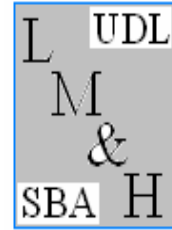


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djillali Liabes, Sidi Bel Abbès
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



THÈSE

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et matériaux

Sujet de thèse :

ANALYSE DE LA RÉPONSE SISMIQUE DES GRANDS BÂTIMENTS CONTREVENTÉS PAR MURS DE REFENDS

Présenté par :

BELHADJ Abdesselem Hichem

Devant le jury composé de :

| | | | |
|-----------------------------------|-------------------------|------------|-----------------------|
| M^r A. TOUNSI | Professeur | Président | U.D.L. Sidi Bel Abbès |
| M^r S.A.MEFTAH | Professeur | Rapporteur | U.D.L. Sidi Bel Abbès |
| M^r A.FEKRAR | Maître de Conférences A | Examineur | U.D.L. Sidi Bel Abbès |
| M^r T.DAOUADJI | Maître de Conférences A | Examineur | U. de Tiaret |
| M^r S.A.M.HOUARI | Maître de Conférences A | Examineur | U. de Mascara |
| M^r H.AIT ATMANE | Maître de Conférences A | Examineur | U. de chelef |

Année Universitaire 2014/2015.



REMERCIEMENTS



Remerciements

Le présent travail a été effectué au laboratoire des matériaux et hydrologie à la faculté des sciences de l'ingénieur de l'université Djillali Liabes de Sidi bel Abbés.

Je remercie Monsieur S.Meftah, professeur à l'université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbes, directeur de ce mémoire pour l'aide précieuse qu'il ma apportée tout au long de l'étude, ses conseils éclairés, pour sa grande disponibilité, ainsi que pour sa profonde humanité et ses encouragement qui m'ont beaucoup aidé à achever ce travail dans des conditions favorables.

Je suis reconnaissant envers Messieurs E.Adda Bedia et A.Tounsi, professeurs à l'université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbes, qui m'ont doté d'un savoir d'une valeur primordiale.

Mes sincères remerciements vont également à messieurs les membres du jury et qui ont bien voulu juger mon travail.

Je remercie avec beaucoup d'émotion, ma famille, qui a su me donner sans cesse son soutien moral au cours de ma vie pour rendre possible mes études et par conséquent, cette thèse de Doctorat.

Merci à tous mes collègues de travail et à mes amis pour leurs motivations.

Je voudrais aussi adresser mes remerciements à tous les membres du laboratoire des matériaux et hydrologie, doctorants et personnel, avec qui les échanges d'idées m'ont été très bénéfiques.

RÉSUMÉ + ABSTRACT

+ ملخص

ملخص

تحتوي غالباً المباني الشاهقة على اختلافات كثيرة سواء على مستوى الارتفاع أو على مستوى التصميم الأفقي للمنشأة نتيجة لعدم توزيع مرونة المباني أو كتله بشكل متناظر . و بالتالي يكون لهذه المنشآت مراكز للثقل و القص مختلفة لكل مستوى من المستويات المشكلة للمنشأة.

و من تم إن المعادلات الديناميكية الناتجة عن الاهتزازات الزلزالية للهيكل تكون مقترنة بعضها مع البعض ، ويرجع ذلك إلى اعتماد درجات الحرية لبعضها البعض .

يؤدي هذا النوع من الاقتران إلى تضخيم من قوة الانزلاقات بالتوازي والحركات الدورانية والجانبية للمنشأة المتعرضة للاهتزازات الزلزالية .

و يُعلم بأن الاهتزازات الزلزالية ينجم عنها قوى أفقية وأخرى رأسية ولكن في أغلب الأحيان لا تؤخذ القوى الرأسية في الحسبان أثناء التصميم الإنشائي وذلك لأن متانة المباني " في الاتجاه الرأسي تكون دائماً أضعاف المتانة في الاتجاه الأفقي، لهذا تعتبر القوى الناجمة عن الحركة الأفقية المفاجئة للأرض (نتيجة لخاصية الخمول الذاتي للمبنى) هي القوى الأكبر ضرراً على المبنى وينتج عنها تغيرات غير مرنة.

وترتكز الدراسة على تطوير نموذج بسيط لحساب المباني الشاهقة المدعمة بجدران القص مع الأخذ بعين الاعتبار آثار $P-\Delta$.

هذا النموذج يمكن استخدامه لتحليل الاهتزاز الحر و مدى تحرك المنشأة تحت تأثير الاهتزازات الزلزالية.

كلمة السر: المباني الشاهقة ، الاهتزازات الزلزالية ، جدران القص ، آثار $P-\Delta$.

Résumé

Les grands bâtiments comportent souvent des irrégularités, en plan ou en élévation, dans la distribution de leur rigidités et /ou de leurs masses. Il appert que, pour de tels systèmes, les centres de masses et de rigidités à chacun des niveaux sont distincts.

Les équations de mouvement dynamique de la structure sont alors couplées, en raison de la dépendance des degrés de liberté translationnels et torsionnels. La présence de ce type de couplage amplifie les mouvements latéraux et rotationnels d'une structure soumise à des charges latérales dynamiques et provoque des efforts supplémentaires au sein des éléments résistants à ces charges.

L'étude porte sur développement d'un modèle éléments finis pour le calcul des grands bâtiments asymétriques contreventés par des murs de refends et des portiques en incluant les effets $P-\Delta$ qui peut être utilisé pour l'analyse en vibration libres, de flambage (instabilité) et sismique


Les résultats obtenus de cette étude va nous renseigner sur les effets $P-\Delta$ sur les fréquences circulaires en vibrations libre et sur l'évolution du déplacement maximal de la structure sous sollicitations sismiques.

Mots clés : grands bâtiments, murs de refends, vibration libre, Analyse sismique, structures asymétriques, effet $P-\Delta$

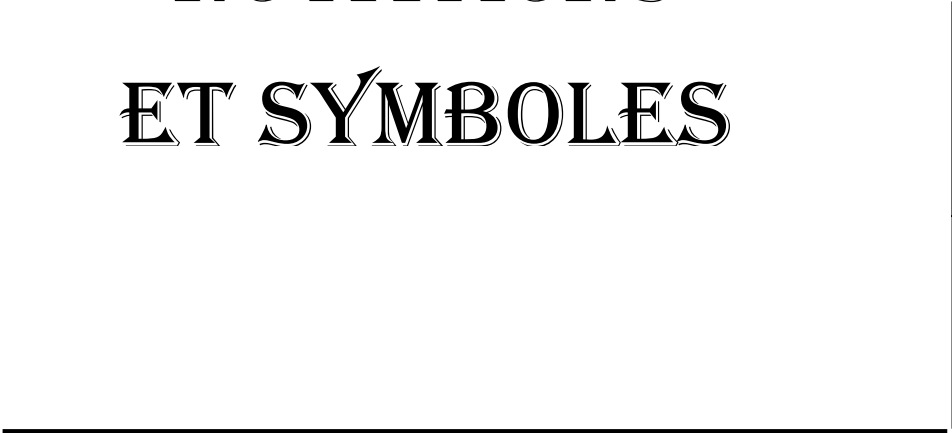
Abstract

The current investigation has been conducted to examine the effect of gravity loads on the seismic responses of the doubly asymmetric, three-dimensional structures comprising walls and frames. The proposed model includes the P- Δ effects induced by the building weight. Based on the variational approach, a 3D finite element with two nodes and six DOF per node including P- Δ effects is formulated. Dynamic and static governing equations are derived for dynamic and buckling analyzes of buildings braced by wall-frame systems. The influences of P- Δ effects and height of the building on tip displacements under Hachinohe earthquake record are investigated through many structural examples.

Keywords: *Seismic analysis, asymmetric multi-storey buildings, finite element method, P- Δ effects, buckling analysis.*



**PRINCIPALES
NOTATIONS
ET SYMBOLES**



Principales notations et symboles

B: Largeur du plancher.

C (x_c, y_c) : Coordonnées du centre géométrique G.

E : Module d'élasticité.

EI_x : Rigidité à la flexion suivant x.

EI_y : Rigidité à la flexion suivant y.

EI_{xy} : Rigidité à la flexion déviée.

G : Module de cisaillement.

GJ : Constante de torsion de Saint-Venant.

GA_x : Rigidité au cisaillement suivant x.

GA_y : Rigidité au cisaillement suivant y.

h : Hauteur de chaque élément fini.

H: Hauteur du bâtiment.

L: Longueur du plancher.

m : Masse par unité de hauteur.

O: Centre de flexion.

P = Charge de gravité.

R : Rayon de giration du plancher.

S (x_s, y_s) : Coordonnées du centre de cisaillement S.

t : Temps.

w (z) : Le poids de la structure à la position de coordonnée z de l'élément fini «i».

α_1 : Facteur de proportionnalité.

α_2 : Facteur de proportionnalité.

β : Paramètre de l'intégration Newmark.

$f_D(t)$: Force d'amortissement.

$f_I(t)$: Force d'inertie.

$f_S(t)$: Force interne.

Δ =Déplacement latéral.

δP^{Int} : Travail virtuel des efforts intérieurs.

δP^{Ext} : Travail virtuel des efforts extérieurs.

δP^{Acc} : Travail virtuel lié à la réponse de la structure due à une accélération.

δP^{Geom} : Travail virtuel lié à la non-linéarité géométrique appelé aussi effets P- Δ .

δP_b^{Int} : Travail virtuel lié à la flexion.

δP_s^{Int} : Travail virtuel lié au cisaillement.

\ddot{S}_x : Accélérations du sol dans la direction horizontale.

\ddot{S}_y : Accélérations du sol dans la direction verticale.

\ddot{S}_g : Accélération à la base due à l'activité sismique.

$\{I\}$: Vecteur qui indique le sens d'application de la force sismique.

$[C_{el}]$: Matrice d'amortissement d'un élément.

$[E]$: Matrice de rigidité.

$[G]$: Matrice de rigidité.

$[m]$: Matrice de rigidité

$[K_e]$: Matrice de rigidité de l'élément .

$[K^{Geom}]$: Matrice géométrique .

$[M]$: Matrice de masse de l'élément .

\sum_{el} : Assemblage des matrices élémentaires.

w_{cr} : Poids critique.

μ : Rapport en poids.

ω : Fréquence de vibration.

γ : Paramètre de l'intégration Newmark.

ξ : Facteur d'amortissement critique.

z_k, z_{k+1} : Coordonnées entre deux niveaux étages adjacents.

$a_y^{(i)}, a_z^{(i)}$ et $a_\theta^{(i)}$: Constantes correspondant au $i^{ème}$ mode de vibration.

$N(\xi)$: Fonction de forme arbitraire.

$\lambda_j^{(i)}$: Solution de l'équation de fréquence.

ω_x : Fréquence découplée suivant x .

ω_y : Fréquence découplée suivant y .

ω_ϕ : Fréquence de torsion.

$u(z, t)$: Le déplacement latéral du centre de flexion C dans la directions x .

$v(z, t)$: Le déplacement latéral du centre de flexion C dans la directions y .

$\theta(z, t)$: Angle de rotation.



LISTES DES FIGURES

Liste des figures

Chapitre I

| | |
|--|----|
| Figure I.1: Effet P- Δ pour un système à un degré de liberté. (a)- Forces et déformations, (b)- Diagramme des moment [91]..... | 7 |
| Figure I.2: Système à un degrés de liberté..... | 9 |
| Figure I.3: Effets des forces de gravités..... | 10 |
| Figure I.4: Système à plusieurs degrés de liberté..... | 11 |
| Figure I.5: Plan du plancher de structure en murs voiles asymétrique [64]..... | 18 |
| Figure I.6: Plancher type de la structure étudiée [86]..... | 25 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure II.1 : Schématisation du problème de l'interaction sol-structure (Gazetas et Mylonakis,199) [33] | 29 |
| Figure II.2 : Principe de superposition de Kausel [35]..... | 31 |
| Figure II.3 : Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova(Nova et Montrasio, 1991) [88]..... | 35 |
| Figure II.4 : Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40 pour représenter l'interaction sol-structure [40]..... | 39 |
| Figure II.5 : Schémas de la structure avec les fondations superficielles (Algie et al., 2010) [15]..... | 42 |
| Figure II.6: Réponses de la fondation en terme de "moment-rotation" et "tassement rotation": (a) 50kN endroit 1; (b) 195kN endroit 1; (c) 195kN endroit 2 (Algie et al., 2010) [15]..... | 43 |
| Figure II.7: (a) Photo et (b) schéma des fondations pour les essais CAMUS V (Combescure et Chaudat, 2000) [33]..... | 44 |
| Figure II.8 : Accélérogrammes appliqués (Combescure et Chaudat, 2000) [33]..... | 45 |

| | |
|---|----|
| Figure II.9: CAMUS V: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-soulèvement et soulèvement-temps pour l'essai de niveau 0.33g [33]..... | 46 |
| Figure II.10 : CAMUS V: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-soulèvement et soulèvement-temps pour l'essai de niveau 0.52g [33]..... | 46 |
| Figure II.11 : Dispositifs expérimentaux pour les essais statiques, cycliques quasi statiques et dynamiques (Gajan et al., 2005) [83]..... | 47 |
| Figure II.12 : Réponses horizontale et en rotation de la fondation pour l'essai cyclique (Gajan et al., 2005) [83]..... | 48 |
| Figure II.13 : Schéma de principe du renforcement des sols par inclusions rigides..... | 51 |
| Figure II.14 : Schéma de principe du renforcement des sols par CMM sous fondations (a) superficielles et (b) dallage ([Bustamante et al., 2006])..... | 52 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| Figure III.1 : Plancher type d'un bâtiment asymétrique contreventé par des murs voiles et portiques..... | 56 |
| Figure III.2: Le modèle éléments finis proposé..... | 57 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Figure IV.1: Différents types de plancher à considérer pour les structures [27].; (a) type de plancher N°1; (b) type de plancher N° 2 ; (c) type de plancher N° 3..... | 72 |
| Figure IV.2: Accélérogramme de Hachinohe..... | 80 |
| Figure IV.3: Influence de l'effet $P-\Delta$ sur la variation du déplacement au sommet de la structure pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N°1 ; (a):10 étages, (b): 20 étages, (c): 40 étages et (d) :60 étages..... | 82 |
| Figure IV.4: Influence du rapport en poids μ sur l'évolution des déplacements maximaux pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N°1 pour différents nombre d'étage . (a) sans effet $P-\Delta$, (b) avec effet $P-\Delta$ | 83 |

Figure IV.5: Influence de l'effet $P-\Delta$ sur la variation du déplacement au sommet de la structure pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N^o2 ; (a):10 étages, (b): 20 étages, (c): 40 étages et (d) :60 étages.....85

Figure IV.6: Influence du rapport en poids μ sur l'évolution des déplacements maximaux pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N^o2 pour différents nombre d'étage ;(a) sans effet $P-\Delta$, (b) avec effet $P-\Delta$86

Figure IV.7: Influence de l'effet $P-\Delta$ sur la variation du déplacement au sommet de la structure pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N^o3 ; (a):10 étages, (b): 20 étages, (c): 40 étages et (d) :60 étages.....88



LISTES DES TABLEAUX



Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure [86].....25

Tableau I.2: Valeurs des fréquences circulaires obtenues par la méthode proposée par Kuang et al,(2004) comparées à celles données par la M.E.F.....26

Chapitre II

Tableau II.1 : Équation proposées dans le FEMA 356 pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides [40].....40

Chapitre IV

Tableau IV.1a: Les caractéristiques géométriques et mécaniques des bâtiments dont le plancher sont du type N^o1 [27].....73

Tableau IV.1b: Les caractéristiques géométriques et mécaniques des bâtiments dont le plancher sont du type N^o2 [27].....74

Tableau IV.1c: Les caractéristiques géométriques et mécaniques des bâtiments dont le plancher sont du type N^o3 [27].....75

Tableau IV.2: Valeurs des fréquences circulaires en (rad/s) comparées à celles trouvées par Rafezy et al 2008 [27].....76

Tableau IV.3: Les poids critiques des différentes structures asymétriques étudiées77

Tableau IV.4: Comparaison des fréquences circulaires en (rad/s) calculées en vibrations libres calculées avec et sans les effets P- Δ78



TABLE DES MATIERES



Table des matières

| | |
|--|----------|
| Remerciements | XIX |
| ملخص..... | v |
| Résumé | vi |
| Abstract..... | vii |
| Principales notations et symboles | ix |
| Liste des figures | xiii |
| Liste des tableaux | XIX |
| Table des matières | xix |
| INTRODUCTION GENERALE..... | 2 |
| Chapitre I | |
| I.1. INTRODUCTION | 5 |
| I.2. CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE CISAILLEMENT | 5 |
| I.3. EFFET P- Δ | 6 |
| I.4. CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES..... | 7 |
| I.4.1. SYSTEMES A UN DEGRE DE LIBERTE..... | 8 |
| I.4.1.1. Effets des forces de gravité..... | 10 |
| I.4.2. SYSTEME A PLUSIEURS DEGRES LIBERTE | 11 |
| I.5. TRAVAUX PRECEDENTS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BATIMENTS ASYMETRIQUES ET SUR L'EFFET P- Δ | 13 |
| I.5.1. LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BATIMENTS ASYMETRIQUES... 13 | |
| I.5.2. EFFETS P- Δ | 15 |
| I.6. MODELE ANALYTIQUE DE CALCUL DYNAMIQUES DES BATIMENTS | 17 |
| I.6.1. METHODE D'ANALYSE | 17 |
| I.6.2. HYPOTHESES | 18 |
| I.6.3. EQUATIONS GOUVERNANTES DE VIBRATIONS COUPLEES..... | 19 |
| I.6.4. PROBLEME A VALEURS PROPRES | 21 |
| I.6.5. METHODE DE GALERKIN..... | 22 |
| I.6.6. SOLUTION DE PROBLEME DE VIBRATIONS LIBRES DECOUPLEES | 22 |
| I.6.7. SOLUTION DE PROBLEME DE VIBRATIONS LIBRES COUPLEES..... | 24 |
| I.6.8. RESULTATS ET TESTS..... | 24 |
| I.7. CONCLUSION..... | 26 |

Chapitre II

| | |
|--|----|
| II.1. INTRODUCTION | 28 |
| II.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE INTERACTION SOL-STRUCTURE..... | 28 |
| II.3. METHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE | 30 |
| II.3.1. METHODES DIRECTES..... | 30 |
| II.3.2. METHODES DE SOUS-STRUCTURES | 31 |
| II.3.3. METHODES HYBRIDES..... | 32 |
| II.4. INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LES CODES DE CONSTRUCTION..... | 36 |
| II.5. ETUDE EXPERIMENTALE SUR L'INTERACTION SOL-FONDATION SUPERFICIELLE | 41 |
| II.5.1. ESSAIS A L'ECHELLE REELLE..... | 41 |
| II.5.1.1. <i>Essais sur site sous chargement dynamique</i> | 41 |
| II.5.2. ESSAIS SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE SUR TABLE VIBRANTE..... | 44 |
| II.5.2.1 <i>Essais CAMUS V</i> | 44 |
| II.5.3. ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE A L'UNIVERSITE DE CALIFORNIE A DAVIS | 47 |
| II.6. SOLUTIONS UTILISEES POUR ATTENUER LE PHENOMENE I.S.S | 49 |
| II.6.1. COLONNES BALLASTEES (CB) | 49 |
| II.6.2. INCLUSIONS RIGIDES (IR) | 50 |
| II.6.3. COLONNES A MODULE MIXTE..... | 52 |
| II.7. CONCLUSION | 53 |

Chapitre III

| | |
|---|----|
| III.1. INTRODUCTION..... | 55 |
| III.2. HYPOTHESES DE BASE..... | 55 |
| III.3. FORMULATION VARIATIONNELLE..... | 58 |
| III.3.1. TRAVAIL VIRTUEL DES EFFORTS INTERIEURS..... | 58 |
| III.3.2. TRAVAIL VIRTUEL DES EFFORTS EXTERIEURS | 60 |
| III.3.3. TRAVAIL VIRTUEL LIE A LA REPOSE DE LA STRUCTURE DUE A UNE ACCELERATION..... | 60 |
| III.3.4. TRAVAIL VIRTUEL LIÉ À LA NON-LINÉARITÉ GÉOMÉTRIQUE | 61 |
| III.4. FORMULATION DE L'ELEMENT FINIS | 61 |
| III.5. PROCÉDURES D'ANALYSE..... | 65 |
| III.5.1. ANALYSE DE FLAMBAGE | 65 |

| | |
|---|-----------|
| III.5.2. ANALYSE EN VIBRATIONS LIBRES | 65 |
| III.5.3. ANALYSE DYNAMIQUE SISMIQUE | 66 |
| <i>III.5.3.1. Accélérogramme sismique</i> | <i>66</i> |
| III.5.4. MATRICE D'AMORTISSEMENT | 66 |
| III.6. STRUCTURE DU PROGRAMME | 67 |
| III.6.1. SOUS PROGRAMME DE LECTURE DES DONNÉES | 67 |
| <i>III.6.1.a. Sous programme de coordonnées</i> | <i>67</i> |
| <i>III.6.1.b. Sous programme des connectivités</i> | <i>67</i> |
| <i>III.6.1.c. Sous programme des éléments</i> | <i>67</i> |
| <i>III.6.1.d. Sous programme des conditions aux limites</i> | <i>67</i> |
| <i>III.6.1.e. Sous programme des charges concentrées.....</i> | <i>67</i> |
| III.6.2. SOUS PROGRAMME ASSOCIÉS AUX PROCÉDURES DE CALCUL | 68 |
| <i>III.6.2.a. Sous programme d'assemblage des matrices élémentaires</i> | <i>68</i> |
| <i>III.6.2.b. Sous programme de construction du vecteur des sollicitations globales</i> | <i>68</i> |
| <i>III.6.2.c. Sous programme d'introduction des conditions aux limites.....</i> | <i>68</i> |
| <i>III.6.2.d. Sous programme de calcul du poids critique</i> | <i>68</i> |
| <i>III.6.2e. Sous programme de calcul des valeurs et vecteurs propres</i> | <i>68</i> |
| <i>III.6.2.f. Sous programme d'analyse dynamique sismique.....</i> | <i>68</i> |
| III.6.3. TYPE DE CALCUL EFFECTUÉ PAR LE PROGRAMME..... | 69 |
| III.7. CONCLUSION | 69 |
| Chapitre IV | |
| IV.1. INTRODUCTION | 71 |
| IV.2. DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET MECANIQUE DE LA STRUCTURE DES BATIMENTS | 71 |
| IV.3. VALIDATION DU MODELE PROPOSE | 76 |
| IV.4. ANALYSE DE FLAMBAGE (INSTABILITÉ)..... | 77 |
| IV.5. ANALYSE EN VIBRATIONS LIBRES | 77 |
| IV.6. ANALYSE SYSMIQUE..... | 79 |
| IV.6.1. ACCÉLÉROGRAMME SISMIQUE UTILISÉ | 79 |
| IV.6.2. DÉPLACEMENT AU SOMMET DE LA STRUCTURE SOUS SOLLICITATIONS SISMIQUES..... | 80 |
| IV.7. CONCLUSION | 89 |
| CONCLUSION GENERALE | 91 |
| Références bibliographiques | 94 |



INTRODUCTION

GÉNÉRALE



INTRODUCTION GENERALE

Durant un séisme, les endommagements les plus significatifs que peuvent subir les bâtiments sont le plus souvent causés par le chargement dynamique qui en résulte.

Par conséquent, et afin de procéder à une conception parasismique des bâtiments, la connaissance des caractéristiques dynamiques est d'une importance majeure. En effet la détermination de ces caractéristiques, et plus particulièrement les fréquences circulaire et leurs modes de vibration associés peut s'effectuer au moyen de calcul numérique telle que la méthode des éléments finis (SAP, 2000; ETABS, 1997). L'utilisation des méthodes de calcul analytique s'avèrent plus adéquate en raison de la précision des résultats qui en découle de leur emploi comparé aux modèles de régression statistique utilisés dans les règlements parasismiques tel que l'Eurocode 8 (1995). Les modèles analytiques peuvent être aussi utilisés pour vérifier les résultats numériques.

Dans les grands bâtiments contreventés par des murs de refends et des portiques, l'emplacement adéquat de ces éléments entraîne le plus souvent une configuration dissymétrique

Dans un tel cas de figure, les déflexions latérales dans les deux directions orthogonales et principales ainsi que la rotation de torsion ne sont pas traitées séparément et indépendamment en raison de leur couplage dans les équations différentielles gouvernant le comportement en vibrations libres des structures des bâtiments.

L'objectif de ce travail est de développer un modèle éléments finis pour le calcul des grands bâtiments asymétriques contreventés par des murs de refend et portiques en incluant les effets P- Δ qui peut être utilisé pour l'analyse en vibration libres, de flambage (instabilité) et sismique.

Le manuscrit est composé de quatre chapitres:

Le chapitre I est consacré à présenter un modèle analytique de calcul dynamiques des bâtiments ainsi qu'une recherche bibliographique sur les travaux réalisés sur ce comportement et l'influence de l'effet P- Δ sur lui.

Au chapitre II, on a évoqué le phénomène d'interaction sol-structure, ainsi que les trois catégories de méthodes utilisées pour prendre en compte l'effet de ce phénomène dans le comportement dynamique des structures.

Le développement d'un modèle numérique pour le calcul dynamique des grands bâtiments contreventés par murs de refends et portiques avec prise en compte de l'influence de l'effet P- Δ est présenté dans le chapitre III.

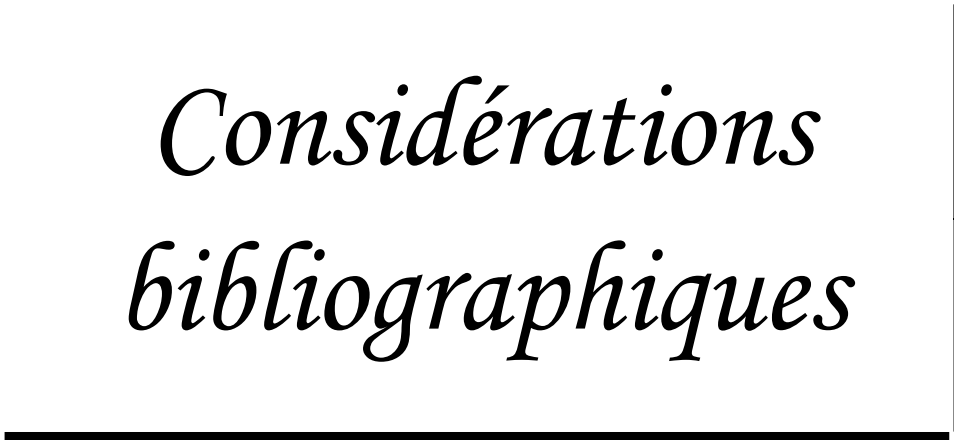
Nous présentons dans le chapitre IV, une étude paramétrique établie sur des structures contreventés par des murs de refends et des portiques avec prise en compte de l'influence de l'effet P- Δ . Les calculs sismique, instabilité (flambage) et en vibrations libres ont été effectués sur des structures proposés par Rafezy et al (2008) [27]. L'objectif de cette étude été de savoir l'influence de l'effet P- Δ sur les fréquences circulaires en vibrations libre et l'évolution des déplacements maximaux des structures sous sollicitations sismiques.

En fin, on clôture notre étude par une conclusion générale en synthétisant les principaux résultats obtenus..



CHAPITRE 1

Considérations bibliographiques



I.1. INTRODUCTION

Dans les bâtiments construits en hauteur, on observe fréquemment des asymétries au niveau structural. Elles peuvent être dues à plusieurs facteurs par exemple :

- Un décrochement en plan ou en élévation;
- Une répartition non uniforme de la masse agissante sur les planchers;
- L'arrêt, en hauteur, de certains éléments résistants ou leurs positionnements non-symétriques par rapport aux axes de la structure;
- Une combinaison de ces facteurs.

Cette asymétrie se traduit, pour un plancher donné, par une excentricité entre son centre de masse et son centre de rigidité. Lorsque ce type de structure est soumis à un séisme, les efforts de torsion sont couplés aux forces latérales, provoquant des efforts supplémentaires dans les éléments.

Ce phénomène de couplage a fait l'objet de recherches, à la fin des années 1970 et au début des années 1980, pour identifier quels sont les paramètres importants qui l'influencent. Plusieurs auteurs en sont arrivés aux mêmes conclusions.

I.2. CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE CISAILLEMENT

Pour des structures asymétriques les forces latérales agissent en réalité au centre de masse (CM) de chaque plancher. Par contre, la majorité des codes requièrent que les forces soient appliquées au centre de cisaillement CS et que soit ajouté à ces forces un moment de torsion pour tenir compte de l'excentricité réelle et de l'excentricité accidentelle. La distance entre la position du centre de masse et du centre de cisaillement, pour un plancher donné, est par définition l'excentricité réelle.

Généralement les codes définissent aussi une excentricité accidentelle [36] pour simuler un moment de torsion supplémentaire dû à la non uniformité des masses, aux variations du calcul des rigidités, à l'addition de cloisons, etc.....ou à des mouvements rotationnels des sols.

Plusieurs travaux cités dans la littérature proposent différentes approches pour évaluer la valeur de l'excentricité réelle dans une structure asymétrique.

Deux approches sont principalement utilisées pour évaluer l'excentricité et le moment de torsion induit.

La première approche utilise la position du centre de rigidité CR pour calculer la valeur de l'excentricité réelle. La position du CR est définie comme le point localisé où les charges latérales s'appliquent sans causer de rotation dans toute la structure (Stafford Smith et Vézine 1985, cité par [91]). Cette approche permet à partir de la distribution verticale des charges latérales, de calculer le moment de torsion de chaque plancher. La torsion cumulative à un niveau donné est obtenue en additionnant les moments de torsion calculés pour les niveaux supérieurs.

La seconde approche utilise la position du centre de cisaillement CS [18]. Dans cette approche, la position de la résultante des forces de cisaillement est considérée comme le point d'application des forces latérales. Cette approche dépend de toutes les forces appliquées au-dessus du niveau considéré et comparativement à la première approche, elle donne directement la torsion cumulative à chaque plancher.

I.3. EFFET P-Δ

Lorsque les charges sismiques agissent sur les bâtiments, des déplacements latéraux se produisent. L'action des charges de gravité sur la structure déformée peut mener à une augmentation importante du déplacement latéral et des efforts internes. L'effet du deuxième ordre des chargements verticaux agissant sur une structure déformée est nommé effet P- Δ, où P est la charge verticale agissant sur la structure et Δ est le déplacement latéral par rapport au sol. La figure I.1 illustre le phénomène des effets P-Δ pour un système à un degré de liberté. Un moment additionnel à la base égale à P-Δ se produit lorsque la charge P se déplace horizontalement de Δ. Le moment total à la base de la structure est donc :

$$M = H.L + P. \Delta \quad (I.1)$$

Où H = Charge latérale équivalente au sommet de la structure

L = Hauteur de la charge latérale

P = Charge de gravité

Δ = Déplacement latéral

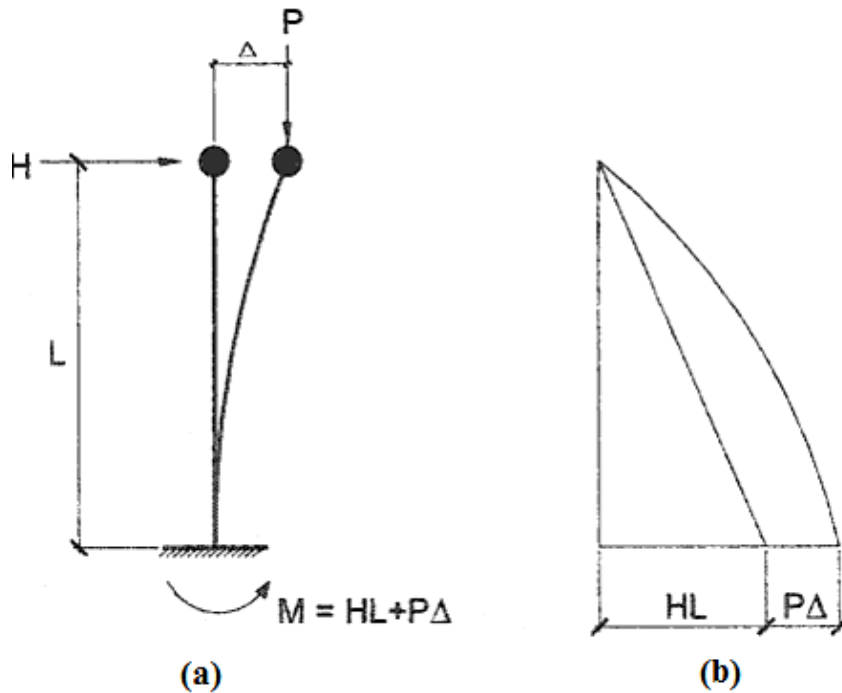


Figure I.1: Effet P- Δ pour un système à un degré de liberté.

(a)- Forces et déformations, (b)-Diagramme des moments [91]

Il est important d'étudier ces effets du second ordre, car ils peuvent entraîner une augmentation importante des efforts internes d'un bâtiment et ainsi réduire la résistance de la structure et augmenter les coûts de construction (dimensionnement, fondations, etc.). On doit donc déterminer si ces effets sont négligeables ou non.

I.4. CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Le calcul dynamique des structures a connu ses premiers développements dans des domaines tels que les chocs et les vibrations, les moteurs et les machines tournantes, l'aéronautique et les techniques de l'armement, dans lesquels les forces excitatrices sont le plus souvent bien connues et où le recours quasi-systématique à l'expérimentation sur maquette ou sur prototype permet de mettre au point et de valider les modèles de calcul.

Les applications du calcul dynamique dans le domaine des séismes ont pendant longtemps été freinées par :

- Le faible nombre des données d'enregistrement disponibles pour les mouvements forts, correspondant à des intensités notables, et le doute concernant la représentativité de ces enregistrements pour des sites présentant des conditions géologiques et sismiques différents de

celles relatives, aux lieux d'enregistrement, aujourd'hui encore, bien que l'on dispose de plusieurs milliers d'enregistrements significatifs pour le génie parasismique, la définition des mouvements de sol à considérer sur un site donné demeure un problème difficile et garde un caractère conventionnel dont le projecteur doit être conscient;

- L'allure extrêmement irrégulière des mouvements sismiques, évoquant celle des signaux aléatoires et qui confère une allure également quasi – aléatoire à la réponse des structures;

- L'importance des effets non-linéaires dans les structures soumises à des excitations sismiques de fort niveau (plastification, fissuration, effets cycliques avec boucles d'hystérésis, chocs, frottements), qui implique, pour des études détaillées l'utilisation et l'implantation dans les codes de calcul de lois complexes pour décrire le comportement des matériaux;

- Les difficultés des études expérimentales de validation des modèles sur tables vibrantes, notamment en ce qui concerne le respect des conditions de similitude et du caractère multidirectionnel de l'excitation.

Depuis le début des années soixante-dix, le développement des études liées aux ouvrages dont les impératifs de sécurité sont particulièrement strictes (centrales nucléaires, plates-formes off-shore) et l'apparition d'ordinateurs de plus en plus puissants a donné une impulsion remarquable aux applications sismiques du calcul dynamique.

De nombreux problèmes, dont la solution apparaissait comme pratiquement hors de portée il y a dix ou quinze ans, ont pu être traités mais, corrélativement, de nouveaux problèmes se sont posés ; la situation actuelle, dont un bilan sommaire va être dressé ci-après, peut être résumé schématiquement de la façon suivante :

- Un ensemble de méthodes et de codes de calcul ainsi que les critères et conditions pratiques de bonne utilisation , sont maintenant disponibles pour effectuer l'analyse sismique de la plupart des structures , du moins celles pour lesquelles les effets non-linéaires sont soit négligeables , soit justiciables d'une simple correction, soit suffisamment bien connus pour se prêter à un traitement numérique validé; cet ensemble constitue une panoplie d'outils de dimensionnement et de vérification des structures , dont l'expérience permet de penser qu'elle répond aux objectifs de sécurité, mais qui conserve des aspects conventionnels (pris en compte des amortissements, définition et type d'ondes des mouvements sismiques).

I.4.1. SYSTEMES A UN DEGRE DE LIBERTE

Considérons le système linéaire de masse m , de rigidité latérale k et possédant un amortissement visqueux C tel qu'illustré à la figure I.2. Le système est soumis à une force dynamique $p(t)$ qui varie dans le temps t et qui est appliquée dans la direction du degré de liberté u

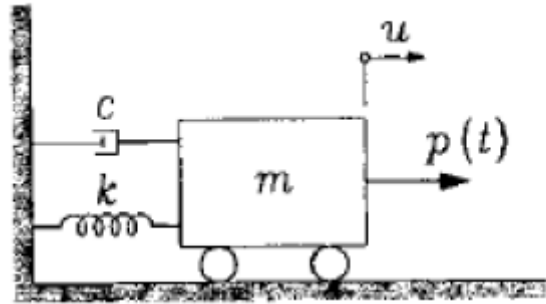


Figure I.2: Système à un degré de liberté

Les forces qui agissent sur la masse à tout instant sont :

$f_D(t)$: La force d'amortissement.

$f_I(t)$: La force d'inertie.

$f_S(t)$: La force interne.

À tout instant t , la masse est en équilibre sous l'action de ces forces d'après le principe d'Alembert. Cet équilibre dynamique s'exprime :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (\text{I.2})$$

Pour une structure linéaire, la force élastique a pour expression :

$$f_S(t) = ku(t) \quad (\text{I.3})$$

La force d'amortissement est :

$$f_D(t) = c\dot{u}(t) \quad (\text{I.4})$$

La force d'inertie associée à la masse m s'écrit :

$$f_I(t) = m\ddot{u}(t) \quad (\text{I.5})$$

Substituons les équations (I.3), (I.4) et (I.5) dans (I.6), nous obtenons l'équation du mouvement de la masse ou équation d'équilibre dynamique

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (\text{I.6})$$

L'équation (I.6) est une équation différentielle non homogène du second ordre, linéaire et à coefficients constants.

I.4.1.1. Effets des forces de gravité

Considérons l'oscillateur illustré à la figure (I.3)

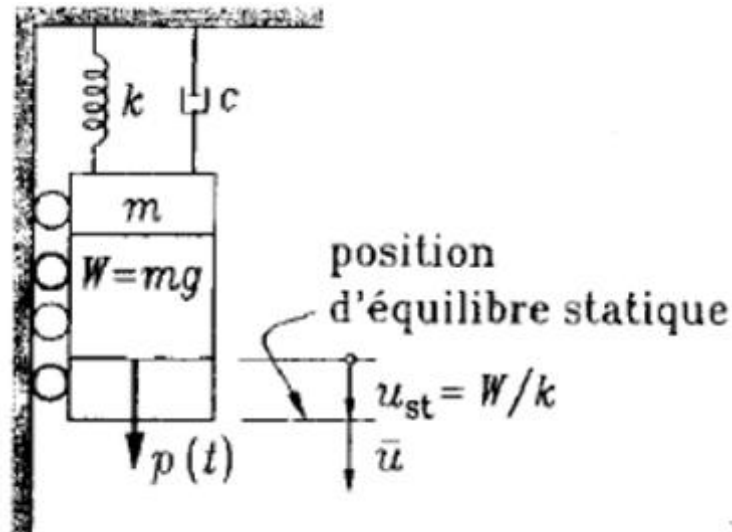


Figure I.3: Effets des forces de gravités

L'équation du mouvement (I.6) est applicable en ajoutant au membre de droite le poids du bloc rigide W , on a donc :

$$f_l(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) + W \quad (\text{I.7})$$

D'où

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) + W \quad (\text{I.8})$$

Exprimant le déplacement totale u comme la somme du déplacement statique u_{st} causé pas le poids W et du déplacement additionnel \bar{u} causé par la force dynamique.

Nous avons:

$$u(t) = \bar{u}(t) + u_{st}, \quad \dot{u}(t) = \dot{\bar{u}}(t), \quad \ddot{u}(t) = \ddot{\bar{u}}(t) \quad (\text{I.9})$$

La force élastique s'exprime :

$$f_s(t) = ku(t) = ku_{st} + k\bar{u}(t) \quad (\text{I.10})$$

Insérons les équations (I.9) et (I.10) dans (I.8), nous obtenons :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku_{st}(t) + k\bar{u}(t) = p(t) + W \quad (\text{I.11})$$

Or $ku_{st} = W$, donc :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k\bar{u}(t) = p(t) \quad (\text{I.12})$$

On conclut que l'équation du mouvement d'une structure linéaire élastique n'est pas affectée par les forces de gravité si on l'exprime en fonction de la position d'équilibre statique. On pourra donc calculer les forces internes et les déplacements totaux en additionnant les résultats des analyses statique et dynamique. Cette méthode n'est cependant pas valable pour les structures ayant un comportement non linéaire.

I.4.2. SYSTEME A PLUSIEURS DEGRES LIBERTE

Un système réel comprend généralement plusieurs masses reliées entre elles par des éléments de types ressort et amortisseur. Le nombre de paramètres indépendants nécessaires pour déterminer la position relative de chaque masse est appelé « nombre de degrés de liberté ». La figure (I.4) présente un exemple d'un système à plusieurs degrés de liberté.

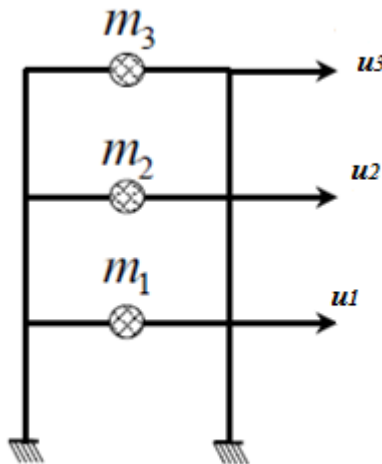


Figure I.4: Système à plusieurs degrés de liberté

On peut écrire l'équation (I.2) sous la forme de l'équation matricielle suivante :

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (I.13)$$

Dans laquelle f_I est le vecteur des forces d'inertie qui s'écrit :

$$f_I = M\ddot{u} \quad (I.14)$$

Dans laquelle f_D est le vecteur des forces d'amortissement dont l'expression est :

$$f_D = C\dot{u} \quad (I.15)$$

Et f_S est le vecteur des forces élastiques qui s'exprime :

$$f_S = Ku \quad (I.16)$$

L'équation (I.6) devient :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = p(t) \quad (I.17)$$

L'équation du mouvement, dans le cas où on considère les accélérations du sol $\ddot{S}_g(t)$ dans les directions horizontale et verticale simultanément, s'écrit :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M \begin{Bmatrix} \ddot{S}_x \\ \ddot{S}_y \end{Bmatrix} \{1\} = -M \ddot{S}_g \{1\} \quad (I.18)$$

\ddot{S}_x et \ddot{S}_y sont les accélérations du sol dans les directions horizontale et verticale.

Où $\{1\}$ est le vecteur unitaire dans la direction considérée pour le mouvement sismique.

On peut faire sur les différents termes qui interviennent dans l'équation (I.18) les remarques suivantes :

-La matrice de masse M est presque toujours symétrique et souvent diagonale (schématisation en masses concentrées).

-La matrice d'amortissement C , dans les cas où elle est constante, correspond à des effets d'amortissement du type visqueux (proportionnels à la vitesse relative); cette hypothèse de viscosité est contredite pour certaines structures par les observations expérimentales, qui indiquent plutôt un comportement de type hystérétique; en fait, dans la plupart des

applications pratiques , la matrice d amortissement est très mal connue et n'est même pas explicitée ; l'amortissement est alors introduit sous forme de coefficients d'amortissement réduit pour chaque mode de vibration , ces coefficients étant déduit de résultats expérimentaux;

-La matrice de rigidité K est presque toujours symétrique, mais non diagonale, c'est elle qui traduit généralement les effets non-linéaire;

-Le second membre de l'équation (I.18) correspond au cas où le mouvement sismique imposé aux supports , est une translation dans une direction donnée et est le même pour tous les supports ; ce cas est celui qui est rencontré le plus souvent dans les applications ; des extensions sont possibles , au prix de certaines complications , pour les structures dont les supports sont animés de mouvements différents et/ou pour lesquelles les composantes de rotation doivent être prises en compte; pour les structures à comportement non-linéaire, l'action des trois composantes du mouvement sismique doit être traité simultanément, le principe de superposition des cas de charge n'étant plus valable.

I.5. TRAVAUX PRECEDENTS SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BATIMENTS ASYMETRIQUES ET SUR L'EFFET P- Δ

On présente ici d'abord les conclusions de certaines études portant sur le comportement dynamique des bâtiments asymétriques ainsi que l'influence de l'effet $P-\Delta$ sur ce comportement.

I.5.1. LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BATIMENTS ASYMETRIQUES

Des logiciels commerciaux tel que ETABS (1997) ont été élaborés pour l'analyse des structures élancées .Il est nécessaire d'utiliser un modèle en éléments finis raffinés pour une analyse précise des structures asymétriques élancées contreventées par murs de refends et de cadres

Mais il serait inefficace de subdiviser la structure en maillage avec un grand nombre d'éléments en raison de nécessité d'une grande mémoire de l'ordinateur et plus du temps.

Pour éviter ces difficultés, la méthode la plus commune de l'analyse de ce système adopte le remplacement de la structure d'origine par une structure équivalente ainsi que diverses techniques disponibles telles que peuvent être appliquées.

Les calculs approximatifs les plus couramment utilisés sont basés sur les méthodes de modèles continus, lorsque les structures sont remplacées par une poutre en continu.

Plusieurs auteurs ont appliqué les modèles continus pour l'analyse statique des structures.

Au fil des ans, la méthode a été étendue au problème de valeur propre, qui traite la vibration libre (Balendra et al. 1983 [69], Rutenberg et al. 1977 [18], Zalka 2001 et 2003 [68,69], Kuang et al. 2004[64] et Meftah et al. 2008 [86]).

Plus récemment, le calcul sismique spectral a été réalisé par Tarjan et al (2004) [43] et Meftah et al. (2007) [85]. Dans tous ces travaux, les analyses ont été limitées à la recherche des caractéristiques statiques et dynamiques des structures de construction avec des propriétés constantes le long de leur hauteur.

Kan et Chopra (1977) [73] ont identifié, suite à l'étude d'un modèle mono-étagé doublement asymétrique, que le couplage des forces de torsion et des forces latérales était dû à l'excentricité. Ils conclurent aussi, d'après les résultats de leur analyse, que le couplage dépend de la proximité entre les fréquences trigonnelles et les fréquences latérales non couplées.

Pekau et Gordon(1980) [84] arrivent aux mêmes conclusions. Ils démontrent que le degré de couplage dépend de l'excentricité. Le couplage est augmenté lorsque les fréquences naturelles de torsion et de translation sont rapprochées. Ils spécifient que l'effet du couplage est grand si le rapport de ces fréquences se situe à +/- 20% de l'unité.

L'étude de Pekau et Gordon(1980) [84], porte sur plusieurs modèles à un étage comportant chacun trois degrés de liberté dynamiques. Ces modèles sont symétriques et asymétriques, réguliers ou comportant des irrégularités en plan.les auteurs font certaines remarques sur le comportement de quelques systèmes structuraux liés à l'effet du couplage. Ils stipulent entre autre que pour les bâtiments ayant leurs éléments résistants en périphérie, la fréquence torsionnelle s'avère supérieurs à la fréquence flexionnelle et par, le fait même, notent une diminution de l'effet du couplage.

Tso et Dempsey (1980) [15] spécifient que pour un système à faible excentricité ($e/D=0.05$; "e" étant l'excentricité réelle et D la largeur du plancher dans la direction de l'excentricité) la réponse torsionnelle est maximale lorsque le rapport des fréquences égale un et diminue brusquement lorsque le rapport des fréquents est égal à $\pm 25\%$ de l'unité.

Au de la de ces limites, la réponse n'est plus amplifiée de manière significative. Ils stipulent aussi, que la réponse torsionnelle du système est peu influencé par l'amplification dynamique lorsque la valeur de l'excentricité est grande ($e/D=0.5$).

Tso et Meng (1982) [15] arrivent aux mêmes conclusions avec l'étude d'une structure asymétrique, régulière et multi-étagée. Ils admettent que l'effet de couplage est significatif quand la structure possède une faible excentricité et que le rapport entre les fréquences non couplés torsion/flexion se situe entre 0.75 et 1.25.

Goel et Chopra (1993) [15] proposent une procédure générale basée sur l'analyse statique de modèles numériques tridimensionnelle, pour le calcul des efforts dans les éléments.

Elle permet d'inclure les effets de la torsion dans les modèles asymétriques sans avoir à évaluer la position du centre de rigidité et l'excentricité. Cette étude représente, à ce jour la plus récente amélioration dans le calcul de la torsion des bâtiments asymétriques

Les contributions les plus récentes sont faites par Rafezy et al (2008 et 2009) [27], [28]. Les auteurs ont présenté un modèle numérique simple et précis d'analyse de vibration libre pour les bâtiments asymétriques élancés avec des sections transversales variables.

1.5.2. EFFETS P-Δ

Pendant de nombreuses années, les effets P-Δ sont un sujet de préoccupation pour les ingénieurs structurels.

Ruge (1934) [21] a examiné l'influence du poids du poteau sur la réponse des structures élastiques simples.

Jennings et al 1968 [22] ont travaillé sur les effets des charges de gravité sur les réponses structurelles inélastiques.

Goel (1969) [87] et Andrew (1977) [22] ont remarqué qu'en augmentant la rigidité de la structure on peut ignorer les influences des effets P-Δ pour un système à plusieurs degrés de liberté.

Sivakumaran et al (1994) [71] ont formulé une méthode pour l'analyse sismique des bâtiments uniformes de plusieurs étages en incluant les interactions sol-structure et les effets P-Δ.

Probablement en raison de leur complexité et pendant de nombreuses années, les codes du bâtiment partout dans le monde ont ignoré les influences des effets P- Δ dans l'analyse dynamique des structures élancées. Bien que, l'ASCE 7-05 (2005) [25] recommande l'analyse statique non linéaire, afin de fournir les résultats de l'analyse globale de facilité, dans lequel, les charges de gravité sont appliquées sur le modèle mathématique de la structure. Dans l'Eurocode 8 (2003) [36] une approche simplifiée est proposé. Cette approche est basée sur l'utilisation du coefficient de sensibilité en fonction du facteur de comportement de conception. Cette procédure peut conduire à des sections irréalistes des éléments de structure.

Récemment, Adam et al (2012) [29] traitent de façon rigoureuse le rôle des effets P- Δ sur la stabilité des structures à un seul degré de liberté. Black (2011) [32] a quantifié le rôle des effets P- Δ sur la réduction de la rigidité et la résistance des structures en acier.

Les recherches sur les effets P- Δ sur l'analyse sismique des structures élancées sont limitées sur les bâtiments uniformes symétriques. Les irrégularités de la géométrie et des charges n'ont été pas considérés.

À notre connaissance, il n'y a pas de travail disponible dans la littérature visant à développer un élément fini simple qui peut être utilisé pour l'analyse sismique des structures asymétriques élancées contreventées par des murs de refends et portiques en tenant compte de l'effet de P- Δ .

I.6. MODELE ANALYTIQUE DE CALCUL DYNAMIQUES DES BATIMENTS

Dans les grands bâtiments contreventés par les murs refend et portiques, l'emplacement adéquat de ces éléments entraîne le plus souvent une configuration dissymétrique. Dans un tel cas, les déflexions latérales dans les deux directions orthogonales et principales ainsi que la rotation de torsion ne sont pas traitées séparément et indépendamment en raison de leur couplage dans les équations différentielles gouvernant le comportement en vibrations libres des structures des bâtiments. Ce problème a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche, et plus particulièrement ceux utilisant les modèles analytiques (Yoom et al, 1995 [15], Rutenberg et al, 1977 [18]; Amiya et al, 1982 [26]; Balendra, 1983 [69], Kuang et al, 2000, 2001 et 2004 [62, 63,64]; Swaddiwudhipong et al, 2001 [41]; Zelka, 2001[69]; Potzta et al, 2003 [15]). *Dans cette section on utilise une méthode de calcul présenté par Kuang et al (2000, 2004).* Cette méthode est basée sur le modèle continu ainsi que le principe de D'Alembert, où les équations différentielles qui décrivent le comportement en vibration libres des structures dissymétriques en murs voiles sont résolues. Ces équations différentielles consistent en deux équations montrant l'équilibre dans les deux directions latérales et une troisième décrivant la vibration en torsion de gauchissement Vlassov (1962) [59]. En employant l'approche de Galerkin (Meirovitch, 1986) [72] la solution du problème en vibrations libres est obtenue.

I.6.1. METHODE D'ANALYSE

On considère une structure de bâtiment composée de murs voiles et de portiques disposés de façon dissymétrique sur le plan du plancher tel que indiqué par la figure I.5 [64].

Dans cette méthode d'analyse, la structure est remplacée par une structure équivalente située au centre de la rigidité à la flexion C . Sous l'action des forces latérales, la structure équivalente subie une flexion latérale et une torsion de gauchissement. L'axe vertical x est choisi le long de la hauteur de la structure du bâtiment passant par le centre de la flexion C . Les coordonnées (y_c, z_c) représentent la position du centre de masse G du plancher dans le repère yCz . Les coordonnées (y_s, z_s) représentent la position du centre de cisaillement S dans le repère yCz .

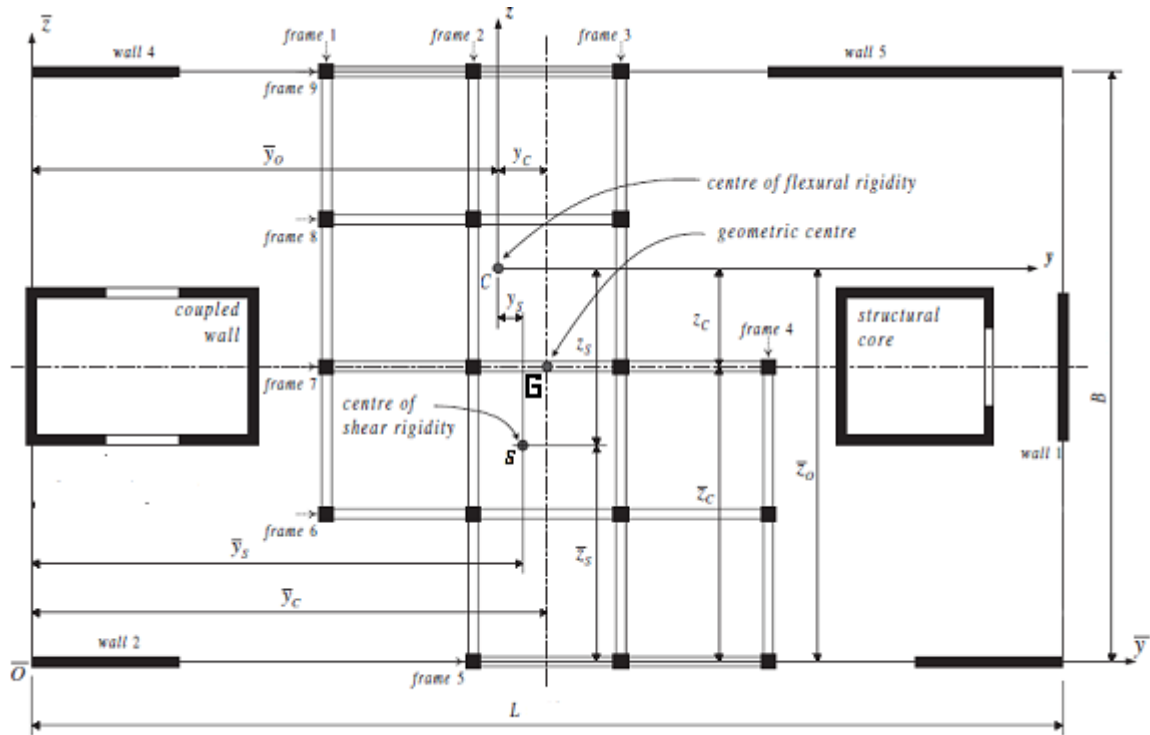


Figure I.5: Plan du plancher de structure en murs voiles asymétrique [64].

1.6.2. HYPOTHESES

- ✓ Le comportement du matériau est élastique linéaire.
- ✓ Chaque plancher de la structure est considéré comme un corps rigide indéformable dans son plan.
- ✓ La structure ne présente aucune discontinuité géométrique le long de sa hauteur, c'est à dire la structure a la même rigidité et la masse à chaque niveau du bâtiment. Ceci conduit à considérer le long de la hauteur de la structure une masse m uniformément distribuée; des rigidités à la flexion EI_z et EI_y , respectivement dans les directions z et y , une rigidité au gauchissement EI_θ , la constante de torsion de Saint-Venant GJ et les rigidités au cisaillement GA_z et GA_y inchangées le long de la hauteur de la structure.

I.6.3. EQUATIONS GOUVERNANTES DE VIBRATIONS COUPLEES

On présente dans ce qui suit les équations différentielles régissant le comportement en vibrations libres des structures en murs voiles et portiques. Désignant respectivement par $y(x,t)$ et $z(x,t)$ les flèches suivant y et z et par $\theta(x,t)$ la rotation de torsion du plan du plancher par rapport à C au niveau z et au temps t . En se basant sur le principe d'Alembert (Meirovitch 1986) [72], les équations d'équilibre en vibrations libres des structures sont données par:

$$[K] \frac{\partial^4 X(x,t)}{\partial z^4} - [G] \frac{\partial^2 X(x,t)}{\partial t^2} + [M] \frac{\partial^2 X(x,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (\text{I.19})$$

Où le vecteur déplacement, les matrices (masse, de rigidité et de cisaillement) sont tels que:

$$X = \begin{Bmatrix} y(x,t) \\ z(x,t) \\ \theta(x,t) \end{Bmatrix} \quad (\text{I.20-a})$$

$$[K] = \begin{pmatrix} EI_y & 0 & 0 \\ 0 & EI_z & 0 \\ 0 & 0 & EI_\omega \end{pmatrix} \quad (\text{I.20-b})$$

$$[G] = \begin{bmatrix} GA_y & 0 & -GA_y z_s \\ 0 & GA_z & GA_z y_s \\ -GA_y z_s & GA_z y_s & GJ \end{bmatrix} \quad (\text{I.20-c})$$

$$[M] = m \begin{pmatrix} 1 & 0 & -z_c \\ 0 & 1 & y_c \\ -z_c & y_c & R^2 \end{pmatrix} \quad (\text{I.20-d})$$

Les caractéristiques géométriques de la structure du bâtiment vis-à-vis la flexion et le gauchissement sont exprimées comme suit:

$$I_y = \sum_i I_{y,i}, I_z = \sum_i I_{z,i}, I_{yz} = \sum_i I_{yz,i}, I_\omega = \sum_i I_{\omega,i} \quad (\text{I.21})$$

$$I_{\omega,i} = (\bar{y}_i - \bar{y}_o)^2 I_{z,i} + (\bar{z}_i - \bar{z}_o)^2 I_{y,i} + I_{\omega o,i} \sum_i I_{z,i} \quad (\text{I.22})$$

Où

$$\bar{y}_o = \frac{\sum_i \bar{y}_i EI_{z,i}}{\sum_i EI_{z,i}} \quad \text{et} \quad \bar{z}_o = \frac{\sum_i \bar{z}_i EI_{y,i}}{\sum_i EI_{y,i}} \quad (\text{I.23})$$

y_c et z_c sont les coordonnées du centre géométrique G , mesurées à partir du centre de rigidité à la flexion C . Elles sont données par:

$$y_c = \bar{y}_c - \bar{y}_o \quad \text{et} \quad z_c = \bar{z}_c - \bar{z}_o \quad (\text{I.24})$$

Les caractéristiques géométriques de la structure du bâtiment vis-à-vis le cisaillement et la torsion sont exprimées comme suit:

$$A_y = \sum_j A_{y,j}, A_z = \sum_j A_{z,j}, J = \sum_j J_j \quad (\text{I.25})$$

$$J_j = (\bar{y}_j - \bar{y}_o)^2 A_{z,j} + (\bar{z}_j - \bar{z}_o)^2 A_{y,j} + J_{oj} \quad (\text{I.26})$$

Où

$$\bar{y}_s = \frac{\sum_j \bar{y}_p GA_{z,j}}{\sum_j GA_{z,j}} \quad \text{et} \quad \bar{z}_s = \frac{\sum_j \bar{z}_j GA_{y,p}}{\sum_j GA_{y,p}} \quad (\text{I.27})$$

y_s et z_s sont les coordonnées du centre de cisaillement S , mesurées à partir du centre de rigidité à la flexion C . Elles sont exprimées par:

$$y_s = \bar{y}_s - \bar{y}_o \quad \text{et} \quad z_s = \bar{z}_s - \bar{z}_o \quad (\text{I.28})$$

R est le rayon de giration d'un plancher rectangulaire est donné par l'expression suivante:

$$R = \sqrt{\frac{L^2 + B^2}{12} + y_c^2 + z_c^2} \quad (\text{I.29})$$

Où L et B sont respectivement la longueur et la largeur du plancher montré par la figure I.5.

Les conditions aux limites à considérer dans cette analyse correspondent à une structure fixe à la base et libre au sommet. Ceci conduit à considérer ce qui suit:

$$X = \frac{\partial X}{\partial x} = 0 \text{ à } x=0 \text{ et } \frac{\partial^2 X}{\partial x^2} = [K] \frac{\partial^3 X}{\partial x^3} - [G] \frac{\partial^3 X}{\partial x^3} = 0 \text{ à } x=H \quad (\text{I.30})$$

L'équation (I.19) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$EI_y \frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} - GA_y \frac{\partial^2}{\partial x^2} [y(x,t) - z_s \theta(x,t)] + m \frac{\partial^2}{\partial t^2} [y(x,t) - z_c \theta(x,t)] = 0 \quad (\text{I.31})$$

$$EI_z \frac{\partial^4 z(x,t)}{\partial x^4} - GA_z \frac{\partial^2}{\partial x^2} [z(x,t) - y_s \theta(x,t)] + m \frac{\partial^2}{\partial t^2} [z(x,t) - y_c \theta(x,t)] = 0 \quad (\text{I.32})$$

et

$$EI_\omega \frac{\partial^4 \theta(x,t)}{\partial x^4} - GJ \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[\frac{GA_y}{GA_z} y(x,t) - \frac{GA_z}{GA_y} z(x,t) - \theta(x,t) \right] - m \frac{\partial^2}{\partial t^2} [z_c y(x,t) - y_c z(x,t) - R^2 \theta(x,t)] = 0 \quad (\text{I.33})$$

1.6.4. PROBLEME A VALEURS PROPRES

On suppose que le mouvement de n'importe quel point le long de la hauteur de la structure est harmonique et la flèche est indépendante du temps.

Le vecteur déplacement X s'écrit sous forme séparée des variables z et du temps t , tel que:

$$X(x, t) = U(u) \sin \omega t \quad (\text{I.34})$$

Où $u = x/H$ est la coordonnée adimensionnelle; ω est la fréquence naturelle et le vecteur propre est écrit de la forme suivante:

$$U(u) = \begin{Bmatrix} y(u) \\ z(u) \\ \phi(u) \end{Bmatrix} \quad (\text{I.35})$$

En substituant l'équation (I.34) dans l'équation (I.30) et après avoir effectué les calculs des dérivées, on aboutira à l'équation des valeurs propres des structures en murs voiles en vibrations libres suivante:

$$[K] \frac{\partial^4 U}{\partial u^4} - [G'] \frac{\partial^2 U^2}{\partial u^2} - \omega^2 [M'] U(u) = 0 \quad (\text{I.36})$$

Les matrices masse et cisaillement nominales sont données par:

$$[M'] = H^4 [M] \text{ et } [G'] = H^2 [G] \quad (\text{I.37})$$

Les conditions aux limites de l'équation des valeurs propres (I.28) sont tel que:

$$U = \frac{\partial U}{\partial u} = 0 \text{ à } u = 0 \text{ et } \frac{\partial^2 U}{\partial u^2} = \frac{\partial^3 U}{\partial u^3} = 0 \text{ à } u = 1 \quad (\text{I.38})$$

I.6.5. METHODE DE GALERKIN

En se basant sur la méthode de Galerkin (Meirovitch, 1986) [72], une méthode a été proposée afin de résoudre les équations (I.36) des valeurs propres. Dans la méthode de Galerkin la solution de l'équation des valeurs propres est exprimée sous forme d'une combinaison linéaire de fonctions de forme arbitraires notées par $v(u)$, $w(u)$ et $\phi(u)$. Ceci conduit à écrire:

$$\begin{Bmatrix} y(u) \\ z(u) \\ \theta(u) \end{Bmatrix} = \sum_i \begin{Bmatrix} a_y^{(i)} v^{(i)}(u) \\ a_z^{(i)} w^{(i)}(u) \\ a_\theta^{(i)} \phi^{(i)}(u) \end{Bmatrix} \quad (\text{I.39})$$

Où $a_y^{(i)}$, $a_z^{(i)}$ et $a_\theta^{(i)}$ sont des constantes correspondant au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration.

Dans la méthode de Galerkin, les fonctions formes seront choisies de façon à satisfaire les conditions aux limites sans pour autant vérifier les conditions d'équilibre. Cependant, et afin d'améliorer l'exactitude des résultats fournis par la présente méthode, il est recommandé de calibrer ces fonctions de telle manière à satisfaire les deux conditions précitées (conditions aux limites et d'équilibre).

I.6.6. SOLUTION DE PROBLEME DE VIBRATIONS LIBRES DECOUPLEES

Les fréquences découplées des vibrations en flexion latérale et la torsion de gauchissement représentées par ω_y , ω_z et ω_θ peuvent être déterminées à partir de la solution de l'équation de fréquence donnée par Timoshenko (Timoshenko, 1955) [91] comme suit:

$$1 + \cosh \lambda_j \cos \lambda_j = 0 \quad (j = z, y \text{ et } \theta) \quad (\text{I.40})$$

Les solutions de l'équation I.40 sont données par Timoshenko [1995] comme suit:

$$\begin{aligned}
\lambda_z^{(1)} &= \lambda_y^{(1)} = \lambda_\theta^{(1)} = 1.875 \\
\lambda_z^{(2)} &= \lambda_y^{(2)} = \lambda_\theta^{(2)} = 4.694 \\
\lambda_z^{(3)} &= \lambda_y^{(3)} = \lambda_\theta^{(3)} = 1.875 \\
\lambda_z^{(4)} &= \lambda_y^{(4)} = \lambda_\theta^{(4)} = 10.996 \\
\lambda_z^{(i)} &= \lambda_y^{(i)} = \lambda_\theta^{(i)} = \left(i - \frac{1}{2}\right)\pi \quad (i = 5, 6, 7, \dots, n, \dots)
\end{aligned} \tag{I.41}$$

Les fréquences naturelles découplées sont donc déterminées en utilisant:

$$\omega_y = \frac{\lambda_y^2}{\beta_y}, \omega_z = \frac{\lambda_z^2}{\beta_z}, \omega_\theta = \frac{\lambda_\theta^2}{\beta_\theta} \tag{I.42}$$

Où β_x , β_y , et β_ϕ sont des paramètres caractéristiques, données par:

$$\beta_y^2 = \frac{mH^4}{EI_y}, \beta_z^2 = \frac{mH^4}{EI_z} \text{ et } \beta_\theta^2 = \frac{mH^4}{EI_\omega} R^2 \tag{I.43}$$

Les modes de vibrations correspondants seront données par:

$$\begin{Bmatrix} y^{(i)}(u) \\ z^{(i)}(u) \\ \theta^{(i)}(u) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a_y^{(i)} \\ a_z^{(i)} \\ a_\theta^{(i)} \end{Bmatrix} \left\{ N_y^{(i)}(u) N_z^{(i)}(u) N_\theta^{(i)}(u) \right\} \tag{I.44}$$

Où a , b et c sont des constantes indéterminées et $N^{(i)}(u)$ est la fonction de forme non normalisée ($N = v, w$ et ϕ) donnée par:

$$\begin{aligned}
N_j^{(i)} &= \cosh \lambda_j^{(i)} u - \cos \lambda_j^{(i)} u - \frac{\cosh \lambda_j^{(i)} + \cos \lambda_j^{(i)}}{\sinh \lambda_j^{(i)} \xi + \sin \lambda_j^{(i)}} \left(\sinh \lambda_j^{(i)} u - \sin \lambda_j^{(i)} u \right) \\
&(j = y, z \text{ et } \theta)
\end{aligned} \tag{I.45}$$

1.6.7. SOLUTION DE PROBLEME DE VIBRATIONS LIBRES COUPLEES

En substituant l'équation (I.44) dans (I.36) et en tenant compte de l'équation (I.45), on aboutit à une forme linéaire du i^{eme} mode de vibrations couplées qu'on écrit sous la forme:

$$\begin{pmatrix} \omega^2 - \omega_y^2 & 0 & -z_c \omega^2 \\ 0 & \omega^2 - \omega_z^2 & y_c \omega^2 \\ -z_c \omega^2 & y_c \omega^2 & R^2(\omega^2 - \omega_\theta^2) \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} a_y^{(i)} \\ a_z^{(i)} \\ a_\theta^{(i)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (I.46)$$

La solution de l'équation (I.46) consiste en deux parties à savoir les valeurs et vecteurs propres associés qui correspondent respectivement aux fréquences naturelles et modes de vibrations.

1.6.8. RESULTATS ET TESTS

Dans le but de valider les résultats donnés par la méthode proposée par Kuang et al,(2004) [64], on considère le bâtiment asymétrique à 25 étages contreventé par des murs voiles et des structures tridimensionnelles en forme de L à ailes égales proposé par Meftah et al. (2008) [86] a été analysé.

Un plancher type de la structure de ce bâtiment est monté dans la figure I.6.

Les éléments structuraux du bâtiment sont en béton armé de module d'élasticité $E = 25$ GPa, la hauteur d'étage est $h = 3\text{m}$ est donc la hauteur totale du bâtiment est prise égale à $H = 75\text{m}$. L'épaisseur des voiles et des éléments en **L** est de 30cm et celle du plancher est de 15cm. En supposant que la densité du béton est de 2.5 t/m^3 , tout calcul fait, on obtiendra une masse distribuée le long de la hauteur du bâtiment $m = 114.364 \text{ t/m}$. Le tableau I.1 regroupe les caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment.

La structure du bâtiment présentée dans cette section sera en premier lieu analysée en vibrations libres afin de déterminer les fréquences naturelles des trois premiers modes de vibrations .Le long de cette étude les résultats obtenus par la méthode analytique proposée par Kuang et al,(2004) seront confrontés à ceux calculés par la méthode des éléments finis (M.E.F) via le logiciel de calcul ETABS 1997.

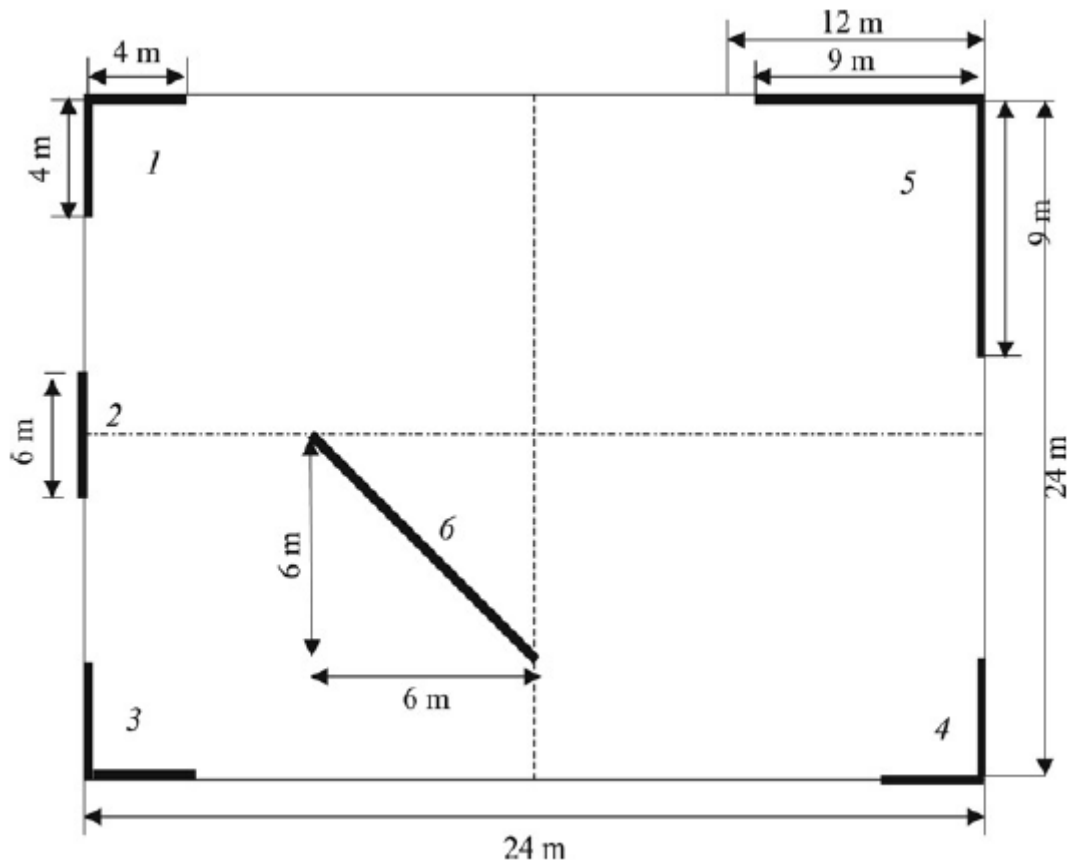


Figure I.6: Plancher type de la structure étudiée [86]

Tableau I.1: Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure [86]

| m (t/m) | R^2 (m ²) | x_c (m) | y_c (m) | I_x (m ⁴) | I_y (m ⁴) | I_{xy} (m ⁴) | J (m ⁴) | I_o (m ⁶) |
|-----------|-------------------------|-----------|-----------|-------------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------|-------------------------|
| 114.364 | 192.124 | 6.222 | 7.577 | 65.304 | 70.690 | -32.553 | 0.5083 | 7588.094 |

Les valeurs des fréquences circulaires sont mentionnées dans le tableau I.2 et comparées à celles établies moyennant le logiciel ETABS 1997 qui emploie la M.E.F. Il en ressort de ces valeurs de fréquences que la méthode proposée donne des résultats très proches à celle donnée par le logiciel ETABS 1997.

Tableau I.2: Valeurs des fréquences circulaires obtenues par la méthode proposée par Kuang et al, (2004) comparées à celles données par la M.E.F

| | Fréquences circulaires (rad/s) | | |
|-----------------------|--|------------------|-------------------------|
| | Méthode proposée par kuang et al, (2004) | MEF (ETABS 1997) | Différence relative (%) |
| $\omega_y^{(1)}$ | 1.651 | 1.632 | 1.16% |
| $\omega_z^{(1)}$ | 1.811 | 1.876 | 3.46% |
| $\omega_\theta^{(1)}$ | 4.59 | 5.073 | 9.52% |
| $\omega_y^{(2)}$ | 10.187 | 9.914 | 2.75% |
| $\omega_z^{(2)}$ | 11.151 | 11.911 | 6.38% |
| $\omega_\theta^{(2)}$ | 28.816 | 28.111 | 2.51% |
| $\omega_y^{(3)}$ | 27.51 | 26.634 | 3.29% |
| $\omega_z^{(3)}$ | 31.212 | 31.759 | 1.72% |
| $\omega_\theta^{(3)}$ | 79.451 | 77.937 | 1.94% |

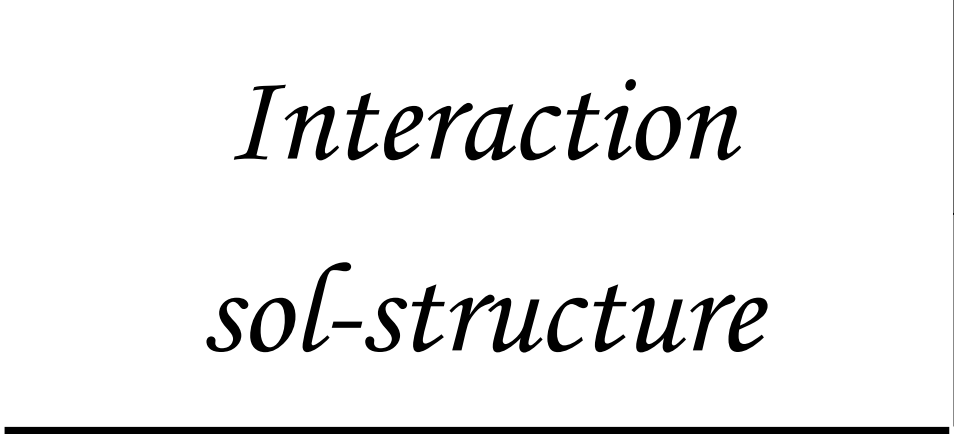
I.7. CONCLUSION

Une méthode de calcul analytique des caractéristiques dynamiques des grands bâtiments contreventés par les murs voiles vient d'être exposée dans ce chapitre. La simplicité d'utilisation de cette méthode via un calcul manuel rapide permettra son intégration rapide dans les règlements parasismiques utilisant actuellement une formulation empirique basée sur les techniques de régression statistique. Le concepteur peut trouver dans le genre de méthodes, à l'image de celle qui vient d'être exposée dans ce chapitre un moyen efficace qui lui permettra de se fixer rapidement sur un choix de dimensions à donner aux éléments de contreventement.



CHAPITRE 2

*Interaction
sol-structure*



II.1. INTRODUCTION

La performance d'une fondation au cours de sa durée de vie dépend à la fois de l'action de la superstructure et de la réponse du sol en contact. L'interdépendance du comportement mécanique entre le sol sous la fondation et la structure est appelée "interaction sol-structure".

Le phénomène d'interaction sol-structure est fortement affecté par la raideur de la structure qui dépend des matériaux de construction, de sa géométrie et de la méthode de construction.

L'application d'une charge engendre des déformations et une redistribution des contraintes dans le sol au voisinage de la fondation. Cette redistribution des contraintes dépend de la rigidité de la fondation, des propriétés de l'interface et de la nature du sol.

La connaissance de l'état de contrainte au contact sol-fondation est nécessaire pour un dimensionnement réaliste qui prend en compte le seuil de capacité portante du sol. Cette contrainte au contact joue un rôle encore plus important dans l'étude de l'interaction sol-structure sur les sols gonflants, à cause de l'existence du couplage hydromécanique.

En effet, les zones les plus compactées sous le bâti sont moins sensibles aux variations hydriques.

II.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE INTERACTION SOL-STRUCTURE

Nous considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre repose sur un massif de sol plus souple. Nous pouvons imaginer que les deux structures se comportent de manière complètement différente sous chargement sismique.

Dans le cas de la structure reposant sur un massif de sol souple, dont la rigidité et les fréquences propres s'avèrent moins importantes que celle encastrée dans un rocher, il se peut que des déplacements plus amplifiés apparaissent. Ceci indique que les propriétés du sol ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure. Réciproquement, le comportement du sol peut être modifié par la présence de la structure. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. L'influence de la structure sur le comportement du sol dépend fortement du

contraste de leurs rigidités. Prenons l'exemple montré ci-après, la structure encastrée dans le rocher n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre. Étant donné que la rigidité du rocher est infiniment grande, l'insertion de la structure dans le rocher ne modifie pratiquement pas la rigidité de l'ensemble sol-structure. De même, les efforts inertiels générés par la masse de la structure n'ont aucun effet sur le rocher très rigide.

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle [88].

L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol.

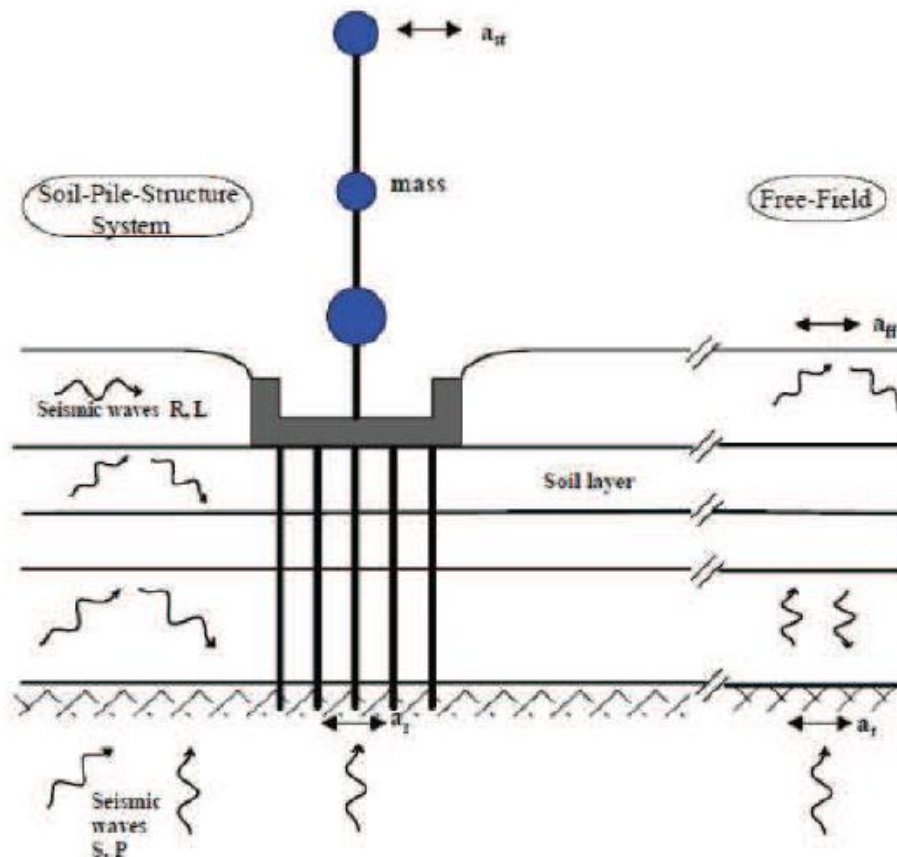


Figure II.1 : Schématisation du problème de l'interaction sol-structure (Gazetas et Mylonakis, 1999) [33].

L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation. En plus de l'interaction cinématique, elle aussi modifiera le champ de déplacement.

Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante.

L'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consistant à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles.

II.3. METHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides.

II.3.1. METHODES DIRECTES

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F \quad (\text{II.1})$$

Où M , C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système, u représente le vecteur de déplacement du système, \dot{u} sa dérivée par rapport au temps dynamique, et F est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement inéluctable.

L'un des avantages principaux des méthodes directes est leur capacité d'intégrer dans le modèle numérique les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, et les lois de comportement bien adaptées pour la prise en compte des non linéarités dans le sol ou à l'interface sol-fondation du système [83].

Ces méthodes requièrent une discrétisation plus étendue du massif de sol supportant la fondation afin de minimiser la réflexion numérique sur la frontière qui sollicite une nouvelle fois la structure. La mise en œuvre de ces méthodes reste une opération généralement coûteuse du point de vue numérique, surtout pour les problèmes tridimensionnels.

II.3.2. METHODES DE SOUS-STRUCTURES

Les méthodes de sous-structures, contrairement aux méthodes directes, se basent sur la décomposition du problème global en plusieurs sous-problèmes plus simples à traiter avant de faire appel au principe de superposition afin d'obtenir les résultats globaux. Il est à noter que ces méthodes, comme tout problème de superposition, ne sont applicables que pour des problèmes entièrement linéaires.

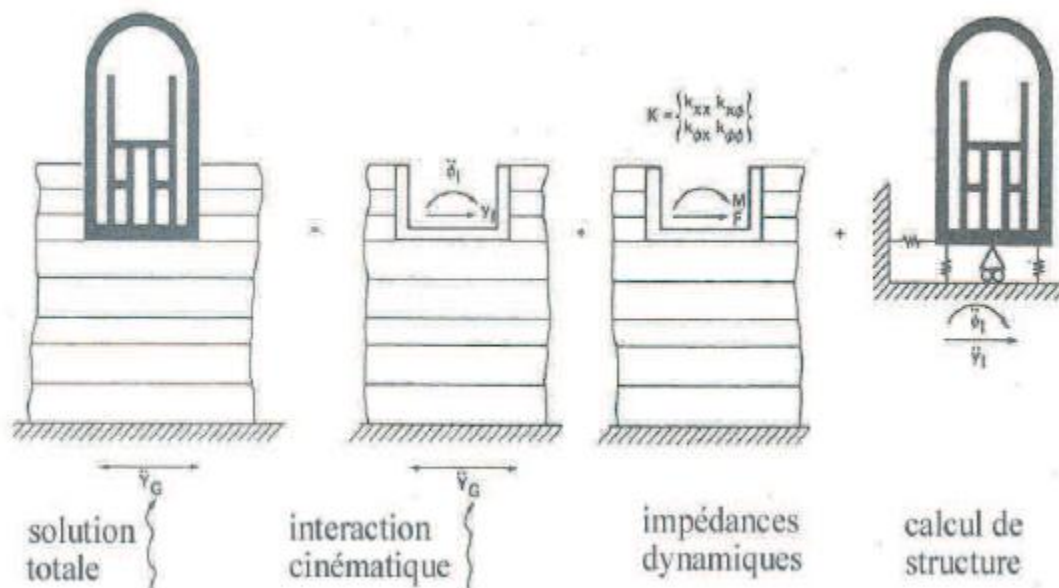


Figure II.2 : Principe de superposition de Kausel [35].

L'approche, en utilisant le principe de superposition de Kausel et al, 1978 [35] illustré dans la figure II.2 pour le cas des fondations rigides, consiste en trois étapes successives.

Premièrement, nous effectuons une analyse de l'interaction cinématique. Nous considérons la sous-structure comportant le massif de sol et la fondation rigide sans masse. A partir du mouvement sismique à la base du massif de sol, nous déduisons l'accélération au niveau de l'interface sol-fondation. De nombreuses études ont été effectuées dans la littérature proposant des méthodes analytiques et numériques notamment celle des équations intégrales (Aubry, 1986) [39] afin de résoudre cette première étape du problème.

Deuxièmement, nous réalisons une analyse de l'interaction inertielle de façon à déterminer l'impédance dynamique de la fondation. Cette impédance caractérise les efforts dynamiques imposés à la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à une sollicitation harmonique d'amplitude unitaire. Les fonctions d'impédances complexes qui dépendent de la fréquence de la sollicitation appliquée sont calculées pour chacun des six degrés de liberté (trois translations et trois rotations) de la fondation. La partie réelle correspond à la raideur du système sol-fondation, alors que la partie imaginaire représente l'amortissement radiatif. Des méthodes et des résultats pour la détermination des impédances dynamiques pour tout type de fondations sont recueillis dans Pecker, 1984 [35], Gazetas, 1991 [35] ou encore Sieffert et Ceavaer, 1992 [35].

Troisièmement, nous déterminons la réponse dynamique de la structure reliée au massif de sol par l'intermédiaire des ressorts d'impédances calculés dans la deuxième étape et soumise à la sollicitation sismique déduite de la première étape. La résolution de ce problème reste classique et utilise souvent la méthode des éléments finis.

Bien que les méthodes de sous-structures soient limitées aux problèmes linéaires, de nombreux travaux montrent qu'elles donnent de très bons résultats (Pitilakis et al., 2008) [39].

II.3.3. METHODES HYBRIDES

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche.

Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.

Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis.

Hormis la méthode classique des éléments finis, une nouvelle méthode basée sur le concept de macroélément a été développée depuis trois décennies de manière à reproduire les non-linéarités dans le champ proche. Le concept de macroélément a été développé pour la première fois par Nova et Montrasio, 1991 [88] dans le domaine géomécanique.

Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol dans un domaine fini (champ proche) en un élément. Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale. Les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. A partir des déplacements appliqués au système, nous calculons les efforts associés en prenant en compte les non-linéarités. Ainsi le concept de macroélément permet une conception de structures basée sur les déplacements.

Depuis sa première parution, les modèles de macroélément ont été développés par de nombreux auteurs. Nous présentons très brièvement par la suite l'évolution de cette méthode sans entrer dans les détails.

Le tout premier modèle proposé par Nova et Montrasio, 1991 [88] a été établi pour une semelle filante de largeur B reposant sur un sable lâche sous chargements statiques excentrés et inclinés en 2D, c'est-à-dire, un effort vertical V , un effort horizontal H et un moment M .

A partir des résultats expérimentaux, Nova et Montrasio, 1991 [88] montrent que le critère de rupture du système sol-fondation est indépendant du chemin de chargement et s'écrit de la manière suivante :

$$f(\xi, h, m) = h^2 + m^2 - \xi^2 (1 - \xi)^{2\beta} = 0 \quad (\text{II.2})$$

Dans cette expression, les termes ξ , h et m , représentent les éléments du vecteur d'efforts généralisé adimensionné Q défini par les auteurs :

$$Q = \begin{Bmatrix} \xi \\ h \\ m \end{Bmatrix} = \frac{1}{V_M} \begin{Bmatrix} V \\ H \\ \mu \\ M \\ (\psi B) \end{Bmatrix} \quad (\text{II.3})$$

Où V_M est l'effort vertical maximum admissible par la fondation sur un sol donné, μ est le coefficient de frottement entre le sol et la fondation, β et ψ sont les coefficients constitutifs adimensionnels.

En introduisant la variable d'écrouissage ρ_C , Nova et Montrasio, 1991 [88] proposent la surface de charge, à l'intérieur de laquelle le comportement reste élastique, écrit comme suit :

$$f(\xi, h, m) = h^2 + m^2 - \xi^2 \left(1 - \frac{\xi}{\rho_C} \right)^{2\beta} = 0 \quad (\text{II.4})$$

Une fois que le point de charge se trouve sur la surface de charge en se déplaçant vers l'extérieur, des déplacements plastiques auront lieu. La surface de rupture et la surface de charge ont une forme d'un ballon de rugby dans l'espace des efforts adimensionnés (figure II.3). La loi d'écrouissage ρ_C est définie en fonction des déplacements. Lorsque $\rho_C = 1$, la surface de charge et la surface de rupture coïncident et le système atteint la rupture.

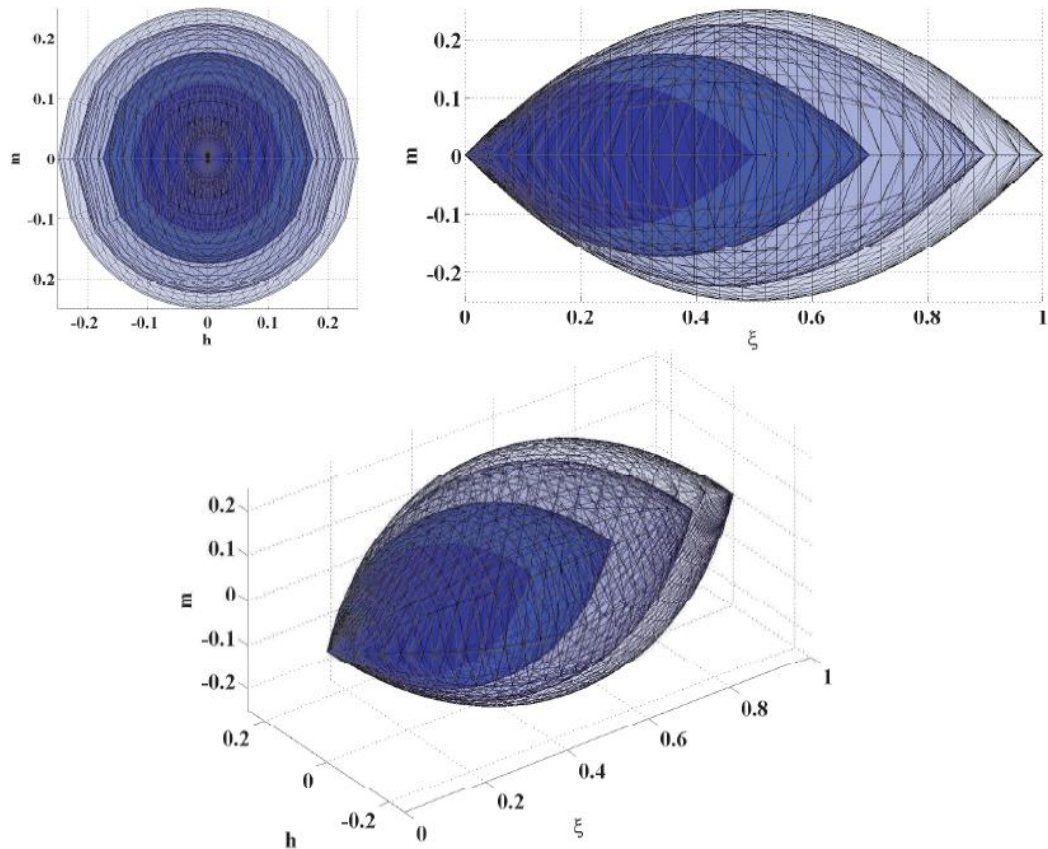


Figure II.3 : Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova (Nova et Montrasio, 1991) [88].

De la même manière, Martin, 1994 [88], Houlsby et Cassidy, 2002 [88] et Cassidy et al., 2002 [88] ont développé ce modèle pour le cas d'une fondation circulaire.

Paolucci et Pecker, 1997 et Cremer, 2001 [88] ont développé les modèles sous chargements cycliques et dynamiques en 2D pour la fondation filante en prenant compte le décollement de la fondation.

Plus récemment, le modèle a été complété par Grange, 2007 et Grange et al., 2008 [88].

Dans ce modèle, les fondations: filante, rectangulaire et circulaire, sont incorporées sous chargements: statique, cyclique et dynamique en 3D avec un nouveau modèle de décollement.

II.4. INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LES CODES DE CONSTRUCTION

Dans la majorité des codes de construction actuels, les charges sismiques de conception à considérer pour dimensionner les structures sont calculées en négligeant l'interaction sol – structure (ISS) ; la réponse dynamique est obtenue en supposant qu'elles sont encastées à leur base.

Cette hypothèse a été adoptée par les codes sur la conviction que l'ISS joue un rôle toujours favorable en diminuant les forces d'inertie agissant sur les structures. Ce postulat s'avère exact pour la majorité des bâtiments et des environnements sismiques mais il conduit à des dimensionnements souvent trop conservateurs et qui ne s'inscrivent pas dans l'approche de conception sismique par performance.

Dans le but d'optimiser le dimensionnement des bâtiments ou de prédire, de façon plus réaliste, leurs comportements sismiques, les codes de constructions internationaux commencent à introduire des clauses permettant de tenir compte de l'ISS dans la phase de conception.

D'après l'*Eurocode 8-5* [36], on doit étudier [EC8-5/ 6-(1)P] les effets de l'interaction dynamique sol-structure dans les cas suivants :

- ❖ Structures pour lesquelles les effets P- Δ (2^{ème} ordre) jouent un rôle significatif;
- ❖ Structure avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent;
- ❖ Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées;
- ❖ Structures supportées par des sols très mous, sols classe S1 avec des vitesses des ondes de cisaillement de $V_{s,max} < 100$ m/s.

Pour les autres structures, la prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. D'une façon générale, il convient d'observer que même lorsqu'elle a un effet globalement favorable, l'interaction sol-structure peut occasionner des amplifications locales au niveau de certains degrés de liberté, principalement en cas d'excursions en phase post-élastique.

On peut retenir cependant que les effets favorables correspondent en moyenne à une réduction de la réponse de 10 à 12%, et à une aggravation de quelques pour cent lorsqu'ils agissent dans un sens défavorable.

Les règles parasismiques françaises P.S.69 [36] contiennent des recommandations sur le choix de l'assise, la conception générale et le détail des fondations, et fixent le coefficient de sécurité vis-à-vis de la capacité portante.

L'interaction sol-structure proprement dite n'est pas prise en compte mais l'influence des conditions locales sur le mouvement du sol est prise en compte par l'intermédiaire du coefficient de réponse β . Les systèmes de fondation sujets aux mouvements différentiels sont pénalisés par le coefficient de fondation δ .

Le Code National du Bâtiment du Canada 2005 (CNBC, 2005) [91], suppose que les bâtiments reposent sur des sols stables et résistants (sites de catégorie C). Cependant, il reconnaît que, dans la plupart des cas, les édifices sont construits sur des fondations flexibles et que l'ISS modifie leurs caractéristiques dynamiques. Tout d'abord, les périodes naturelles de vibration des structures, incluant les fondations, sont plus élevées. Ensuite, l'amortissement est plus important.

Enfin, l'ISS peut modifier le signal sismique incident ainsi que la réponse de la structure. Sa prise en compte tend à réduire les efforts se développant dans la structure mais l'augmentation de la flexibilité de cette dernière conduit à une augmentation des déplacements. C'est pour cette raison que le CNBC 2005 conseille de tenir compte de l'ISS lors de l'étude de structures non conventionnelles.

Contrairement au CNBC 2005, *l'ATC-40* (Applied Technology Council (ATC), 1996) et le *FEMA 356* [40], (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000) proposent une méthode simplifiée pour tenir compte de l'ISS : la rigidité de l'interface sol – structure et les non-linéarités associées au soulèvement des fondations sont représentées à l'aide d'une modélisation de type Winkler. La méthode est illustrée à la figure II.4.

Soit k_z et $k_{\theta y}$ (équations [II.5] et [II.6]), les rigidités surfaciques associées aux rigidités verticale (K_z) et rotationnelle ($K_{\theta y}$), calculées à l'aide des formules proposées par Gazetas (1991) et résumées dans le tableau II.1.

$$k_z = \frac{K_z}{BL} \quad (\text{II.5})$$

$$k_{\theta y} = \frac{K_{\theta y}}{L_y} \quad (\text{II.6})$$

Si la différence entre k_z et $k_{\theta y}$ est faible, les deux normes conseillent d'utiliser la rigidité surfacique la plus grande. Dans le cas contraire (rigidités surfaciques k_z et $k_{\theta y}$ fortement couplées), elles proposent d'avoir recours à une distribution non uniforme de la rigidité verticale des ressorts. La fondation se retrouve alors divisée en deux régions : une zone à chaque extrémité de la fondation pour modéliser l'effet de la rigidité rotationnelle et une zone centrale à laquelle est associée la rigidité verticale. Pour le calcul de la rigidité surfacique de la zone centrale (k_{mid}), la fondation est supposée comme étant infiniment longue (le rapport L/B tend vers l'infini). Cette condition, introduite dans l'équation [II.5], permet d'obtenir l'expression de k_{mid} (équation [II.7]).

$$k_{\text{mid}} = \frac{0.73G_{\text{max}}}{(1-\nu)B} \quad (\text{II.7})$$

Où ν est le coefficient de Poisson du sol et G_{max} est son module de cisaillement dynamique. Pour ce qui est de la rigidité surfacique des zones d'extrémités (k_{end}), les deux normes supposent que leur longueur vaut $B/6$. Cette condition, introduite dans l'équation [II.5], permet d'obtenir l'expression de k_{end} (équation [II.8]).

$$k_{\text{end}} = \frac{6.86G_{\text{max}}}{(1-\nu)B} \quad (\text{II.8})$$

Finalement, cette variation de la rigidité le long de la fondation procure implicitement au système une rigidité rotationnelle. En plus de cette variation de la rigidité verticale, le long de la fondation, les deux normes conseillent de rapprocher les ressorts dans les zones d'extrémité dans le cas où les systèmes étudiés sont fortement dominés par le basculement des fondations.

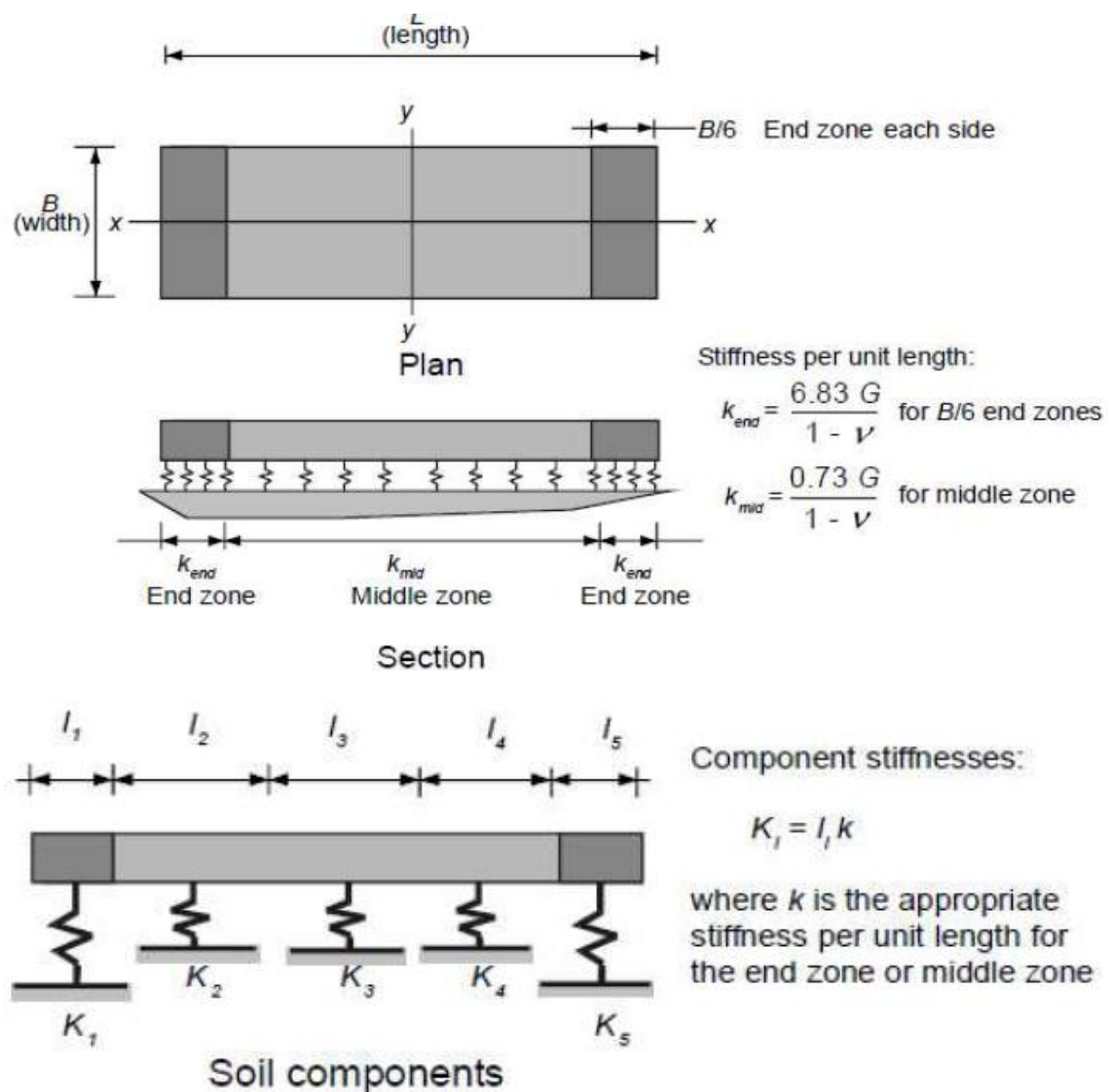
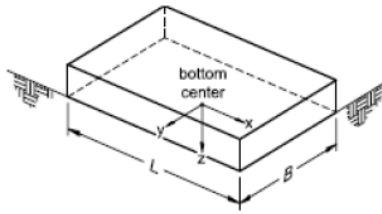


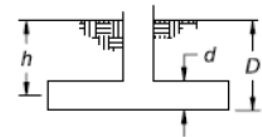
Figure II.4 : Méthode simplifiée proposée dans le FEMA 356 et dans l'ATC-40 pour représenter l'interaction sol-structure [40].

[Source: (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000)]

Tableau II.1 : Équation proposées dans le FEMA 356 pour le calcul des constantes de rigidité des ressorts élastiques pour des semelles rigides [40].

[Source: (American Society of Civil Engineers (ASCE), 2000)]

| Degree of Freedom | Stiffness of Foundation at Surface | Note |
|--------------------------|--|---|
| Translation along x-axis | $K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$ |  <p>Orient axes such that $L \geq B$</p> |
| Translation along y-axis | $K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$ | |
| Translation along z-axis | $K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$ | |
| Rocking about x-axis | $K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$ | |
| Rocking about y-axis | $K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$ | |
| Torsion about z-axis | $K_{zz, sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$ | |

| Degree of Freedom | Correction Factor for Embedment | Note |
|--------------------------|---|--|
| Translation along x-axis | $\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$ |  <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height) h = depth to centroid of effective sidewall contact</p> <p>For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \beta K_{sur}$</p> |
| Translation along y-axis | $\beta_y = \beta_x$ | |
| Translation along z-axis | $\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$ | |
| Rocking about x-axis | $\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$ | |
| Rocking about y-axis | $\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$ | |
| Torsion about z-axis | $\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$ | |

II.5. ETUDE EXPERIMENTALE SUR L'INTERACTION SOL-FONDATION SUPERFICIELLE

Le comportement sismique des fondations superficielles a été essentiellement examiné à travers les analyses pseudo-statiques de leur capacité portante due aux sollicitations sismiques (Paolucci et Pecker, 1997) et (Paolucci et Pecker, 1997b) [15]. De nombreuses études expérimentales ont été réalisées sur l'interaction statique sol-structure, où la fondation superficielle est soumise à des chargements monotones. Elles servent principalement à développer les modèles de macroélément.

II.5.1. ESSAIS A L'ECHELLE REELLE

Les essais à grande échelle permettent de reproduire des conditions aux limites proches de la réalité et évitent l'effet d'échelle, mais ils sont souvent très coûteux. En outre, il est très compliqué de réaliser une série d'essais en faisant varier les paramètres à cause de la grande quantité nécessaire de matériaux conduisant à une répétitivité difficile. C'est pour cette raison que nous trouvons rarement de telles expériences dans la littérature.

II.5.1.1. Essais sur site sous chargement dynamique

Une campagne d'essais sur site a été effectuée sur une fondation superficielle soumise à des chargements dynamiques à l'Université d'Auckland (Algie et al., 2010) [15]. Les fondations (0,4m × 2,0m × 0,4m) en béton armé sont encastrées dans le sol avec une superstructure en acier (figure II.5).

Les chargements dynamiques sont modélisés par la vibration excentrique d'une masse fixée sur la structure de façon à engendrer les forces inertielles transmises aux fondations. La fréquence maximale peut atteindre 12Hz. Deux couches de sol se présentent sur le site : une couche supérieure très rigide avec des grains très fins et une couche inférieure d'argile avec des résistances non-drainée $\sigma_v = 180\text{kPa}$ et $\sigma_v = 170\text{kPa}$ pour les deux endroits où ont été réalisés les trois essais.

Les essais de reconnaissance du sol de type SCPT (seismic cone penetration tests) permettent d'obtenir le module de cisaillement en petite déformation $G_{\max} = 37,8\text{MPa}$ et $G_{\max} = 36\text{MPa}$.

Les résultats sont montrés dans la figure II.6. Les deux premiers essais correspondent à deux charges verticales : 50kN et 195kN. Le troisième essai à 195kN a été réalisé sur le deuxième site. Plusieurs conclusions ont été tirées.

La réponse en moment évolue différemment selon la charge verticale.

Pour l'essai à 50kN, la valeur maximale du moment est atteinte alors que la rotation continue à augmenter.

Pour l'essai à 195kN, la capacité ultime du moment correspond à la valeur maximale de la rotation, et seule une très petite différence se manifeste en termes de la capacité du moment pour les deux implantations d'essai.

La dégradation finale de la rigidité en rotation est assez proche pour les trois essais, de 6% pour l'essai à 50kN, de 10% et 8% pour les deux autres.

Les tassements de la fondation restent très faibles, respectivement de 0,85mm, 0,5mm et 0,3mm pour les trois essais du fait de la présence du massif de sol très raide en surface.

Cette étude montre la possibilité de modéliser des efforts inertiels en utilisant la vibration excentrique d'une masse. Les caractéristiques concernant la rotation et le tassement final ont été discutées. Le mouvement horizontal n'a pas été traité dans ces essais.

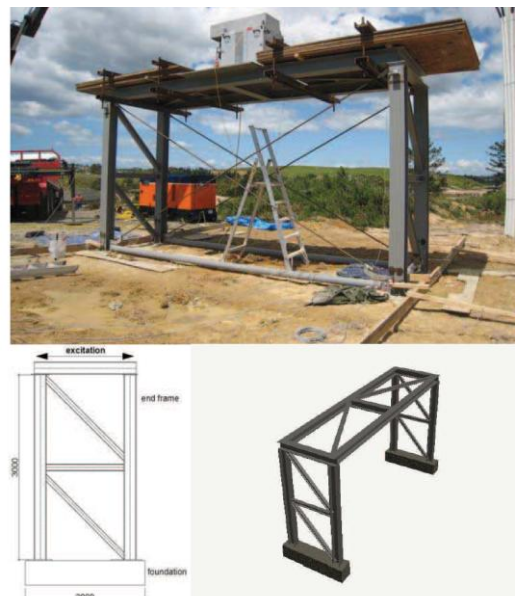


Figure II.5 : Schémas de la structure avec les fondations superficielles (Algie et al., 2010) [15].

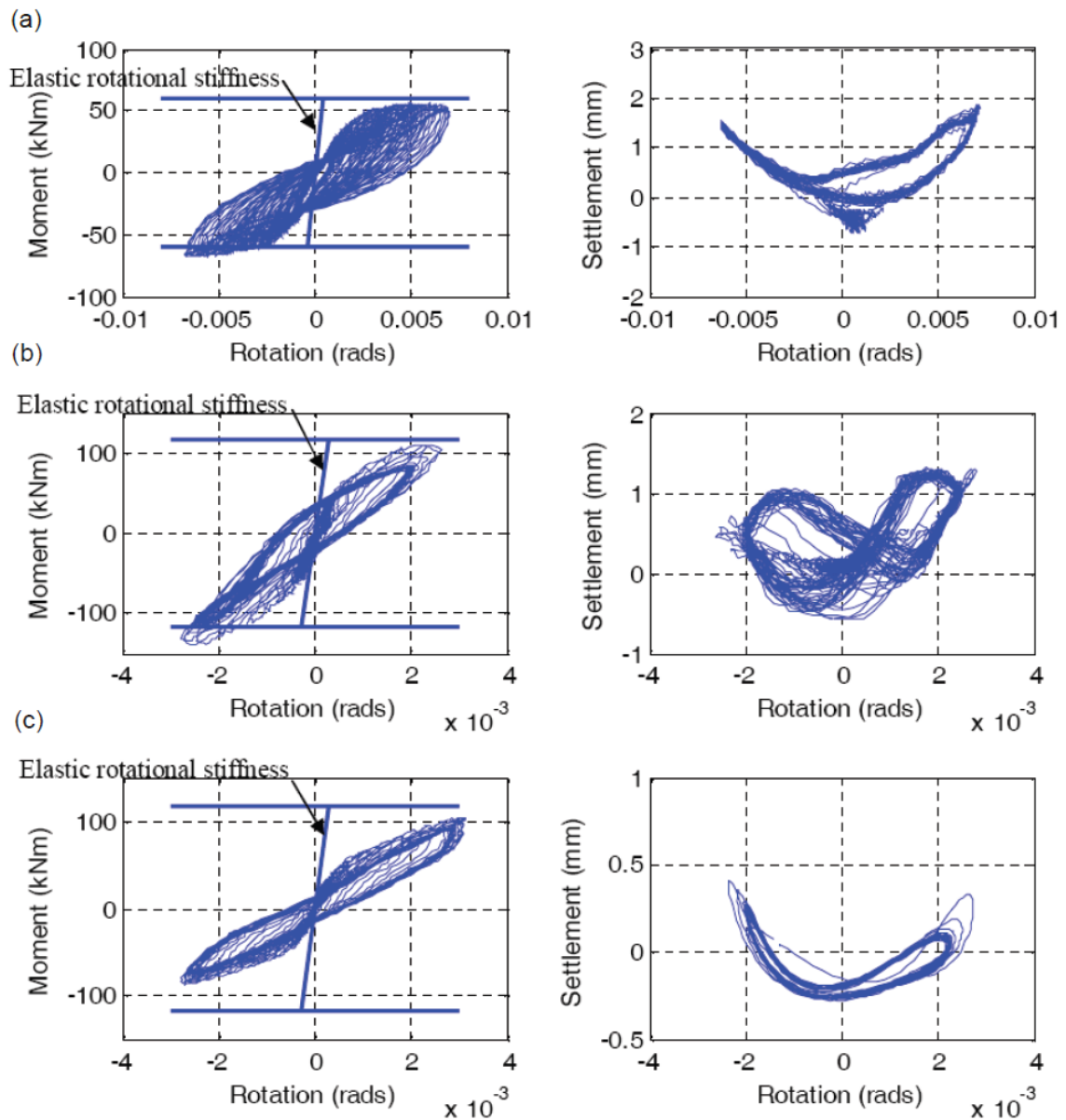


Figure II.6: Réponses de la fondation en terme de "moment-rotation" et "tassement rotation":
 (a) 50kN endroit 1; (b) 195kN endroit 1; (c) 195kN endroit 2 (Algie et al., 2010) [15].

II.5.2. ESSAIS SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE SUR TABLE VIBRANTE

De nombreuses expérimentations ont été réalisées sur table vibrante pour l'étude de l'interaction sol-structure.

La plupart d'entre elles avaient pour but d'étudier le comportement de la superstructure dont la base est souvent fixée directement sur la table.

II.5.2.1 Essais CAMUS V

Il s'agit des projets de recherche européens ICONS-TMR (Innovation Design Concept for New and Existing Structures - Training and Mobility of Researchers) et ECOEST II. Une série d'essais dynamiques a été réalisée sur la table vibrante Azalée au sein du CEA de Saclay (ICONS, 2001, Combescure et Chaudat, 2000 et Taylor et Combescure, 2001) [33].

Une maquette d'une structure de cinq étages à l'échelle 1/3 avec une hauteur totale de 5,1m, constituée de deux voiles en béton armé et six planchers, est installée sur deux semelles filantes de 0,8m×2,1m qui reposent sur un massif de sable dans un bac de 4m×4m avec une profondeur de 40cm (figure II.7). Il est lui-même fixé sur la table vibrante. Le sable Fontainebleau a été utilisé avec une densité relative de 70% mesurée sur place par gamma-densimètre.

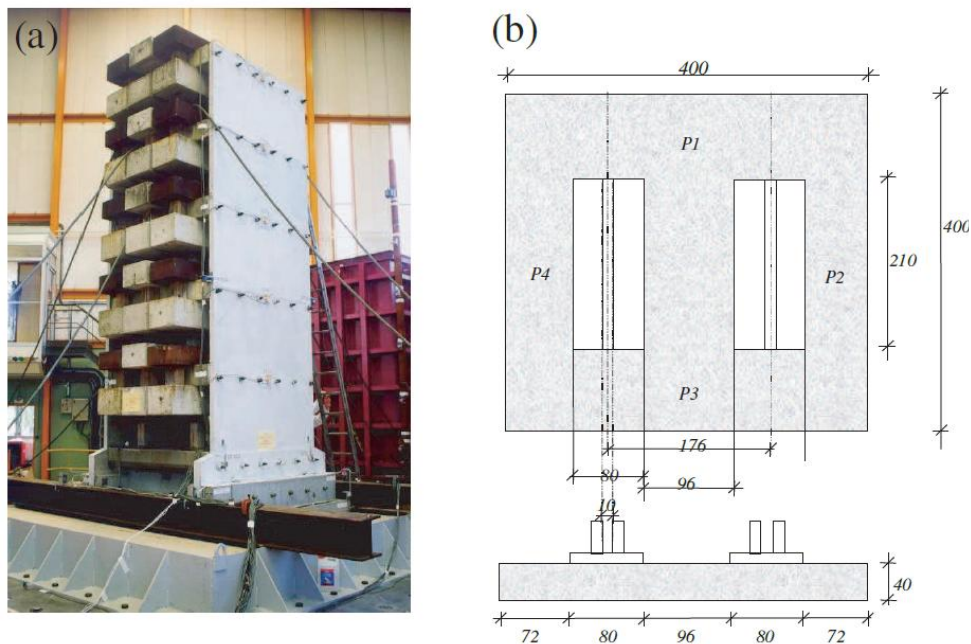


Figure II.7: (a) Photo et (b) schéma des fondations pour les essais CAMUS V (Combescure et Chaudat, 2000) [33].

La maquette a été soumise à deux chargements sismiques de différentes intensités. Les deux accélérogrammes employés sont des signaux synthétiques de Nice 0,33g et 0,52g montrés dans la figure II.8.

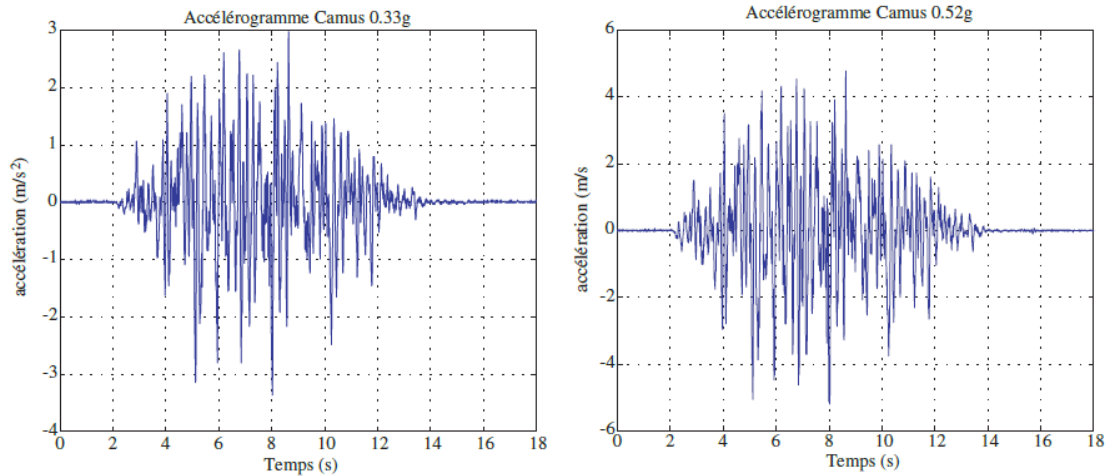


Figure II.8 : Accélérogrammes appliqués (Combesure et Chaudat, 2000) [33].

Quelques résultats expérimentaux au niveau de la fondation en terme de moment-rotation et de force horizontale-déplacement horizontal ainsi que de tassement-temps sont présentés dans les figures II.9 et II.10. Nous observons très clairement la non-linéarité du moment subi par la fondation avec les boucles d'hystérésis présentes, ce qui montre bien la dissipation d'énergie dans le sol malgré sa faible épaisseur. Le décollement de la fondation est mis en évidence aussi bien par l'enregistrement de son soulèvement que par la forme en " S " de la courbe moment-rotation. La plastification du sable est mise en évidence par le tassement final très important.

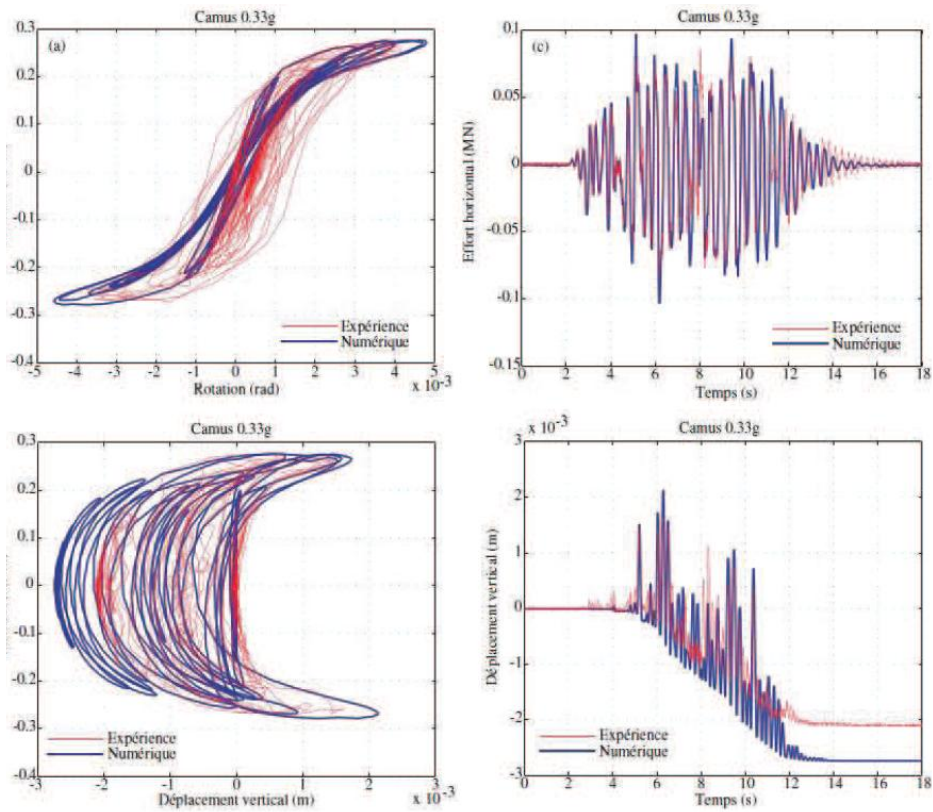


Figure II.9: – CAMUS V: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-soulèvement et soulèvement-temps pour l'essai de niveau 0.33g [33].

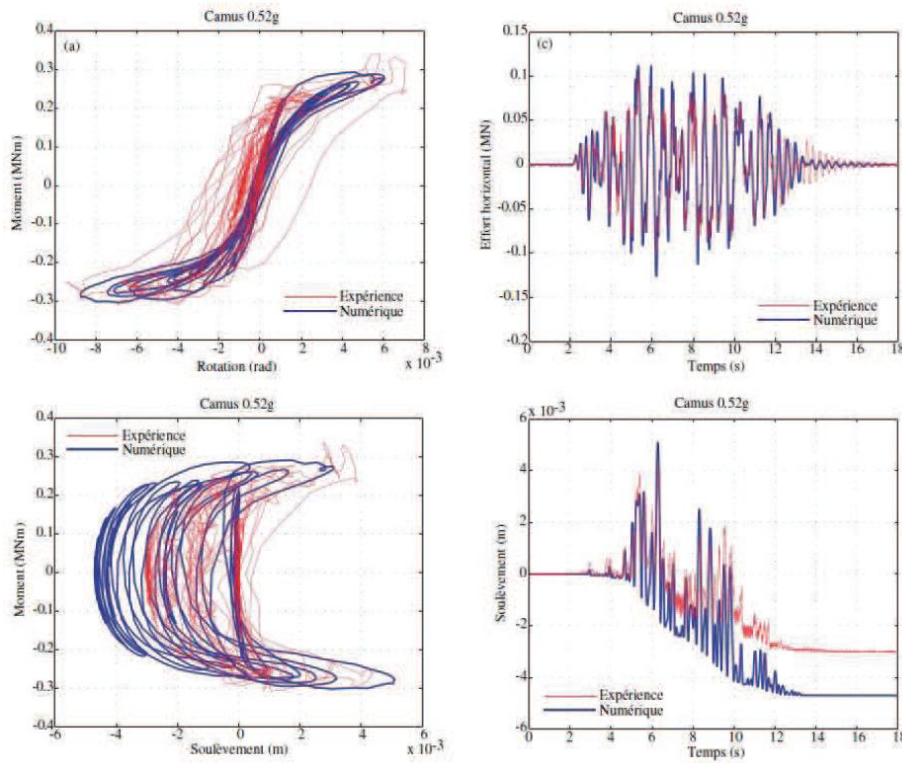


Figure II.10 : – CAMUS V: Courbes moment-rotation, effort horizontal-temps, moment-soulèvement et soulèvement-temps pour l'essai de niveau 0.52g [33].

II.5.3. ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE A L'UNIVERSITE DE CALIFORNIE A DAVIS

Un autre moyen expérimental très répandu dans le domaine géotechnique est la modélisation physique en centrifugeuse. Nous présentons ici deux campagnes d'essais réalisés sous chargements cycliques et dynamiques.

Plusieurs séries d'essais ont été réalisées sur une fondation superficielle avec la structure encastrée. Ils s'inscrivent dans un programme de recherche national PEER des Etats Unis (Pacific Earthquake Engineering Research center) et recouvrent une gamme très importante d'essais sur l'interaction sol-structure (Rosebrook et Kutter, 2001, Gajan et al., 2005) [83].

Dans ces essais, le sol est constitué d'argile ou de sable, de différentes densités, et le chargement a été appliqué en statique, cyclique quasi-statique et dynamique. La figure II.11 montre les dispositifs expérimentaux dans le conteneur d'essai. A titre d'exemple, nous présentons quelques résultats intéressants parmi beaucoup d'autres (Gajan et al., 2005) [83].

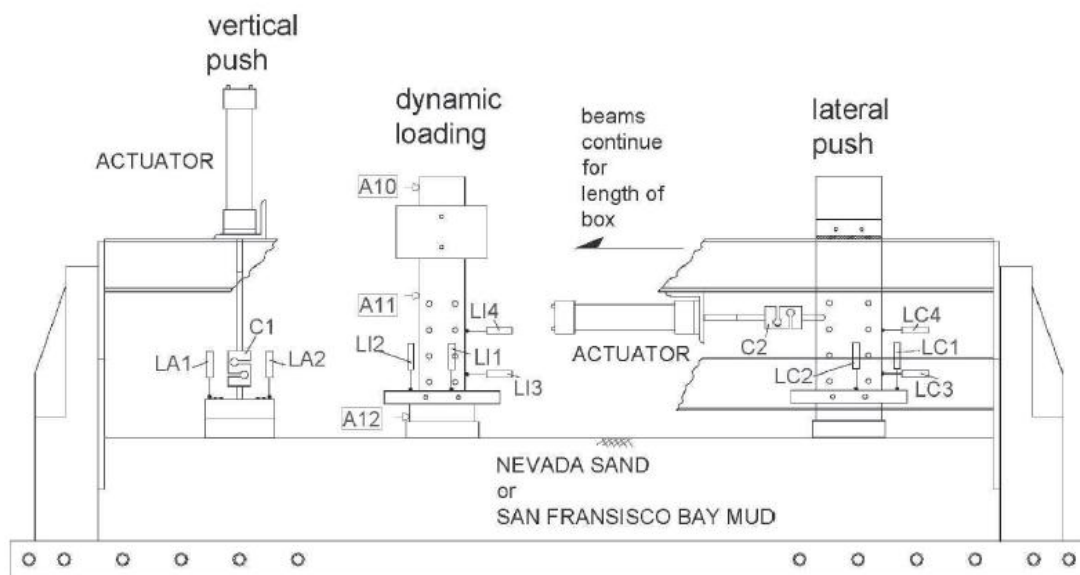


Figure II.11 : Dispositifs expérimentaux pour les essais statiques, cycliques quasi-statiques et dynamiques (Gajan et al., 2005) [83].

La figure II.12 montre des résultats d'un essai sur le sable sec de Nevada avec une densité relative de 80% sous chargement cyclique quasi-statique. La taille de la fondation est $2,84 \times 0,65$ m (à l'échelle du prototype). Le facteur de sécurité pour la charge verticale est 6,7, et la charge horizontale est appliquée à une hauteur de 4,9m au dessus de la fondation. Nous

observons que la réponse horizontale et rotationnelle est assez typique. Le développement très visible de la non-linéarité et de la taille des boucles d'hystérésis dans la courbe " moment-rotation " indique la dissipation d'énergie dans le sol au cours de l'essai ainsi que la dégradation non négligeable de la rigidité.

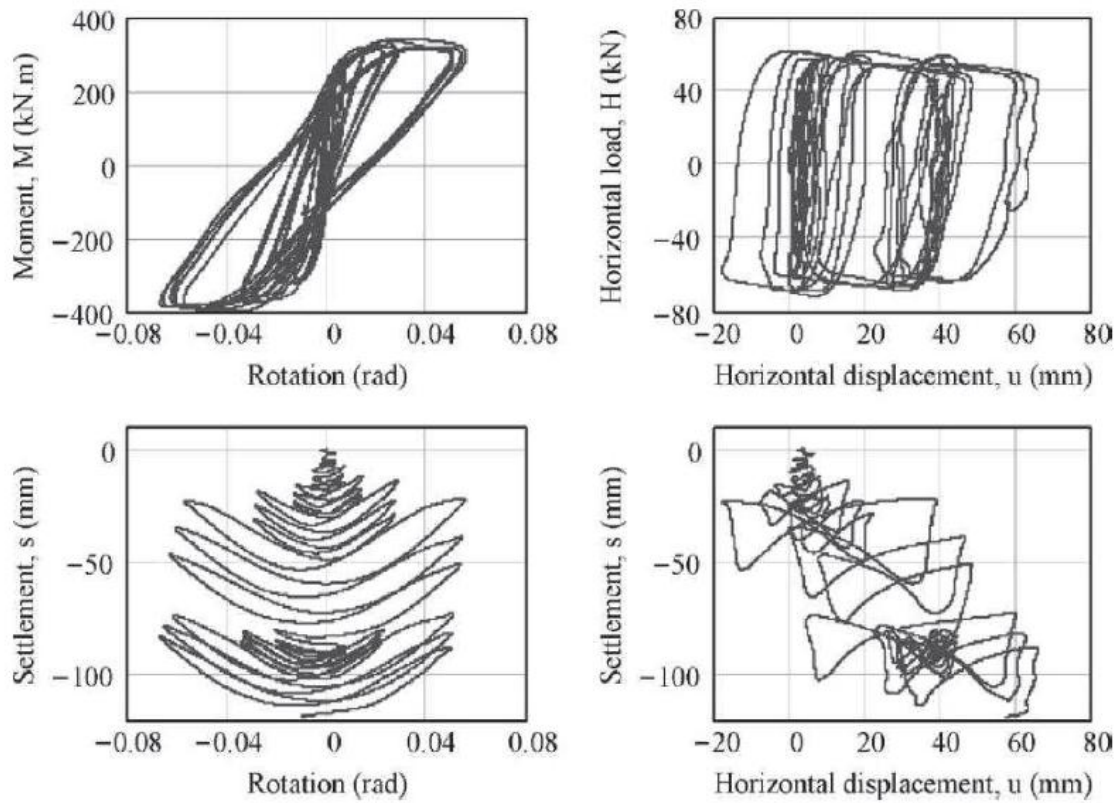


Figure II.12 : Réponses horizontale et en rotation de la fondation pour l'essai cyclique (Gajan et al., 2005) [83].

Un glissement de la fondation a lieu sous chargement horizontal, et le déplacement horizontal final atteint une valeur de 60mm irréversible. Le décollement de la fondation est mis en évidence dans la courbe " tassement-rotation " à grandes amplitudes.

Le tassement se cumule constamment et parvient à une valeur très importante par rapport à la taille de la fondation.

II.6. SOLUTIONS UTILISEES POUR ATTENUER LE PHENOMENE I.S.S

La construction des ouvrages dans les zones où se présente une forte compressibilité ou une faible capacité portante peut engendrer des tassements très importants et des temps de tassement très longs.

De nouvelles techniques de fondations ont été développées en vue de contourner ces difficultés.

Parmi toutes ces techniques, l'amélioration des sols compressibles par Colonnes Ballastées (CB) et Inclusions Rigides (IR) est très souvent utilisée car permettant un bon compromis entre le coût, la durée de construction et une réduction significative des tassements. Plus récemment, une technique alternative, dite Colonnes à Module Mixte (CMM), a été mise en œuvre en associant les avantages des CB et des IR.

II.6.1. COLONNES BALLASTEES (CB)

La technique de renforcement des sols par CB consiste à inclure verticalement dans le sol un matériau granulaire de type ballast afin d'obtenir un milieu " composite " dont les caractéristiques sont meilleures que le sol non traité. Les CB sont des inclusions souples permettant non seulement une augmentation de la capacité portante du sol de fondation et une réduction des tassements, mais aussi l'accélération du drainage vertical et de la consolidation du sol ainsi que la réduction du risque de liquéfaction en zones sismiques.

Les CB sont utilisées essentiellement sous les radiers et les dallages des bâtiments industriels dans des sols mous non organiques (sable limoneux, limon argileux, argile molle, . . .) et dans des remblais anthropiques inertes. Elles sont généralement mises en œuvre par voie humide (vibro-substitution), ou par voie sèche (vibro-refoulement), ou encore par pilonnage (pieux de gravier). Le mode de mise en place des CB assure leur stabilité par le confinement latéral du sol qui doit présenter une étreinte latérale suffisante.

II.6.2. INCLUSIONS RIGIDES (IR)

Le système d'amélioration des sols par IR a pour objectif de transmettre le chargement à un substratum de meilleure qualité, alors que l'horizon compressible est lui aussi mis à contribution en reprenant une partie du chargement par l'interposition entre l'ouvrage et les inclusions d'une structure de transition simple : un matelas granulaire de transfert de charge (Figure II.13).

En général, les IR sont simplement posées ou légèrement encastrées dans la couche porteuse vers laquelle on souhaite transmettre le chargement. Afin d'augmenter la proportion du chargement transmis vers les inclusions par le matelas granulaire, les inclusions peuvent être sur montées de dalles. A l'intérieur du matelas granulaire de transfert de charge se développent des mécanismes de cisaillement assurant la répartition du chargement sur les têtes des inclusions et permettant ainsi l'allègement de la sollicitation appliquée à l'horizon compressible et la réduction des tassements absolus et différentiels. En outre, des renforts horizontaux de type géosynthétiques (géotextile de renforcement, géogrid) peuvent être montés sur les têtes des inclusions dans le matelas. L'intérêt de ce type de renforts réside dans l'augmentation de la proportion du chargement reporté aux inclusions par la mise en tension des nappes due à l'effet membrane.

De nombreux types d'inclusions rigides existent selon leurs natures, leurs modes de construction, etc. Nous les distinguons selon deux catégories :

- ❖ Inclusions préfabriquées, parmi lesquelles nous citons les pieux en bois, les pieux métalliques et les pieux en béton, etc. Elles sont mises en place par battage ou par fonçage. L'avantage des inclusions préfabriquées est la très bonne prédiction de leur rigidité .
- ❖ Inclusions construites in situ, parmi lesquelles nous citons les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les pieux de type " Vibro Concrete Column " (VCC), les colonnes à module contrôlé, et les colonnes par mélange d'un liant avec le sol en place (le mixage au mélange chaux-ciment, " jet grouting ", etc). La rigidité de ces dernières est variable et dépend de la nature des liants ajoutés au sol en place et les propriétés du sol.

Les réseaux d'inclusions se composent principalement des maillages carrés ou rectangulaires.

Ils sont caractérisés souvent par un entraxe entre inclusions de 1,7m à 2,5m, pour un diamètre moyen d'inclusions de 36cm, 32cm, voire 27cm.

Le matelas granulaire de transfert de charge est constitué de matériaux rapportés dits "nobles", comme des graves ou des ballasts. Il peut également faire l'objet d'un traitement à la chaux ou au ciment afin d'améliorer ses propriétés mécaniques ([Dano et al., 2004]).

La hauteur du matelas granulaire de transfert de charge se situe entre 0,1m et 0,9m.

Le renforcement des sols par IR verticales convient essentiellement aux remblais d'ouvrages routiers et ferroviaires ainsi qu'aux fondations des constructions industrielles, des plateformes de stockage de type réservoirs ou silos, etc.

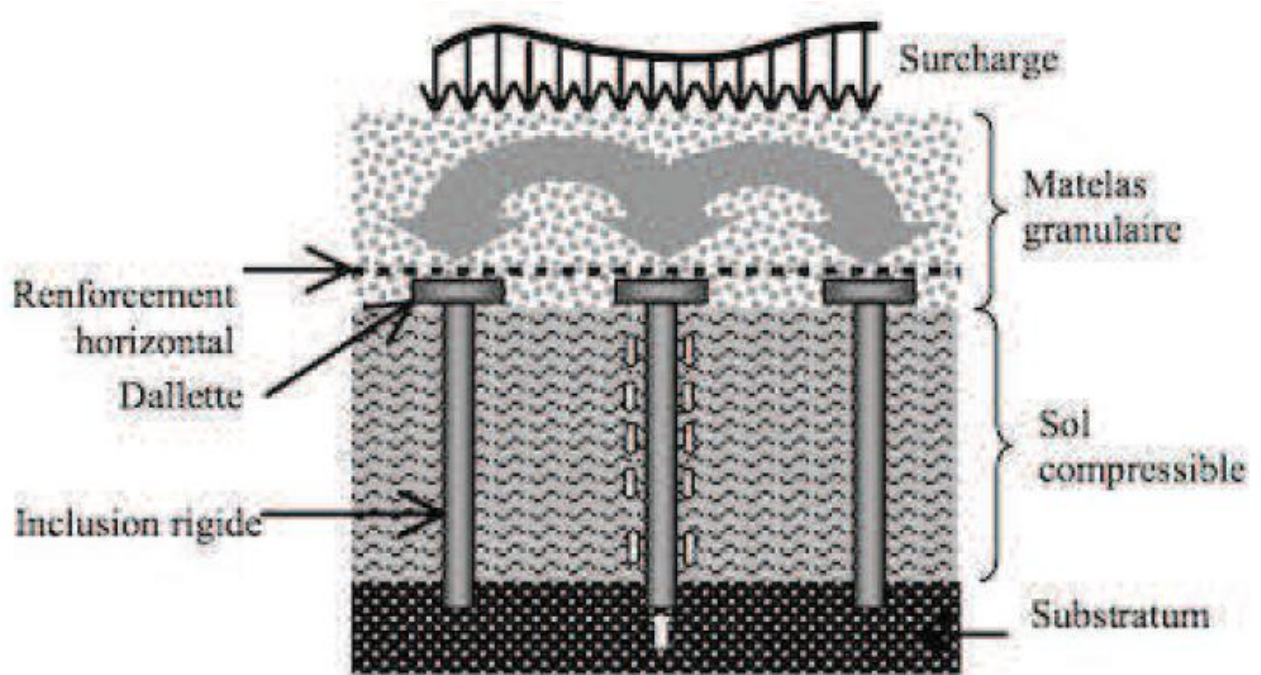


Figure II.13` : Schéma de principe du renforcement des sols par inclusions rigides.

II.6.3. COLONNES A MODULE MIXTE

Depuis peu, une nouvelle technique de renforcement des sols, nommée Colonnes à Module Mixte (CMM) (Bustamante et al., 2006) [91], a été développée. Une CMM se décompose en deux parties (Figure II.14) :

- ❖ En partie supérieure : une CB de l'ordre de 1,50m de hauteur;
- ❖ En partie inférieure : une IR exécutée par refoulement.

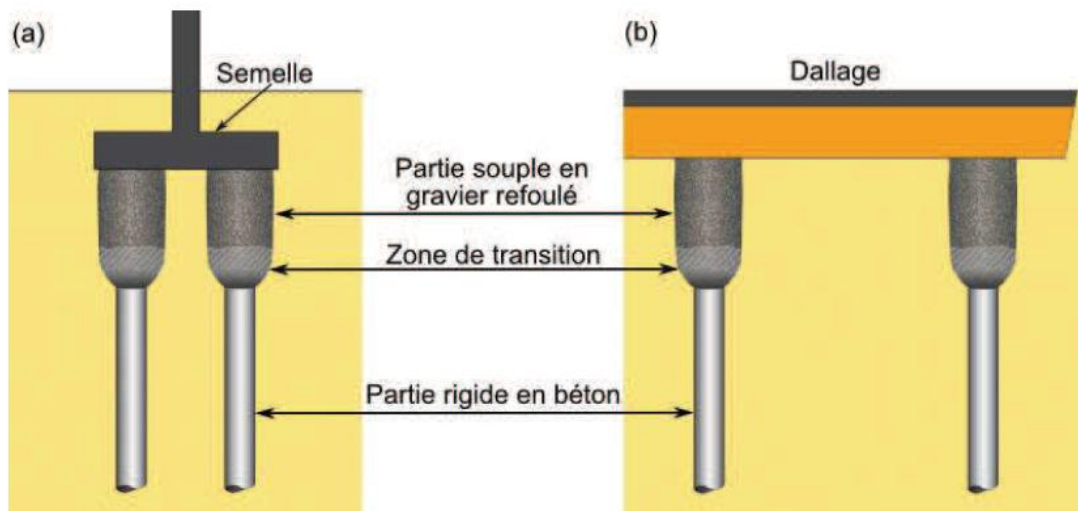


Figure II.14 : Schéma de principe du renforcement des sols par CMM sous fondations (a) superficielles et (b) dallage (Bustamante et al., 2006) [91].

Les CMM ont pour but d'améliorer les performances du sol de fondation d'ouvrages fondés superficiellement. En augmentant la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibilité-té, les CMM permettent l'économie de pieux et de planchers portés. De plus, elles peuvent également supprimer le phénomène de points durs dans les dallages.

L'un des intérêts primordiaux par rapport aux IR résiderait dans la reprise des efforts horizontaux et des moments sans réalisation de matelas granulaire intercalaire sous les semelles.

Cette technique de renforcement des sols peut s'appliquer à tous les domaines de construction (bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaire, . . .). Le domaine d'application du procédé s'étend à l'ensemble des sols, y compris aux remblais et aux sols fortement organiques présents en profondeur au-delà de la partie supérieure en gravier.

II.7. CONCLUSION

Dans cette partie, nous avons mis en évidence le comportement de la fondation superficielle sous chargement horizontal quasi-statique et dynamique à travers les essais sur site, en centrifugeuse et sur table vibrante obtenus dans la bibliographie.

Nous observons un comportement fortement non-linéaire de la fondation lié au comportement du sol. La taille des boucles d'hystérésis augmente de plus en plus en fonction de l'amplitude de chargement, ce qui signifie une dissipation d'énergie non négligeable dans le sol et sur l'interface sol-fondation. Nous constatons souvent la dégradation de la rigidité en rotation sous chargement de grande amplitude avec l'atteinte de la capacité ultime du moment. Le glissement peut se produire avec un déplacement horizontal irréversible.

Le décollement de la fondation superficielle sous l'effet du moment est mis en évidence à grandes amplitudes dans la courbe " tassement-rotation " et par la forme en " S " de la courbe " moment-rotation ".

Ces expérimentations présentent soit des chargements cycliques quasi-statiques, soit des chargements dynamiques simulant des séismes.

Et nous avons vu aussi les trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides utilisés pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure

CHAPITRE 3

Modèle éléments finis proposé pour le calcul dynamique des grands bâtiments asymétriques contreventés par des murs de refends et portiques en incluant les effets P- Δ

III.1. INTRODUCTION

Pendant de nombreuses années, les effets P- Δ sont un sujet de préoccupation pour les ingénieurs structures.

Probablement en raison de leur complexité et pendant de nombreuses années, les codes du bâtiment partout dans le monde ont ignoré les influences des effets P- Δ dans l'analyse dynamique des structures élancées.

On propose dans ce qui suit, de développer un modèle éléments finis simple qui peut être utilisé pour l'analyse en vibration libres et sismique des structures asymétriques élancées contreventées par des murs de refends et portiques en incluant les effets P- Δ .

III.2. HYPOTHESES DE BASE

Dans la théorie que nous proposons de développer et qui permettra l'analyse dynamique des structures des grands bâtiments contreventées par les murs voiles et portiques, les hypothèses suivantes sont à considérer:

- La structure du bâtiment est composée de murs voiles et portiques (Figure III.1). Les rigidités à la flexion EI_x ; EI_y et EI_{xy} et celle de la flexion déviée sont variables le long de la hauteur H du bâtiment. C'est idem pour la rigidité de la torsion de gauchissement EI_ω , la constante de torsion de Saint-Venant GJ et les rigidités au cisaillement GA_x et GA_y .
- On considère que la masse de chaque plancher du bâtiment est la même. Celle-ci peut être remplacée par une masse uniformément répartie le long de la hauteur du bâtiment.
- L'arrangement des systèmes de contreventement peut être symétrique ou arbitraire.
- Le comportement du matériau est élastique linéaire.
- Les planchers sont supposés se comporter comme des diaphragmes rigides sous l'action des sollicitations latérales.

- Dans la méthode d'analyse, la structure du bâtiment est remplacée par une colonne à deux nœuds et six degrés de liberté par nœud. Chaque élément fini décrit le comportement structurel entre deux niveaux étages adjacents situés respectivement aux coordonnées z_k et z_{k+1} (Figure III.2).
- Sous l'action des forces horizontales d'origine sismique ou dues au vent, la structure du bâtiment est supposée se déformer à la flexion et à la torsion. La déformation axiale est donc à négliger.
- Les coordonnées (x_c, y_c) et (x_s, y_s) représentent respectivement la position du centre géométrique G et du centre de cisaillement S du plancher du plan comme illustré dans la figure III.1 .

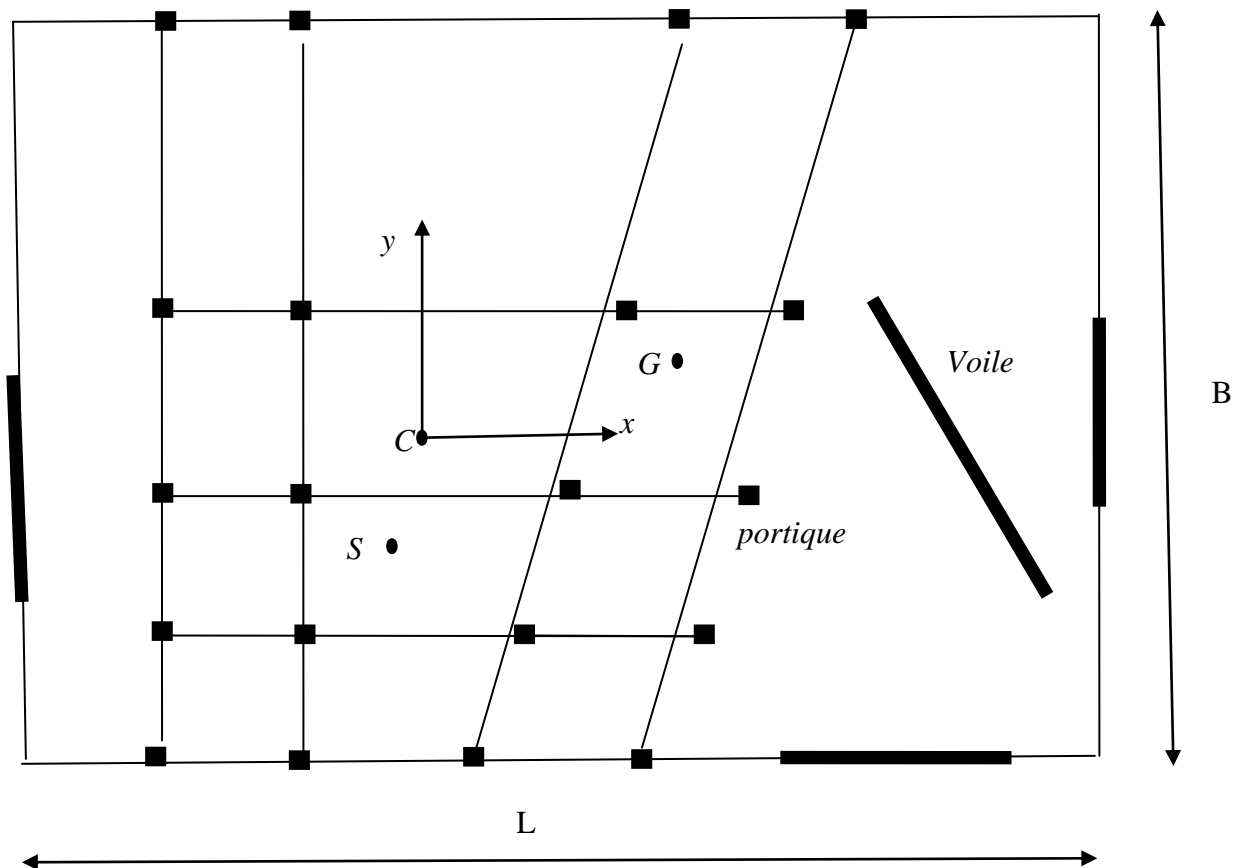


Figure III.1 : Plancher type d'un bâtiment asymétrique contreventé par des murs voiles et portiques

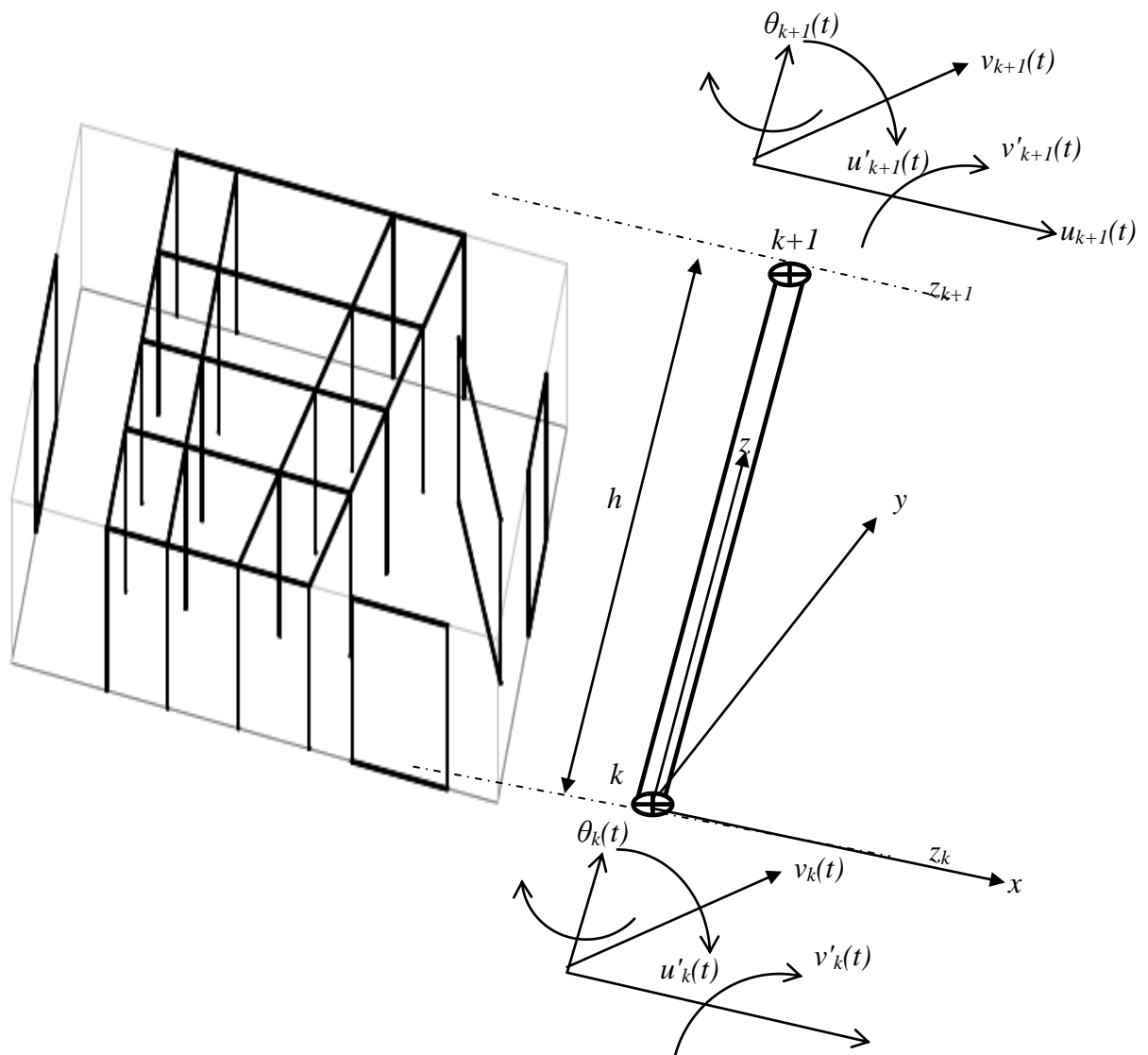


Figure III.2: Le modèle éléments finis proposé

III.3. FORMULATION VARIATIONNELLE

L'équation d'équilibre pour un problème élastique est obtenue suite au principe des travaux virtuels (Bath (1996)) [70].

$$\delta P^{Int} + \delta P^{Acc} = \delta P^{Ext} + \delta P^{Geom} \quad (III.1)$$

Avec :

δP^{Int} : Travail virtuel des efforts intérieurs

δP^{Ext} : Travail virtuel des efforts extérieurs

δP^{Acc} : Travail virtuel lié à la réponse de la structure due à une accélération

δP^{Geom} : Travail virtuel lié à la non-linéarité géométrique appelé aussi effets P- Δ .

III.3.1. TRAVAIL VIRTUEL DES EFFORTS INTÉRIEURS

Le travail virtuel des efforts intérieurs est exprimé comme suit :

$$\delta P^{Int} = \delta P_b^{Int} + \delta P_s^{Int} \quad (III.2)$$

Dans laquelle δP_b^{Int} et δP_s^{Int} représentent respectivement les travaux virtuels liés à la flexion et au cisaillement

Comme déjà énoncé auparavant, la structure assemblée peut avoir des rigidités à la flexion et au cisaillement différentes pour chaque étage. Par conséquent, la structure doit être divisée le long de la direction verticale de telle façon, que la rigidité de chaque élément d'étage devient constante.

Donc:

$$\delta P_b^{Int} = \int_0^h \left(\begin{aligned} &EI_x \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \delta \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} + EI_{xy} \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \delta \frac{\partial^2 v(z,t)}{\partial z^2} + \\ &EI_{xy} \frac{\partial^2 v(z,t)}{\partial z^2} \delta \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} + \\ &EI_y \frac{\partial^2 v(z,t)}{\partial z^2} \delta \frac{\partial^2 v(z,t)}{\partial z^2} + EI_\omega \frac{\partial^2 \theta(z,t)}{\partial z^2} \delta \frac{\partial^2 \theta(z,t)}{\partial z^2} \end{aligned} \right) dz \quad (III.3)$$

Et

$$\delta P_s^{Int} = \int_0^h \left(\begin{aligned} &GA_x \frac{\partial (u(z,t) - y_s \theta(z,t))}{\partial z} \delta \frac{\partial (u(z,t) - y_s \theta(z,t))}{\partial z} + \\ &GA_{xy} \frac{\partial (u(z,t) - y_s \theta(z,t))}{\partial z} \delta \frac{\partial (v(z,t) + x_s \theta(z,t))}{\partial z} + \\ &GA_{xy} \frac{\partial (v(z,t) + x_s \theta(z,t))}{\partial z} \delta \frac{\partial (u(z,t) - y_s \theta(z,t))}{\partial z} + \\ &GA_y \frac{\partial (v(z,t) + x_s \theta(z,t))}{\partial z} \delta \frac{\partial (v(z,t) + x_s \theta(z,t))}{\partial z} + GJ \frac{\partial \theta(z,t)}{\partial z} \delta \frac{\partial \theta(z,t)}{\partial z} \end{aligned} \right) dz \quad (III.4)$$

Où :

$u(z, t)$ et $v(z, t)$ sont respectivement le déplacement latéraux du centre de flexion C dans les directions x et y et $\theta(z, t)$ est l'angle de rotation du plancher par rapport au point C .

Et

h est la hauteur de chaque élément fini, donnée par:

$$h = z_{k+1} - z_k \quad (III.5)$$

III.3.2. TRAVAIL VIRTUEL DES EFFORTS EXTÉRIEURS

Le travail virtuel des efforts extérieurs est défini comme suit :

$$\delta P^{Ext} = m \int_0^h \left(\ddot{S}_x \delta(u(z,t) - y_c \theta(z,t)) + \ddot{S}_y \delta(v(z,t) + x_c \theta(z,t)) \right) dz \quad (III.6)$$

\ddot{S}_x et \ddot{S}_y sont les accélérations du sol dans les directions horizontale et verticale exprimées comme suit :

$$\begin{Bmatrix} \ddot{S}_x \\ \ddot{S}_y \end{Bmatrix} = \ddot{S}_g \{l\} \quad (III.7)$$

Avec \ddot{S}_g est l'accélération à la base due à l'activité sismique et $\{l\}$ est un vecteur qui indique le sens d'application de la force sismique définie par l'angle ξ :

$$\{l\} = \begin{Bmatrix} \cos(\xi) \\ \sin(\xi) \end{Bmatrix} \quad (III.8)$$

III.3.3. TRAVAIL VIRTUEL LIÉ A LA REPONSE DE LA STRUCTURE DUE A UNE ACCELERATION

Le Travail virtuel lié à la réponse de la structure due à une accélération s'exprime comme suit :

$$\delta P^{Acc} = m \int_0^h \left(\begin{aligned} & (\ddot{u}(z,t) - y_c \ddot{\theta}(z,t)) \delta(u(z,t) - y_c \theta(z,t)) + \\ & (\ddot{v}(z,t) + x_c \ddot{\theta}(z,t)) \delta(v(z,t) + x_c \theta(z,t)) + r^2 \ddot{\theta}(z,t) \delta \theta(z,t) \end{aligned} \right) dz \quad (III.9)$$

III.3.4. TRAVAIL VIRTUEL LIÉ À LA NON-LIÉARITÉ GÉOMÉTRIQUE

En plus des travaux virtuels mentionnés précédemment, on doit prendre en considération les effets P- Δ appelés aussi effets du second ordre.

Ce terme est exprimé par:

$$\delta P^{Geom} = \int_0^h w(z) \left(\begin{array}{c} \frac{\partial(u(z,t) - y_c \theta(z,t))}{\partial z} \delta \frac{\partial(u(z,t) - y_c \theta(z,t))}{\partial z} \\ + \\ \frac{\partial(v(z,t) + x_c \theta(z,t))}{\partial z} \delta \frac{\partial(v(z,t) + x_c \theta(z,t))}{\partial z} \end{array} \right) dz \quad (III.10)$$

Dans cette équation $w(z)$ désigne le poids de la structure à la position de coordonnée z de l'élément fini «i».

En supposant que la variation de l'expression $w(z)$ est triangulaire selon la direction z :

$$w(z) = mg(H - z_k - z) \quad (III.11)$$

III.4. FORMULATION DE L'ELEMENT FINIS

La discrétisation par éléments finis est utilisée pour les équations (III.3), (III.4), (III.6), (III.9) et (III.10). Chaque nœud des éléments finis possède six degrés de liberté qui décrivent les déplacements latéraux (u_n, v_n) et l'angle de torsion θ_n et respectivement leurs dérivés au niveau des nœuds.

Les déplacements nodaux sont exprimés comme suit :

$$\left\{ q^{el}(t) \right\} = \begin{Bmatrix} q_k(t) \\ q_{k+1}(t) \end{Bmatrix} = \left\{ u_k(t) \quad u'_k(t) \quad v_k(t) \quad v'_k(t) \quad \theta_k(t) \quad \theta'_k(t) \quad u_{k+1}(t) \quad u'_{k+1}(t) \quad v_{k+1}(t) \quad v'_{k+1}(t) \quad \theta_{k+1}(t) \quad \theta'_{k+1}(t) \right\}^T \quad (III.12)$$

(') indique des dérivées par rapport à la direction z .

Pour des fonctions de forme polynomiales classiques, le vecteur du champ de déplacement peut être écrit comme:

$$\begin{Bmatrix} u(z) \\ v(z) \\ \theta(z) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} U(z) \\ V(z) \\ \Phi(z) \end{bmatrix} \{q^{el}(t)\} \quad (\text{III.13})$$

Avec $[U(z)]$, $[V(z)]$ et $[\Phi(z)]$ sont des fonctions de forme énumérées comme suit :

$$[U] = [N_1(\xi) \quad N_2(\xi) \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad N_3(\xi) \quad N_4(\xi) \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0] \quad (\text{III.14-a})$$

$$[V] = [0 \quad 0 \quad N_1(\xi) \quad N_2(\xi) \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad N_3(\xi) \quad N_4(\xi) \quad 0 \quad 0] \quad (\text{III.14-b})$$

$$[\Phi] = [0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad N_1(\xi) \quad N_2(\xi) \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad N_3(\xi) \quad N_4(\xi)] \quad (\text{III.14-c})$$

Et

$$N_1(\xi) = (1 - 3\xi^2 + 2\xi^3) \quad (\text{III.15-a})$$

$$N_2(\xi) = h(1 - 2\xi^2 + \xi^3) \quad (\text{III.15-b})$$

$$N_3(\xi) = (3\xi^2 - 2\xi^3) \quad (\text{III.15-c})$$

$$N_4(\xi) = h(-\xi^2 + \xi^3) \quad (\text{III.15-d})$$

ξ est la coordonnée adimensionnelle donnée par la formule suivante :

$$\xi = \frac{z}{h} \quad (\text{III.16})$$

En substituant l'équation (III.13) dans l'équation (III.1) [on remplace les termes de l'équation (III.1) par leurs équivalents donnés par les équations (III.3, III.4, III.6, III.9 et III.10), on obtient une forme approximative de l'énergie potentielle pour chaque élément :

$$\begin{aligned} & \{q^{el}(t)\}^T [K_{el}] \delta \{q^{el}(t)\} - \{q^{el}(t)\}^T [K_{el}^{Geom}] \delta \{q^{el}(t)\} + \\ & \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{q^{el}(t)\}^T [M_{el}] \delta \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{q^{el}(t)\} = \{F\} \ddot{S}_g \end{aligned} \quad (III.17)$$

Avec

$$\begin{aligned} [K_{el}] &= \int_0^h \frac{\partial^2}{\partial z^2} \begin{bmatrix} U(z) \\ V(z) \\ \Phi(z) \end{bmatrix} [E] \frac{\partial^2}{\partial z^2} [U(z) \quad V(z) \quad \Phi(z)] dz \\ &+ \int_0^h \frac{\partial}{\partial z} \begin{bmatrix} U(z) \\ V(z) \\ \Phi(z) \end{bmatrix} [G] \frac{\partial}{\partial z} [U(z) \quad V(z) \quad \Phi(z)] dz \end{aligned} \quad (III.18-a)$$

$$[K_{el}^{Geom}] = \int_0^L \frac{\partial^2}{\partial z} \begin{bmatrix} U(z) \\ V(z) \\ \Phi(z) \end{bmatrix} g [m] \frac{\partial^2}{\partial z^2} [U(z) \quad V(z) \quad \Phi(z)] dz \quad (III.18-b)$$

$$[M_{el}] = \int_0^h \frac{\partial^2}{\partial t^2} \begin{bmatrix} U(z) \\ V(z) \\ \Phi(z) \end{bmatrix} [m] [U(z) \quad V(z) \quad \Phi(z)] dz \quad (III.18-c)$$

$$\{F\} = \int_0^h [m] [U(z) \quad V(z) \quad \Phi(z)] dz \{l\} \quad (III.18-d)$$

Où [E]; [G] et [m] représentent respectivement les matrices de rigidité, de cisaillement et de masse exprimées par:

$$[E] = \begin{bmatrix} EI_x & EI_{xy} & 0 \\ EI_{xy} & EI_y & 0 \\ 0_c & 0 & EI_\omega \end{bmatrix} \quad (III.19-a)$$

$$[G] = \begin{bmatrix} GA_x & GA_{xy} & -y_s GA_x \\ GA_{xy} & GA_y & x_s GA_y \\ -y_s GA_x & x_s GA_y & GJ \end{bmatrix} \quad (\text{III.19-b})$$

$$[m] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_c \\ 0 & 1 & x_c \\ -y_c & x_c & R^2 \end{bmatrix} \quad (\text{III.19-c})$$

$[[K_e] ; [K^{Geom}]$ et $[M]$ sont respectivement les matrices (de rigidité, géométrique et de masse) d'un élément.

R est le rayon de giration du plancher.

Donc l'équation d'équilibre pour l'ensemble de l'élément finis s'écrit sous la forme suivante:

$$\sum_{el} ([K_{el}] - w[K_{el}^{Geom}]) \{q(t)\} + \sum_{el} [C_{el}] \dot{q}(t) + \sum_{el} [M_{el}] \ddot{q}(t) = - \sum_{el} [M_{el}] \{l\} \ddot{S}_g \quad (\text{III.20})$$

\sum_{el} désigne l'assemblage des matrices élémentaires.

$[C_{el}]$ est la matrice d'amortissement d'un élément.

III.5. PROCÉDURES D'ANALYSE

III.5.1. ANALYSE DE FLAMBAGE

L'analyse de flambage de la structure représentée sur la figure III.1 est réalisée en égalant à zéro les matrices de rigidité et d'amortissement dans l'équation III.20, on aboutira ainsi à l'équation suivante :

$$\sum_{el} \left([K_{el}] - w [K_{el}^{Geom}] \right) \{q_{el}\} \quad (III.21)$$

On peut déterminer le poids critique w_{cr} qui causera l'instabilité de l'ensemble de la structure du bâtiment et cela en résolvant l'équation suivante :

$$\left| \sum_{el} \left([K_{el}] - w_{cr} [K_{el}^{Geom}] \right) \right| = 0 \quad (III.22)$$

w_{cr} est la valeur ultime du poids de la construction que le concepteur du bâtiment ne doit pas la dépasser dans ces calculs.

III.5.2. ANALYSE EN VIBRATIONS LIBRES

Le calcul de toute structure en vibrations libres consiste à trouver les valeurs propres et les modes propres (les vecteurs propres) associés.

On peut formuler le problème des vibrations libres pour les structures des bâtiments contreventées par des murs voiles et portiques en incluant es effets P- Δ de la même manière que le problème de flambage.

Ensuite, on résout le problème standard des valeurs propres:

$$\left| \sum_{el} \left([K_e] - \mu w_{cr} [K_e^{Geom}] \right) - \omega^2 \sum_{el} [M] \right| = 0 \quad (III.23)$$

Avec $\mu = \frac{w}{w_{cr}} \in [0 \ 1]$ et ω représentent respectivement le rapport en poids et la fréquence de vibration

III.5.3. ANALYSE DYNAMIQUE SISMIQUE

Le calcul dynamique des structures de génie civil consiste le plus souvent à la détermination de leurs réponses sous chargement sismique. Ce dernier est donné soit sous forme de spectre ou d'accélogrammes sismique au niveau de la base.

La méthode d'intégration directe pas à pas de Newmark- β (Newmark 1959) [78] sera utilisée afin de résoudre l'équation dynamique (III.20). Les deux paramètres β et γ de l'intégration de Newmark seront respectivement choisis égales à $\frac{1}{4}$ et $\frac{1}{2}$.

L'étude est basée essentiellement à l'analyse de la réponse sismique maximale au sommet de la structure pour différents rapports en poids μ .

Les résultats obtenus vont nous renseigner sur les effets P- Δ sur l'évolution du déplacement maximal de la structure sous sollicitations sismiques.

III.5.3.1. Accélogramme sismique

Les accélogrammes sont les enregistrements de l'accélération du mouvement du sol dans une direction donnée en fonction du temps. De façon générale un accélogramme est caractérisé par son amplitude maximale, sa durée et le rang de ses fréquences dominantes.

III.5.4. MATRICE D'AMORTISSEMENT

La matrice d'amortissement C est supposée proportionnelle aux matrices de masse et de rigidité de la structure. Cette proportionnalité se traduit par l'application du principe de Rayleigh (Chopra 2000) [85], tel que :

$$\sum_{el} [C_{el}] = \alpha_1 \sum_{el} [M_{el}] + \alpha_2 \sum_{el} ([K_{el}] - [K_{el}^{Geom}]) \quad (III.24)$$

Les facteurs α_1 et α_2 sont appelés facteurs de proportionnalité calculés comme suit :

$$\alpha_1 = \xi \frac{2\omega_j \omega_p}{\omega_j + \omega_p}, \quad \alpha_2 = \xi \frac{2}{\omega_j + \omega_p} \quad (III.25)$$

ω_j et ω_p sont les deux fréquences naturelles choisies. Ces dernières sont déterminées en résolvant l'équation (III.23) de vibration libre. ξ est le facteur d'amortissement critique.

III.6. STRUCTURE DU PROGRAMME

Le programme utilisé dans le cadre de cette thèse est un programme modifié à partir du programme initial élaboré par Meftah et al (2007) [85].

Ce programme est écrit en langage Fortran Power station, constitué sous forme de sous programmes dont chacun exécute une tâche bien spécifique.

Ce programme a l'avantage d'exécuter les différentes tâches de calcul du poids critique causant l'instabilité, des modes et vecteurs propres en vibrations libre et le calcul dynamique sismique en même temps, sous contrôle de l'utilisateur.

Et comme tous programmes d'éléments finis, le programme contient un programme principal qui enchaîne les opérations de lecture des données et de calcul.

III.6.1. SOUS PROGRAMME DE LECTURE DES DONNÉES

III.6.1.a. Sous programme de coordonnées

Ce programme lit le nombre total des nœuds, le nombre des degrés de liberté et les coordonnées de chaque nœud.

III.6.1.b. Sous programme des connectivités

Ce sous programme lit et interprète la connectivité de chaque élément, sous contrôle de l'utilisateur.

III.6.1.c. Sous programme des éléments

Ce sous programme lit le nombre total des éléments, leur type et leurs propriétés. Ceci sert au calcul des tables élémentaires à savoir les matrices de rigidité de masse et d'amortissement ainsi qu'au calcul de vecteur de charges réparties.

III.6.1.d. Sous programme des conditions aux limites

Ce sous programme lit et interprète les conditions aux limites sous contrôle de l'utilisateur.

III.6.1.e. Sous programme des charges concentrées

Ce sous programme lit et interprète les charges concentrées sous contrôle de l'utilisateur.

III.6.2. SOUS PROGRAMME ASSOCIÉS AUX PROCÉDURES DE CALCUL

Suivant le type de l'élément, ce sous programme calcule les matrices de rigidité, de masse, géométrique, d'amortissement et le vecteur de charges réparties après les avoir converties en charges concentrées.

III.6.2.a. Sous programme d'assemblage des matrices élémentaires

Ce sous programme assemble les matrices de rigidité, de masse et d'amortissement élémentaires suivant leurs connectivités pour constituer respectivement les matrices de rigidité, de masse et d'amortissement globales de la structure.

III.6.2.b. Sous programme de construction du vecteur des sollicitations globales

Ce sous programme assemble les forces concentrées aux nœuds à celles réparties sur chaque élément.

III.6.2.c. Sous programme d'introduction des conditions aux limites

Les conditions aux limites sont introduites par la méthode de pénalité (Batoz, 1990) [85], en raison de sa simplicité d'utilisation.

III.6.2.d. Sous programme de calcul du poids critique

Ce sous programme calcule le poids critique w_{cr} qui causera l'instabilité de l'ensemble de la structure du bâtiment.

III.6.2.e. Sous programme de calcul des valeurs et vecteurs propres

Ce programme calcule les Les fréquences circulaires en vibrations libre sous contrôle de l'utilisateur.

III.6.2.f. Sous programme d'analyse dynamique sismique

A chaque pas de temps, ce sous programme effectue la lecture du vecteur des sollicitations sismiques introduites sous forme de fichiers tabulé de l'accélérogramme sismique appliqué à la base de la structure. Ceci permet par la suite d'entreprendre l'étape de calcul de la réponse sismique.

III.6.3. TYPE DE CALCUL EFFECTUÉ PAR LE PROGRAMME

Comme il vient d'être indiqué précédemment, le programme proposé dans cette thèse est capable d'effectuer les trois tâches de calcul suivant:

- Analyse de l'instabilité de la structure (flambage) ;
- Analyse en vibrations libres;
- Analyse dynamique sismique.

III.7. CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre une formulation d'un modèle éléments finis simple qui peut être utilisé pour l'analyse en vibrations libres et sismique des structures asymétriques élancées contreventées par des murs de refends et portiques en incluant les effets $P-\Delta$.

Un programme de calcul en éléments finis a été élaboré pour exécuter les différentes tâches de calcul en même temps :

- ❖ Le poids critique causant l'instabilité;
- ❖ Les fréquences circulaires en vibrations libre ;
- ❖ L'analyse de la réponse sismique maximale au sommet de la structure.

CHAPITRE 4

*Analyse sismique et en vibration libres
des grands bâtiments contreventés
par murs refends et portiques avec prise
en compte de l'influence de l'effet P- Δ*

IV.1. INTRODUCTION

Dans le but de valider notre modèle en éléments finis proposé, on compare les fréquences circulaires calculées par ce modèle mais en ignorant les effets P- Δ à celles établies par Rafezy et al (2008) [27].

Pour cela, on considère les structures asymétriques contreventées par des murs voiles et portiques proposées par Rafezy et al. (2008) [27].

L'objectif de ce chapitre est de présenter les résultats du comportement des bâtiments élancés non uniformes contreventés par murs refends et portiques en incluant l'influence des effets P- Δ .

Les résultats obtenus vont nous renseigner sur les effets P- Δ sur :

- Les fréquences circulaires en vibrations libres.
- L'évolution du déplacement maximal de la structure sous sollicitations sismiques.

IV.2. DESCRIPTION GEOMETRIQUE ET MECANIQUE DE LA STRUCTURE DES BATIMENTS

On considère les structures asymétriques à 20,40 et 60 étages contreventées par des murs voiles et portiques proposées par Rafezy et al. (2008) [27].

Ces structures sont regroupées en 03 catégories selon le type de plancher montré dans les figures IV.1-a, IV.1-b et IV.1-c.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des structures à 10 et 20 étages sont les mêmes sur toute la hauteur de la structure. Mais un changement de caractéristiques géométriques et mécaniques a considéré chaque vingt (20) étages pour les structures à 40 et 60 étages.

La hauteur d'étage est $h = 3\text{m}$

Les tableaux IV.1-a, IV.1-b et IV.1-c indiquent les caractéristiques géométriques et mécaniques des structures étudiées.

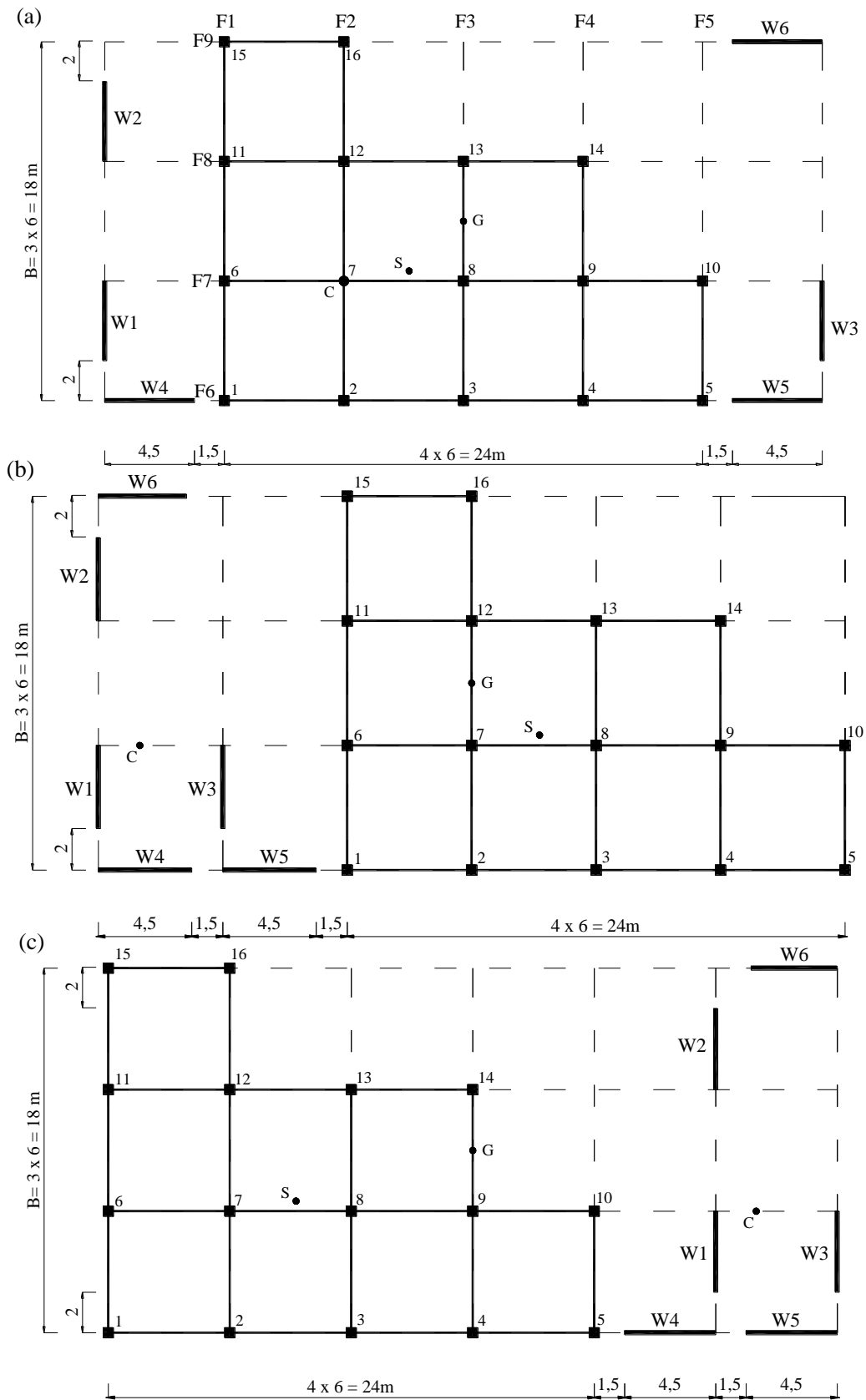


Figure IV.1: Différents types de plancher à considérer pour les structures [27];
 (a) type de plancher N°1; (b) type de plancher N°2 ; (c) type de plancher N°3

Tableau IV.1-a: Les caractéristiques géométriques et mécaniques des bâtiments dont leurs planchers sont du type N°1 [27]

| Nombre d'étage | plancher | Les propriétés géométriques et mécaniques des bâtiments | | | | | | | | | | | |
|----------------|--|---|-------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--|--|--|---|-----------------------|--|
| | | m (kg/m) | R2 (m ²) | Coordonnées | | | | Rigidités à la flexion et de torsion | | | Rigidités aux cisaillements et de torsion | | |
| | | | | x_s (m) | y_s (m) | x_c (m) | y_c (m) | EI_x (10^{10} Nm ²) | EI_y (10^{10} Nm ²) | EI_w (10^{12} Nm ⁴) | GA_x (10^8 N) | GA_y (10^8 N) | GJ (10^{11} Nm ²) |
| 10 | 1 ^{er} to 10 ^{ème} | 77760 | 180 | 3.273 | 0.5 | 6 | 3 | 9.113 | 6.40 | 24.99 | 5.647 | 5.176 | 0.5591 |
| 20 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 180 | 3.273 | 0.5 | 6 | 3 | 9.113 | 6.40 | 24.99 | 5.647 | 5.176 | 0.5591 |
| 40 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 180 | 3.273 | 0.5 | 6 | 3 | 11.39 | 8.00 | 31.24 | 11.290 | 10.350 | 1.118 |
| | 21 ^{ème} to 40 ^{ème} | | | | | | | 9.113 | 6.40 | 24.99 | 5.647 | 5.176 | 0.5591 |
| 60 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 180 | 3.273 | 0.5 | 6 | 3 | 13.67 | 9.60 | 37.49 | 22.590 | 20.710 | 2.236 |
| | 21 ^{ème} to 40 ^{ème} | | | | | | | 11.39 | 8.00 | 31.24 | 11.290 | 10.350 | 1.118 |
| | 41 ^{ème} to 60 ^{ème} | | | | | | | 9.113 | 6.40 | 24.99 | 5.647 | 5.176 | 0.5591 |

Tableau IV.1-b: Les caractéristiques géométriques et mécaniques des bâtiments dont leurs planchers sont du type N°2 [27]

| Nombre d'étage | plancher | Les propriétés géométriques et mécaniques des bâtiments | | | | | | | | | | | |
|----------------|--|---|--------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--|--|--|--|-----------------------|--|
| | | m (kg/m) | R^2 (m^2) | Coordonnées | | | | Rigidités à la flexion et de torsion | | | Rigidités aux cisaillement et de torsion | | |
| | | | | x_s (m) | y_s (m) | x_c (m) | y_c (m) | EI_x (10^{10} Nm ²) | EI_y (10^{10} Nm ²) | EI_w (10^{12} Nm ⁴) | GA_x (10^8 N) | GA_y (10^8 N) | GJ (10^{11} Nm ²) |
| 10 | 1 ^{er} to 10 ^{ème} | 77760 | 400 | 19.273 | 0.5 | 16 | 3 | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 2.426 |
| 20 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 400 | 19.273 | 0.5 | 16 | 3 | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 2.426 |
| 40 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 400 | 19.273 | 0.5 | 16 | 3 | 11.390 | 8.00 | 8.841 | 11.290 | 10.350 | 4.853 |
| | 21 ^{ème} to 40 ^{ème} | | | | | | | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 2.426 |
| 60 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 400 | 19.273 | 0.5 | 16 | 3 | 13.670 | 9.60 | 10.61 | 22.590 | 20.710 | 9.705 |
| | 21 ^{ème} to 40 ^{ème} | | | | | | | 11.390 | 8.00 | 8.841 | 11.290 | 10.350 | 4.853 |
| | 41 ^{ème} to 60 ^{ème} | | | | | | | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 2.426 |

Tableau IV.1-c: Les caractéristiques géométriques et mécaniques des bâtiments dont leurs planchers sont du type N°3 [27]

| Nombre d'étage | planchers | Les propriétés géométriques et mécaniques des bâtiments | | | | | | | | | | | |
|----------------|--|---|--------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--|--|--|--|-----------------------|--|
| | | m (kg/m) | R^2 (m^2) | Coordonnées | | | | Rigidités à la flexion et de torsion | | | Rigidités aux cisaillement et de torsion | | |
| | | | | x_s (m) | y_s (m) | x_c (m) | y_c (m) | EI_x (10^{10} Nm ²) | EI_y (10^{10} Nm ²) | EI_w (10^{12} Nm ⁴) | GA_x (10^8 N) | GA_y (10^8 N) | GJ (10^{11} Nm ²) |
| 10 | 1 ^{er} to 10 ^{ème} | 77760 | 340 | -22.727 | 0.5 | -14 | 3 | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 3.177 |
| 20 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 340 | -22.727 | 0.5 | -14 | 3 | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 3.177 |
| 40 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 340 | -22.727 | 0.5 | -14 | 3 | 11.390 | 8.00 | 8.841 | 11.290 | 10.350 | 6.355 |
| | 21 ^{ème} to 40 ^{ème} | | | | | | | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 3.177 |
| 60 | 1 ^{er} to 20 ^{ème} | 77760 | 340 | -22.727 | 0.5 | -14 | 3 | 13.670 | 9.60 | 10.61 | 22.590 | 20.710 | 12.71 |
| | 21 ^{ème} to 40 ^{ème} | | | | | | | 11.390 | 8.00 | 8.841 | 11.290 | 10.350 | 6.355 |
| | 41 ^{ème} to 60 ^{ème} | | | | | | | 9.113 | 6.40 | 7.073 | 5.647 | 5.176 | 3.177 |

IV.3. VALIDATION DU MODELE PROPOSE

En égalant à zéro la matrice géométrique dans l'équation III.23, les valeurs des fréquences circulaires en vibrations libres seront déterminées. Les valeurs des trois premières fréquences circulaires sont mentionnées dans le tableau IV.2 et comparées à celles établies par Rafezy et al (2008) [27].

Tableau IV.2: Valeurs des fréquences circulaires en (rad/s) comparées à celles trouvées par Rafezy et al 2008 [27].

| | Plancher type N°1 (figure IV.1-a) | | Plancher type N°2 (figure IV.1-b) | | Plancher type N°3 (figure IV.1-c) | |
|------------------|--------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|-------------------|--------------------------------------|-------------------|
| | Méthode proposée sans EFFETS P-Δ | Rafezy et al [27] | Méthode proposée sans EFFETS P-Δ | Rafezy et al [27] | Méthode proposée sans EFFETS P-Δ | Rafezy et al [27] |
| 10 étages | | | | | | |
| f_1 | 0.93752 | 0.9377 | 0.88735 | 0.8875 | 0.97626 | 0.9756 |
| f_2 | 1.10919 | 1.1085 | 1.09101 | 1.0908 | 1.05811 | 1.0587 |
| f_3 | 1.40692 | 1.4082 | 1.35033 | 1.3505 | 1.34469 | 1.3452 |
| 20 étages | | | | | | |
| f_1 | 0.36631 | 0.3664 | 0.39710 | 0.3899 | 0.34730 | 0.3475 |
| f_2 | 0.45149 | 0.4377 | 0.40402 | 0.4065 | 0.44168 | 0.4415 |
| f_3 | 0.51242 | 0.5259 | 0.50108 | 0.5013 | 0.54556 | 0.5457 |
| 40 étages | | | | | | |
| f_1 | 0.19131 | 0.1914 | 0.19945 | 0.1966 | 0.16255 | 0.1627 |
| f_2 | 0.24488 | 0.2439 | 0.23318 | 0.2385 | 0.24825 | 0.2481 |
| f_3 | 0.27555 | 0.2767 | 0.27207 | 0.2719 | 0.32170 | 0.3216 |
| 60 étages | | | | | | |
| f_1 | 0.14803 | 0.1485 | 0.14840 | 0.1487 | 0.12101 | 0.1212 |
| f_2 | 0.19392 | 0.1937 | 0.19197 | 0.1923 | 0.19717 | 0.1971 |
| f_3 | 0.21644 | 0.2166 | 0.21633 | 0.2162 | 0.26080 | 0.2607 |

Il en ressort de ces valeurs de fréquences que la méthode proposée donne des résultats proches de celles trouvées par Rafezy et al (2008).

IV.4. ANALYSE DU FLAMBAGE (INSTABILITÉ)

Les poids critiques w_{cr} qui peuvent conduire à l'instabilité de l'ensemble des différentes structures asymétriques sont regroupés dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3: Les poids critiques des différentes structures asymétriques étudiées

| | Poids critique w_{cr} (10^5 kN/m) | | | |
|---|--|----------------------|----------------------|----------------------|
| | Bâtiment à 10 étages | Bâtiment à 20 étages | Bâtiment à 40 étages | Bâtiment à 60 étages |
| Plancher type N°1 (figure IV.1-a) | 5.71991 | 1.80338 | 1.16586 | 1,10138 |
| Plancher type N°2 (figure IV.1-b) | 4.96344 | 1.74710 | 1.19749 | 1,10010 |
| Plancher type N°3 (figure IV.1-c) | 5.49130 | 1.64719 | 0.85126 | 0,73722 |

IV.5. ANALYSE EN VIBRATIONS LIBRES

Pour évaluer objectivement les effets P- Δ sur le comportement des structures bâtiments, une analyse de vibration libre (incluant les effets P- Δ) est effectuée sur les mêmes structures proposées par Rafezy et al (2008).

Les valeurs des trois premières fréquences circulaires calculées avec et sans les effets P- Δ sont mentionnées dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4: Comparaison des fréquences circulaires en (rad/s) calculées en vibrations libres calculées avec et sans les effets P- Δ

| | Plancher type N°1 (figure IV.1-a) | | | Plancher type N°2 (figure IV.1-b) | | | Plancher type N°3 (figure IV.1-c) | | |
|------------------|---|-----------------------------------|-----------------------|---|-----------------------------------|-----------------------|---|-----------------------------------|-----------------------|
| | Sans P-Δ | Avec P-Δ | Différence (%) | Sans P-Δ | Avec P-Δ | Différence (%) | Sans P-Δ | Avec P-Δ | Différence (%) |
| 10 étages | | | | | | | | | |
| f_1 | 0.93752 | 0.93064 | 0.74% | 0.88735 | 0.87981 | 0.86% | 0.97626 | 0.96951 | 0.70% |
| f_2 | 1.10919 | 1.10334 | 0.53% | 1.09101 | 1.08509 | 0.54% | 1.05811 | 1.05199 | 0.58% |
| f_3 | 1.40692 | 1.40242 | 0.32% | 1.35033 | 1.34554 | 0.36% | 1.34469 | 1.33975 | 0.37% |
| 20 étages | | | | | | | | | |
| f_1 | 0.36631 | 0.35732 | 2.52% | 0.39710 | 0.38821 | 2.29% | 0.34730 | 0.33793 | 2.77% |
| f_2 | 0.45149 | 0.44800 | 0.78% | 0.40402 | 0.39605 | 2.01% | 0.44168 | 0.43406 | 1.76% |
| f_3 | 0.51242 | 0.50022 | 2.44% | 0.50108 | 0.49449 | 1.33% | 0.54556 | 0.53916 | 1.19% |
| 40 étages | | | | | | | | | |
| f_1 | 0.19131 | 0.18281 | 4.65% | 0.19945 | 0.18991 | 5.02% | 0.16255 | 0.15245 | 6.62% |
| f_2 | 0.24488 | 0.23803 | 2.88% | 0.23318 | 0.22826 | 2.15% | 0.24825 | 0.24173 | 2.70% |
| f_3 | 0.27555 | 0.27001 | 2.05% | 0.27207 | 0.26616 | 2.22% | 0.32170 | 0.31663 | 1.60% |
| 60 étages | | | | | | | | | |
| f_1 | 0.14803 | 0.14076 | 5.17% | 0.14840 | 0.14099 | 5.25% | 0.12101 | 0.11193 | 8.12% |
| f_2 | 0.19392 | 0.18833 | 2.97% | 0.19197 | 0.18661 | 2.87% | 0.19717 | 0.19179 | 2.81% |
| f_3 | 0.21644 | 0.21169 | 2.25% | 0.21633 | 0.21149 | 2.29% | 0.26080 | 0.25674 | 1.58% |

L'ensemble de résultats conduit aux remarques suivantes:

- ✓ La prise en compte des effets P- Δ dans le modèle proposé réduit les fréquences naturelles. Cette réduction affecte aussi bien la fréquence fondamentale que les fréquences des modes supérieures de vibrations.
- ✓ La réduction entre les fréquences circulaires calculées avec et sans tenir compte des effets P- Δ sont plus prononcées pour les bâtiments à 40 et 60 étages comparées à celles obtenues pour les bâtiments à 10 et 20 étages. En effet, un taux de réduction de 8.12 % est observé pour les bâtiments à 60 étages dont le plancher est du type N°3 .

IV.6. ANALYSE SYSMIQUE

Le but de cette étude est de montrer comment la prise en compte des effets P- Δ dans le modèle proposé influe sur l'évolution du déplacement maximal de la structure sous sollicitations sismiques (séisme de Hachinohe). Pour cet objectif, le séisme est considéré dans la direction x.

En raison de la rotation en torsion de l'immeuble, un déplacement beaucoup plus important est connu au sommet de la structure plutôt que son centre de masse G.

IV.6.1. ACCÉLÉROGRAMME SISMIQUE UTILISÉ

Dans notre étude, on considère un enregistrement d'accélérogrammes correspondant au séisme de Hachinohe montré dans la figure IV.2 et qui est échelonné selon une amplitude maximale de 1.0g ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

Les rangs de leurs fréquences dominantes sont déterminés en employant la méthode de Welch(1967)[27]. Celle-ci est basée sur le calcul F.F.T (Fast Fourier Transform).

Ces fréquences sont dans la gamme de 0,19 à 2,19 Hz

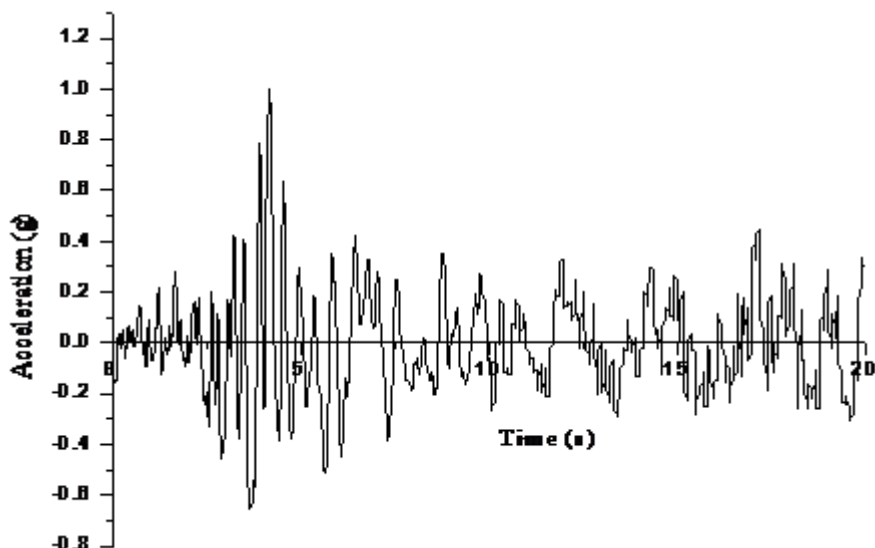


Figure IV.2: Accélerogramme de Hachinohe

IV.6.2. DÉPLACEMENT AU SOMMET DE LA STRUCTURE SOUS SOLLICITATIONS SISMIQUES

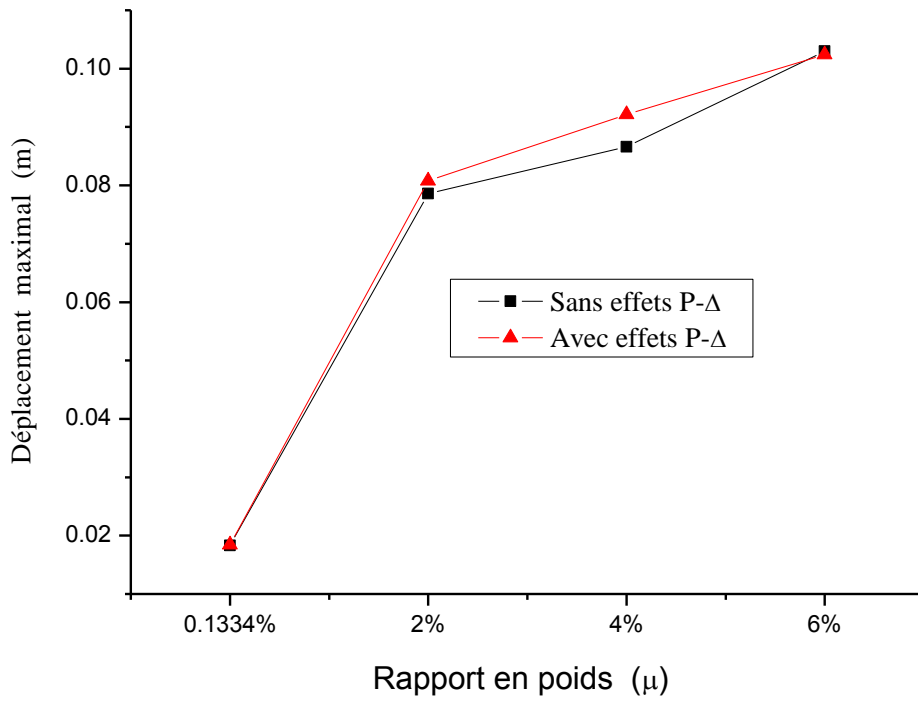
On présente dans les figures IV.3 à IV.7, l'influence de la prise en compte de l'effet P- Δ sur l'évolution des déplacements maximaux au sommet de la structure en fonction des différents rapports en poids μ pour chaque structures de bâtiments (10, 20, 40 et 60 étages) avec différents types de planchers.

Une constatation importante à retenir de ces courbes concerne l'augmentation des déplacements maximaux aux sommets des structures après la prise en compte de l'effet P- Δ dans les calculs.

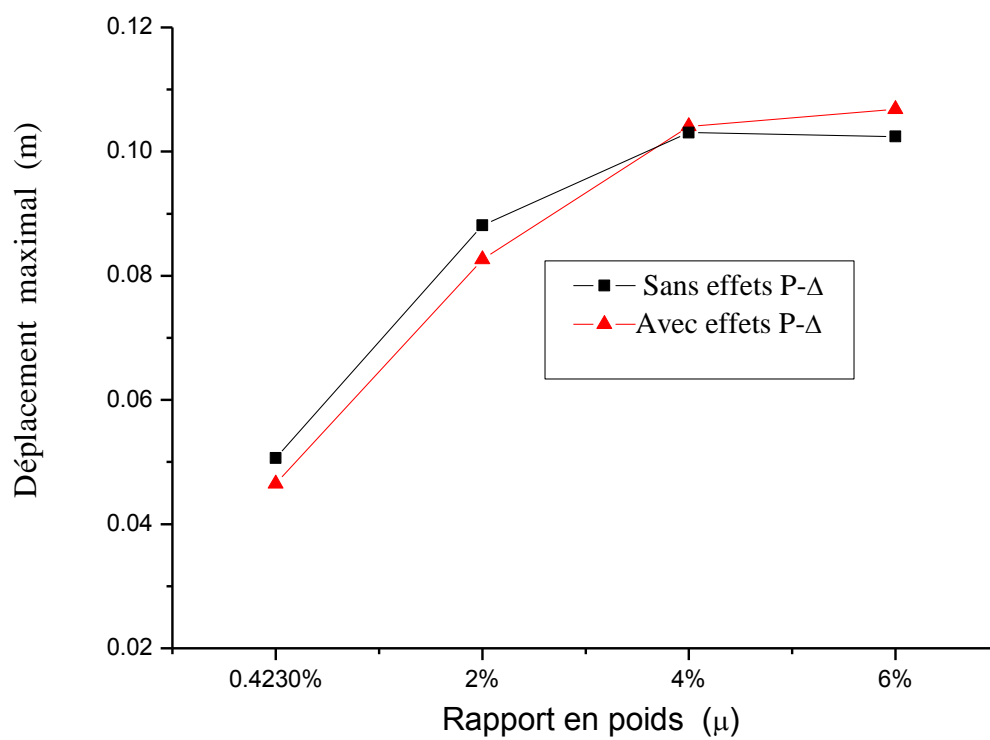
On peut déduire des figures IV.3 (a-d) qui présentent l'évolution des déplacements maximaux en fonction des différents rapports en poids μ pour chaque structure de bâtiments (à 10, 20, 40 et 60 étages) dont leurs planchers sont du type N^o1 et cela pour les deux cas d'analyse sismique réalisé avec et sans les effets P- Δ que :

- ✓ La prise en compte de l'effet P- Δ dans les calculs n'influe pas d'une façon significative sur la variation de l'évolution déplacements maximaux des structures maximaux, une augmentation moyenne de l'ordre de 9 % est enregistrée seulement pour une structure à 20 étages et $\mu = 2\%$ (figure IV.3-b).

Cette observation est confirmée par les figures IV.4 (a-b)



(a)



(b)

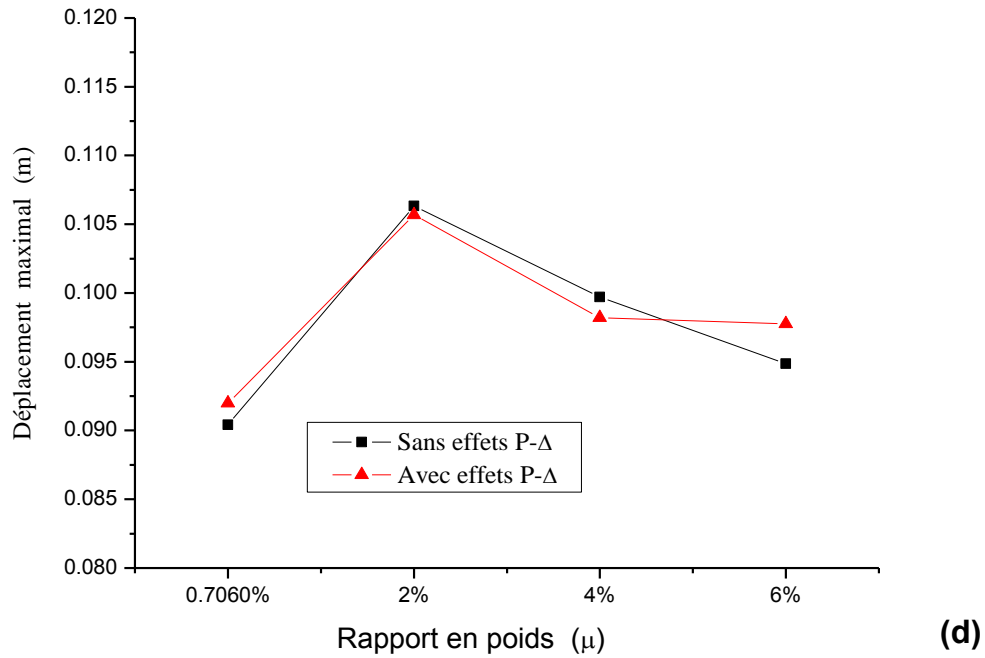
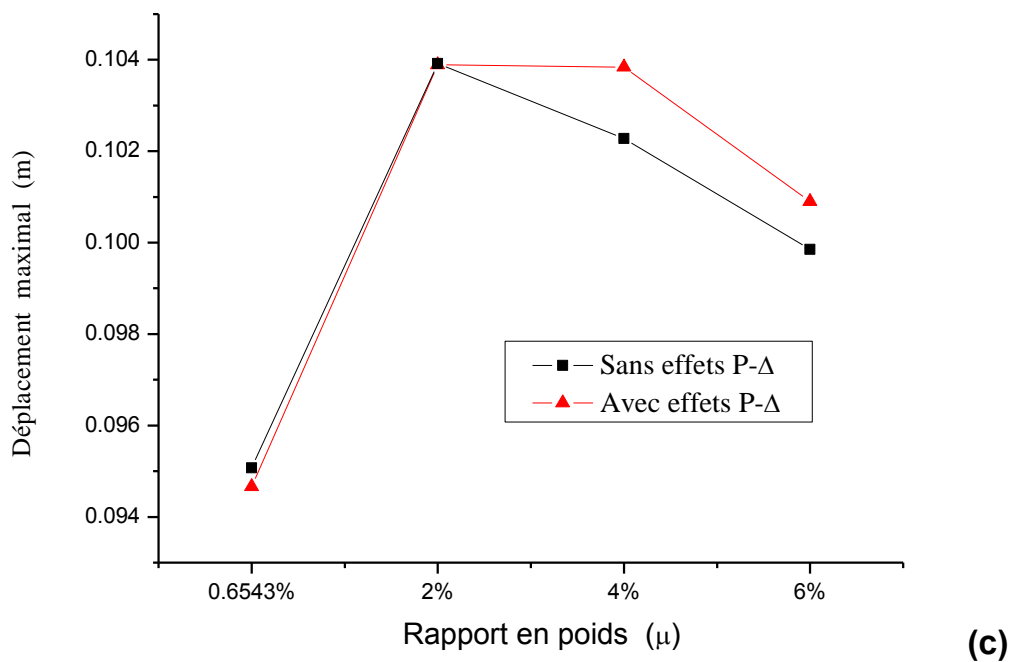


Figure IV.3: Influence de l'effet P- Δ sur la variation du déplacement au sommet de la structure pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N^o1 ;

(a):10 étages, (b): 20 étages, (c): 40 étages et (d) :60 étages.

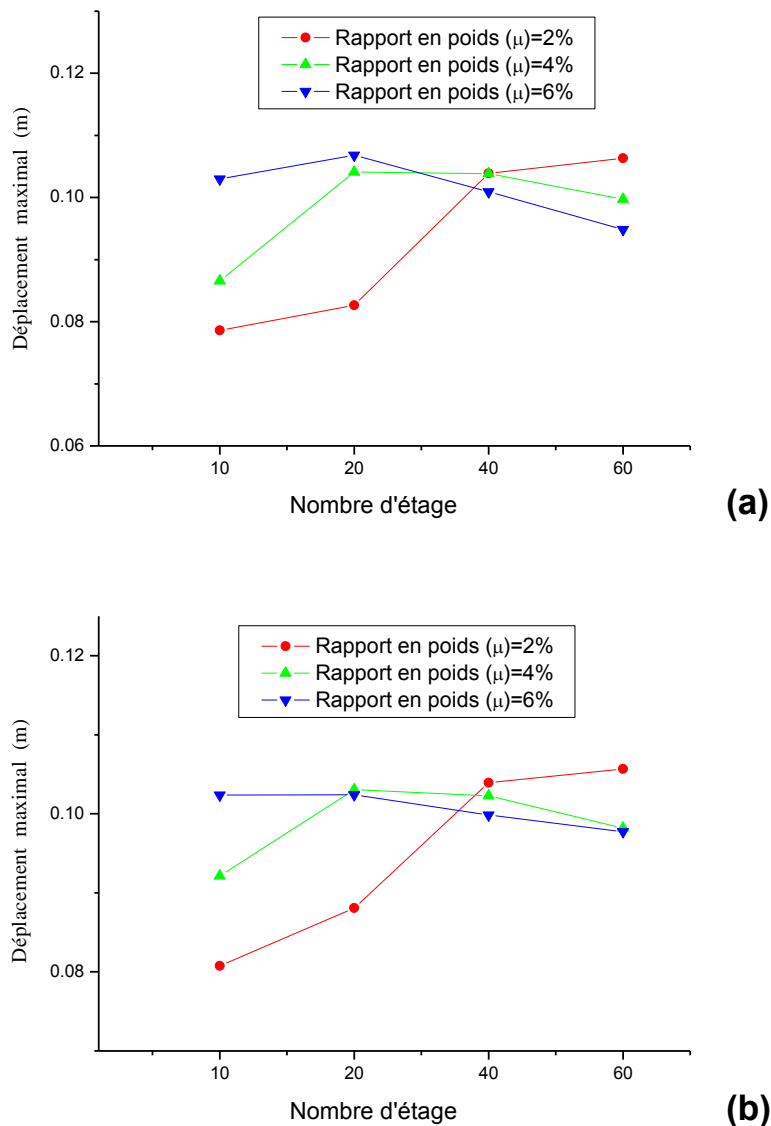


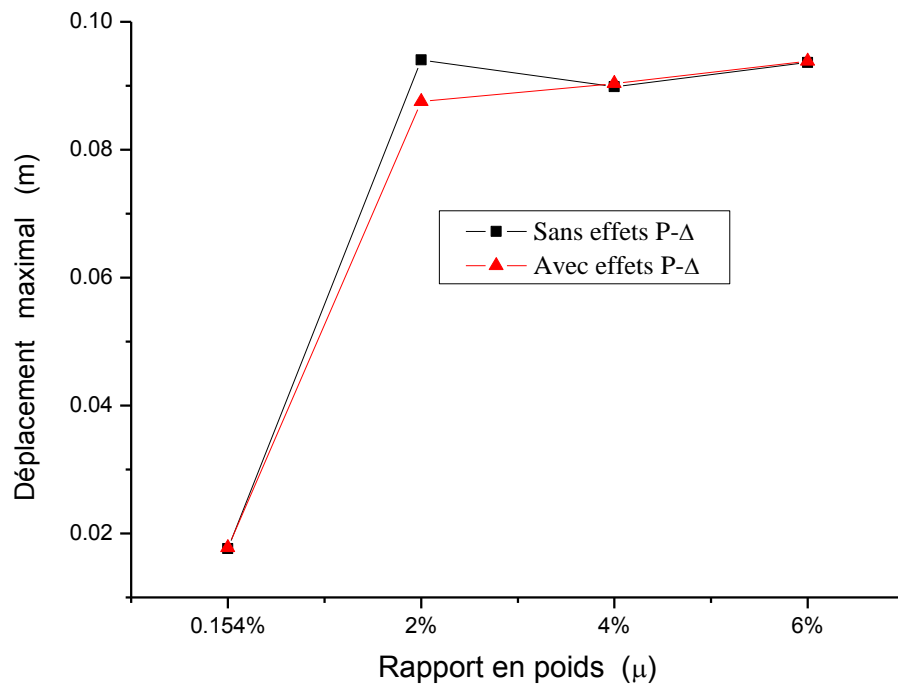
Figure IV.4: Influence du rapport en poids μ sur l'évolution des déplacements maximaux pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N°1 pour différents nombre d'étage .

(a) sans effet P- Δ , (b) avec effet P- Δ .

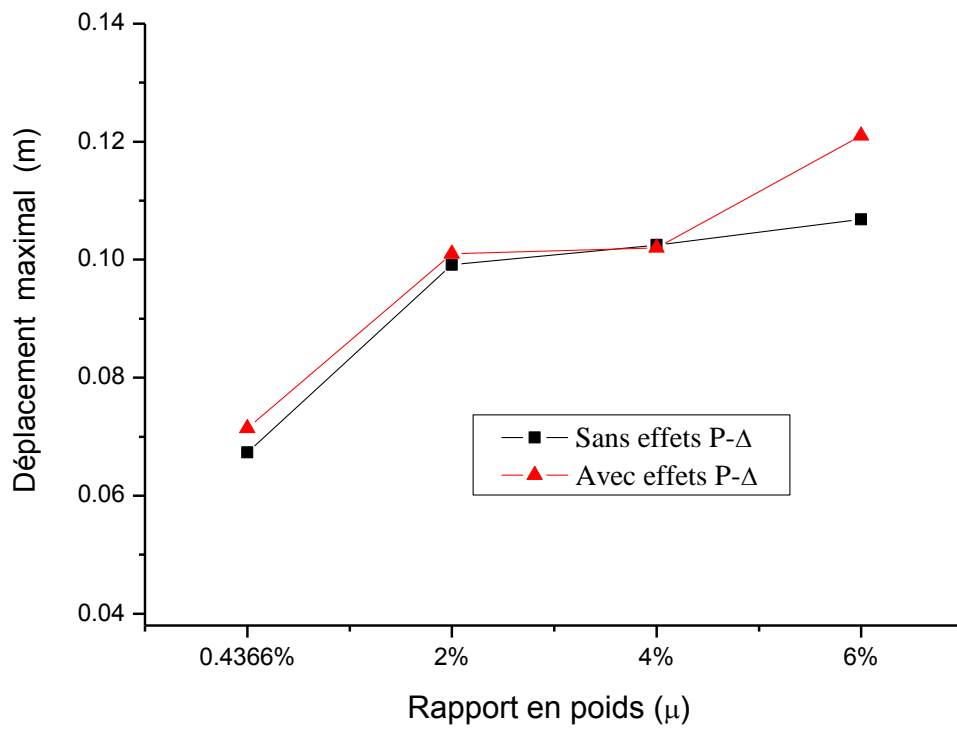
Se basant sur les déplacements données par les figures IV.5 (a-d), une augmentation de 13.3% a été enregistré pour une structure à 20 étages avec $\mu = 6\%$.(Figure IV.5-b).

Les meilleures performances ont été atteintes pour les bâtiments à 40 et 60 étages (Figures. IV5.c et IV5.d) .

Des augmentations de 78 % et 49 % observées respectivement pour des structures à 40 et 60 étages avec un rapport de poids $\mu = 6\%$.



(a)



(b)

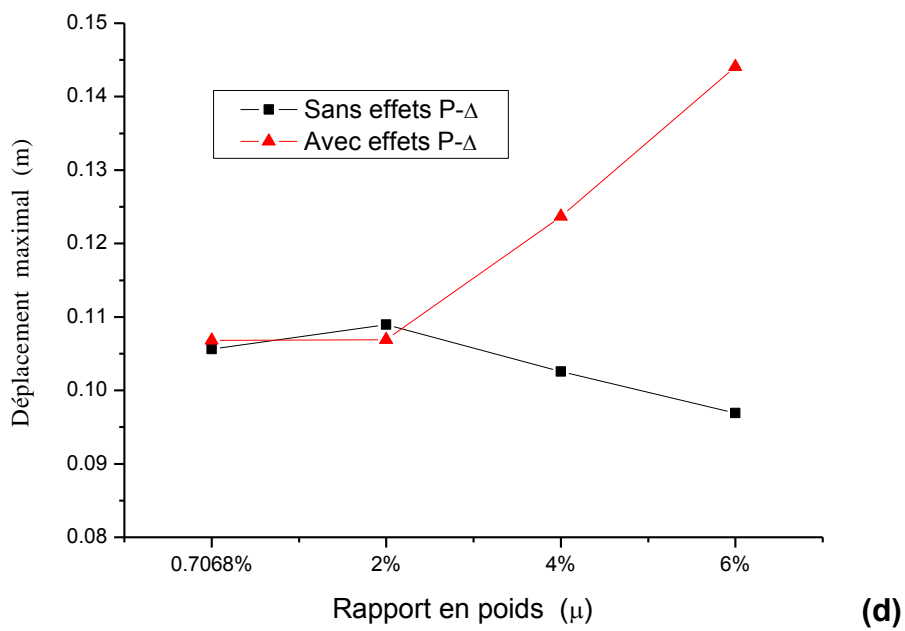
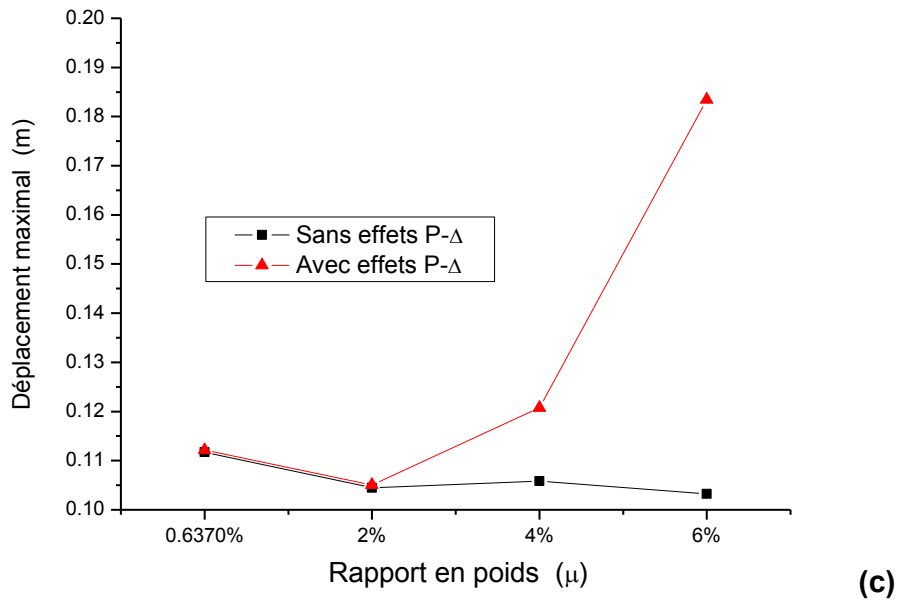


Figure IV.5: Influence de l'effet P- Δ sur la variation du déplacement au sommet de la structure pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N^o2 ;

(a):10 étages, (b): 20 étages, (c): 40 étages et (d) :60 étages.

Pour les deux cas d'analyse sismique avec et sans effet P- Δ , Les figures IV.6 (a-b), montrent l'influence du rapport en poids μ sur l'évolution des déplacements maximaux pour différents hauteur de bâtiments dont leurs planchers sont de type N^o2.

On observe de ces graphes que :

- ✓ La réponse sismique maximale est proportionnelle avec le rapport en poids μ et la hauteur de la structure .

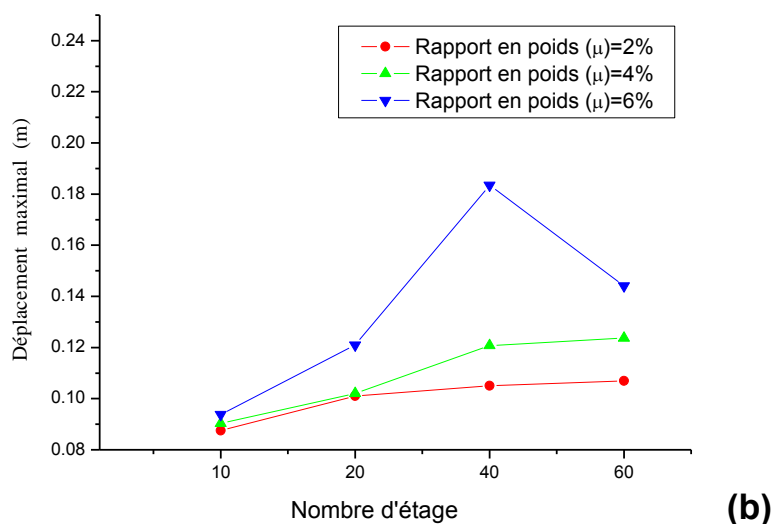
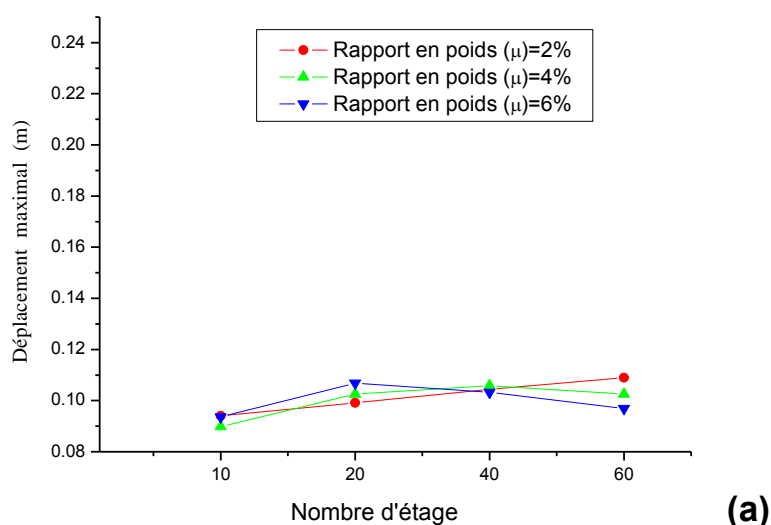
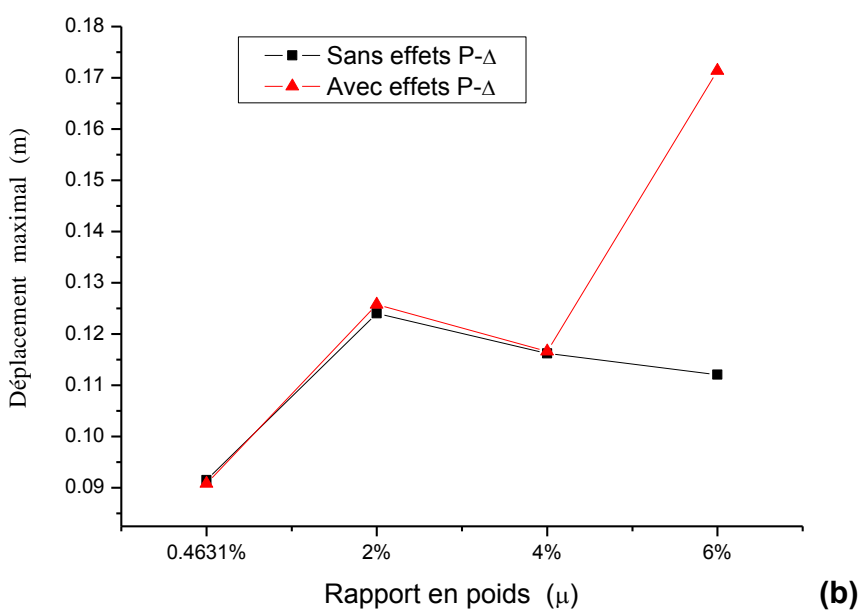
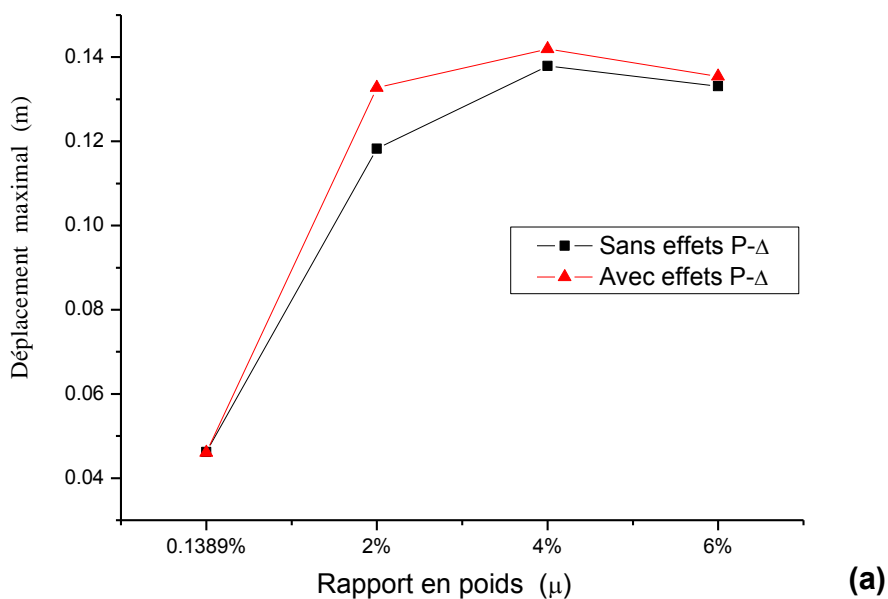


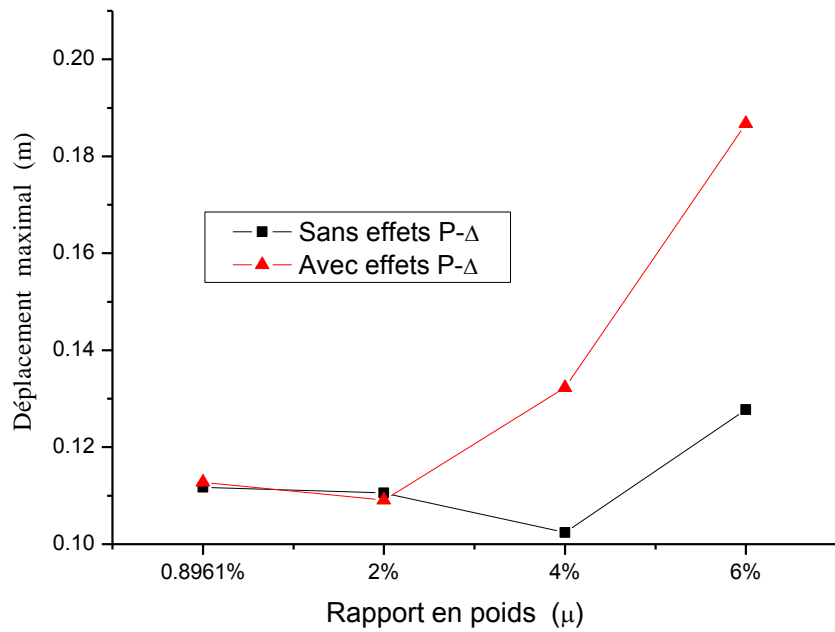
Figure IV.6: Influence du rapport en poids μ sur l'évolution des déplacements maximaux pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N^o2 pour différents nombre d'étage ;

(a) sans effet P- Δ , (b) avec effet P- Δ .

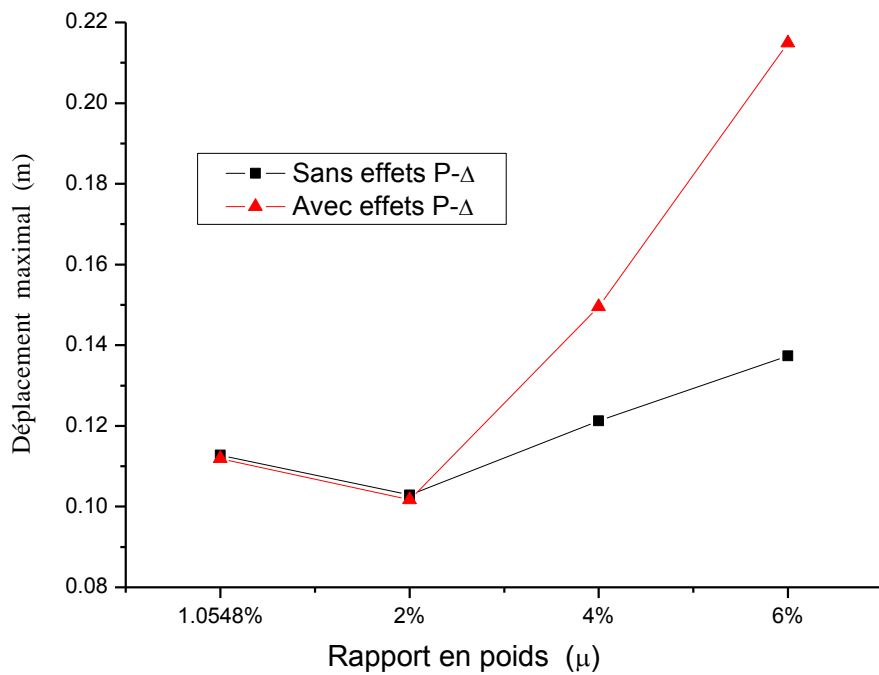
D'après les déplacements maximaux au sommet des structures présentés dans les figures IV.7 (a-d), Il convient de noter que l'effet P- Δ est significatif pour les structures à 20 étages et plus.

Une augmentation moyenne de 53 %,46% et 56% a été enregistré respectivement pour des structure à 20 , 40 et 60 étages pour un rapport en poids $\mu = 6\%$.





(c)



(d)

Figure IV.7: Influence de l'effet P- Δ sur la variation du déplacement au sommet de la structure pour les bâtiments dont leurs planchers sont du type N^o3 ;

(a):10 étages, (b): 20 étages, (c): 40 étages et (d) :60 étages.

IV.7. CONCLUSION

Dans le but de valider notre modèle en éléments finis proposé pour l'analyse des grands bâtiments contreventés par murs refends et portiques avec prise en compte de l'influence de l'effet $P-\Delta$, on a comparé les fréquences circulaires calculées par ce modèle mais en ignorant les effets $P-\Delta$ à celles établies par Rafezy et al (2008) [27].

Il en ressort que la méthode proposée donne des résultats proches de celles trouvées par Rafezy et al (2008).


La prise en compte des effets $P-\Delta$ dans le modèle proposé dans l'analyse en vibrations libres réduit les fréquences naturelles. Cette réduction affecte aussi bien la fréquence fondamentale que les fréquences des modes supérieures de vibrations.

La réduction entre les fréquences circulaires calculées avec et sans tenir compte des effets $P-\Delta$ sont plus prononcées pour les bâtiments à 40 et 60 étages comparées à celles obtenues pour les bâtiments à 10 et 20 étages. En effet, un taux de réduction de 8.12 % est observé pour les bâtiments à 60 étages dont le plancher est du type N°3.

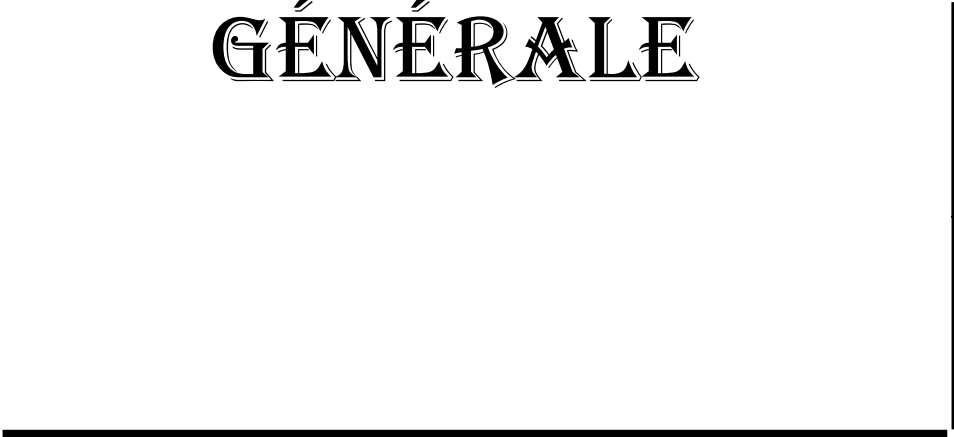
Le but l'analyse sismique est de montrer comment la prise en compte des effets $P-\Delta$ dans le modèle proposé influe sur l'évolution du déplacement maximal de la structure sous sollicitations sismiques (séisme de Hachinohe).

Les résultats obtenus ont montré l'importance de tenir compte des effets $P-\Delta$ dans l'analyse sismique des grands bâtiments contreventés par murs refends et portiques pour bien estimer le déplacement maximal au sommet des bâtiments élancés.

Il n'y avait pas d'amplification particulière dans les réponses sismiques à l'égard des effets $P-\Delta$ pour les structures de bâtiment à 10 et 20 étages. Ceci peut être expliqué par l'effet de résonance induit par l'accélerogramme de Hachinohe, dont le rang de ses fréquences dominantes se trouve entre 0,19 à 2,19 Hz. Cet intervalle est inclus dans celui des fréquences fondamentales des structures à 10 et 20 étages.



CONCLUSION
GÉNÉRALE



CONCLUSION GENERALE

Dans les grands bâtiments contreventés par des murs de refends et des portiques, l'emplacement adéquat de ces éléments entraîne le plus souvent une configuration dissymétrique

Une méthode de calcul analytique des caractéristiques dynamiques des grands bâtiments contreventés par les murs voiles et portiques vient d'être exposée. La simplicité d'utilisation de cette méthode via un calcul manuel rapide permettra son intégration dans les conceptions préliminaires des structures.

L'objectif de ce travail est de développer un modèle éléments finis pour le calcul dynamique des grands bâtiments asymétriques contreventés par des murs de refend et portiques en incluant les effets P- Δ qui peut être utilisé pour l'analyse en vibration libres, de flambage (instabilité) et sismique.

Dans le but de valider notre modèle en éléments finis proposé, on a comparé les fréquences circulaires calculées par ce modèle mais en ignorant les effets P- Δ à celles établies par Rafezy et al (2008) [27]. Il en ressort que la méthode proposée donne des résultats proches de celles trouvées par Rafezy et al (2008).

Une étude paramétrique établie sur des structures contreventés par des murs de refends et des portiques avec prise en compte de l'influence de l'effet P- Δ a été réalisé sur des les mêmes structures proposées par Rafezy et al (2008) [27].

L'objectif de cette étude une étude été de savoir l'influence de l'effet P- Δ sur les fréquences circulaires en vibrations libre et l'évolution des déplacements maximaux des structures sous sollicitations sismiques.

Les principales observations de cette étude sont résumées ci-dessous:

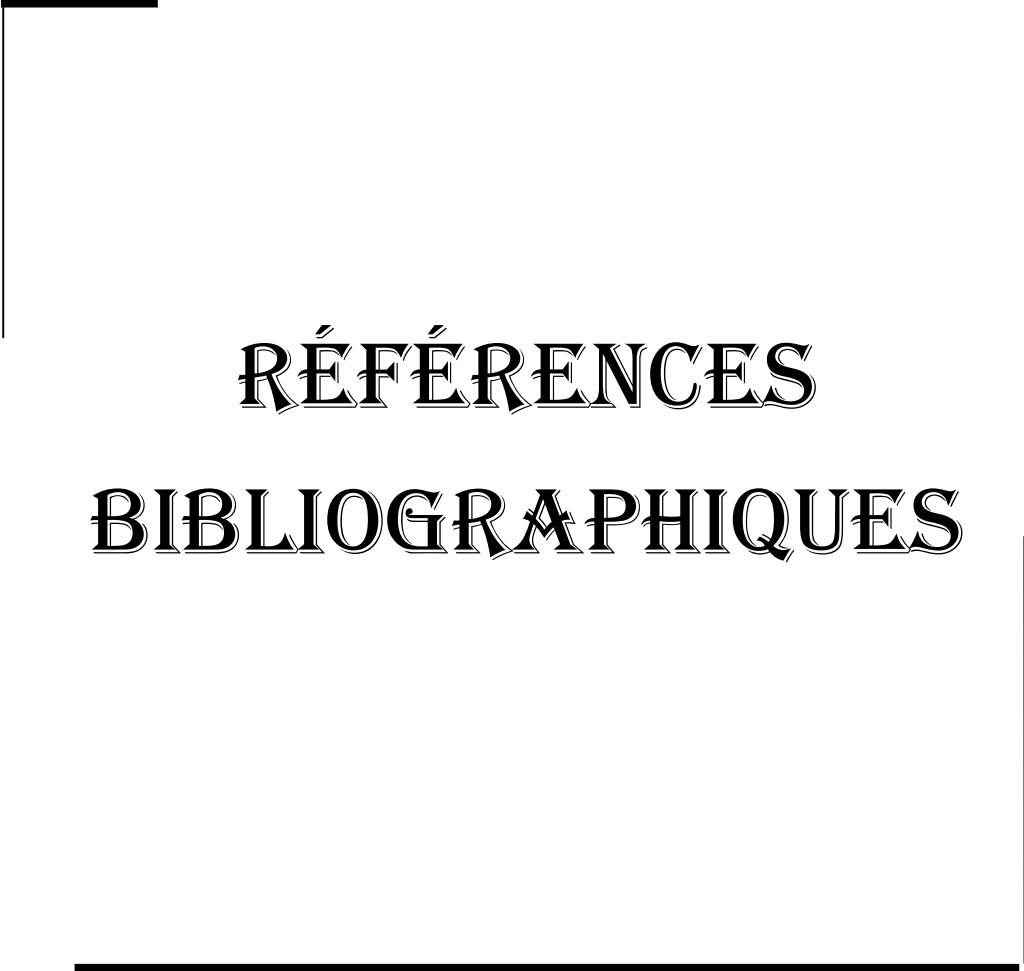
1- Analyse en vibrations libres:

- La prise en compte des effets P- Δ dans le modèle proposé réduit les fréquences naturelles. Cette réduction affecte aussi bien la fréquence fondamentale que les fréquences des modes supérieures de vibrations.
- La réduction entre les fréquences circulaires calculées avec et sans tenir compte des effets P- Δ sont plus prononcées pour les bâtiments à 40 et 60 étages comparées

à celles obtenues pour les bâtiments à 10 et 20 étages. En effet, un taux de réduction de 8.12 % est observé pour les bâtiments à 60 étages.

2- Analyse sismique:

- Les résultats obtenus ont montré l'importance de tenir compte des effets P- Δ dans l'analyse sismique des grands bâtiments contreventés par murs refends et portiques pour bien estimer le déplacement maximal au sommet des bâtiments élancés
- La réponse sismique maximale est proportionnelle avec le rapport en poids μ et la hauteur de la structure
- L'augmentation des déplacements maximaux aux sommets des structures après la prise en compte de l'effet P- Δ dans les calculs.
- Dans cette étude, l'accent a été mis sur le rapport de poids μ qui se réfère aux charges de gravité. La contribution de ce paramètre a conduit à une influence significative sur les déplacements maximaux aux sommets des structures.
- Cette étude a démontré la difficulté de prévoir l'évolution des déplacements maximaux aux sommets des structures. Il a été souvent dit que les déplacements maximaux sont fortement dominés par la gamme de fréquences dominantes de l'enregistrement du tremblement de terre d'entrée comme source d'effets de résonance.



RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] A. Christoph, Clemens Jäger, Simplified collapse capacity assessment of earthquake excited regular frame structures vulnerable to P-delta, *Engineering Structures*, 2012, Vol(44), pp 159–173.
- [2] A. Coull, R. D. Puri, Analysis of coupled shear walls of variable cross-section, *Building Science*, 1968, Vol (2) pp 313-320.
- [3] A. Coull, Coupled shear walls subjected to differential settlement, *Building Science*, 1971, Vol (6) pp 209-212.
- [4] A. Coull, N. K. Subedi, Coupled shear walls with two and three bands of openings, *Building Sciences*, 1972, Vol (7) pp 81-86.
- [5] A. K. H. Kwan, Analysis of building used strain-based element with rotational DOF, *Journal of Structural Engineering*, 1992, Vol (118) (5), pp 1191-121.
- [6] A. K. H. Kwan, Local deformations and rotational degrees of freedom at beam wall-joint, *Computer & Structures*, 1993a, Vol (48) pp 615-625.
- [7] A. K. H. Kwan, On the definition of beam-wall joint rotations in the analysis of coupled wall-frame structures, *Engineering Structures*, 1993b, Vol (15) pp 74-82.
- [8] A. K. H. Kwan, Mixed Finite Element Method for Analysis of Coupled Shear/Core *Journal of Structural Engineering*, 1993c, Vol (119), No.5, pp 1388-1401.
- [9] A. K. H. Kwan, Y. K. Cheung, Analysis of coupled shear / core walls using a beam-type finite element, *Engineering Structures*, 1994, Vol (16) pp 111-118.
- [10] A. K. H. Kwan, Unification of existing frame analogies for coupled shear-core wall analysis, *Computer & Structures*, 1994, Vol (51) pp 393-401.
- [11] A. K. H. Kwan, Equivalence of finite elements and analogous frame modules for shear / core wall analysis, *Computer & Structures*, 1995, Vol (57) pp 193-203.
- [12] A. K. H. Kwan, H. Dai, Y. K. Cheung, Nonlinear seismic response of reinforced concrete slit shear walls, *Journal of Sound and Vibration*, 1999, Vol (226), pp 701-718. *Computer & Structure*, Vol (66), pp 225-240.
- [13] A. K. H. Kwan, X. G. He, Finite element analysis of effect of concrete confinement on behavior of shear walls, *Computer & Concrete*, 2001, Vol (79), pp 1799-1810.
- [14] A. K. H. Kwan, Z. Z. Zhao, Cyclic behavior of deep reinforced concrete coupling beams, *Proc, Instn Civ Engrs Structs & Bldgs Agst*, 2002, pp 283-293.

- [15] A. Le Bec, Effets du basculement des fondations superficielles sur le comportement sismique des murs de refend en béton armé, Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, 2009, Université de Montréal
- [16] A. Pisanty, E. E. Traum, simplified analysis of coupled shear walls of variable cross-section, Building Science, 1970, Vol (5) pp 11-20.
- [17] A. Rutenberg and Heidebrecht, A.C., Approximate analysis of asymmetric wall-frame structures, Building Science., 1975, 10, 27-35.
- [18] A. Rutenberg, W. K. Tso, A. C. Heidebrecht, Dynamic properties of asymmetric wall-frame structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1977, Vol (5), pp 41-51.
- [19] A. Rutenberg, The seismic shear ductile wall systems in multistory structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2004, Vol (33), pp 881-896.
- [20] A. S. Hall, Joint deformation in building frames, Translate Institute Engineerings Australian Civil Engineering, 1969, pp 60-62.
- [21] A.C. Ruge, (1934), The determination of earthquake stresses in elastic structures by means of models, Bulletin of the Seismological Society of America., 24.
- [22] A.L. Andrews, Slenderness effects in earthquake engineering frames. Bull. N.Z. National Society for Earthquake Engineer, 1977, 10, 154-158.
- [23] A.J. Carr, and Moss, P.J., The effects of large displacements on the earthquake response of tall concrete frame structures, Bull. New Zealand Nat. Soc. for Earthquake Eng., 1980, 13 (4), 317-328.
- [24] AFPS, Guide de la conception parasismique des bâtiments. Association Française du Génie Parasismique. ISBN 2-212-11347-1. Eyrolles, Paris, 2004.
- [25] American Society of Civil Engineering., (2005), Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-05.
- [26] B. Amiya, K. Basu, A. K. Nagpal, A. K. Nagar, Dynamic Characteristics of frame wall systems, Journal of the Structural Division, 1982, Vol (108), pp 1201-1218.
- [27] B. Rafezy and Howson, W.P., Vibration analysis of doubly asymmetric, three dimensional structures comprising wall and frame assemblies with variable cross-section, Journal of Sound and Vibration., 2008, 318, 247-266.
- [28] B. Rafezy and Howson, W.P., Coupled lateral-torsion frequencies of asymmetric, three-dimensional structures comprising shear-wall and core assemblies with stepwise, Engineering Structures., 2009, 31, 1903-1915.
- [29] C. Adam, and Jager, C., Simplified collapse capacity of earthquake excited regular frame structures vulnerable to P-delta, Engineering structures., 2013, 44, 159-173.

- [30] C. J. Montgomery, Influence of P - Delta effects on seismic design, *Can. J. Civ. Eng.*, 1981 , Vol(8),pp31-43
- [31] C. V. Girjavallabhan, Analysis of shear walls with openings. *Journal of Structural Division*, 1969, Vol (95), pp 2093-2003.
- [32] D. Michael, The effect of local wall deformation on the inelastic interaction of cross wall coupled by beam. In, *Proceedings of the Symposium on Tall Buildings*. University of Southampton, April, 1966. New York, Pergamon Press, 1967, pp 253-70.
- [33] E. Jahangir, Dynamic nonlinear soil-structure interaction, thèse de doctorat, Novembre 2011, Institut national polytechnique de Lorraine
- [34] E.F. Black, Use of stability coefficients for evaluating the P- Δ effect in regular steel moment resisting frames, *Engineering Structures.*, 2011, 33, 1205-1216.
- [35] E.P.Saez Robert , Dynamic nonlinear soil-structure interaction, thèse de doctorat, Mars 2009, École centrale de Paris
- [36] Eurocode 8., (2003), Design of structures for earthquake resistance, European committee for standardisation.
- [37] F. J. Vecchio., Finite Element Modeling of Concrete Expansion and Confinement, *Journal of Structural Engineering*, 1993, Vol (118), pp 2390-2403.
- [38] F. Ragueneau, G. Casaux, J. Mazars, Seismic response of reinforced concrete bearing walls 2D and 3D simplified analysis, 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, june2-5, 2002, Colombia University, New York.
- [39] F.G. Richart, WOODS R. D., HALL J. R. *Vibrations of soils and foundations*. Prentice-Hall, Inc. 1970.
- [40] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings by ASCE for Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA, 2000.
- [41] G. Potzta, L. P. Kollar, Analysis of building structures by replacement sandwich beams, *International Journal of Solids and Structures*, 2003, Vol (41), pp 535-553.
- [42] G. Q. Li, B. S. Choo., A Continuous-Discrete Approach to the Free Vibration Analysis of Stiffened Pierced Walls on Flexible Foundations, *International Journal of Solids and structures*, 1996. Vol (33), No,2, pp 249-63.
- [43] G. Tarjan, L. P. Kollar, Approximate analysis of building structures with identical stories subjected to earthquakes, *International Journal of Solids and Structures*, 2004, Vol (41), pp 1411-1433.
- [44] G. Z. Voyiadjis, P. I. Kattan. A plasticity-damage theory for large deformation of solids-I. Theoretical formulation, *Int. J. Engng. Sci*, 1992, 30, pp 1089-1108.

- [45] H. A. Toutanji, The effect of foundation flexibility on the interaction between shear walls and frames, *Engineering Structures*, 1997, Vol (19), pp 1036-1042.
- [46] H. C. Chan. and Y. K. Cheung, Analysis of shear walls using higher order element, *Building Environment*, 1979, 14 (3), 217-221.
- [47] H. S. Kim, S. M. Hong, Formulation of transition elements for the analysis of coupled wall structures, *Computer & Structures*, 1995, Vol (57), pp 333-344.
- [48] H. S. Kim., Lee D. G, Analysis of shear wall with openings using super elements, *Engineering Structures*, 2003, 25 (8), pp 981-91.
- [49] H. S. Shen, Y. Chen, J. Yang, Bending and vibration characteristics of a strengthened plate under various boundary conditions. *Engineering Structures*, 2003, 25, 1157-1168.
- [50] Hyo. G. K and Do. Y. K, Nonlinear analysis of RC Shear Walls Considering tension-stiffening effect, *Computer & Structures*, 2001, Vol (79), pp 499-517.
- [51] I. A. Akintilo, Joint modeling of coupled shear walls using finite element displacement functions, *Engineering Structures*, 1992, Vol (14), pp 255-262.
- [52] I. A. Mac-Leod, New rectangular finite element for shear wall analysis. *Journal of Structural Division*, 1969, Vol (95), pp 399-409.
- [53] I. A. S. Elkholy, H. Robinson, Analysis of multi-bay coupled shear walls, *Building Science*, 1973, Vol (8), pp153-157.
- [54] I. A. S. Elkholy, H. Robinson, An inelastic analysis of coupled shear walls, *Building Science*, 1974, Vol (9), pp 1-8.
- [55] J. C. D. Hoenderkamp, Elastic analysis of asymmetric tall building structures, *The Structural Design of Tall Buildings*, 2001, Vol (10), pp 245-261.
- [56] J. C. D. Hoenderkamp, Simplified analysis of asymmetric High-rise structures with cores, *The Structural Design of Tall Buildings*, 2002, Vol (11), pp 93-107.
- [57] J. F. Berthet, E. Ferrier, P. Hamelin, Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets Part B, modelling, *Construction and Building Materials*, 2005, Vol () pp.
- [58] J. F. Chen, J. G. Teng, Shear capacity of FRP-strengthened RC beams, FRP debonding, *Construction and Building Materials*, 2003, Vol (17), pp 27-41.
- [59] J. L. Batoz, G. Dhatt, modélisation des structures par elements finis, les press de l'université de LAVAL, 1990.
- [60] J. Mazars, P. Kotronis, L. Davenne, A new modelling strategy for the behavior of shear walls under dynamic loading, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, Vol (31), pp 937-954.

- [61] J. S. Kuang, C. K. Chau, Dynamic behaviour of stiffened coupled shear walls with flexible bases, *Computer and Structures* 1999, Vol (73), pp 327-39.
- [62] J. S. Kuang, S. C. Ng, Coupled lateral-torsion vibration of asymmetric shear wall structures, *Thin-Walled Structures*, 2000, Vol (38), pp 93-104.
- [63] J. S. Kuang, S. C. Ng, Dynamic coupling of asymmetric shear wall structures, an analytical solution, *International Journal of Solid and Structures*, 2001, Vol (38), pp 8723-8733.
- [64] J. S. Kuang, S. C. Ng, Coupled vibration of tall building structures, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2004, Vol (103), pp 291-303.
- [65] J.A. Tjondro, Moss, P.J. and Carr, J., Seismic P- δ effects in medium height moment resisting steel frames, *Engineering structures*, 1992, 14 (2), 75-90.
- [66] J.C.D. Hoenderkamp, Elastic analysis of asymmetric tall building structures, *The Structural Design of Tall Buildings*, 2001, 10, 245-261.
- [67] Jennings, P.C. and Husid, R., (1968), Collapse of yielding structures during earthquakes, *Journal of Engineering Mechanics Division*, 94, 1045-1065.
- [68] K. A. Zalka, A simplified method for calculation of the natural frequencies of wall-frame buildings, *Engineering Structures*, 2001, Vol (23), pp 1544-1555.
- [69] K. A. Zalka, A hand method for predicting the stability of regular buildings, using frequency measurements, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2003, Vol (12), pp 273-281.
- [70] K. J. Bathe, *Finite element procedures*, Prentice-Hall, Inc, 1996, New Jersey.
- [71] K.S. Sivakumaran and Balandra, T., Seismic analysis of asymmetric multistorey buildings including foundation interaction and P- Δ effects, *Engineering Structures*, 1994, 16, 609-624.
- [72] L. Meirovitch., *Element of vibration analysis*. 2nd edition New York, McGraw-Hill, 1986.
- [73] L.K. Christopher, A. K. Chopra, Effects of Torsional Coupling on Earthquake Forces in Buildings, *Journal of the Structural Division*, Vol. 103, No. 4, April 1977, pp. 805-819
- [74] M. Brun, J. M. Reynouard, L. Jezequel, A simplified shear wall model taking into account stiffness degradation, *Engineering Structures*, 2003, Vol (25), pp 1-9.
- [75] M. J. Nolet, B. S. Smith, Stiffened-storey wall-frame tall building structure, *Computers & structures*, 1998, Vol 66 (2-3), pp 225-240.
- [76] M. Qamaruddin, In-plan stiffness of shear walls with openings, *Building and Environment*, 1999, Vol (34), pp 109-127.

- [77] M. Saatcioglu, Modeling hysteretic force-deformation relationships for R/C elements. Earthquake-Resistant Concrete Structures, Inelastic Response and Design. Special publication SP-127 of the American Concrete Institute (ACI). Detroit, Michigan. April 1991.
- [78] N. Newmark, M, A method of computation for structural dynamics, journal of Engineering and Mechanics Division, 1959, ASCE 85, 67-94.
- [79] N. Plevris, T. C Triantafillou, and D. Venesiano, Reliability of RC members strengthened with CFRP laminates. Journal of Structural Engineering ASCE, 1995, 121 (7), 1037-1044.
- [80] O. Aksogan, H. M Arslan, B. S. Choo, Forced vibration for stiffened coupled shear walls using continuous connection method, Engineering structures, 2003, Vol 25, pp 499-506.
- [81] P. LESTUZZI, BADOUX M., The γ -Model, a Simple Hysteretic Model for Reinforced Concrete Walls. Proceedings of the fib-Symposium; Concrete Structures in Seismic Regions, Athens 2003.
- [82] P. LESTUZZI, Effective Stiffness of RC Structural Walls in Dynamic Tests. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, 2002. Paper Reference 861.
- [83] P. Roussillon, Interaction sol-structure et interaction site-ville , aspects fondamentaux et modélisation, thèse de doctorat, Janvier 2006, École nationale des travaux publics de l'état, France
- [84] R. W Clough., PENZIEN J., Dynamics of Structures, McGrawHill Kogakusha, Ltd, Tokyo, 1975.
- [85] S.A.Meftah, Tounsi, A. and Adda Bedia, A., ,A simplified approach for seismic calculation of a tall building braced by shear walls and thin-walled open section structures, Engineering Structures., 2007, 29, 2579-2585.
- [86] S.A.Meftah, and Tounsi, A., Vibration characteristics of tall buildings braced by shear walls and thin-walled open section structures, The Structural Design of Tall and Special Buildings., 2008, 17, 203-216.
- [87] S.C., Goel , P- δ and axial column deformation in a seismic frames, Journal of the Structural Division, 1969 , Vol(95), 1693-711.
- [88] S. Grange, Modélisation simplifiée 3D de l'interaction -structure , application au génie parasismique, thèse de doctorat, Juin 2008, Institut polytechnique de Grenoble
- [89] T. Balendra, Chan, W.T. and Lee, S.L. , Vibration of asymmetric building-foundation systems, Journal of Mechanic Engineerin., 1983, 109, 430-449.
- [90] T. Paulay, A consideration of P-delta effects in ductile reinforced concrete frames, Bull. New Zealand Nat. Soc. for Earthquake Eng., 1978, 11(3), 151-160.
- [91] Y. Cadotte, Réponse sismique des bâtiments asymétrique, Mémoire de maîtrise en sciences appliquées , Ecole polytechnique, Aout 1990.

