


Figure 4.11. Couplage des composantes de la translation et de la torsion dans les modes propres.

Tableau 4.7. Coefficient de contribution massique et la nature de chaque mode.

	Mode1		Mode2		Mode3		Mode4		Mode5		Mode6	
	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz	Uy	Rz
Coeff de contribution	36.21	17.33	25.29	0.004	9.4	52.51	4.04	3.09	10.06	0.01	2.4	11.81
Nature	torsion (couplage)		translation suivant y-y'		torsion (couplage)		torsion (couplage)		translation suivant y-y'		torsion (couplage)	

b) Courbes Pushover

Chaque mode parmi les six modes retenus dans cet exemple d'application est présenté dans les deux cas de l'absence et de la présence de la torsion, les six courbes Pushover présentées sur la figure 4.12 ont pour objectif de montrer l'influence de la torsion.

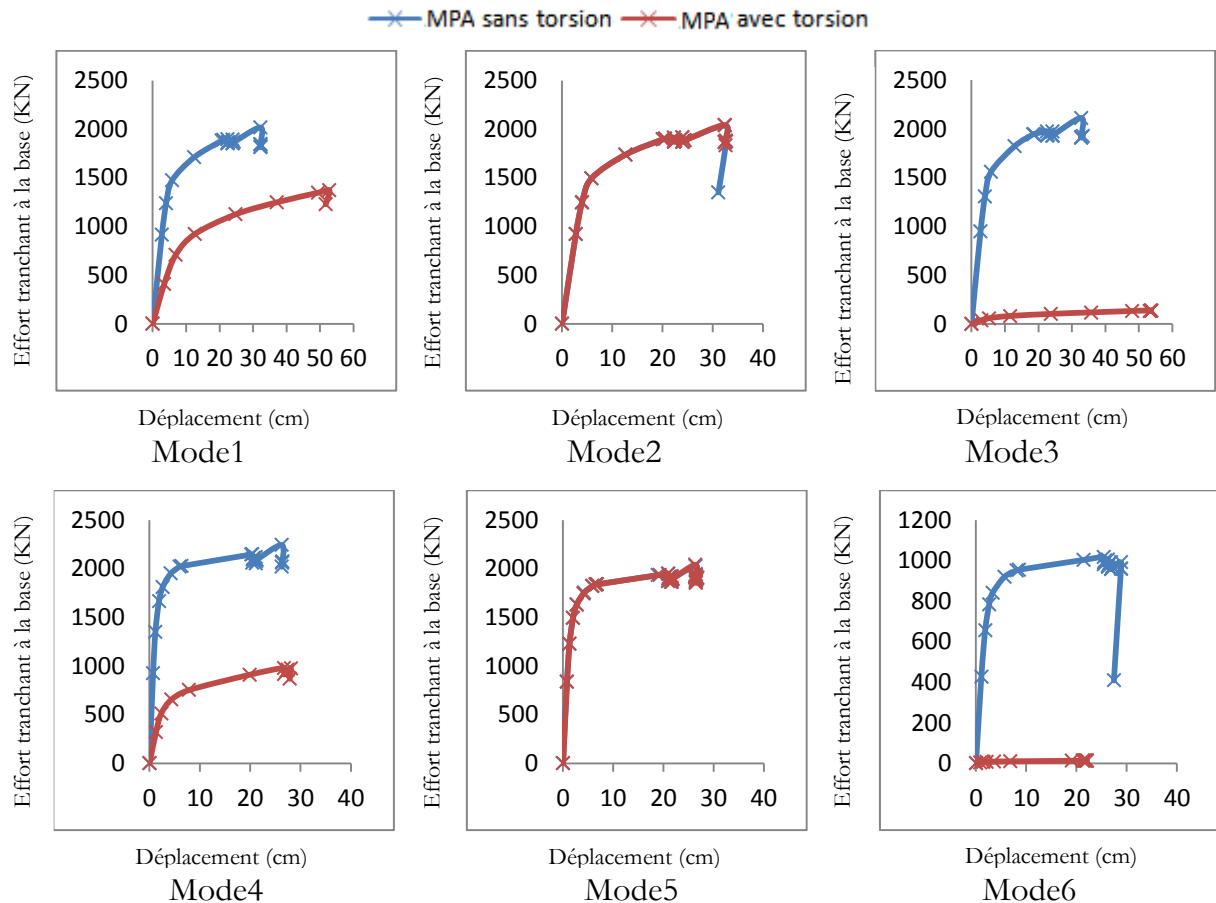


Figure 4.12. Courbes Pushover pour chaque mode.

A partir des courbes Pushover montrées sur la figure 4.12, nous pouvons constater que l'effet de la torsion est présent et ceci à cause du couplage existant entre les composantes de translation et torsion. L'influence de la torsion est négligée dans le deuxième et le cinquième

mode à cause de la nature de ces deux modes qui sont une translation.

c) Points de performance

Les points de performances présentant le déplacement max dans la direction y et l'effort tranchant correspondant sont présentés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8. Déplacement maximum et effort tranchant correspondant de chaque mode.

	Mode1		Mode2		Mode3		Mode4		Mode5		Mode6	
	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion	sans torsion	avec torsion
D (cm)	13.26	31.91	13.16	13.19	12.89	41.64	1.70	2.47	1.39	1.41	1.51	0.88
V(Kn)	1728.5	1196.0	1749.7	1749.3	1819.8	124.89	1581.7	520.9	1268.4	1269.7	560.7	3.33

Nous pouvons remarquer à partir du tableau 4.8 que l'effet de la torsion est remarquable en utilisant les modes 1,3,4 et 6, cette augmentation est due à la considération des modes supérieurs dans la méthode MPA.

La combinaison SRSS des déplacements maximums des modes et efforts tranchants correspondant dans l'analyse Pushover modale sans et avec prise en compte de la torsion est comparée avec le déplacement max et les efforts tranchants correspondant obtenus par l'analyse statique non linéaire. Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus:

Tableau 4.9. Déplacement max et effort tranchant correspondant à chaque méthode.

	Analyse statique non linéaire	Analyse Pushover modale sans torsion	Analyse Pushover modale avec torsion
Déplacement (cm)	13.26	22.85	58.80
Effort tranchant à la base (Kn)	1728.5	3712.93	4491.70

D'après le tableau 4.9, la différence existante entre les valeurs de déplacements et efforts tranchants obtenus par les deux méthodes est due essentiellement à l'effet de la torsion. Aussi il est à noter que le point de performance trouvée par l'analyse MPA a montré une différence importante entre les deux cas considérés sans et avec prise en compte de la torsion. Ce qui

mène à dire que la méthode statique non-linéaire n'est pas valable pour les structures présentant une asymétrie d'où la prise en compte des modes supérieurs est inévitable.

d) Déplacement inter-étages

Six courbes de déplacement inter-étages, une courbe pour chaque mode sans la présence et avec la présence de la torsion sont présentées comme montré sur la figure 4.13

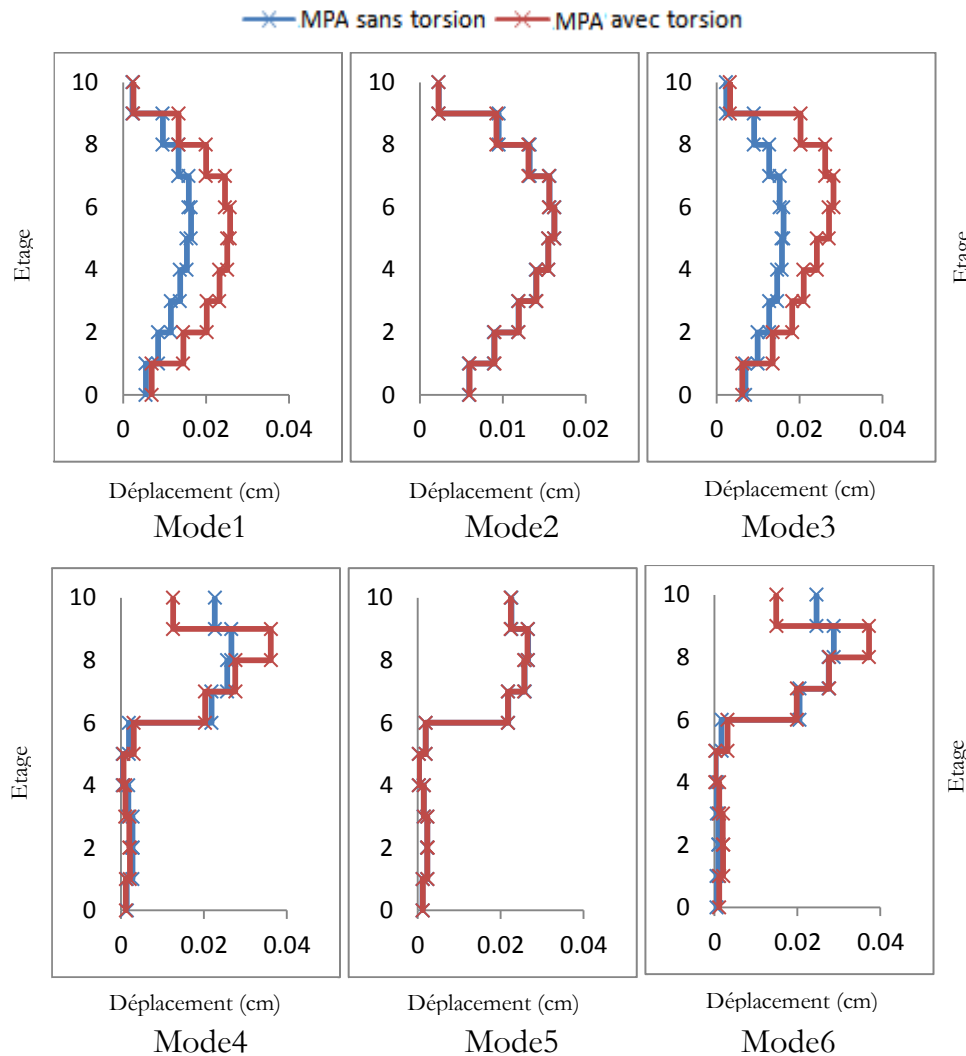


Figure 4.13. Déplacements inter-étage pour chaque mode.

La figure 4.13 représente les profils des déplacements inter-étages, donnant une indication précise sur les effets des modes supérieurs. (Mode de torsion) Il est bien de noter que le couplage dans les modes (1, 3, 4,5), (liées à la dégradation et l'asymétrie du bâtiment) sont associées aux facteurs de participation modale.

e) Déplacement maximum

L'analyse Pushover modale du bâtiment de l'application 3 figure (4.3) avec les modèles des chargements (en absence et en présence de la torsion) nous offre les valeurs de déplacements maximums pour chaque mode figure 4.14

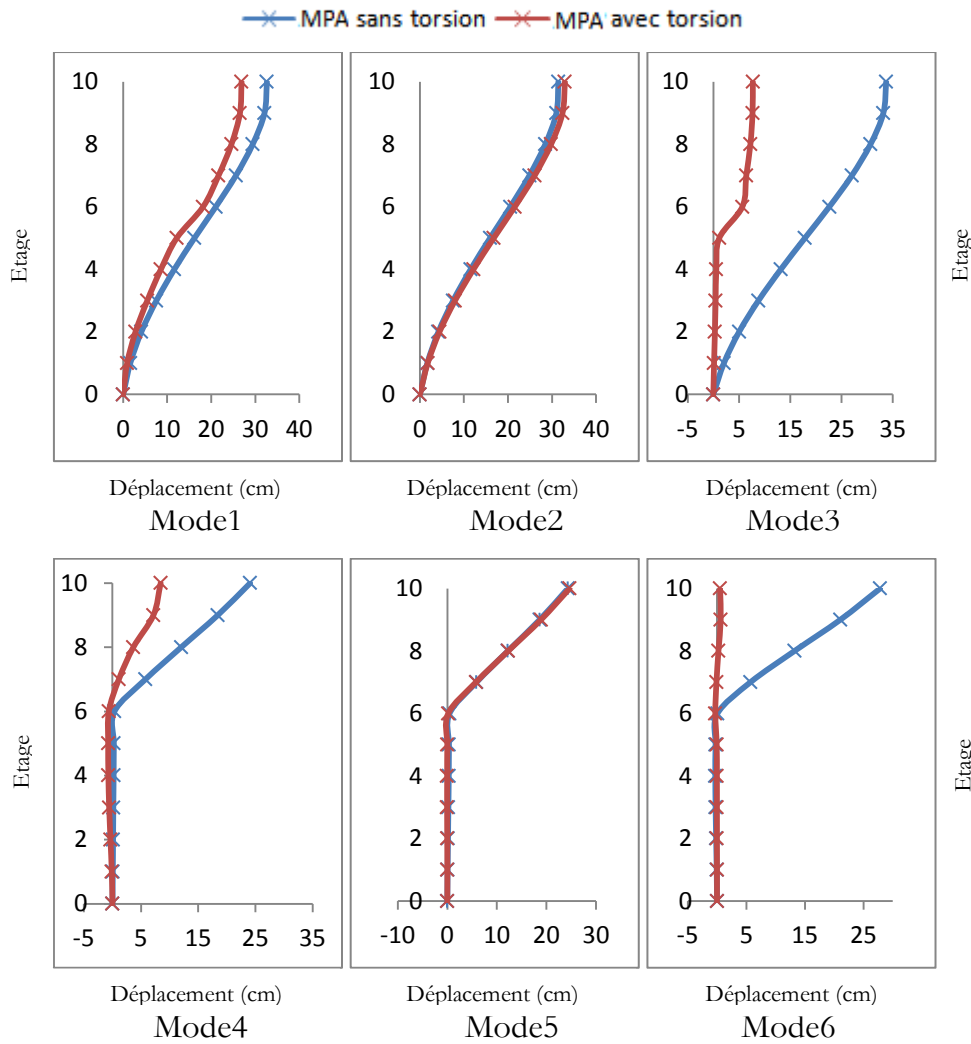


Figure 4.14. Déplacement maximum pour chaque mode.

A partir des six courbes de déplacement ultime (figure 4.14), on peut constater que presque tous les modes de vibration présentent un couplage liés à l'asymétrie du bâtiment, et prouver l'existence d'un effet de torsion dans les bâtiments asymétriques.

7. Conclusion

Trois applications ont été effectuées sur deux bâtiments symétrique et asymétrique par le biais des programmes SAP2000 et ETABS. Les résultats obtenus en termes de modes propres, courbes Pushover, points de performances, déplacements inter-étages et déplacements maximums dans les applications ont montré la convergence des résultats entre les deux méthodes (analyse statique non linéaire et l'analyse Pushover modale) pour les bâtiments symétriques, et une différence entre les deux méthodes dans le cas où les bâtiments sont asymétriques où l'effet de la torsion dans ce type des bâtiments est important.

Conclusion générale

Le séisme reste l'ennemi numéro un des structures car il représente le phénomène qui a le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les tremblements de terre continueront à surprendre l'homme et à cause de l'impossibilité de les prévoir, la seule prévention valable est de faire des constructions parasismique car mieux vaut prévenir que guérir, c.à.d, l'art de construire de manière telles que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas. La solution la plus efficace, mais non pas parfaite, est de préconiser des appuis parasismiques. Malheureusement, elle ne peut être appliquée que pour des bâtisses à risque spécial parce qu'elle est très coûteuse. La proposition la plus convenable est de prévoir le comportement réel ou proche de la réalité des structures faces aux secousses sismiques en autorisant des incursions dans le domaine plastique sans atteindre l'effondrement. Mais cette dernière tâche exige la maîtrise du comportement des structures et les caractéristiques essentielles qui le déterminent. Le paramètre le plus important pour le dimensionnement des structures est le niveau de performance, car comme son nom l'indique, il caractérise le niveau de souplesse ou de rigidité de l'ossature.

Les méthodes classiques ne permettent pas de représenter fidèlement le comportement réel de la structure. Pour une meilleure prévision de la demande sismique et la capacité des structures, il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul qui prennent en compte le domaine inélastique de la structure. Pour une prévention exacte des demandes sismiques. Un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité, qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage provoqué par un séisme, ce sont les méthodes simplifiées basées sur le performance, ils permettent de prédire correctement les aspects essentiels du comportement, lors d'un futur séisme, ces méthodes simplifiées sont valables pour les bâtiments symétrique, mais ne présentent aucune fidélité pour les bâtiments asymétriques, dans les bâtiments asymétriques le phénomène de la torsion se produit qui présente l'un des problèmes le plus compliqué dans le calcul des structures.

Cette investigation vise essentiellement de mettre en pratique une procédure d'évaluation de la performance des bâtiments en tenant compte des modes élevés y compris la composante de la torsion. Cette procédure est l'analyse Pushover modale qui présente l'avantage d'avoir une base théorique afférente.

CONCLUSION GENERALE

Les étapes de base requises pour prévoir le comportement sismique des structures par l'analyse Pushover consiste à modéliser la structure et choisir un modèle de chargement approprié en utilisant un logiciel de calcul non-linéaire, et prévoyant la demande en déplacement de la structure par les deux procédures approximatives (analyse statique non linéaire et l'analyse Pushover modale) et estimer les paramètres importants de la réponse.

L'application des deux méthodes précédentes sur trois cas de bâtiments a été réalisée, la combinaison SRSS de déplacements maximums des modes et efforts tranchants correspondants a été utilisé, les résultats obtenues par les deux méthodes ont montré que l'effet de la torsion dans le bâtiment asymétrique est important. Ce qui a conduit à conclure que les méthodes qui se base sur le calcul en utilisant seulement le premier mode tel que l'analyse statique Pushover ne peut être utilisée dans le calcul des structures asymétriques. Aussi le recours aux méthodes tenant compte des modes supérieurs peut fournir une précision meilleure.

CONCLUSION GENERALE

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

- Faire intervenir l'interaction sol-structure et l'effet $P - \Delta$ dans l'analyse statique non-linéaire (Pushover) pour considérer le comportement réel des structures.
- Faire intervenir l'action sismique dans les deux directions, pour considérer le mouvement du sol réel.
- La détermination de l'effet de la torsion dans l'analyse Pushover modale des bâtiments asymétriques en considération de l'excentricité théorique dans les deux directions.
- Comparer les résultats obtenus par les deux méthodes statique non linéaire et analyse Pushover modale avec la méthode dynamique non linéaire.
- Considère la variation des allures de l'action sismique avec le temps par la considération des charges progressive adaptive, ceci pour considérer le comportement réel de l'action sismique.

Références bibliographiques

- [1] André PLUMIER, dans : Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8, édition de l'université de Liège, (2011).
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie. 2003.
- [3] Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures. Part 1.1. General Rules. Seismic Actions and General Requirements for Structures. Eurocode 8, 2002.
- [4] MIHAELA Anechitei, the torsional eccentricity of the structures in miscellaneous design codes. Universitatea Tehnică, 2010.
- [5] Earthquake Regulations, Uniform Building Code, 2003.
- [6] Mexico City Building Code MCBC, 1995.
- [7] La réglementation canadienne NBCC.
- [8] BOULAOUAD Abderrachid, Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté, Thèse de Doctorat en Génie Civil, U.Batna, Soutenue le 15/04/ 2010.
- [9] ZEBDJI Salim, BEN BOUZID Mohamed, Analyse statique non-linéaire par poussée progressive <Pushover> d'un bâtiment renforcé, Thèse d'ingénieur d'état en travaux public, Soutenue en juin 2008.
- [10] CHIKH Ben Azouz, Evaluation des performances sismiques des ossatures en béton armé par la méthode PBSO. Mémoire de Magister en Génie civil, ENSTP, soutenue le 23 /05/ 2009.
- [11] JABALLAH Mohamed, Analyse dynamique non linéaire des structures en vue d'un calcul de périodes de plastification et localisation des rotules plastiques, Mémoire de Master en Génie Civil, U.Djelfa, Soutenue en 2013.
- [12] DAZIO Alessandro « Capacité portante des constructions en BA, traduction Xavier Mittaz, ENAC-IS-IMAC, EPFL.
- [13] Applied Technology Council (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40, Volume 1 and 2, Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA.

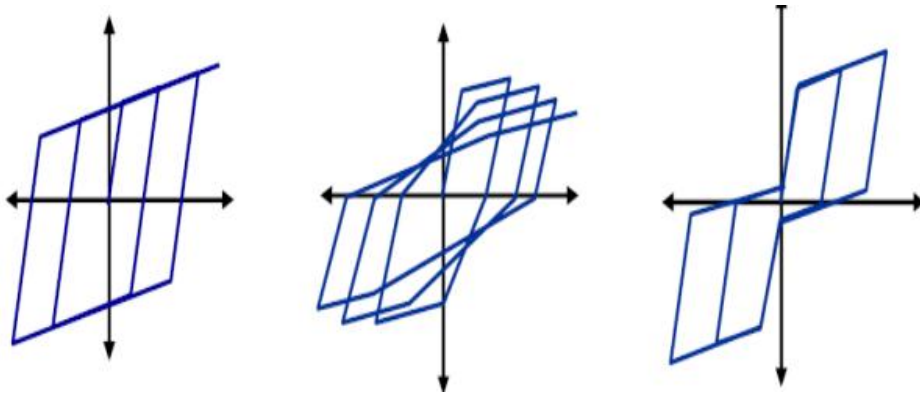
- [14] ANIL K. Chopra, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, edition John Wiley & Sond, (2002).
- [15] HEMSAS Miloud, Modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, Thèse de Doctorat en Mécanique et Ingénieries, U.Bordeaux1, Soutenue le 15/04/2010.
- [16] BOUSSA Leila, Effet de confortement sur les structures en béton armé, Mémoire de Magister en Génie Civil, U.Boumerdes, Soutenue en 2012.
- [17] PETER Fajfar, M.Eeri, A nonlinear analysis method for performance based seismic design, edition earthquake spectra, (2000).
- [18] BELKHEIR Mohamed, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister en Génie Civil, U.Tizi-Ouzou, Soutenue le 02/07/2012.
- [19] Y.MENASRI, M.S. Nouaouria, M. Guenfoud, 2010, Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton armé par l'analyse statique non linéaire, symposium international sur la construction en zone sismique, université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.
- [20] Building Seismic Safety Council. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1997.
- [21] American Society of Civil Engineers. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- [22] GOEL RK, Chopra AK. Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings. Earthquake Spectra, 2004.
- [23] ANIL K. Chopra, A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, edition John Wiley & Sond, (2004).
- [24] ANIL.K Chopra, Modal pushover Analysis of SAC Buildings, edition John Wiley & Sond, (2001).
- [25] ANIL.K.Chopra, Dynamics of structures Theory and applications to earthquake engineering 3rd edition, édition Pearson Prentice Hall, (2007).

- [26] Computers and Structures, Inc: structural and earthquake engineering software v.14.2.2, Berkeley, California,USA.
- [27] Computers and structures, Inc: computer program v 9.7. Berkeley, California,USA, February 2003.
- [28] Torsion excentricity [TOR].
- [29] Seismic Design Principles, Gabor Lorant, FAIA.
- [30] Earthquake Regulations, Uniform Building Code 97.

ANNEXE A

Tableau présentant les types de comportement structuraux selon l'ATC40

Durée de la secousse	Bâtiment neuf	Bâtiment existant moyen	Bâtiment existant faible
Courte	Type A	Type B	Type C
Longue	Type B	Type C	Type C



Différents comportements des structures selon l'ATC40

Tableau présentant les valeurs du facteur de modification de l'amortissement K

Type de comportement	$\zeta_0(\%)$	K
Type A	≤ 16.25	1
	> 16.25	$1.13 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Aucune valeur	0.33

ANNEXE B

Tableau représentant les valeurs du coefficient C_A selon l'ATC40

Profil de sol	Intensité de secousse					
	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4	>0.4
S_B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4	1
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.4	1
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	1.1
S_E	0.19	0.3	0.34	0.36	0.36	0.9
S_F	Sol exigeant des investigations					
Une interprétation linéaire effectuée pour les valeurs intermédiaires						

Tableau représentant les valeurs du coefficient C_V selon l'ATC40

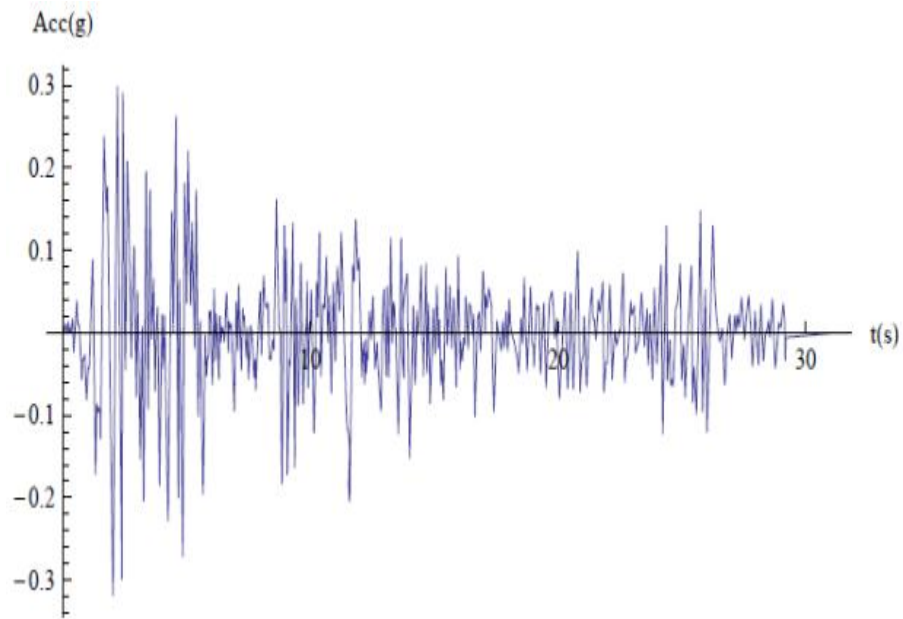
Profil de sol	Intensité de secousse					
	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4	>0.4
S_B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4	1
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	1.4
S_D	0.18	0.32	0.4	0.54	0.64	1.6
S_E	0.26	0.5	0.64	0.84	0.96	2.4
S_F	Sol exigeant des investigations					
Une interprétation linéaire effectuée pour les valeurs intermédiaires						

Tableau représente valeurs des coefficients SR_A et SR_V selon l'ATC40

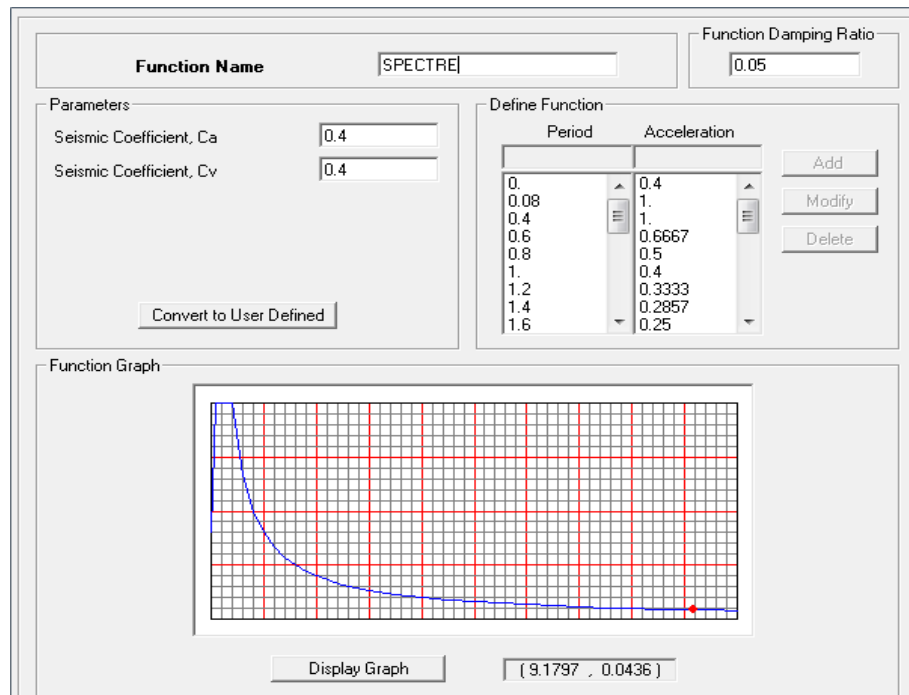
Type de comportement	SR_A	SR_V
Type A	0.33	0.5
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

ANNEXE C

Spectre de réponse de l'El Centro1940.

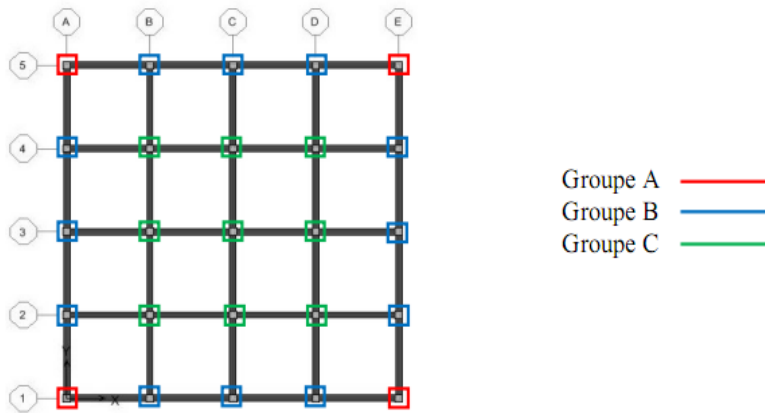


Spectre de réponse d'UBC97



ANNEXE D

1. Structures en portiques



2. Dimensionnements, ferrillages, et lois de comportements

2.1. Structure à 4 niveaux en béton armé

Type	Niveau	Groupe	Dimensions	Armatures longitudinales	$M_{\text{élastique}}$	M_{ultime}	$\theta_{\text{élastique}}$	θ_{ultime}
poutre			35×35 cm ²	3HA14+3HA12	68.26	68.26	0.0001001	0.0353
Poteau	9	A	35×35cm ²	12HA12	80.97	85.35	0.00003815	0.02825
		B			86.17	93	0.0000393	0.02883
		C			93.98	105.24	0.00004125	0.02971
	8	A	35×35cm ²	12HA12	86.65	93.72	0.00003944	0.02888
		B			94.97	107.03	0.0000415	0.02989
		C			107.63	126	0.0000452	0.02959
	7	A	40×40cm ²	12HA14	133.83	156	0.00003437	0.02852
		B			147.05	167.28	0.00003634	0.02954
		C			166.66	195.5	0.0000398	0.0256
	6	A	4040cm ²	12HA14	140.22	156.08	0.00003803	0.02837
		B			156.92	182.54	0.00003795	0.03105
		C			180.66	212	0.00004292	0.01675

2.2. Structure à 6 niveaux en béton armée

Type	Niveau	Groupe	Dimensions	Armatures longitudinales	M _{élastique}	M _{ultime}	θ _{élastique}	θ _{ultime}
poutre			35×35 cm ²	3HA14+3HA12	68.26	68.26	0.0001001	0.0353
Poteau	5	A	35×35cm ²	12HA12	80.97	85.35	0.00003815	0.02825
		B			86.17	93	0.0000393	0.02883
		C			93.98	105.24	0.00004125	0.02971
	4	A	35×35cm ²	12HA12	86.65	93.72	0.00003944	0.02888
		B			94.97	107.03	0.0000415	0.02989
		C			107.63	126	0.0000452	0.02959
	3	A	40×40cm ²	12HA14	133.83	156	0.00003437	0.02852
		B			147.05	167.28	0.00003634	0.02954
		C			166.66	195.5	0.0000398	0.0256
	2	A	40×40cm ²	12HA14	140.22	156.08	0.00003803	0.02837
		B			156.92	182.54	0.00003795	0.03105
		C			180.66	212	0.00004292	0.01675
	1	A	45×45cm ²	12HA16+8HA14	203	226.69	0.00003105	0.02552
		B			226.62	264	0.00003337	0.02719
		C			260.17	304.5	0.0000375	0.01554
	RDC	A	45×45cm ²	12HA14+8HA14	211	238.82	0.00003175	0.02585
		B			237.34	278	0.0000346	0.0243
		C			275.79	318.75	0.000039	0.01092

2.3. Structure à 10 niveaux en béton armé

Type	Niveau	Groupe	Dimensions	Armatures longitudinales	M _{élastique}	M _{ultime}	θ _{élastique}	θ _{ultime}
poutre			35×35 cm ²	3HA14+3HA12	68.26	68.26	0.0001001	0.0353
Poteau	9	A	35×35cm ²	12HA12	80.97	85.35	0.00003815	0.02825
		B			86.17	93	0.0000393	0.02883
		C			93.98	105.24	0.00004125	0.02971
	8	A	35×35cm ²	12HA12	86.65	93.72	0.00003944	0.02888
		B			94.97	107.03	0.0000415	0.02989
		C			107.63	126	0.0000452	0.02959
	7	A	40×40cm ²	12HA14	133.83	156	0.00003437	0.02852
		B			147.05	167.28	0.00003634	0.02954
		C			166.66	195.5	0.0000398	0.0256
	6	A	40×40cm ²	12HA14	140.22	156.08	0.00003803	0.02837
		B			156.92	182.54	0.00003795	0.03105
		C			180.66	212	0.00004292	0.01675
	5	A	45×45cm ²	12HA14	203	226.69	0.00003105	0.02552
		B			226.62	264	0.00003337	0.02719
		C			260.17	304.5	0.0000375	0.01554
	4	A	45×45cm ²	12HA14	211	238.82	0.00003175	0.02585
		B			237.34	278	0.0000346	0.0243
		C			275.79	318.75	0.000039	0.01092
	3	A	50×50cm ²	12HA16	268.39	306.93	0.00002709	0.02891
		B			299.83	354	0.00003011	0.02975
		C			343.77	402	0.00003392	0.0153
	2	A	50×50cm ²	12HA16	277.44	321.61	0.00002852	0.0294
		B			312.61	369	0.00003107	0.0247
		C			361.66	416	0.00003575	0.01156
	1	A	55×55cm ²	12HA20+8HA8	365.29	421.38	0.00002551	0.0258
		B			409.91	484	0.00002759	0.0246
		C			472.11	548	0.00003141	0.01227
	RDC	A	55×55cm ²	12HA20+8HA8	375.86	437.67	0.00002597	0.0268
		B			423.79	501	0.00002836	0.02097
		C			491.87	562	0.0000329	0.009508