

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Etude Sismique d'un Bâtiment R+14 avec 2 Sous-Sols
contreventé par noyau central en tenant compte de
l'Interaction sol-groupe de pieux-structure**

Présenté par :

BELLA Rami

Encadré par :

Pr. HADID Mohamed

Promotion 2022 / 2023

Remerciement

"Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mes chers parents pour leur amour inconditionnel, leur soutien sans faille et leurs sacrifices. Ils ont été mes piliers et ma source de motivation tout au long de ma vie.

Je tiens également à remercier chaleureusement mon encadreur, Monsieur HADID Mohamed, pour ses précieuses orientations, son temps généreusement consacré et sa patience infinie.

Votre expertise et votre partage sans retenue de votre savoir inestimable ont grandement contribué à la réussite de mon projet. Votre présence attentive et vos conseils avisés ont été d'une valeur inestimable.

Je souhaite également exprimer ma sincère reconnaissance envers Monsieur CHIKH Benazouz pour son aide, son précieux soutien et sa passion communicative envers le thème de mon projet de fin d'études. Sa guidance et son expertise ont été d'une importance cruciale tout au long de mon parcours, m'inspirant et me motivant à donner le meilleur de moi-même.

J'aimerais également adresser mes sincères remerciements aux enseignants qui m'ont enseigné tout au long de mon parcours académique. Leur expertise, leur passion et leur dévouement ont joué un rôle essentiel dans ma formation et dans la réalisation de mon projet de fin d'études.

J'adresse également mes remerciements aux bureaux d'étude LECACT, SETS et LAGHOUAG. Je suis reconnaissant de cette opportunité qui m'a permis d'approfondir mes connaissances et de développer mes compétences dans mon domaine de prédilection.

Enfin, je tiens à remercier toutes les autres personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet. Leur soutien et leurs conseils ont été inestimables et ont contribué à faire de cette expérience un succès enrichissant.

Dédicace

Je dédie ce travail à ma mère, mon père et mes sœurs qui ont enrichi ma vie de leur affection, de leur soutien et de leur complicité.

Je tiens à dédier ce projet à Monsieur Hadid, mon encadreur, pour sa guidance précieuse et son soutien inébranlable. Sa pédagogie exemplaire a été une source d'inspiration pour moi.

Une spéciale dédicace à ma chère grand-mère pour son amour et sa sagesse inestimables.

À mon ami Hichem, je suis reconnaissant pour son soutien précieux qui a été au-delà de l'amitié, le faisant ressembler à un véritable frère.

Je souhaite dédier une pensée spéciale à mes chères tantes, qui ont été des figures aimantes et inspirantes dans ma vie. Leur présence bienveillante, leurs conseils avisés et leur soutien indéfectible ont joué un rôle précieux dans mon parcours.

Je souhaite également dédier ce projet à tous mes collègues de la promo DMS, dont l'esprit d'équipe, l'entraide et la camaraderie ont été une source d'inspiration et de motivation.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة زلزالية لمبنى بالالتزام بتوجيهات القواعد الجزائية المضادة للزلازل في المقام الأول، و بهدف تقييم أداء الهيكل في المجال غير الخطي يتم اجراء تحليل ثابت غير خطي بطريقة Pushover.

الهدف الرئيسي هو اخذ تفاعل التربة -مجموعة خوازيق -الهيكل بعين الاعتبار مع التركيز على تفاعل التربة مع الاساسات، من اجل تقييم تأثيرها على الاستجابة الديناميكية للهيكل بالإضافة الى ذلك يتم اجراء بحث مرجعي حول ظاهرة سيلان التربة. يوفر هذا المشروع فرصة شيقة لفهم وتطبيق مبادئ ديناميكا الهياكل وديناميكا التربة، مع تقديم مفاهيم قيمة في مجال التصميم المضاد للزلازل في المباني.

كلمات مفتاحية: تفاعل التربة-الهيكل، التربة، الاساسات، خوازيق، الهيكل، الصلابة، التثبيط، المعوقة، الاستجابة الزلزالية، الخرسانة المسلحة، القوى، الفترة.

Résumé

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude sismique d'un bâtiment en suivant les directives du Règlement Parasismique Algérien (RPA) en premier lieu. Dans le but d'évaluer la performance de la structure dans le domaine non linéaire, une analyse statique non linéaire est réalisée par la méthode "Pushover".

L'objectif principal est de prendre en compte l'interaction sol-groupe de pieux-structure, en mettant l'accent à l'interaction sol-fondation, afin d'évaluer leurs effets sur la structure. De plus, une recherche bibliographique est menée sur le phénomène de liquéfaction des sols.

Ce projet offre une opportunité passionnante de comprendre et de mettre en pratique les principes de la dynamique des structures et la dynamique des sols, en apportant une contribution précieuse au domaine de la conception parasismique des bâtiments.

Mots clés : Interaction sol-structure, sol, fondations, pieux, structure, rigidité, amortissement, impédance, période, béton armé, réponse sismique, efforts.

Abstract

This undergraduation project focuses on the seismic study of a building, following the guidelines of the Algerian Seismic Code (RPA) as a primary step. In order to evaluate the structure's performance in the nonlinear domain, a nonlinear static analysis is carried out using the "Pushover" method.

The main objective is to consider the soil-group of piles-structure interaction, with a specific emphasis on the soil-foundation interaction, to assess their effects on the structure. Additionally, a bibliographic research is conducted on the phenomenon of soil liquefaction.

This project provides an exciting opportunity to understand and apply the principles of structural dynamics and soil dynamics, contributing significantly to the field of seismic design for buildings.

Keywords : Soil-structure interaction, soil, foundations, piles, structure, stiffness, damping, impedance, period, reinforced concrete, response, efforts.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE:	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I.1 Introduction :	2
I.2 Présentation de l'ouvrage :	2
I.2.1 Caractéristiques architecturales :	2
I.2.1.1 Dimensions en plan :	2
I.2.1.2 Dimensions en élévation :	3
I.2.2 Système de contreventement :	4
I.2.3 Données géotechniques du site :	4
I.2.4 Classification de l'ouvrage suivant RPA99/2003 :	5
I.2.5 Caractéristiques des matériaux :	5
I.2.5.1 Béton :	5
I.2.5.1.1 Composition :	5
I.2.5.1.2 Qualités recherchées :	5
I.2.5.1.3 Caractéristiques physiques et mécaniques :	5
I.2.5.1.4 Déformations du béton indépendantes des charges appliquées :	6
I.2.5.1.5 Déformation du béton sous actions courte durée (< 24 H) :	6
I.2.5.1.6 Contrainte limite de compression :	7
I.2.5.1.7 Contrainte limite de cisaillement :	8
I.2.5.2 Module d'élasticité :	8
I.2.5.3 Acier :	9
I.2.5.3.1 Composition :	9
I.2.5.3.2 Caractéristique physiques et mécaniques :	9
I.2.5.3.3 Contrainte limite d'élasticité :	9
I.2.5.3.4 Module d'élasticité :	9
I.2.5.3.5 Les contraintes limites :	9
I.3 Conception parasismique des bâtiments :	10
I.3.1 Concepts généraux :	10
I.3.2 Objectif global du projet d'ossature parasismique :	11
I.3.3 Principes de conception parasismique des bâtiments :	11
I.4 Conclusion :	16

CHAPITRE II DESCENTE DE CHARGES & PRE DIMENSIONNEMENT

II.1	Introduction :	17
II.2	Pré dimensionnement des planchers :	17
II.2.1	Epaisseur :	17
II.2.2	Flèche admissible :	18
II.3	Descente de charge :	21
II.3.1	Plancher terrasse inaccessible :	21
II.3.2	Plancher étage courant:	22
II.3.3	Acrotère :	22
II.3.4	Escalier en étage courant :	23
II.3.5	Enveloppe du bâtiment :	23
II.3.5.1	Cloisons extérieures en maçonnerie :	23
II.3.5.2	Mur rideau en verre :	24
II.4	Pré dimensionnement des poutres :	25
II.4.1	Poutres principales :	25
II.4.2	Poutres secondaires :	26
II.5	Pré dimensionnement des poteaux :	27
II.5.1	Calcul de l'effort normal ultime N_{ult} :	28
II.5.2	Calcul de la section réduite B_r et le Pré dimensionnement des poteaux :	30
II.5.3	Vérifications des articles 7.4.1 de RPA99/03:	33
II.6	Pré dimensionnement des voiles	34
II.6.1	Pré dimensionnement du noyau central :	35
II.6.2	Pré dimensionnement du voile périphérique :	36
II.7	Conclusion :	37

CHAPITRE III. : ETUDE SISMIQUE SUIVANT RPA99/2003

III.1	Introduction :	38
III.2	Méthode statique équivalente :	39
III.2.1	Principe :	39
III.2.2	Condition d'application de la méthode statique équivalente :	39
III.2.3	Modélisation :	40
III.2.4	Calcul de la force sismique :	40

III.2.4.1 Coefficient d'accélération A :.....	41
III.2.4.2 Facteur de comportement R :.....	41
III.2.4.3 Facteur d'amplification dynamique D moyen:.....	41
III.2.4.4 Calcul du facteur de qualité Q:.....	43
III.2.4.5 Calcul du poids sismique total de la structure W :.....	43
III.2.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....	45
III.3 Analyse dynamique modale spectrale.....	48
III.3.1 Principe :.....	48
III.3.2 Modélisation.....	48
III.3.3 Modélisation à l'aide du logiciel ETABS :.....	49
III.3.4 Analyse dynamique modale de la structure :.....	51
III.3.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :.....	54
III.3.5 Action sismique :.....	54
III.3.5.1 Spectre de réponse :.....	54
III.3.6 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (l'article 4.3.6 du RPA99/03)	56
III.3.7 Distribution des efforts sismiques :.....	57
III.3.8 Justification de l'interaction voiles-portiques :.....	57
III.3.9 Calcul des déplacements : (L'article 4.4.3 du RPA99/03).....	58
III.3.10 Justifications de la sécurité :.....	59
III.3.10.1 Justification vis-à-vis des déformations : (Article 5.1 de RPA99/03).....	59
III.3.10.2 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Article 5.9 de RPA99/03).....	60
III.3.10.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble : (Article 5.5 de RPA99/03).....	63
III.3.10.4 Vérification de la stabilité au renversement (Article 4.4.1 RPA99/03) :.....	63
III.4 Conclusion	64

CHAPITRE IV. ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE –ANALYSE PUSHOVER

IV.1 Introduction :.....	65
IV.2 Analyse Pushover.....	66
IV.2.1 Avantages de l'analyse Pushover :.....	67
IV.2.2 Principe et fondement théorique de l'analyse Pushover :.....	67
IV.2.3 Formulation théorique pour les déformations inélastiques :.....	71

IV.2.4 Procédures d'exécution de l'analyse Pushover :.....	72
IV.2.5 Méthode Pushover dans les règlements sismiques récents :.....	72
IV.3 Application au cas d'étude:.....	74
IV.3.1 Modélisation et définition du comportement non linéaire de la structure :.....	74
IV.3.1.1 Définition de comportement non linéaire pour les poteaux et les poutres :.....	74
IV.3.1.2 Rotules plastiques pour les éléments poutres :.....	74
IV.3.1.3 Rotules plastiques pour les éléments poteaux :.....	75
IV.3.1.4 Définition de comportement non linéaire pour les voiles:.....	76
IV.3.1.5 Définition du non linéarité des matériaux : (Loi de comportement).....	77
IV.3.2 Définition du chargement de l'analyse Pushover :.....	78
IV.3.2.1 Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires :.....	78
IV.3.2.2 Définition du cas de chargement sous les forces horizontales :.....	78
IV.3.3 Résultats de l'analyse Pushover :.....	80
IV.3.3.1 Courbe Pushover de la structure :	80
IV.3.3.2 Procédure de l'ASCE 41-13 NSP « Displacement modification » :.....	80
IV.3.3.3 Demande de ductilité (μ_x) :.....	82
IV.3.3.4 Procédure de FEMA 440 « Equivalent Linearization » :.....	82
IV.4 Conclusion :.....	87

CHAPITRE IV. INTERACTION SOL-GROUPE DE PIEUX-STRUCTURE

V.1 Introduction :.....	88
V.2 Définition de l'ISS :.....	88
V.2.1 Interaction inertielle :.....	88
V.2.2 Interaction cinématique :.....	88
V.2.3 Effets de l'ISS :.....	89
V.2.4 Rôle bénéfique de l'ISS :.....	90
V.2.5 Rôle préjudiciable d'ISS :.....	90
V.2.6 Prise en compte de l'interaction sol-structure :.....	90
V.3 Notion d'impédance dynamique d'une fondation:.....	91
V.3.1 Impédance d'une fondation superficielle rectangulaire :.....	91
V.3.1.1 Evaluation des rigidités dynamiques des fondations rectangulaires enterrées :	92

V.3.1.2 Evaluation des facteurs d'amortissement des fondations rectangulaires enterrées dans un sol homogène selon les formules de Kausel et Pais (1988) :	94
V.3.2 Impédance d'un pieux isolé :	94
V.3.3 Impédance d'un groupe de pieux :	96
V.3.3.1 Facteurs d'interaction dynamiques pieu-pieu pour les pieux flexibles dans un sol homogène (Dobry et Gazetas 1988) :	97
V.4 Calcul analytique de l'interaction sol-structure d'un système à un seul degré de liberté.....	99
V.4.1 Allongement de la période :	100
V.4.2 Amortissement effectif de système Sol-Structure à un seul degré de liberté :	101
V.4.3 Calcul de l'effort tranchant à la base :	103
V.4.4 Calcul du déplacement au sommet de la structure :	104
V.5 Application au cas d'étude :.....	104
V.5.1 Hypothèses de calcul :	105
V.5.2 Données :	106
V.5.3 Prise en compte de l'interaction sol-structure :	107
V.5.4 Calcul des paramètres du système à un seul degré de liberté :	107
V.5.5 Calcul des paramètres effectifs du sol :	107
V.5.6 Calcul de l'allongement de la période :	108
V.5.6.1 Calcul d'impédance dynamique du pieu isolé :	109
V.5.6.2 Calcul d'impédance dynamique du groupe de pieux :	110
V.5.6.2.1 Facteurs d'interaction pile-pile pour les pieux flexibles dans un sol homogène (Dobry et Gazetas 1988) :	110
V.5.6.3 Calcul des rigidités dynamiques de la fondation rectangulaire enterré :	112
V.5.6.4 Calcul de l'amortissement radiatif équivalent de la fondation rectangulaire :	115
V.5.6.5 Calcul de l'amortissement total des fondations (Fondation rectangulaire & Groupe de pieux) :	115
V.5.7 Calcul de l'amortissement total de système Sol-Structure :	116
V.5.8 Calcul de l'effort tranchant à la base :	116
V.5.8.1 Calcul de la réduction de l'effort tranchant :	117
V.5.8.2 Effort tranchant à base flexible :	118
V.5.9 Calcul du déplacement au sommet de la structure :	118
V.5.10 Ajustement du spectre de réponse pour la réduction :	119

V.5.11 Contribution du groupe de pieux dans l'amortissement totale du système :.....	119
V.6 Conclusion :	120

CHAPITRE IV. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE-LIQUEFACTION DES SOLS

VI.1 Introduction :	121
VI.2 Définition :	121
VI.3 Explication du phénomène :	121
VI.4 Effets induits par la liquéfaction :	123
VI.5 Susceptibilité à la liquéfaction :	124
VI.6 Evaluation du risque de liquéfaction :	124
VI.6.1 Evaluation du taux de contraintes cycliques CSR :.....	125
VI.6.2 Evaluation du taux de résistance cycliques CRR :.....	126
VI.6.2.1 Evaluation du potentiel de liquéfaction :.....	128
VI.7 Application au cas d'étude :	129
VI.7.1 Reconnaissance géotechnique :.....	129
VI.7.2 Niveau de la nappe phréatique :.....	129
VI.7.2.1 Interprétation des coupes lithologique du site :.....	130
VI.7.3 Essais au laboratoire :.....	130
Essai SPT (Standard Penetration Test) :.....	132
VI.7.4 Calcul du potentiel de liquéfaction :	133
VI.7.4.1 Calcul du taux de contraintes cycliques CSR :.....	133
VI.7.4.2 Calcul du taux de résistance cycliques CRR :.....	134
VI.7.4.3 Evaluation du potentiel de liquéfaction :.....	136
VI.8 Conclusion :	136
CONCLUSION GENERALE :	137

LISTE DES FIGURES

Figure I 1 La tour ABC "Algerian Business Center" sur le projet "Alger Medina"	2
Figure I 2 Vue en plan d'un étage courant.....	3
Figure I 3 Vue en élévation du bâtiment.....	3
Figure I 4 Vue 3D montrant le système de contreventement de la structure.....	4
Figure I 5 : Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants.....	12
Figure I 6: régularité en élévation.....	12
Figure I 7 : Illustration de l'étage souple.....	12
Figure I 8 : Diaphragme avec trémie.....	14
Figure I 9 L'objectif de projet 'poutres faibles — poteaux forts' b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.....	14
Figure I 10 : Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous-structures.....	16
Figure II 1 Schémas d'une dalle pleine en béton armé.....	17
Figure II 2 Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible.	21
Figure II 3 Schéma en coupe d'un plancher étage courant.....	22
Figure II 4 : Acrotère.....	22
Figure II 5 : Schéma en coupe des cloisons extérieures.....	23
Figure II 6 : Schéma d'un mur rideau en verre.....	24
Figure II 7 : Section d'une Poutre.....	25
Figure II 8 : Schéma d'un poteau.....	27
Figure II 9 : Vue en plan d'un étage courant qui montre la surface chargée qui revient aux poteaux.....	28
Figure II 10 : Coupe de voile en élévation.....	34
Figure II 11 : Coupe des voiles en plan selon la forme & la condition de rigidité aux extrémités	34
Figure II 12 : vue en plan du noyau central en plan-étage courant.....	35
Figure II 13 : Schéma d'un voile sans abouts.....	36
Figure II 14 : Vue en Plan du voile périphérique.....	36
Figure II 15 : Vue en 3D du voile périphérique « ETABS »	37
Figure III 1 : Réduction du modèle réel à un modèle réduit	48
Figure III 2 : Schéma du modèle numérique 3D « ETABS ».....	50

Figure III 3 : Vue de façade du modèle	50
Figure III 4 : Vue latérale du modèle	50
Figure III 5 : Allure du mode fondamentale (Translation Y).....	53
Figure III 6 : Allure du deuxième mode (Translation X -Torsion).....	53
Figure III 7 : Allure du troisième mode (Torsion).....	53
Figure III 8 : Allure du spectre de réponse de la structure.....	55
Figure III 9 : Schéma représentatif de l'effet P- Δ	61
Figure IV 3 : Diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré liberté	61
Figure IV 1 : Niveaux de performance structurels	66
Figure IV 2 Courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.....	67
Figure IV 4 : Caractéristiques Force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent.....	69
Figure IV 5 : Courbe Pushover bilinéaire idéalisée.....	70
Figure IV 6 : Relation force- déformation du système élasto-plastique.....	71
Figure IV 7 : Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.....	73
Figure IV 8 : Modèle de plasticité concentrée.....	74
Figure IV 9 : Rotules plastique dans les poutres.....	74
Figure IV 10 : Définition automatique des rotules plastique de type M3 pour les poutres sur ETABS.....	75
Figure IV 11 : Définition automatique des rotules plastique de type P-M2-M3 pour les poteaux.....	75
Figure IV 12: Section fibreuse d'un mur en béton armé.....	76
Figure IV 13 : Définition automatique rotules en fibre de type Fiber-P-M3 pour les voiles sur ETABS	76
Figure IV 14 : Loi de comportement du béton non confiné.....	77
Figure IV 15: Loi de comportement d'acier.....	77
Figure IV 16 : Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires....	78
Figure IV 17 : Définition du cas de chargement sous les forces horizontales.....	79
Figure IV 18 : Affectation en mode « déplacement contrôlé » sur ETABS.....	79
Figure IV 19 : Courbe Pushover de la structure suivant le sens x.....	80
Figure IV 20 : Courbe bilinéaire idéalisée suivant x.....	81
Figure IV 21 : FEMA 440 « Equivalent Linearization » - Sens X.....	83
Figure IV 22 : Courbe Pushover de la structure suivant le sens y.....	84

Figure IV 23 : Courbe bilinéaire idéalisée suivant y	84
Figure IV 24 :FEMA 440 « Equivalent Linearization » - Sens Y.....	86
Figure V.1 : Illustration de l'interaction sol-structure.....	89
Figure V.2 :Réduction dans la conception de cisaillement à la base en raison d'ISS.....	90
Figure V.3 :Illustration des hypothèses de calcul.....	95
Figure V.4 :Illustration des paramètres des facteurs d'interaction pieu-pieu.....	98
Figure V.5 : Représentation schématique des déformations provoquées par la force appliquée (a)Structure à base fixe ; (b) Structure avec flexibilité verticale, horizontale et rotationnelle à la base	99
Figure V.6 :Coupe des fondations.....	105
Figure V.7 :Réduction de spectre de réponse de calcul RPA99/2003.....	119
Figure VI 1 :Dégâts causée par le phénomène de liquéfaction à Niigata.....	121
Figure VI 2 : Schéma illustrant le phénomène de liquéfaction.....	122
Figure VI 3 : Schéma illustrant le phénomène de liquéfaction.....	122
Figure VI 4 : Coefficient r_d en fonction de z	125
Figure VI 5 : Dispositif et procédure d'un essai SPT.....	126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I 1 : Valeurs prévues des résistances de béton.....	7
Tableau I 2 :Valeurs des contraintes admissibles σ_{bc}	7
Tableau I 3 :Les contraintes limites de cisaillement τ_u	8
Tableau I 4 :Valeurs des modules d'élasticité de béton.....	8
Tableau I 5 :Les nuances d'acier et leur contrainte limite d'élasticité f_e	9
Tableau I 6 :Les contraintes limite de traction de l'acier σ_s (MPa)	10
Tableau II 1 : Descente de charge de plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau II 2 : Descente de charge de Plancher étage courant.....	22
Tableau II 3 Descente de charge d'Escalier en étage courant.....	23
Tableau II 4II. : Cloisons extérieures en maçonnerie.....	24
Tableau II 5: Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau.....	28
Tableau II 6: Valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau.....	29
Tableau II 7 : Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage.....	30
Tableau II 8 : Calcul du poteau C1.....	31

Tableau II 9 : Calcul du poteau C2.....	31
Tableau II 10 : Calcul du poteau C3.....	32
Tableau II 11 : Calcul du poteau C4.....	32
Tableau II 12 : Calcul du Poteau C5	33
Tableau II 13: Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage.....	35
Tableau III 1 Vérifications des critères du facteur de qualité Q par notre structure.....	43
Tableau III 2 Calcul du poids permanent G et les charges d'exploitation Q de la structure	44
Tableau III 3 Récapitulatif des facteurs de la MSE	45
Tableau III 4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	46
Tableau III 5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	47
Tableau III 6 résultats de l'analyse modale.....	52
Tableau III 7 Résultats de l'analyse modale spectrale.....	56
Tableau III 8 Les efforts tranchants et les moments de renversement par étage.....	57
Tableau III 9 participation en effort tranchant reprise par les poteaux et par les voiles à la base	57
Tableau III 10 : Les déplacements horizontaux de chaque niveau « k ».....	58
Tableau III 11 Le déplacement inter-étages suivant x.....	59
Tableau III 12 Le déplacement inter-étages suivant x.....	60
Tableau III 13 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant x.....	62
Tableau III 14 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant x.....	62
Tableau III 15 Vérification de la stabilité au renversement.....	63

LISTE DES ABREVIATIONS

RPA : Règlement Parasismique Algérien

CBA : Calcul des ouvrages en Béton Armé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

ATC : Applied Technology Council

BSSC : Building Seismic Safety Council

ASCE : American Society of Civil Engineers

NEHRP : National Earthquake Hazards Reduction Program

FEMA : Federal Emergency Management Agency

INTRODUCTION GENERALE :

La construction des structures de bâtiments a évolué considérablement au fil des siècles. Dès les premiers habitats humains, les techniques de construction ont progressé de manière exponentielle, accompagnant les besoins croissants de la société. L'histoire de la construction nous révèle une succession de réalisations architecturales, témoins de l'ingéniosité et du savoir-faire des générations passées. Les structures des bâtiments sont aujourd'hui conçues et dimensionnées pour résister à diverses sollicitations, notamment les forces naturelles telles que les séismes.

Le génie parasismique occupe une place primordiale dans la conception et la construction des bâtiments modernes. Les séismes représentent un danger potentiellement dévastateur, pouvant causer des dégâts considérables aux structures et mettre en péril la vie des personnes. Par conséquent, l'application de principes parasismiques rigoureux est essentielle pour minimiser les risques et garantir la sécurité des occupants.

En Algérie, un pays situé dans une zone sismique active, il est crucial de prendre des mesures préventives pour faire face à ce risque naturel. Malheureusement, l'histoire du pays est marquée par des catastrophes sismiques dévastatrices, telles que le séisme de Boumerdès en 2003, qui ont causé d'importants dégâts matériels et humains. Ces événements tragiques ont renforcé la nécessité d'accorder une attention particulière à la conception et à la construction de structures parasismiques en Algérie.

La dynamique des structures constitue un domaine d'étude fondamental pour comprendre le comportement des bâtiments soumis à des charges dynamiques, telles que les séismes. Les méthodes d'analyse dynamique permettent de déterminer les réponses structurales en fonction des caractéristiques dynamiques du bâtiment et des forces appliquées. Cependant, il est important de souligner que le comportement dynamique des structures n'est pas indépendant du sol sur lequel elles reposent. En effet, la dynamique des sols joue un rôle crucial dans le calcul et le dimensionnement des structures.

Dans le cadre de ce travail, nous avons abordé en premier lieu la première étape de la conception, à savoir le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment objet d'étude. Ensuite nous avons passé à l'étude sismique en conformité avec les règles de RPA (Règlement Parasismique Algérien). En complément, une analyse statique non linéaire par la méthode des poussées progressives « Pushover » est réalisée. De plus, nous avons effectué une étude approfondie de l'interaction sol-structure pour une configuration de fondation composée d'un raider repose sur un groupe de pieux. Enfin nous avons mené une recherche bibliographique sur le phénomène de la liquéfaction des sols.

L'objectif principal de ce travail est d'approfondir les connaissances théoriques et de développer des compétences pratique dans le domaine du génie parasismique, en appliquant les différentes procédures d'analyses sismique dans le but de l'évaluation de la réponse de la structure et de sa performance. Un aspect essentiel dans ce travail est l'étude de l'Interaction Sol-Pieux-Structure, pour intérêt d'appréhender l'influence du sol et de la configuration des fondations sur pieux sur la réponse dynamique de la structure.

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction :

La construction de bâtiments est un art complexe qui marie fonctionnalité, esthétique et sécurité. Au cœur de ce processus se trouve l'ouvrage dont nous allons explorer ses détails dans le cadre de ce mémoire de projet de fin d'études. Dans ce chapitre, nous allons présenter notre ouvrage objet d'étude, en mettant l'accent sur les caractéristiques architecturales et structurelle, les matériaux utilisés, les normes appliquées et ses données géotechnique.

Au-delà de la simple description de notre ouvrage, nous souhaitons également explorer les principes fondamentaux de la conception parasismique des bâtiments, afin de comprendre les enjeux et les défis auxquels les concepteurs et les ingénieurs font face lorsqu'ils donnent vie à ces structures imposantes.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

La tour ABC "Algerian Business Center", située au cœur du projet "Alger Medina" en pins maritimes à Alger, est notre ouvrage objet d'étude. Il se distingue comme un véritable joyau architectural. Avec ses 14 étages et ses 2 sous-sols, cet immeuble en béton armé à usage de bureaux s'élève fièrement dans le paysage urbain d'Alger.



Figure I-1 : La tour ABC "Algerian Business Center" sur le projet "Alger Medina"

I.2.1 Caractéristiques architecturales :

I.2.1.1 Dimensions en plan :

La tour ABC présente les dimensions en plan suivantes :

- Longueur en plan : 47.5 mètres
- Largeur en plan : 32.5 mètres

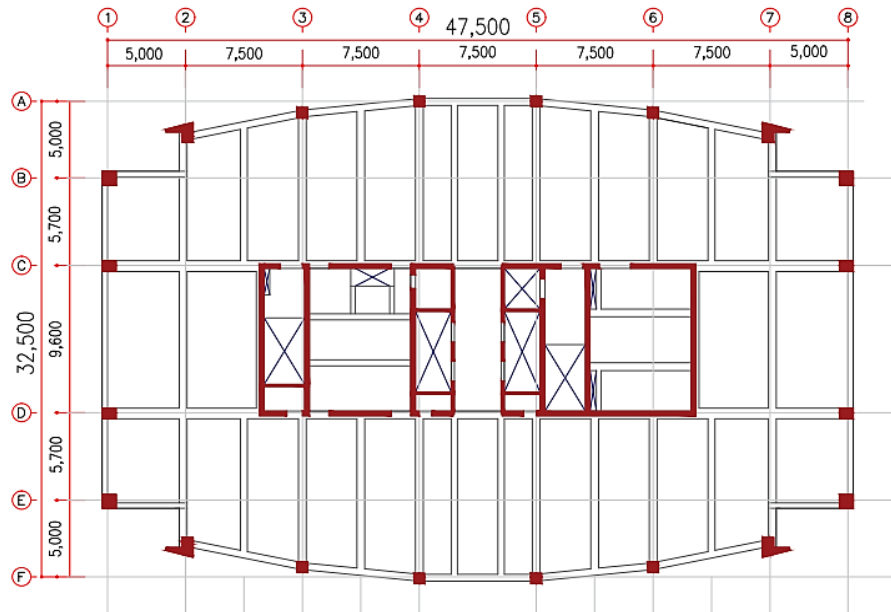


Figure I-2 : Vue en plan d'un étage courant

I.2.1.2 En élévation :

- Hauteur à partir du sol : 70.4 m
- Hauteur d'un étage courant : 3.9 m
- Hauteur du dernier étage : 5 m
- Hauteur du Rez de chaussée : 8.7 m (inclut une mezzanine de 4.2 m)
- Hauteur de premier sous-sol : 3.9 m
- Hauteur du deuxième sous-sol : 3.3 m
- Hauteur de penthouse (Hors-toit) : 6 m

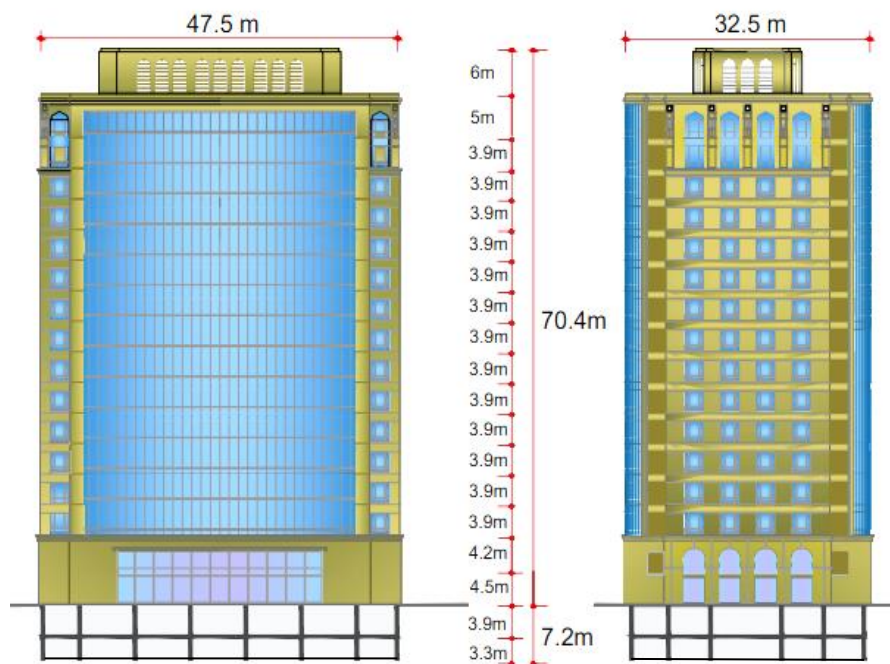


Figure I-3 : Vue en élévation du bâtiment

I.2.2 Système de contreventement :

Vue la hauteur de la structure, on a opté pour un système de contreventement par noyau central. Selon l'article 3.4.A.2 CBA93, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

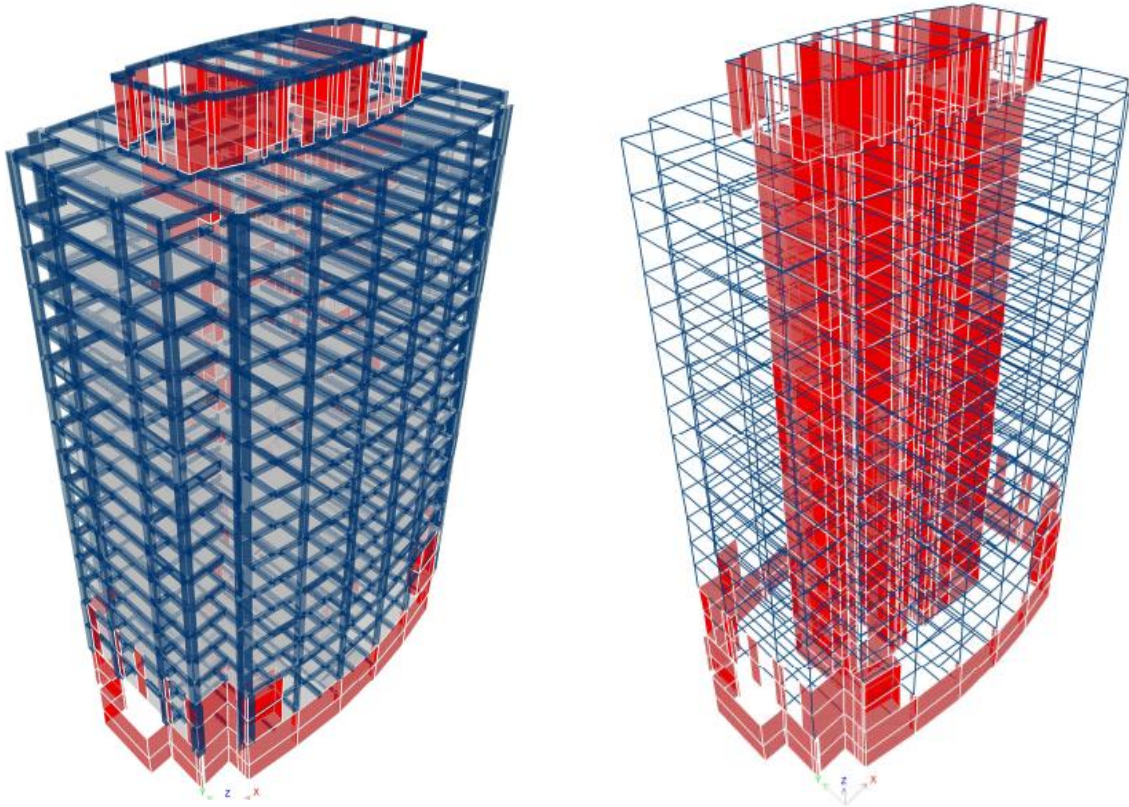


Figure I-4 : Vue 3D montre le système de contreventement de la structure

I.2.3 Données géotechniques du site :

En vue de l'implantation de la tour à usage bureau dans la zone des pins maritimes à Alger, une étude géologique et géotechnique de la zone précitée a été effectuée. Les coupes lithologiques des sondages réalisés, mettent en évidence un sol constitué dans sa majeure partie d'une couche superficielle de remblai de 2.5m d'épaisseur, une couche sous-jacente d'argile limono-sableuse rougeâtre de 2 à 5.40 m d'épaisseur, qui surmonte une couche alluvionnaire constitué d'intercalation de sable et grès induré de 33 à 37 m d'épaisseur.

Le tout repose sur une couche de formation charbonneuse bioclastique (lignite), d'argile bioclastique sableuse noirâtre.

La nature alluvionnaire du sous-sol, permet des infiltrations des eaux de ruissellement superficielles, et la nature imperméable de substratum ; favorise la création d'un aquifère ; dont le niveau de la nappe est enregistré de 4m à 5m de profondeur.

D'après les résultats du rapport géotechnique, le type de sol est un sol meuble de type S3 selon RPA99/2003.

I.2.4 Classification de l'ouvrage suivant RPA99/2003 :

Classification selon son importance :

Selon l'article 3.2 de RPA99/2003, le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés.

La classification de RPA préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage.

Cet article classe notre ouvrage en groupe 1B, ouvrages de grande importance. Cependant le maître d'ouvrage souhaite à classer la tour ABC en « **Groupe 1A** » afin d'obtenir une accélération de zone élevée. Cette classification est justifiée par la présence d'équipements coûteux et important dans l'ouvrage, et vise à garantir une meilleure sécurité et durabilité.

Classification du site :

Zone sismique d'implantation : Alger (Zone III)

Catégorie du site : S3 (Site meuble), site sableux moyennement dense où $V_s \geq 200$ m/s

I.2.5 Caractéristiques des matériaux :

Le béton est un matériau capable de supporter des contraintes de compression importantes (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier à cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui, elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier est appelé « béton armé ».

I.2.5.1 Béton :

I.2.5.1.1 Composition :

Le béton utilisé est un béton courant d'un dosage de 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit :

- Ciment : 350kg de CPA325
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage

I.2.5.1.2 Qualités recherchées :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).
- Bonne tenue dans le temps.

I.2.5.1.3 Caractéristiques physiques et mécaniques :

- Masse volumique du béton : 2500 kg/m³

I.2.5.1.4 Déformations du béton indépendantes des charges appliquées :

- **Déformation thermique :** le coefficient de dilatation du béton varie de 7.10^{-6} à 12.10^{-6} le coefficient de dilatation de l'acier est de 11.10^{-6} , d'où le béton armé 10.10^{-6}
- **Le retrait hygrométrique :** le béton après sa confection (fabrication) contient un excès d'eau, si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer. Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution du volume. Cette diminution s'appelle le retrait.

I.2.5.1.5 Déformation du béton sous actions courte durée (< 24 H) :**▪ Résistance à la compression (CBA93 A2.1.1.1):**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

Pour $j > 60$ jours

$$f_{cj} = 1.1f_{c28}$$

f_{cj} : La résistance à la compression à « j » jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28 jour « la résistance caractéristique du béton ».

▪ Résistance à la traction (CBA93, A 2.1.1.2) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

f_{tj} : La résistance à la traction compression à « j » jour

Cette formule est valable pour $f_{cj} \leq 60$ Mpa, sinon :

$$f_{tj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$$

Tableau I-1 : Valeurs prévues des résistances de béton

Résistance du béton	Résistance à la compression f_{c28}	Résistance à la traction f_{t28}
Eléments verticaux	30 MPa	2.4 MPa
Eléments horizontaux	27 MPa	2.22 MPa

I.2.5.1.6 Contrainte limite de compression :**- À l'état limite ultime (ELU) :**

Selon CBA93 (A.4.3.4.1), la contrainte admissible du béton est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Où γ_b : Coefficient de sécurité de béton

- 1.5 : pour les cas courants
- 1.15 : pour les cas accidentels

Et θ :

- 1 : Pour les durées d'application de plus de 24h.
- 0.9 : Pour les durées d'application comprise entre 1h et 24h.
- 0.89 : Pour les durées d'application moins de 24h.

- À l'état limite de service (ELS) :

Selon CBA93 Art A.4.5.2, la contrainte admissible du béton est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$$

Tableau I-2 : Valeurs des contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$

Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$	ELU		ELS
	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_b = 1.15$	
Eléments verticaux	17 MPa	22.17 MPa	18 MPa
Eléments horizontaux	15.3 MPa	19.95 MPa	16.2 MPa

I.2.5.1.7 Contrainte limite de cisaillement :

Selon CBA93, A5.1.2.1, la contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right]$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right]$$

Tableau I-3 : Les contraintes limites de cisaillement $\bar{\tau}_u$

Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u$	Fissuration peu nuisible	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable
Eléments verticaux	5 MPa	3 MPa
Eléments horizontaux	5 MPa	2.7 MPa

I.2.5.2 Module d'élasticité :

Selon CBA 93, A2.1.2, le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Tableau I-4 : Valeurs des modules d'élasticité de béton

Module d'élasticité E	Module instantané E_{i28}	Module différé E_{v28}
Eléments verticaux	34179.55 MPa	11393.18 MPa
Eléments horizontaux	33000 MPa	11393.18 MPa

I.2.5.3 L'acier :

I.2.5.3.1 Composition :

C'est l'alliage fer et carbone. On distingue des aciers doux, des aciers mi-durs et des aciers durs.

- Les aciers doux : Le pourcentage de Carbone 0.15-0.25 %
- Les aciers mi-dur et dur : Le pourcentage de Carbone 0.25-0.45 %

I.2.5.3.2 Caractéristique physiques et mécaniques :

La masse volumique de l'acier est estimée à : 7850kg/m³.

I.2.5.3.3 Contrainte limite d'élasticité :

Dans le tableau suivant seront explicitées les nuances d'acier couramment utilisées et leur contrainte limite d'élasticité notée f_e :

Tableau I-5 : Les nuances d'acier et leur contrainte limite d'élasticité f_e

Type	Nuance d'acier	f_e (Mpa)	Contrainte de rupture σ_r (Mpa)	Déformation de rupture ε_r (%)
RL	feE 215	215	330 à 490	22
	feE 235	235	410 à 490	22
HA	feE 400	400	480	14
	feE 500	500	550	12

L'acier choisis pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1(limite d'élasticité $F_e = 400$ MPa), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($F_e=235$ MPa).

I.2.5.3.4 Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à : $E_s = 2.10^5$ Mpa

I.2.5.3.5 Les contraintes limites :

- L'état limite ultime (ELU) :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;

- 1.5 : situation durable
- 1.15 : situation accidentelle

- **L'état limite de service (ELS) :**

Selon CBA 93 A.4.3.2, La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée
- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

Avec :

- $\eta = 1$: Pour les aciers HA
- $\eta = 1.6$: Pour les aciers RL

Tableau I-6 : Les contraintes limite de traction de l'acier $\bar{\sigma}_s$ (MPa)

La contrainte limite de traction des aciers $\bar{\sigma}_s$ (MPa)		
ELU	Situation durable	266.66
	Situation accidentelle	363.63
ELS	Fissuration préjudiciable	163.89
	Fissuration très préjudiciable	134.1

I.3 Conception parasismique des bâtiments :

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse (murs, poteaux, dalles) et des éléments non-porteurs (cloisons intérieures, éléments de façade) jouent un rôle déterminant dans la tenue des bâtiments (comportement avant la rupture) et leur vulnérabilité face aux séismes (sensibilité à l'endommagement).

I.3.1 Concepts généraux :

- Une résistance adéquate des plans constituant la boîte :
 - Contreventements verticaux : murs, triangulations, portiques
 - Contreventements ou diaphragmes horizontaux ou subhorizontaux : planchers, toitures, poutres, etc...
- Un choix convenable de ces plans, ceci demande :
- Un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux ; Une bonne disposition relative de ces plans.
- Des liaisons adéquates entre ces plans.

I.3.2 Objectif global du projet d'ossature parasismique :

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques.

I.3.3 Principes de conception parasismique des bâtiments :

Principe 1 – Simplicité :

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer ; le risque d'omettre un phénomène particulier est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

Principe 2 – Continuité :

Toute discontinuité d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures.

Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

- Dans les détails de la structure, il faut :
 - Réaliser des poutres et poteaux d'axes concourants ;
 - Éviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs ;
 - Soigner la conception des assemblages des éléments préfabriqués ;
 - Positionner les joints de montage (acier, système industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes.
- Surveillance du chantier :
 - Le positionnement des éléments préfabriqués en béton
 - Le bétonnage de leurs joints d'assemblage
 - La mise en place correcte des armatures, l'exécution soignée des reprises, en béton armé
 - La qualité des matériaux mis en œuvre.

Principe 3 - Régularité en plan :

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène tri directionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

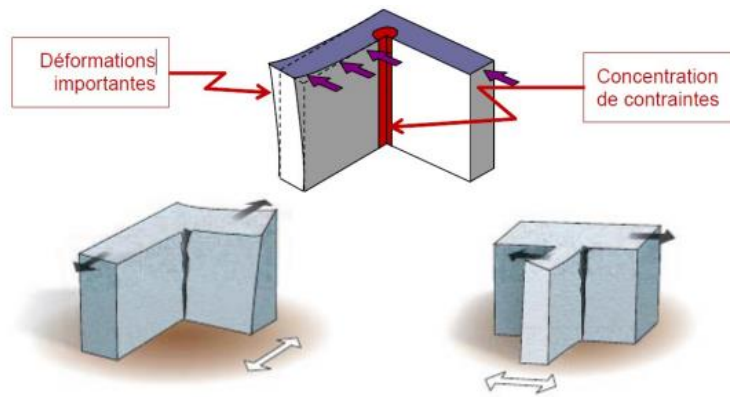


Figure I-5 : Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants

Principe 4 - Régularité en élévation :

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

Les problèmes rencontrés dans les irrégularités en élévations sont les distributions de la masse, la rigidité et la résistance. La structure devrait avoir une distribution uniforme et continue de la masse, de rigidité, de la résistance et de ductilité.

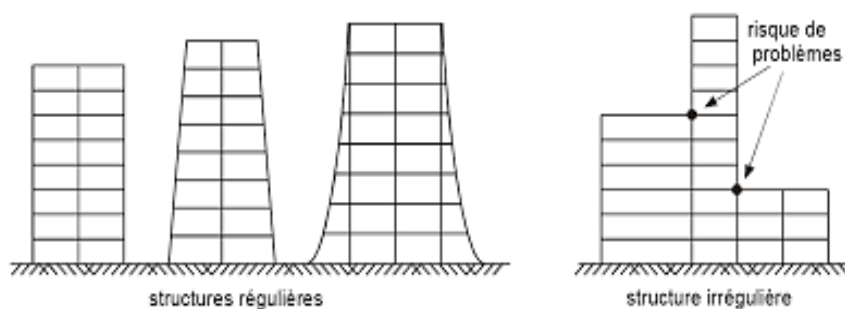


Figure I-6: régularité en élévation

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments parce qu'on laisse le rez de chaussée ouvert en raison de l'usage : commerces, bureaux, réception dans les hôtels, parkings. Les niveaux transparents sont fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure

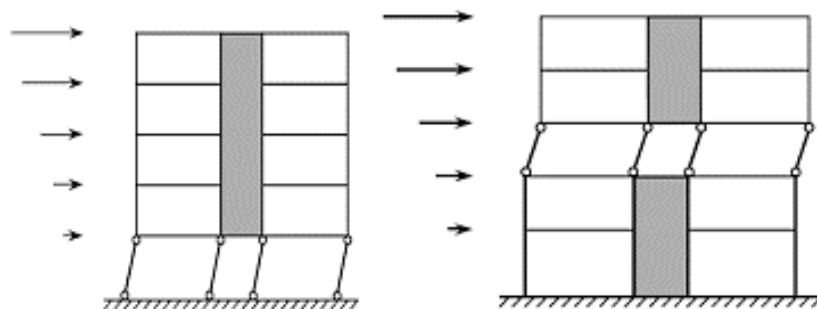


Figure I-7 : Illustration de l'étage souple

Principe 5 - Raideur et résistance à la torsion :

Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dues à la torsion. La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques. A cet effet, une symétrie parfaite de la structure suivant les deux axes horizontaux peut annuler l'effet de torsion.

Principe 6 - Diaphragmes efficaces :

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les éléments verticaux de contreventement. Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différents éléments verticaux. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les éléments verticaux.

Dans ce cas, l'action horizontale résultante à un niveau se répartit sur les contreventements verticaux proportionnellement à la rigidité de ces derniers. Les éléments verticaux les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes. Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Il est donc souhaitable que le nombre de contreventements verticaux soit supérieur au minimum nécessaire à la stabilité de la structure. Le rôle de diaphragme est joué par la toiture et par les planchers, qui peuvent être constitués de différentes façons : plancher en béton armé, mixte, grillage de poutres contreventées, treillis spatial, portiques horizontaux. La rigidité des diaphragmes dépend :

- De leur forme : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles. Les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages.
- Des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical. Si la rigidité du contreventement vertical est importante (murs en maçonnerie ou voiles de béton), les portées modérées du diaphragme sont préférables afin de limiter leur flexibilité.
- De leur matériau : les planchers en contreplaqué sur solives en bois se comportent comme des diaphragmes relativement rigides dans une structure en bois, mais sont flexibles dans une structure en maçonnerie.
- De l'efficacité de la solidarisation de leurs éléments constituants ;
- De l'importance des ouvertures (trémies) qui devrait être minimisée. La présence de trémies est à l'origine de concentrations de contraintes, les plus importantes dans les angles rentrants. Les ouvertures doivent être les plus petites possibles et leur contour renforcé.

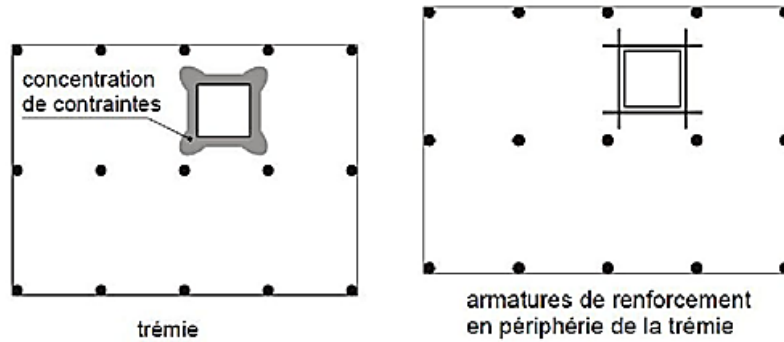


Figure I-8 : Diaphragme avec trémie

Principe 7 - Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés :

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure. Par exemple, dans les poteaux également, la zone de nœud est soumise à fort cisaillement du fait des moments de flexion de signe opposé qui se développent dans les poutres. La ruine par cisaillement de la zone de nœud n'est en aucun cas ductile dans les constructions en béton armé. Par contre, le cisaillement plastique de la zone de nœud d'un poteau en acier est extrêmement ductile et acceptée dans des proportions limitées.

Principe 8. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global :

Exemple : le principe « poteaux forts — poutres faibles » pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux des ossatures en portique.

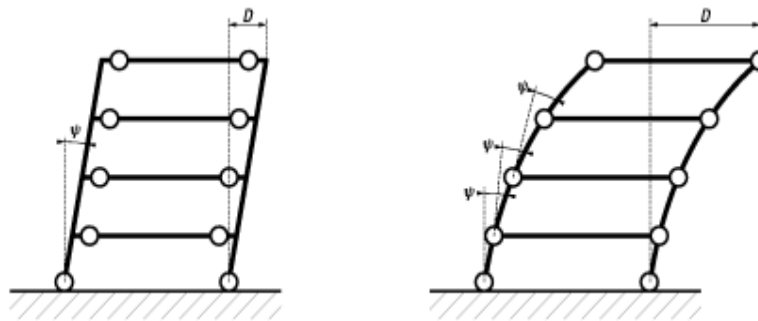


Figure I-9 L'objectif de projet poutres faibles — poteaux forts a) Les rotules plastiques dans les poutres entraînent des effets du second ordre plus importants.

Principe 9 - Choix rationnels relatifs aux masses :

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers traditionnels.

Principe 10 - Largeur des contreventements :

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- Des tractions dans les poteaux ou voiles
- Des compressions dans les poteaux ou voiles.

On peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement (voile en béton armé, ossature triangulée) : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui a action constante réduit les sollicitations.

Principe 11 - Largeur des fondations :

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- Des tractions à la fondation
- Des compressions à la fondation
- Un risque de soulèvement en base du côté traction

Comme pour les éléments de la structure de contreventement, on peut réduire les sollicitations à la fondation en réalisant un radier général raidi par des murs en béton armé plutôt que de multiples fondations sur semelles. Ce radier répartit les réactions sur la plus grande surface possible, ce qui réduit les contraintes appliquées au sol, en cas de fondation directe, ou les efforts dans les pieux. Ceci est vrai quel que soit le type de contreventement utilisé : ossature en portique, voiles ou triangulation. Cette option de réduction des contraintes à la fondation est intéressante, car :

- Elle facilite le respect de la condition « contrainte calculée S contrainte admise »
- Des fondations fractionnées (semelles indépendantes) offrent plus de risque d'un comportement hétérogène et tassement différentiel, car les capacités portantes du sol sont souvent variables, même sur la largeur d'un bâtiment ;
- Il y a toujours des incertitudes sur le niveau exact des sollicitations appliquées à la fondation.

Principe 12-Partition en sous structures :

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs « blocs » ou sous structures ; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation.

La difficulté de cette solution consiste en la réalisation de joints corrects entre les sous structures.

Ces joints doivent être suffisamment larges pour éviter le martèlement entre sous structures lors d'un tremblement de terre, car ces sous structures n'oscillent pas nécessairement à la même fréquence et il faut cumuler leurs déplacements maxima possibles pour définir l'intervalle minimum qui doit les séparer. Cette solution doit en outre être complétée par des passerelles souples entre les différentes unités ainsi réalisées. Cette solution peut être réalisée.

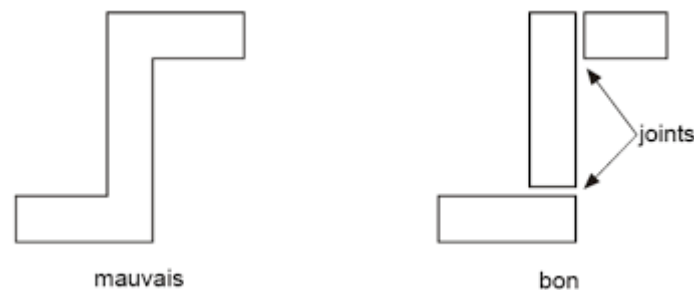


Figure I-10 : Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous-structures

Principe 13-Fixation des éléments non structurels :

La première cause de mort en cas de séisme de faible intensité est la chute d'éléments non structurels mal fixés ou peu résistants placés en hauteur : cheminées (mortiers dégradés), éléments décoratifs de façade, cloisons ou vitrages appliqués aux façades, parois intérieures de séparation simplement posées au sol (maçonneries intérieures des immeubles) et non tenues en leur point haut, bibliothèques, équipements techniques.

I.4 Conclusion :

La conception de la structure revêt une importance primordiale pour garantir sa résistance aux charges sismiques, car elle détermine le comportement de la tour pendant ces événements. C'est pourquoi une conception parasismique appropriée est essentielle, surtout lorsqu'il s'agit de structures de grande envergure situées dans des zones de haute sismicité.

Le choix des matériaux constitutifs et des dispositions parasismiques influence directement le comportement de la structure face à différentes charges, ce qui nous permet d'avoir une meilleure prédiction de son comportement et de prévenir les pertes humaines et matérielles. En tenant compte de ces éléments, nous nous assurons que notre bâtiment est conçu et construit pour résister aux sollicitations sismiques et garantir la sécurité des occupants.

Ainsi, en examinant les caractéristiques mécaniques des matériaux, la conception parasismique et l'importance de ces facteurs dans la résistance de notre structure, nous avons jeté les bases nécessaires pour la conception d'un bâtiment de grande hauteur robuste et sécurisé. En intégrant ces considérations dans notre projet, nous nous assurons de respecter les normes les plus élevées de sécurité et de performance, tant pour les charges statiques que pour les charges dynamiques, et de créer un environnement fiable et protecteur pour les usagers de la tour.

CHAPITRE II

DESCENTE DE CHARGES & PRE-

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

II.1 Introduction :

La conception d'une structure est une démarche itérative qui consiste à pré dimensionner un élément, le soumettre aux charges qui lui sont prévues et observer son comportement. Dans le cas où l'élément ne résiste pas, son dimensionnement sera repris en revoyant ses dimensions à la hausse.

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à la première étape de la conception, à savoir le pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure ou de l'ouvrage en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction obtenus et fixés suite à de nombreuses recherches techniques et statistiques.

Etant donné que la structure est composée des éléments en béton armé, le pré dimensionnement de la structure se portera sur : les poteaux, les poutres, les dalles, et les voiles conformément aux règlements **CBA 93**, **BAEL** et **RPA99/03**.

II.2 Pré dimensionnement des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils travaillent essentiellement en flexion et ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

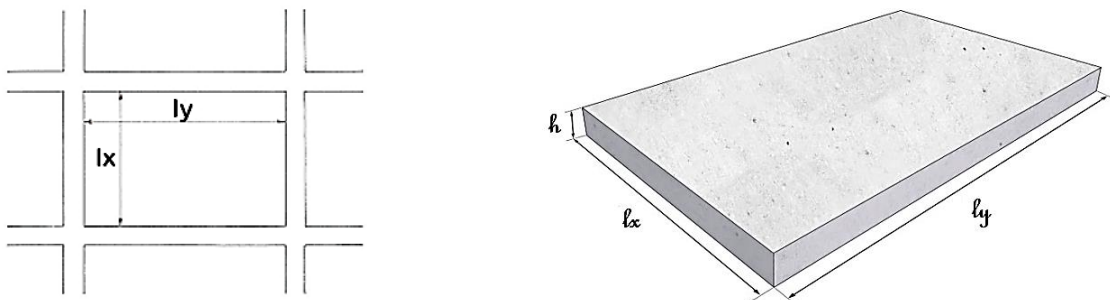


Figure 0-1 Schémas d'une dalle pleine en béton armé

II.2.1 Epaisseur :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation ; au lieu des vérifications de résistance on détermine alors l'épaisseur des dalles par la vérification des conditions suivantes :

a. Résistance au feu (CBA 93):

- $e=7\text{cm}$ pour une résistance de 1h au feu.
- $e=11\text{cm}$ pour une résistance de 2h au feu.
- $e=17,5\text{cm}$ pour une résistance de 4h au feu

b. Isolation phonique :

Le **CBA 93** préconise une épaisseur de minimale de **13 cm** pour une bonne isolation phonique.

c. Résistance mécanique à la flexion :

Selon le BAEL, l'épaisseur garantissant une résistance à la flexion de la dalle pleine dépend de deux facteurs : La portée L & ses conditions d'appuis. Tel que :

- $\alpha \geq 0.4$: Dalle considérée comme portant dans les deux sens et :
 - Hyperstatique : Continue dans deux (2) directions : $L_x/40 \leq e \leq L_x/30$
Continue dans une (1) direction : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
 - Isostatique : $L_x/30 \leq e \leq L_x/25$
- $\alpha < 0.4$: Dalle considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée l_x .
 - Hyperstatique : $L_x/30 \leq e \leq L_x/25$
 - Isostatique : $L_x/30 \leq e \leq L_x/25$

Avec : $\alpha = L_x / L_y = \text{Petite portée} / \text{Grande portée}$

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle dans les directions x et y, sont mesurées entre les nus d'appuis.

II.2.2 Flèche admissible :

Selon l'article **B.6.5.3** du **CBA 93**, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible :

$$f_{cal} < f_{adm}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

- E : module d'élasticité linéaire.
- I: inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle.
- l : Petite portée
- q : charge surfacique $\times$ bande de 1m à l'ELS ($q = G+Q$)

Et :

$$f_{adm} = l_{max}/500 \quad \text{si } l_{max} \leq 5\text{m}$$

$$f_{adm} = 0.005 + l_{max}/1000 \quad \text{si } l_{max} > 5\text{m}$$

Notre bâtiment à étudier présente des panneaux considérés comme portants uniquement dans un sens et des panneaux considérés comme portants dans les deux sens.

Alors on va traiter deux cas de figures de dalles pleines pour expliciter la différence.

En prenant les cas les plus défavorables :

- **1^{er} cas :** $L_x = 5 \text{ m}$ et $L_y = 9.6 \text{ m}$

$\alpha = L_x / L_y = 5 / 9.6 = 0.52 > 0.4$ Dalle portant dans les deux (2) sens.

Condition d'appuis : Hyperstatique (En continuité dans une direction)

$$L_x / 35 \leq e \leq L_y / 30$$

$$500 / 35 \leq e \leq 500 / 30$$

$$14 \text{ cm} \leq e \leq 16.6 \text{ cm}$$

Prenons : $e = 11 \text{ cm}$ pour une résistance de 2h au feu.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérifications :**

- ♦ Isolation phonique :

$$e = 15 \text{ cm} > 13 \text{ cm} \quad \textbf{vérifié.}$$

- ♦ Vérification de la flèche admissible :

D'un part :

On a : $L_{max} = 9.6 \text{ m} > 5 \text{ m}$

Donc : $f_{adm} = 0.005 + l_{max} / 1000$

$$f_{adm} = 0.005 + 9.6 / 1000 = 14.6 \text{ mm}$$

D'autre part :

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

- $L = L_x = 5 \text{ m}$
- Le poids propre : $G = 25 \times e \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$
- $E = 33000 \text{ MPa}$;
- $I = 2.814 \times 10^{-4}$;

Alors : $f_{cal} = 5.48 \text{ mm}$

$$f_{cal} = 5.48 \text{ mm} < f_{adm} = 14.6 \text{ mm} \quad \textbf{Vérifié}$$

- **2^{er} cas :** $L_x = 2.6 \text{ m}$ et $L_y = 10.5 \text{ m}$

$\alpha = L_x / L_y = 2.6 / 10.5 = 0.247 > 0.4$ Dalle portant dans les deux (2) sens.

Condition d'appuis : Hyperstatique (En continuité dans une direction)

$$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$$

$$260 / 35 \leq e \leq 260 / 30$$

$$7.43 \text{ cm} \leq e \leq 8.66 \text{ cm}$$

Prenons : $e = 11 \text{ cm}$ pour une résistance de 2h au feu.

Soit : **$e = 12 \text{ cm}$**

✓ **Vérifications :**

- ♦ Isolation phonique :

$$e = 12 \text{ cm} < 13 \text{ cm} \quad \textbf{non-vérifié.}$$

Soit **$e = 15 \text{ cm}$**

- ♦ Vérification de la flèche admissible :

D'un part :

On a : $L_{max} = 10.5 \text{ m} > 5 \text{ m}$

Donc : $f_{adm} = 0.005 + l_{max} / 1000$

$$f_{adm} = 0.005 + l_{max} / 1000 = 15.5 \text{ mm}$$

D'autre part :

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

- $L = L_x = 2.6 \text{ m}$
- Le poids propre : $G = 25 \times e \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$
- $E = 33000 \text{ MPa}$;
- $I = 2.814 \times 10^{-4}$;

Alors : $f_{cal} = 0.4 \text{ mm}$

$$f_{cal} = 0.4 \text{ mm} < f_{adm} = 15.5 \text{ mm} \quad \textbf{Vérifié}$$

II.3 Descente de charge :

Le but de la descente de charge est de déterminer la charge et la surcharge revenant à chaque élément porteur de la structure. Cette étape est effectuée à l'aide du **DTR B.C. 2.2**.

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

Le plancher d'une terrasse inaccessible est réalisée en dalle en béton armé (ou en hourdis corps creux) surmontée de plusieurs couches de protection avec une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales (voir figure 1).

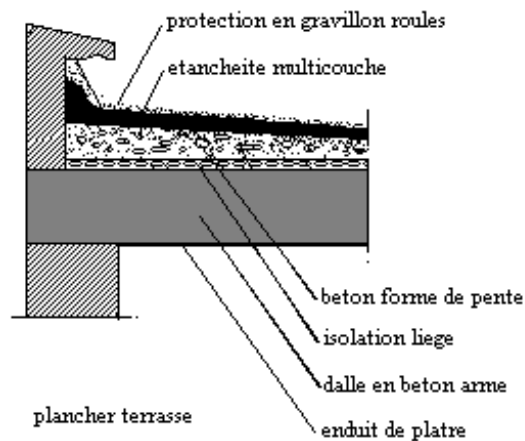


Figure 0-2 Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau 0-1 : Descente de charge du plancher terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Protection en gravillons	1700	0,05	85
Etanchéité multicouches	1000	0,01	10
Forme de pente	2200	0,12	264
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle pleine en Béton armé	2500	0,15	375
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Charges permanentes			770
Charges d'exploitation			175

II.3.2 Plancher étage courant :

Le plancher d'un étage courant est constitué d'une dalle en béton armé surmontée d'un lit de sable, d'une couche de mortier de pose et d'une couche de revêtement en carrelage (voir figure 2).

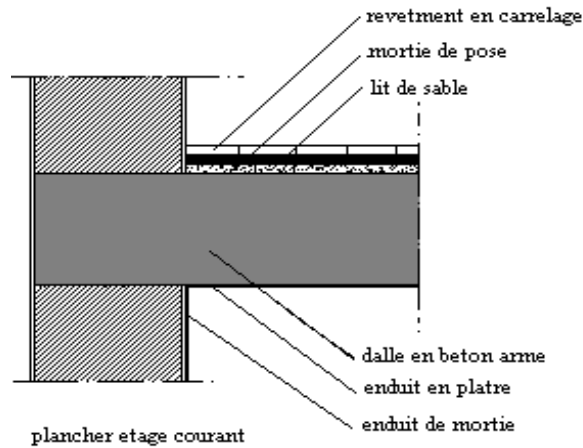


Figure 0-3 Schéma en coupe d'un plancher étage courant

Tableau 0-2 : Descente de charge de Plancher étage courant

Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Lit de sable	1800	0,02	36
Mortier de pose	2000	0,02	40
Revêtement carrelage	2200	0,02	44
Dalle pleine en Béton armé	2500	0,15	375
Charges permanentes			515
Charges d'exploitation			250

II.3.3 Acrotère :

- Surface

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 \times 2500) = 172.5 \text{ Kg/ml}$$

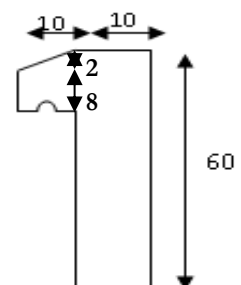


Figure 0-4 : Acrotère.

II.3.4 Escalier en étage courant :

Tableau 0-3 Descente de charge d'Escalier en étage courant

Palier			
Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Revêtements carrelage	2200	0,02	44
Lit de sable	1800	0,02	36
Mortier de pose	2000	0,02	40
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Dalle en béton armé	2500	0,15	375
Charge permanente			515
Charge d'exploitation			250

Volée			
Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Revêtements carrelage	2200	0,02	44
Lit de sable	1800	0,02	36
Mortier de pose	2000	0,02	40
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Poids propre des marches	2200	0,17*1/2	187
Poids propre de la paillasse	2500	0,16/cos ($\alpha=28^\circ$)	453,03
Garde-corps métallique	/	/	15
Charge permanente			795
Charge d'exploitation			250

II.3.5 Enveloppe du bâtiment :

II.3.5.1 Cloisons extérieures en maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (en double cloison) avec 30%.



Figure 0-5 : Schéma en coupe des cloisons extérieures

Tableau 0-4II. : Cloisons extérieures en maçonnerie

Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Enduit extérieur	2000	0,02	40
Brique creuse	900	0,15	135
Brique creuse	900	0,1	90
Enduit intérieur	1800	0,015	27
Charge permanente			292

Avec 30% d'ouverture : $292 \times 0,70 = 204.4 \text{ kg/m}^2$

II.3.5.2 Mur rideau en verre :

Le mur-rideau est un mur de façade légère, qui assure la fermeture mais ne participe pas à la stabilité du bâtiment.

Bien qu'elle ne porte pas l'édifice, cette façade légère doit remplir toutes les autres fonctions d'un mur extérieur, soit : isoler thermiquement et phoniquement ; résister au feu et aux conditions extérieures, dont le climat, les agents chimiques, les vibrations, les chocs... .

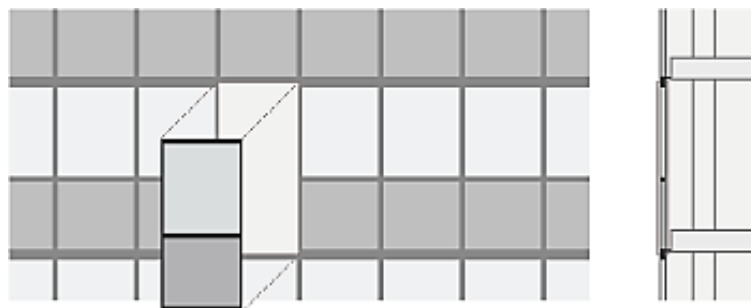


Figure 0-6 : Schéma d'un mur rideau en verre

Le poids volumique d'un mur rideau en verre dépend de la densité du verre utilisé pour les panneaux en verre et les accessoires de support, les joints, les fixations... .

En général, la densité du verre varie de 2.4 à 2.8 g/cm³, ce qui correspond à un poids volumique d'environ 2400 à 2800 kg/m³.

Pour une épaisseur de $e = 24 \text{ mm}$

- ♦ Le poids de mur rideau est de **67 Kg/m²**.

II.4 Pré dimensionnement des poutres :

Selon les Règles de BAEL91 modifiées 99, La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0.3h < b < 0.7h$$

Avec :

- L : Portée de la poutre.
- h : Hauteur de la section.
- b : Largeur de la section.

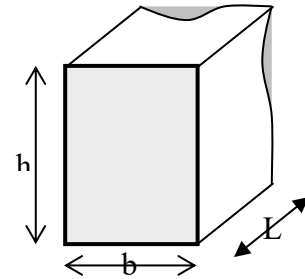


Figure 0-7Section d'une Poutre

Selon Article 7.5.1 du RPA99/03 en zone sismique :

- $b \geq 20 \text{ cm.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.}$
- $h/b \leq 4$

Section d'une Poutre

II.4.1 Poutres principales :

Plus longue portée : $L_{\max} = 10.5m$

$$0,7 \leq h \leq 1.05 \quad \text{On prend } h = 75 \text{ cm}$$

$$0,225 \leq b \leq 0,525 \quad \text{On prend } b = 45 \text{ cm}$$

✓ Vérifications :

Vérification de l'article 7.5.1 du RPA99/03 :

- $45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.}$ Vérifié.
- $75 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.}$ Vérifié.
- $h/b = 1.66 \leq 4$ Vérifié.

Vérification de la flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du CBA 93, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible :

$$f_{cal} < f_{adm}$$

▪ $f_{adm} = 1/500 \text{ (mm)} = 21 \text{ mm}$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

- $q = 1.35 (25 \times 0.45 \times 0.75 + 3.75 \times 0.45) + 1.5 (2.5 \times 0.45) = 15.36 \text{ KN/ml}$
- $l = 6.6 \text{ m}$
- $E = 33000 \text{ MP}$;
- $I = 0.0158 \text{ m}^4$

$$f_{cal} = 0.73 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 0.73 < f_{adm} = 21 \text{ mm} \text{ V\'erifi\'e.}$$

II.4.2 Poutres secondaires :

Plus longue port\'ee : $L_{max} = 5.7 \text{ m}$

$$0.38 \leq h \leq 0.57 \quad \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.135 \leq b \leq 0.315 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

✓ V\'erifications :

V\'erification de l'article 7.5.1 du RPA99/03 :

- $30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$. V\'erifi\'e.
- $45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$. V\'erifi\'e.
- $h/b = 1.5 \leq 4$ V\'erifi\'e.

V\'erification de la fl\^eche admissible :

$$f_{adm} = 1/500 \text{ (mm)} = 11.4 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

- $q = 1.35 (25 \times 0.3 \times 0.45 + 3.75 \times 0.3) + 1.5 (2.5 \times 0.3) = 7.2 \text{ KN/ml}$
- $l = 5.7 \text{ m}$
- $E = 33000 \text{ M}$;
- $I = 0.00227 \text{ m}^4$

$$f_{cal} = 1.32 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 1.32 \text{ mm} < f_{adm} = 11.4 \text{ mm} \text{ V\'erifi\'e}$$

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du poteau se fait au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du **CBA93 (Art B.8.4.1)** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal ultime agissant «Nu » sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left((B_r f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (A f_e / \gamma_s) \right)$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du poteau (en cm²) ;
- A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression de béton ;
- f_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier utilisé.



Figure 0-8 : Schéma d'un poteau

■ Coefficients de sécurité partiels :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$
- Acier : $\gamma_s = 1,15$

α : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\text{Si } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = (0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2))$$

$$\text{Si } 50 < \lambda < 70 \Rightarrow \alpha = (0.6 / (\lambda/35)^2)$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$.

$$\text{D'où : } \alpha = 0,85 / (1 + 0.2 \times 1) = 0,7083$$

- Pourcentage minimal des armatures en Zone III : $\frac{A_{smin}}{B} = 0.9 \%$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{27}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.009 \times 400}{1.15} \right]}$$

$$B_r \geq 0.61038 N_u$$

II.5.1 Calcul de l'effort normal ultime N_{ult} :

Afin de pré-dimensionner les poteaux, on doit tout d'abord déterminer les charges qui leur sont transmises. Ces charges sont soit :

- Surfacades : Poids de la dalle et ses charges d'exploitation.
- Linéaires : Poids des poutres et leur exploitation.
- Ponctuelle : Charges des poteaux situés au-dessus.

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

Avec : $N_G = (N_G / m^2) \times \text{Surface offerte au poteau}$.

Et : $N_Q = (N_Q / m^2) \times \text{Surface offerte au poteau}$.

i. Calcul des surfaces offertes aux poteaux :

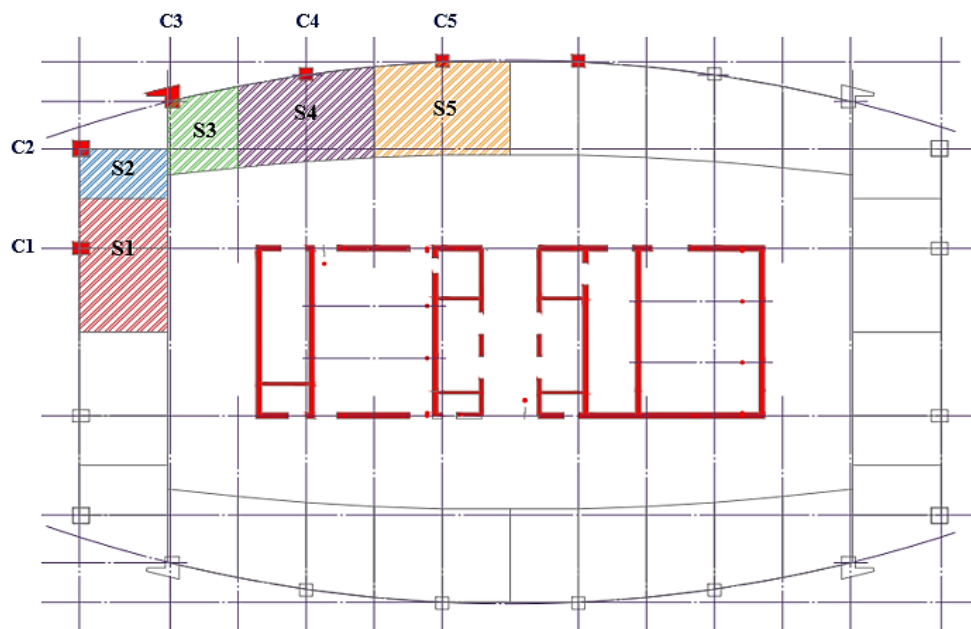


Figure 0-9 Vue en plan d'un étage courant qui montre la surface chargée qui revient aux poteaux

En utilisant la commande « Aire » dans AutoCAD pour calculer la surface chargée revenant à chaque poteau nous aboutissons à :

Tableau 0-5: Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau

Poteau	C1	C2	C3	C4	C5
Surface (m ²)	37.3	13.90	17.18	37.14	39.86
Maj 15% Surface	42.89	15.98	19.75	42.71	45.84

Remarque : On majore la surface offerte au poteau de **15%** pour prendre en compte les réactions de continuité sur le poteau.

ii. **Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :**

La méthode approchée : Cette méthode utilise une majoration de **10%** de la descente de charges permanentes qui a pour but de prendre en compte l'effet du poids des poutres et des poteaux.

▪ **Niveau terrasse inaccessible :**

- La charge permanente : $G_{terrasse} = 7.7 \text{ KN/m}^2$
- Avec majoration de 10%: $G'_{terrasse} = 8.47 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q_{terrasse} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

▪ **Etage courant :**

- La charge permanente : $G_{EC} = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- Avec majoration de 10% : $G'_{EC} = 5.665 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation : $Q_{EC} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

On pourra à présent calculer l'effort normal revenant à un poteau :

Tableau 0-6: Valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau

Poteau	C1	C2	C3	C4	C5
$N_{G'_{terrasse}}$ (KN)	490,482	182,7765	225,909	488,376	524,151
$N_{Q_{terrasse}}$ (KN)	96,51	35,97	44,46	96,09	103,14
$N_{G_{EC}}$ (KN)	328,05	122,2425	151,092	326,646	350,568
$N_{Q_{EC}}$ (KN)	160,86	59,94	74,085	160,17	171,9

iii. **Calcul des coefficients de la règle dégression pour les charges d'exploitation :**

- Sous terrasse..... Q_0
- Sous étage 1..... Q_0+Q_1
- Sous étage 2..... $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
- Sous étage 3..... $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Sous étage 4..... $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Sous étage 5..... $Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
- Sous étage n..... $Q_0+ [3+n]/2n \sum^n Q_i$

Tableau 0-7 : Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage

Etage	C _Q
14	1
13	1
12	0.95
11	0.9
10	0.85
9	0.8
8	0.75
7	0.7142
6	0.6875
5	0.6666
4	0.65
3	0.6363
2	0.625
1	0.6153
MEZZ_RDC	0.6071
RDC	0.6
MEZZ_SSOL	0.5937
SSOL	0.5882

C_Q : Coefficient de dégression de charges d'exploitation

II.5.2 Calcul de la section réduite Br et le Pré dimensionnement des poteaux :

Suivant la méthode préconisée par le **CBA93**, nous avons calculé les sections réduites Br puis les dimensions finales des poteaux.

Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions du Poteau de 20%.

Les résultats sont montrés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

CHAPITRE II- DESCENTE DE CHARGES & PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 0-8 : Calcul du poteau C1

Etage	N _G (KN)	C _Q	N _Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	A-2 (cm)	A (cm)	1,2A (cm)	Section (cm)
14	490,48	1	96,51	806,92	492,53	22,19	24,19	29,03	40*40
13	818,53	1	257,37	1491,07	910,12	30,17	32,17	38,60	45*45
12	1146,58	0,95	402,14	2151,10	1312,99	36,24	38,24	45,88	55*55
11	1474,63	0,9	530,83	2787,00	1701,13	41,24	43,24	51,89	60*60
10	1802,68	0,85	643,43	3398,77	2074,54	45,55	47,55	57,06	65*65
9	2130,73	0,8	739,95	3986,41	2433,23	49,33	51,33	61,59	70*70
8	2458,78	0,75	820,38	4549,93	2777,18	52,70	54,70	65,64	70*70
7	2786,83	0,7142	900,71	5113,29	3121,05	55,87	57,87	69,44	80*80
6	3114,88	0,6875	981,24	5676,95	3465,10	58,87	60,87	73,04	80*80
5	3442,93	0,6666	1061,57	6240,32	3808,97	61,72	63,72	76,46	85*85
4	3770,98	0,65	1142,10	6803,98	4153,01	64,44	66,44	79,73	85*85
3	4099,03	0,6363	1222,42	7367,32	4496,86	67,06	69,06	82,87	90*90
2	4427,08	0,625	1302,96	7931,00	4840,92	69,58	71,58	85,89	90*90
1	4755,13	0,6153	1383,21	8494,25	5184,72	72,00	74,00	88,81	90*90
MEZZ_RDC	5083,18	0,6071	1463,72	9057,88	5528,75	74,36	76,36	91,63	100*100
RDC	5411,23	0,6	1544,25	9621,54	5872,79	76,63	78,63	94,36	110*110
MEZZ_SSOL	5739,28	0,5937	1624,55	10184,86	6216,63	78,85	80,85	97,01	120*120
SSOL	6067,33	0,5882	1705,01	10748,42	6560,62	81,00	83,00	99,60	120*120

Tableau 0-9 : Calcul du poteau C2

Etage	N _G (KN)	C _Q	N _Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	A-2 (cm)	A (cm)	1,2A (cm)	Section (cm)
14	182,78	1	96,51	391,51	238,97	15,46	17,46	20,95	40*40
13	305,02	1	156,45	646,45	394,58	19,86	21,86	26,24	40*40
12	427,26	0,95	149,86	801,59	489,27	22,12	24,12	28,94	40*40
11	549,50	0,9	197,81	1038,54	633,91	25,18	27,18	32,61	40*40
10	671,75	0,85	239,77	1266,51	773,05	27,80	29,80	35,76	45*45
9	793,99	0,8	275,73	1485,48	906,71	30,11	32,11	38,53	45*45
8	916,23	0,75	305,70	1695,46	1034,88	32,17	34,17	41,00	50*50
7	1038,47	0,7142	335,63	1905,39	1163,01	34,10	36,10	43,32	50*50
6	1160,72	0,6875	365,64	2115,43	1291,21	35,93	37,93	45,52	50*50
5	1282,96	0,6666	395,57	2325,36	1419,35	37,67	39,67	47,61	55*55
4	1405,20	0,65	425,58	2535,39	1547,55	39,34	41,34	49,61	55*55
3	1527,44	0,6363	455,51	2745,31	1675,68	40,94	42,94	51,52	60*60
2	1649,69	0,625	485,52	2955,36	1803,89	42,47	44,47	53,37	60*60
1	1771,93	0,6153	515,42	3165,24	1932,00	43,95	45,95	55,15	60*60
MEZZ_RDC	1894,17	0,6071	545,42	3375,27	2060,20	45,39	47,39	56,87	65*65
RDC	2016,41	0,6	575,43	3585,30	2188,40	46,78	48,78	58,54	65*65
MEZZ_SSOL	2138,66	0,5937	605,35	3795,21	2316,52	48,13	50,13	60,16	70*70
SSOL	2260,90	0,5882	635,33	4005,21	2444,70	49,44	51,44	61,73	70*70

CHAPITRE II- DESCENTE DE CHARGES & PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 0-10 : Calcul du poteau C3

Etage	N _G (KN)	C _Q	N _Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	A-2 (cm)	A (cm)	1,2A (cm)	Section (cm)
14	225,91	1	96,51	449,74	274,51	16,57	18,57	22,28	40*40
13	377,00	1	170,60	764,84	466,85	21,61	23,61	28,33	40*40
12	528,09	0,95	185,22	990,76	604,74	24,59	26,59	31,91	40*40
11	679,19	0,9	244,49	1283,63	783,50	27,99	29,99	35,99	45*45
10	830,28	0,85	296,35	1565,40	955,49	30,91	32,91	39,49	45*45
9	981,37	0,8	340,80	1836,05	1120,69	33,48	35,48	42,57	50*50
8	1132,46	0,75	377,84	2095,59	1279,10	35,76	37,76	45,32	50*50
7	1283,55	0,7142	414,84	2355,06	1437,48	37,91	39,91	47,90	55*50
6	1434,65	0,6875	451,93	2614,66	1595,94	39,95	41,95	50,34	60*60
5	1585,74	0,6666	488,93	2874,13	1754,31	41,88	43,88	52,66	60*60
4	1736,83	0,65	526,01	3133,74	1912,77	43,74	45,74	54,88	60*60
3	1887,92	0,6363	563,00	3393,20	2071,14	45,51	47,51	57,01	65*65
2	2039,01	0,625	600,10	3652,81	2229,60	47,22	49,22	59,06	65*65
1	2190,11	0,6153	637,06	3912,23	2387,95	48,87	50,87	61,04	70*70
MEZZ_RDC	2341,20	0,6071	674,14	4171,82	2546,40	50,46	52,46	62,95	70*70
RDC	2492,29	0,6	711,23	4431,43	2704,85	52,01	54,01	64,81	75*75
MEZZ_SSOL	2643,38	0,5937	748,21	4690,88	2863,22	53,51	55,51	66,61	80*80
SSOL	2794,47	0,5882	785,27	4950,44	3021,65	54,97	56,97	68,36	80*80

Tableau 0-11 : Calcul du poteau C4

Etage	N _G (KN)	C _Q	N _Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	A-2 (cm)	A (cm)	1,2A (cm)	Section (cm)
14	488,38	1	96,51	804,07	490,79	22,15	24,15	28,98	40*40
13	815,02	1	256,68	1485,30	906,60	30,11	32,11	38,53	45*45
12	1141,67	0,95	400,41	2141,87	1307,36	36,16	38,16	45,79	50*50
11	1468,31	0,9	528,55	2775,05	1693,83	41,16	43,16	51,79	55*55
10	1794,96	0,85	640,67	3384,20	2065,65	45,45	47,45	56,94	60*60
9	2121,61	0,8	736,77	3969,32	2422,80	49,22	51,22	61,47	65*65
8	2448,25	0,75	816,86	4530,42	2765,28	52,59	54,59	65,50	70*70
7	2774,90	0,7142	896,84	5091,38	3107,68	55,75	57,75	69,30	75*75
6	3101,54	0,6875	977,03	5652,62	3450,25	58,74	60,74	72,89	80*80
5	3428,19	0,6666	1057,01	6213,58	3792,64	61,58	63,58	76,30	85*85
4	3754,84	0,65	1137,20	6774,82	4135,22	64,31	66,31	79,57	85*85
3	4081,48	0,6363	1217,17	7335,75	4477,60	66,91	68,91	82,70	90*90
2	4408,13	0,625	1297,37	7897,02	4820,18	69,43	71,43	85,71	95*95
1	4734,77	0,6153	1377,27	8457,86	5162,51	71,85	73,85	88,62	95*95
MEZZ_RDC	5061,42	0,6071	1457,44	9019,08	5505,06	74,20	76,20	91,44	100*100
RDC	5388,07	0,6	1537,62	9580,32	5847,64	76,47	78,47	94,16	100*100
MEZZ_SSOL	5714,71	0,5937	1617,58	10141,23	6190,00	78,68	80,68	96,81	110*110
SSOL	6041,36	0,5882	1697,69	10702,37	6532,52	80,82	82,82	99,39	110*110

Tableau 0-12 : Calcul du Poteau C5

Etage	N _G (KN)	C _Q	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	A-2 (cm)	A (cm)	1,2A (cm)	Section (cm)
14	524,15	1	96,51	852,37	520,27	22,81	24,81	29,77	40*40
13	874,72	1	268,41	1583,49	966,53	31,09	33,09	39,71	45*45
12	1225,29	0,95	429,75	2298,76	1403,12	37,46	39,46	47,35	55*55
11	1575,86	0,9	567,27	2978,31	1817,90	42,64	44,64	53,56	60*60
10	1926,42	0,85	687,60	3632,07	2216,94	47,08	49,08	58,90	65*65
9	2276,99	0,8	790,74	4260,05	2600,25	50,99	52,99	63,59	70*70
8	2627,56	0,75	876,69	4862,24	2967,81	54,48	56,48	67,77	75*75
7	2978,13	0,7142	962,54	5464,28	3335,29	57,75	59,75	71,70	80*80
6	3328,70	0,6875	1048,59	6066,62	3702,95	60,85	62,85	75,42	80*80
5	3679,26	0,6666	1134,44	6668,66	4070,42	63,80	65,80	78,96	85*85
4	4029,83	0,65	1220,49	7271,01	4438,08	66,62	68,62	82,34	90*90
3	4380,40	0,6363	1306,32	7873,02	4805,53	69,32	71,32	85,59	90*90
2	4730,97	0,625	1392,39	8475,39	5173,21	71,93	73,93	88,71	95*95
1	5081,54	0,6153	1478,15	9077,30	5540,60	74,44	76,44	91,72	95*95
MEZZ_RDC	5432,10	0,6071	1564,19	9679,62	5908,25	76,87	78,87	94,64	100*100
RDC	5782,67	0,6	1650,24	10281,97	6275,91	79,22	81,22	97,46	110*110
MEZZ_SSOL	6133,24	0,5937	1736,05	10883,95	6643,35	81,51	83,51	100,21	110*110
SSOL	6483,81	0,5882	1822,04	11486,19	7010,94	83,73	85,73	102,88	120*120

II.5.3 Vérifications des articles 7.4.1 de RPA99/03 :

L'article 7.4.1 du RPA99/03 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Soient : b_1, h_1 : les dimensions du poteau en cm ;

h_e : Hauteur d'étage en m ;

Pour la zone III :

- Min (b_1, h_1) $\geq$ 30 cm

Min (b_1, h_1) = (40,40) **Vérifiée**

Et :

- Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$

$$h_e/20 = 3.9/20 = 0.195m$$

(40,40) > 19.5cm **Vérifiée**

- $1/4 < b_1/h_1 < 4$ Poteaux carrés : $1/4 < b_1/h_1 = 1 < 4$ **Vérifiée**

II.6 Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

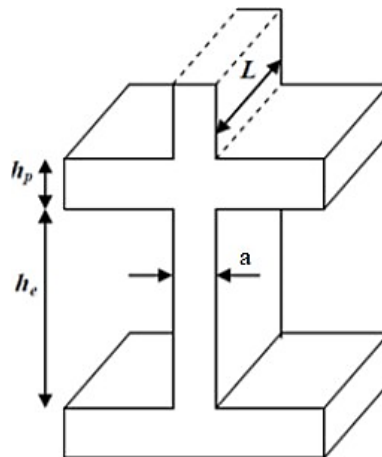


Figure 0-10 Coupe de voile en élévation

Avec : L : Longueur du voile ;

a : épaisseur du voile ;

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure ci-dessous :

Condition 1		$a \geq h_e/25$
Condition 2		$a \geq h_e/22$
Condition 3		$a \geq h_e/20$

Figure 0-11 Coupe des voiles en plan selon la forme & la condition de rigidité aux extrémités

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voiles de contreventement (Noyau Central)
- Voile périphérique

II.6.1 Pré dimensionnement du noyau central :

Un noyau central de contreventement est une structure verticale et rigide située généralement au centre du bâtiment, qui est conçue pour résister aux forces latérales, telles que le vent et les séismes. Ce noyau est généralement constitué d'un ensemble de murs voiles qui sont reliés entre eux pour former une structure rigide et résistante.

Le noyau central est l'élément assurant la rigidité de l'édifice, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Les efforts exercés par le vent sont retransmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux positionnés aux différents étages.

Pour notre ouvrage à étudier, il est question de deux noyaux centraux symétriquement opposés comme montré sur la figure ci-dessous :

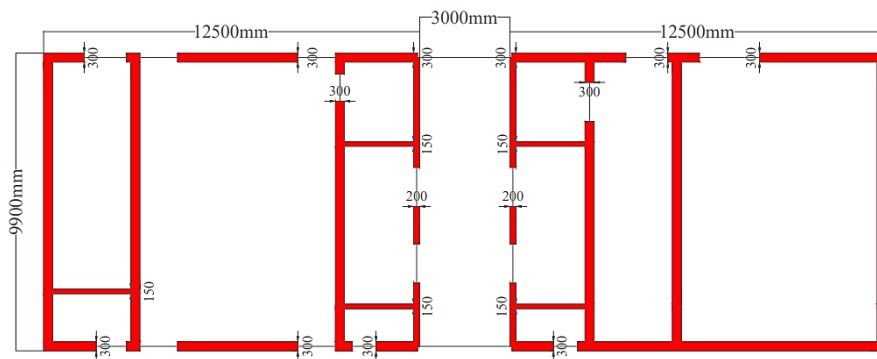


Figure 0-12vue en plan du noyau central en plan-étage courant

Nous remarquons qu'ils existent des différentes formes de voiles selon les conditions aux extrémités (voir figures) :

La hauteur de l'étage courant : $h_e = 3.9$ m

Tableau 0-13: Valeurs des coefficients de dégression de charge par étage

Forme	Forme 1	Forme 2	Forme 3
Condition	$a \geq h_e/22 = 0.17$ m	$a \geq h_e/25 = 0.15$ m	$a \geq h_e/20 = 0.195$ m
L'épaisseur retenue	a = 25 cm	a = 20 cm	a = 30 cm

Vérification de la condition $L \geq 4a$:

$$L_{\min} = 1.25 \text{ m} > 4 \times 30 = 1.2 \text{ m} \quad \text{Vérifié.}$$

II.6.2 Pré dimensionnement du voile périphérique :

Le voile périphérique est un voile sans about comme le montre la figure (II.8). Il entoure dans notre cas la base de la structure et joue deux rôles :

- Mur de soutènement pour les sous-sols contre les poussées des terres du sol environnant.
- Assurer la résistance de la structure aux résultantes horizontales des forces sismiques.

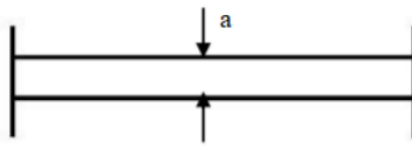


Figure 0-13 Schéma d'un voile sans abouts

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $\geq 15 \text{ cm}$
- Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition : $a \geq h_e/20$

Pour notre cas : $h_e = 7.2 \text{ m}$

Alors : $a \geq h_e/20 = 7.2/20 = 0.36 \text{ m}$

Soit : $a = 45 \text{ cm}$

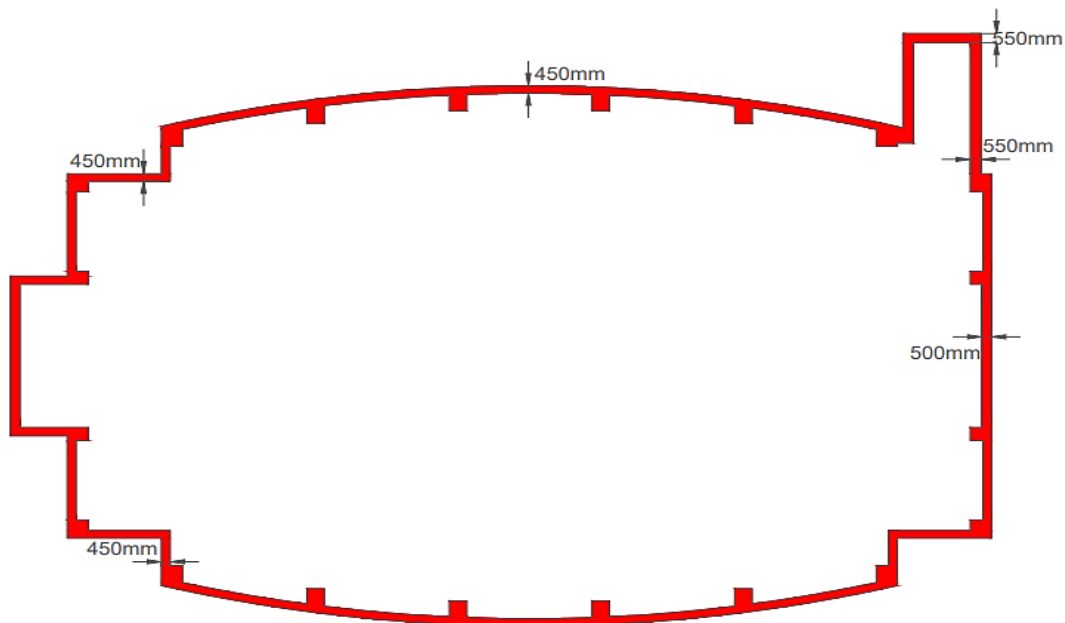


Figure 0-14 Vue en Plan du voile périphérique

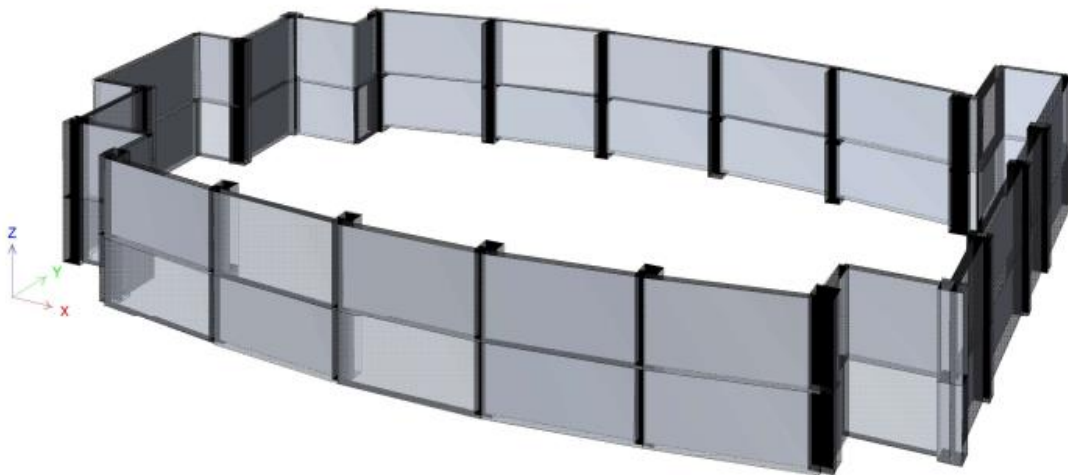


Figure 0-15 Vue en 3D du voile périphérique « ETABS »

II.7 Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments principaux constitutifs de l'ossature est une étape cruciale dans la conception. Le respect des normes garantit une marge de sécurité pour l'ingénieur concepteur qui devra faire preuve d'ingéniosité afin d'allier au mieux l'économie sur le coût de réalisation à la sécurité à l'usage.

Le respect des normes CBA93, BAEL et RPA99/2003 dans le processus de pré dimensionnement nous a permis de déterminer les dimensions initiales des éléments structuraux, en tenant compte des critères de résistance, de stabilité et de durabilité. Ces normes fournissent des directives claires et des méthodes de calcul fiables pour garantir la sécurité des bâtiments.

Le RPA99/2003 règlement parasismique fournit des critères de sécurité plus spécifiques, prenant en compte les particularités géographiques et sismiques de la région étudiée. Les vérifications selon le RPA99/2003 nous ont permis de s'assurer que la structure respecte les exigences minimales de résistance aux séismes.

CHAPITRE III

ETUDE SISMIQUE SUIVANT RPA99/2003

III.1 Introduction :

Un séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par des mouvements vibratoires de la croûte terrestre causés par une libération brutale d'énergie accumulée dans les failles géologiques. Les séismes sont souvent accompagnés de secousses et vibrations violentes qui peuvent causer des dommages et des dégâts considérables aux structures construites sur le sol affecté.

L'étude sismique vise à déterminer la manière dont réagit la structure à cette excitation « Réponse sismique de la structure » et à évaluer la capacité des structures à résister aux forces sismiques pour minimiser les dommages potentiels. Cette étude est donc essentielle pour garantir la sécurité des personnes et des biens en cas d'un séisme.

Une fois l'analyse sismique est faite, les charges sismiques et les exigences de résistance sont déterminées, les ingénieurs peuvent donc sélectionner les matériaux de construction qui répond aux exigences, et opter pour des conceptions, des dimensions et des sections qui vont assurer généralement :

- Une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- Une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité.

Pour déterminer la réponse sismique d'un bâtiment, Il existe quatre procédures d'analyses dans le but de l'évaluation et la conception :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse dynamique linéaire.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique non linéaire.

L'analyse sismique linéaire est une méthode d'analyse qui suppose que les déformations de la structuré restent linéaires en réponse aux forces sismiques. Elle est couramment utilisée pour déterminer la réponse sismique des structures de manière rapide et efficace. Cette méthode implique la résolution d'équations différentielles linéaires pour déterminer les différents paramètres de la réponse induits par l'excitation sismique.

En revanche l'analyse sismique non linéaire prend en compte les déformations non linéaires de la structure. Cette méthode est plus précise que l'analyse linéaire, mais elle est également plus complexe et prend plus de temps pour être réalisée.

Dans le présent chapitre, on va appliquer deux méthodes du règlement parasismique algériens **RPA99/03**, la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale.

Il est admis donc que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations post-élastiques. Il est fait alors recours à des méthodes de **calcul linéaire équivalent**, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme d'un spectre de réponse.

Un coefficient de comportement unique associé à la structure permet alors :

- Déterminer les efforts de dimensionnement de la structure.
- D'estimer les déformations inélastiques subies par les structures pour la vérification des critères d'endommagement.

III.2 La méthode statique équivalente :

III.2.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

III.2.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
 - Zone I : Tous groupes.
 - Zone II :
 - Groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

- Zone III :
 - Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Remarque :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies, cependant les vérifications imposées par le RPA99/03 nécessitent son application.

III.2.3 Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

III.2.4 Calcul de la force sismique :

Suivant l'article 4-2-3 dans le RPA99 version 2003 :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.

W : Poids sismique de la structure.

III.2.4.1 Coefficient d'accélération A :

Le coefficient d'accélération A est donné par le tableau 4.1 du RPA99/03 (Annexe)

- Groupe d'usage du bâtiment : 1A
- Zone sismique : Zone III

$$A = 0.4$$

III.2.4.2 Facteur de comportement R :

Le facteur de comportement est donné par le tableau du RPA99/03(Annexe 3-2) :

- Matériaux de la structure : Béton armé
- Contreventement assuré par : Noyau central

$$R = 3.5$$

III.2.4.3 Facteur d'amplification dynamique D moyen:

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/2003 (voir annexe).

i. Classification du site :

Catégorie **S3** : Site meuble, où $T_1 = 0.15$ sec et $T_2 = 0.5$ sec

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donné par le **tableau 4-2 dans le RPA**

Dans notre cas la structure est contreventée par voiles en béton armé donc : $\xi = 10\%$

D'où : $\eta = 0.76 > 0.7$

ii. Calcul de la période fondamentale T : (Article 4-2-4) dans le RPA

- Par la formule empirique :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec :

h_n : Hauteur de la structure sans acrotère.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99/03 (Annexe 3-4).

Pour notre cas : $h_n = 70.4$ m

Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé : $C_T = 0.05$

D'où : **$T = 1.215$ s**

- Dans le cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}}$$

Où : D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Pour notre cas : $D_x = 47.5$ m ; $D_y = 32.5$ m

D'où :

$$T_x = \frac{0.09 \times 70.4}{\sqrt{47.5}} = 0.92 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 70.4}{\sqrt{32.5}} = 1.11 \text{ sec}$$

Remarque :

$$T_x = \min(0.92 ; 1.215) = \mathbf{0.92 \text{ sec}}$$

$$T_y = \min(1.11 ; 1.215) = \mathbf{1.11 \text{ sec}}$$

Pour : $T_2 = 0.5 \text{ sec}$ $T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ sec}$ et $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ sec}$

- Selon l'axe x :

$$D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \text{ Ce qui donne : } \mathbf{D_x = 1.265}$$

- Selon l'axe y :

$$D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \text{ Ce qui donne : } \mathbf{D_y = 1.123}$$

III.2.4.4 Calcul du facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99/03 (Annexe 3-6).

Tableau 0-1Vérifications des critères du facteur de qualité Q par notre structure

Critère q	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum P_q$	0,1

D'où le facteur de qualité de notre structure : **Q = 1.1**

III.2.4.5 Calcul du poids sismique total de la structure W :

Le poids sismique W_i est calculé en sommant le poids total de la structure et un pourcentage β de la charge d'exploitation pour tenir compte de la probabilité d'occupation du bâtiment.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes Solidaires de la structure.

W_Q : charge d'exploitation.

Le coefficient de pondération β est donné selon la fonction du bâtiment dans le tableau du RPA99/03 (Voir annexes)

Pour notre cas : Bâtiment à usage de bureaux : $\beta = 0.2$

- **Calcul manuel du poids de la structure :**

Le poids total de la structure se fait suite au calcul des poids sismiques par étages détaillé (en sommant le poids de tous les éléments constituant chaque étage).

Les calculs ont été faits par Excel, les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 0-2calcul du poids permanent G et les charges d'exploitation Q de la structure

ETAGE	W_G (KN)	W_Q (KN)	W_{sismique} (KN)
RDC	14855,06	2579,16	15370,89
Mezz-RDC	18046,53	3522,21	18750,97
Etage 1	15684,34	3522,21	16388,78
Etage 2	15501,72	3522,21	16206,16
Etage 3	15695,65	3522,21	16400,09
Etage 4	15349,62	3522,21	16054,06
Etage 5	15349,62	3522,21	16054,06
Etage 6	15543,55	3522,21	16247,99
Etage 7	15248,22	3522,21	15952,66
Etage 8	15248,22	3522,21	15952,66
Etage 9	15248,22	3522,21	15952,66
Etage 10	15248,22	3522,21	15952,66
Etage 11	15248,22	3522,21	15952,66
Etage 12	15442,15	3522,21	16146,59
Etage 13	15012,36	3522,21	15716,80
Etage 14	18914,86	2191,37	19353,13
Penthouse	6947,94	411,65	7030,27
Somme	258584,51	54493,04	269483,12

Le poids sismique total de la structure est : $W = 269483,12 \text{ KN}$

- **Calcul de la force sismique :**

Tableau 0-3 Récapitulatif des facteurs de la MSE

A	D _x	D _y	R	Q	W _{sismique} (KN)
0.4	1.265	1.123	3.5	1.1	269483,12

- La force sismique selon x :

$$V_x = 42855,52 \text{ KN}$$

- La force sismique selon y :

$$V_y = 38044,86 \text{ KN}$$

III.2.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_t = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0.07 \cdot T \cdot V$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 seconde.

Pour notre cas : $T = 1.215 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec}$

- Selon le sens x :

$$F_t = 0.07 \times 1.215 \times 42855.515 = 3644,8615 \text{ KN}$$

- Selon le sens y :

$$F_t = 0.07 \times 1.215 \times 38044.856 = 3235,7150 \text{ KN}$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = (V - F_t)W_i * h_i / \sum W_j h_j$$

- F_i : Effort horizontal revenant au niveau i
- h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i
- h_j : niveau d'un plancher quelconque
- $W_i ; W_j$: Poids revenant aux planchers $i ; j$

Distribution des efforts horizontaux revenant à chaque niveau :

Tableau 0-4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveau	h_e (m)	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i * h_i$	F_x (KN)	F_y (KN)
Penthouse	6,00	6942,76	70,40	488770,11	2058,69	1827,60
Etage 14	5,00	19394,45	64,40	1249002,31	5184,22	4602,27
Etage 13	3,90	15441,27	59,40	917211,23	3883,26	3447,35
Etage 12	3,90	15952,66	55,50	885372,59	3727,52	3309,09
Etage 11	3,90	15952,66	51,60	823157,22	3423,96	3039,61
Etage 10	3,90	15952,66	47,70	760941,85	3165,17	2809,87
Etage 9	3,90	15952,66	43,80	698726,48	2906,39	2580,13
Etage 8	3,90	15952,66	39,90	636511,11	2647,60	2350,40
Etage 7	3,90	15952,66	36,00	574295,74	2388,81	2120,66
Etage 6	3,90	16054,06	32,10	515335,31	2169,46	1925,93
Etage 5	3,90	16054,06	28,20	452724,47	1883,13	1671,74
Etage 4	3,90	16054,06	24,30	390113,64	1622,70	1440,54
Etage 3	3,90	16206,16	20,40	330605,65	1391,63	1235,41
Etage 2	3,90	16206,16	16,50	267401,63	1112,27	987,41
Etage 1	3,90	16194,85	12,60	204055,10	858,94	762,52
MEZZ-RDC	4,20	18750,38	8,70	163128,27	678,56	602,39
RDC	4,50	15402,87	4,50	69312,89	287,71	255,42

▪ **Distribution des efforts sismiques :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, l'effort tranchant est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

Tableau 5 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveau	he (m)	F _x (KN)	V _x (KN)	M _x (KN.m)	F _y (KN)	V _y (KN)	M _y (KN.m)
Penthouse	6,00	2058,69	5703,55	34221,30	1827,60	5063,31	30379,86
Etage 14	5,00	5184,22	10887,77	54438,84	4602,27	9665,58	48327,92
Etage 13	3,90	3883,26	14771,03	57607,01	3447,35	13112,94	51140,45
Etage 12	3,90	3727,52	18498,55	72144,34	3309,09	16422,03	64045,92
Etage 11	3,90	3423,96	21922,51	85497,78	3039,61	19461,64	75900,40
Etage 10	3,90	3165,17	25087,68	97841,96	2809,87	22271,51	86858,91
Etage 9	3,90	2906,39	27994,07	109176,86	2580,13	24851,65	96921,43
Etage 8	3,90	2647,60	30641,66	119502,49	2350,40	27202,05	106087,98
Etage 7	3,90	2388,81	33030,47	128818,85	2120,66	29322,70	114358,55
Etage 6	3,90	2169,46	35199,93	137279,73	1925,93	31248,63	121869,67
Etage 5	3,90	1883,13	37083,06	144623,93	1671,74	32920,37	128389,46
Etage 4	3,90	1622,70	38705,75	150952,44	1440,54	34360,92	134007,58
Etage 3	3,90	1391,63	40097,38	156379,78	1235,41	35596,33	138825,69
Etage 2	3,90	1112,27	41209,65	160717,63	987,41	36583,74	142676,60
Etage 1	3,90	858,94	42068,59	164067,50	762,52	37346,27	145650,44
Mezz-Rdc	4,20	678,56	42747,15	179538,04	602,39	37948,66	159384,36
Rdc	4,50	287,71	43034,86	193656,88	255,42	38204,07	171918,32

- Moment maximum à la base autour de l'axe x :

$$M_x = 193656,88 \text{ KN.m}$$

- Moment maximum à la base autour de l'axe y :

$$M_y = 171918,32 \text{ KN.m}$$

III.3 La méthode dynamique modale spectrale

III.3.1 Principe :

Pour le dimensionnement d'un système, la connaissance de la variation temporelle de la réponse n'est pas obligatoirement nécessaire et seule la valeur maximale est requise. Calcul de de la réponse sismique spectrale (Méthode modale spectrale) nous permet d'avoir directement cette grandeur.

Par cette méthode, il est cherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.3.2 Modélisation

La modélisation d'un bâtiment repose sur une hypothèse principale : la rigidité des diaphragmes. En effet au lieu de considérer chaque point d'un niveau de bâtiment donné comme degré de liberté, on suppose le plancher infiniment rigide. Il en résulte que les déplacements de tous les points d'un même niveau soient égaux et assimilés à un seul degré de liberté. Cette hypothèse va nous permettre de simplifier l'étude de notre système en réduisant le nombre de degrés de liberté donc le nombre d'inconnus, tout en gardant une précision concernant les propriétés intrinsèques à l'instar de la rigidité, l'amortissement, la masse et les fréquences propres.

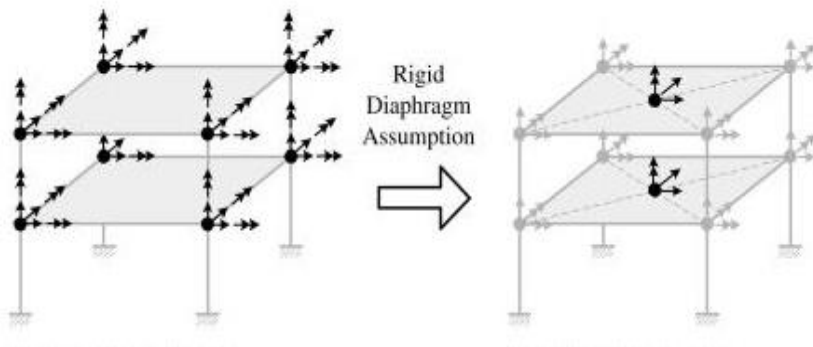


Figure 1-Réduction du modèle réel à un modèle réduit

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnelles encastrés à la base et plusieurs DDL par plancher.

III.3.3 Modélisation à l'aide du logiciel ETABS :

i. Description du logiciel ETABS :

Etabs (abréviation de “ Extended 3D Analysis of Building Systems”), est un logiciel de modélisation et d’analyse de structures. Développé par Computers and Structures, Inc.

Il permet aux ingénieurs de modéliser des structures en 3D à la base de la théorie des éléments finis, ce qui leur permet de simuler et d’analyser le comportement de la structure et sa performance sous différentes charges, y compris les charges statiques et dynamiques.

ii. Modélisation des éléments structuraux :

Etabs modélise les éléments structuraux en utilisant la méthode des éléments finis. Dans cette méthode, la structure est divisée en petits éléments, tels que les poutres, les colonnes, dalles et les murs, qui sont connectés à des nœuds.

- Les poteaux et les poutres sont modélisés par la commande « FRAME » en forme d’éléments à 2 nœuds et 6 D.D.L par nœud et qui permet de choisir les dimensions et les matériaux des sections.
- Les planchers en dalle pleine sont modélisés par la commande « SLAB » qui permet qui négliger les efforts membranaires et sont soumis à l’option « DIAPHRAGME » qui unifie les déplacements des nœuds dans le même niveau.
- Les voiles sont modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Chaque élément est défini par ses propriétés, telles que la section transversale, le module d’élasticité et la densité du matériau constituant.

Les éléments sont ensuite connectés à des joints, qui représentent les conditions aux limites de la structure.

iii. Modélisation de la masse et affectation des charges :

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé (25 KN/m³).

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l’acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

Ainsi le poids total W de la structure est égal à la somme des W_i , calculé à chaque niveau «i»

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes Solidaires de la structure.

W_Q : charge d’exploitation.

Le coefficient de pondération β est donné selon la fonction du bâtiment dans le tableau 4.5 du RPA99/03 (Annexe 3-5).

Pour notre cas : Bâtiment à usage de bureaux : $\beta = 0.2$

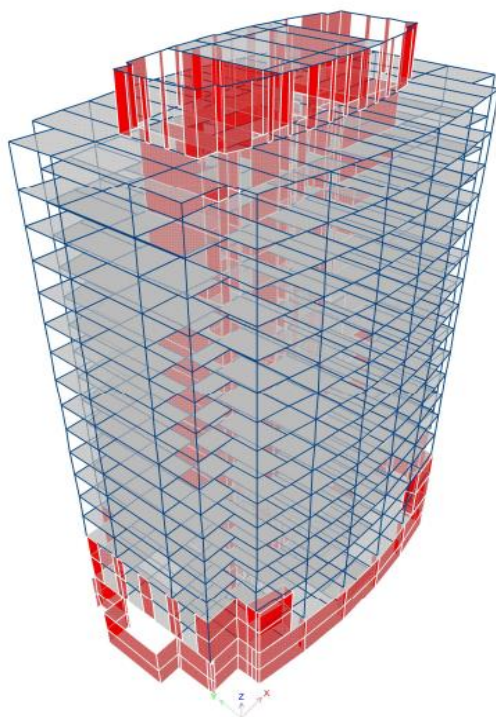


Figure 2 -Schéma du modèle numérique 3D « ETABS »

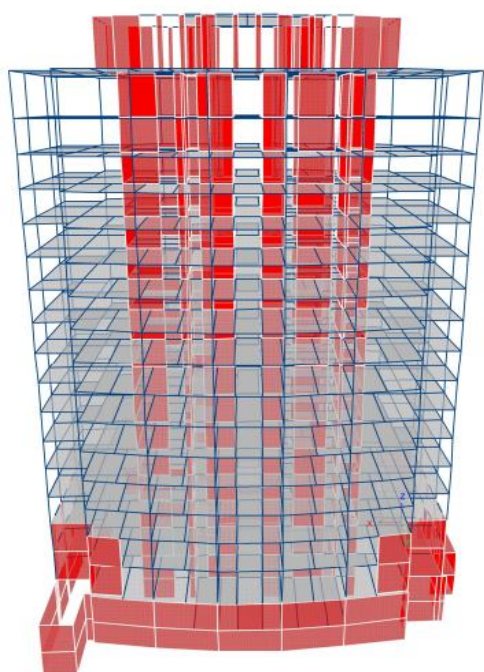


Figure 3 -Vue de façade du modèle

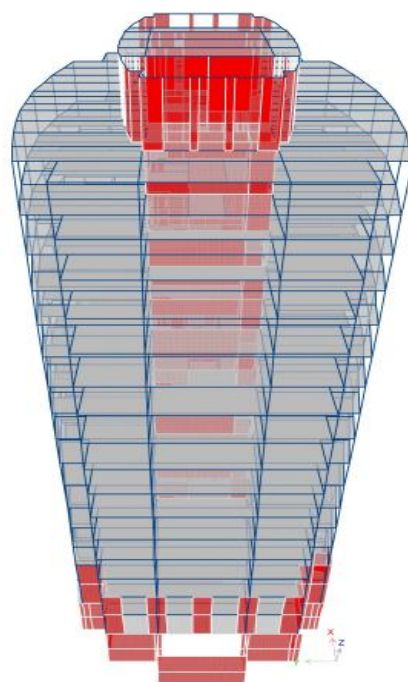


Figure 4 -Vue latérale du modèle

III.3.4 Analyse dynamique modale de la structure :

L'analyse dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres, les pulsations et les modes propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'analyse en vibration libre (analyse modale) est importante car elle permet de comprendre le comportement vibratoire de la structure.

Pour les ouvrages dont la fréquence propre de vibration est voisine de celle de l'action sismique, les effets dynamiques s'entrent en jeu : la réponse de l'ouvrage interagit avec l'action (il y a résonance).

En vibration libre non amortie l'équation de mouvement est:

$$M\ddot{u}(t) + Ku(t) = 0 \quad (\text{Eq III.1})$$

Pour un mode « i » on a:

$$u_i(t) = \Phi_i q_i = \Phi_i [A_i \cos(\omega_i t) + B_i \sin(\omega_i t)] \quad (\text{Eq III.2})$$

Les inconnues sont le mode propre Φ_i et les pulsations propres ω_i

En remplaçant (Eq III.2) dans (Eq III.1) :

$$\omega_i^2 M \Phi_i = K \Phi_i \quad \text{Et} \quad q_i(t) \neq 0$$

Cette relation algébrique est nommée problème aux valeurs et vecteurs propres.

Les ω_i^2 Sont réelles et positives car les matrices K et M sont symétriques et définies positives.

La plus faible pulsation est notée ω_1 , on l'appelle souvent pulsation fondamentale.

Tel que : $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$

Pour chaque ω_i on a un mode propre Φ_i obtenu en résolvant le système:

$$(K - \omega_i^2 M) \Phi_i = 0 \quad (\text{Eq III.3})$$

Ce système a une infinité de solution Φ_i . On fixe une composante du vecteur Φ_{1i} (généralement la première ou mieux la plus grande).

Pour valider le nombre de modes choisi, on fait appel au critère des masses modales. Par définition, la masse modale pour le mode i est la masse effective c'est à dire celle qui, accélérée par l'accélération spectrale du spectre de réponse, donne une force d'inertie égale à la force horizontale propre à la structure sur ce mode.

Le nombre de modes est jugé satisfaisant quand la somme des masses modales est supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

▪ **Résultats de l'analyse modale du modèle 3D :**

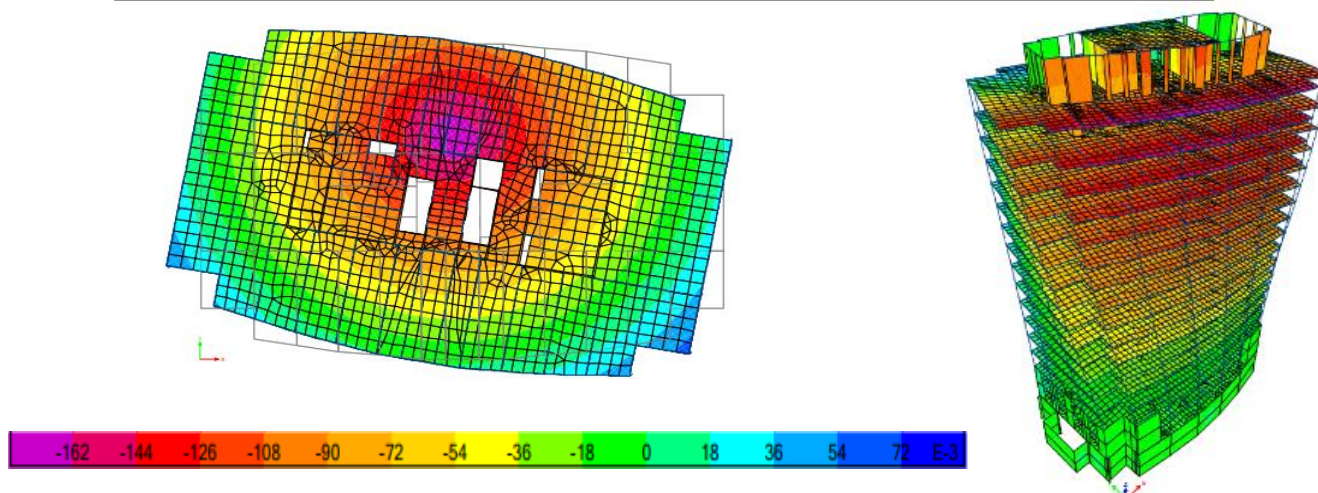
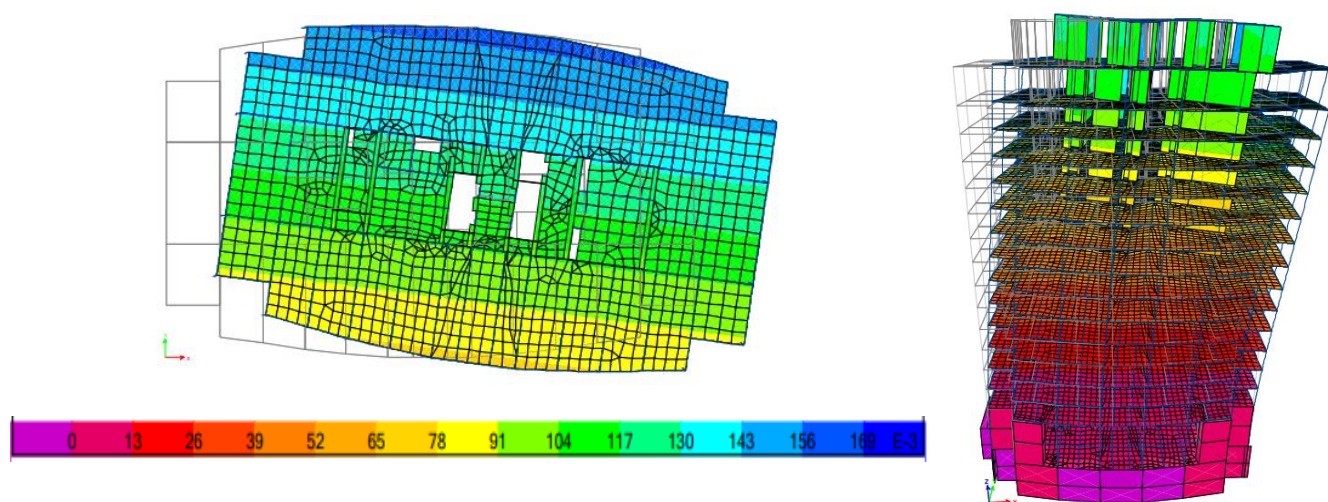
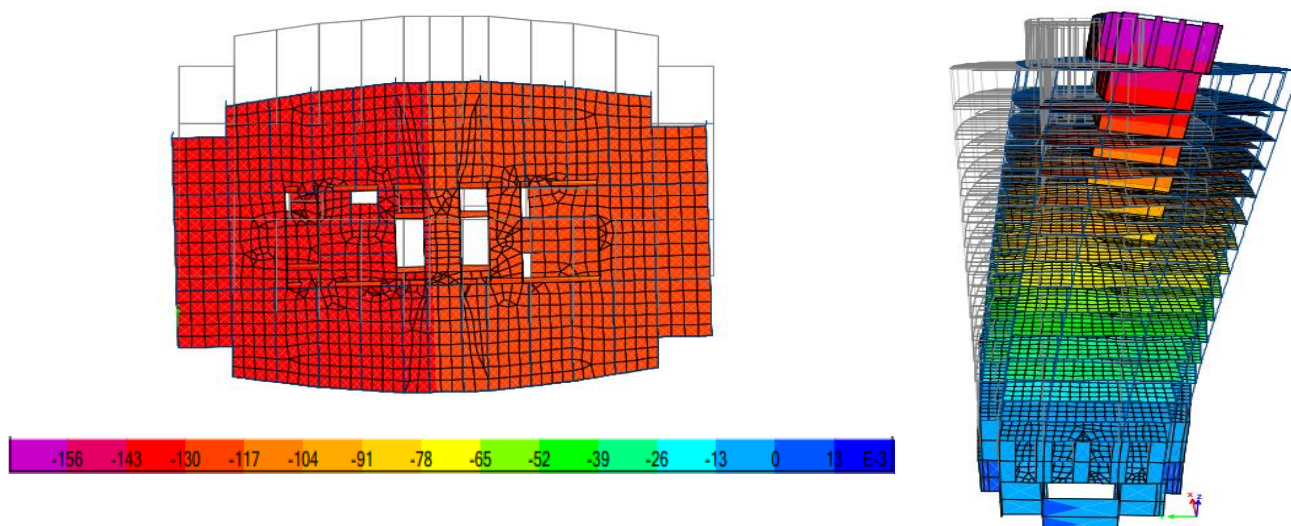
Tableau 6 : résultats de l'analyse modale

Mode	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,165	0,22%	61,34%	0,22%	61,34%	0,29%	0,29%
2	1,075	56,45%	0,36%	56,67%	61,71%	7,90%	8,19%
3	0,875	7,97%	0,10%	64,65%	61,80%	56,56%	64,74%
4	0,295	9,77%	0,27%	74,42%	62,07%	3,87%	68,61%
5	0,257	1,36%	16,18%	75,78%	78,25%	0,43%	69,04%
6	0,247	4,57%	2,01%	80,35%	80,26%	7,58%	76,62%
7	0,148	2,61%	0,04%	82,96%	80,30%	2,64%	79,25%
8	0,127	2,57%	0,02%	85,54%	80,32%	2,43%	81,69%
9	0,114	0,00%	6,17%	85,54%	86,49%	0,05%	81,73%
10	0,102	0,05%	0,00%	85,58%	86,49%	0,01%	81,74%
11	0,098	0,16%	0,00%	85,75%	86,49%	0,07%	81,81%
12	0,095	1,18%	0,01%	86,92%	86,50%	1,63%	83,44%
13	0,084	1,49%	0,00%	88,41%	86,50%	1,37%	84,81%
14	0,074	0,00%	0,89%	88,41%	87,39%	0,10%	84,91%
15	0,071	0,25%	0,96%	88,66%	88,35%	0,69%	85,60%
16	0,069	0,57%	0,59%	89,23%	88,94%	0,17%	85,77%
17	0,066	0,00%	0,28%	89,23%	89,22%	0,49%	86,26%
18	0,065	0,19%	0,45%	89,42%	89,67%	0,03%	86,29%
19	0,062	0,63%	0,01%	90,05%	89,68%	0,94%	87,23%
20	0,059	0,26%	0,00%	90,31%	89,68%	0,03%	87,26%
21	0,056	0,00%	0,01%	90,32%	89,70%	0,03%	87,30%
22	0,054	0,38%	0,00%	90,70%	89,70%	0,82%	88,11%
23	0,054	0,05%	0,02%	90,74%	89,72%	0,07%	88,18%
24	0,05	0,23%	0,80%	90,97%	90,52%	0,46%	88,64%

▪ **Interprétation des résultats :**

La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique est de **1,165 sec.**

- Le premier mode (fondamentale) est un mode de translation suivant Y.
- Le deuxième mode est couplé entre translation suivant l'axe x et torsion (rotation suivant l'axe vertical z) avec une majorité du facteur de participation massique en faveur de la translation.
- Le troisième mode est un mode de torsion.



III.3.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

L'article 4.2.4-4 RPA99/03 : Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthode numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{num}} < 1.3 T_{\text{emp}}$$

o $1.165 < 1.3 \times 1.215 = 1.579 \text{ sec} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Suivant y :

$$1.165 < 1.3 \times 0.92 = 1.196 \text{ sec} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée.

Suivant x :

$$1.075 < 1.3 \times 1.11 = 1.443 \text{ sec} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifiée.

▪ **Nombre de modes à considérer :**

L'article 4.3.4 RPA99/03 : Le nombre de mode de vibration à retenir doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Pour notre cas le nombre de mode à considérer est : **24 modes.**

III.3.5 Action sismique :**III.3.5.1 Spectre de réponse :**

Il présente la variation de la réponse dynamique maximale d'un système à plusieurs degrés de liberté sous un mouvement de sol U_g en fonction de sa période propre et son amortissement. Il est fonction de la nature du site, le niveau de protection recherché selon l'importance de l'ouvrage.

Il y a Trois (3) types de spectre de réponse, Le spectre de réponse en accélération spectrale S_{pa} ; Le spectre de réponse en vitesse spectrale (S_{pv}) et le spectre de réponse en déplacement spectral (S_d).

Avec :
$$S_{pa} = \omega S_{pv} = \omega^2 S_d$$

i. Spectres réglementaires:

Le mouvement sismique dû à un séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse, dénommé, spectre de réponse élastique.

Le comportement ductile ou non linéaire de la structure est pris en compte en réalisant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre de réponse élastique par l'introduction d'un coefficient de comportement R .

Le spectre utilisé dans ce cas est dénommé spectre de calcul ou de dimensionnement.

ii. Spectre de réponse de calcul : (L'article 4.3.3 RPA99/03)

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

iii. Paramètres du spectre :

- La zone sismique est une zone III.
- Le groupe d'usage 1A.
- L'amortissement critique $\xi=10\%$.
- Catégorie du site : S3.
- Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal : $Q=1.1$
- Le coefficient de comportement : $R=3.5$.

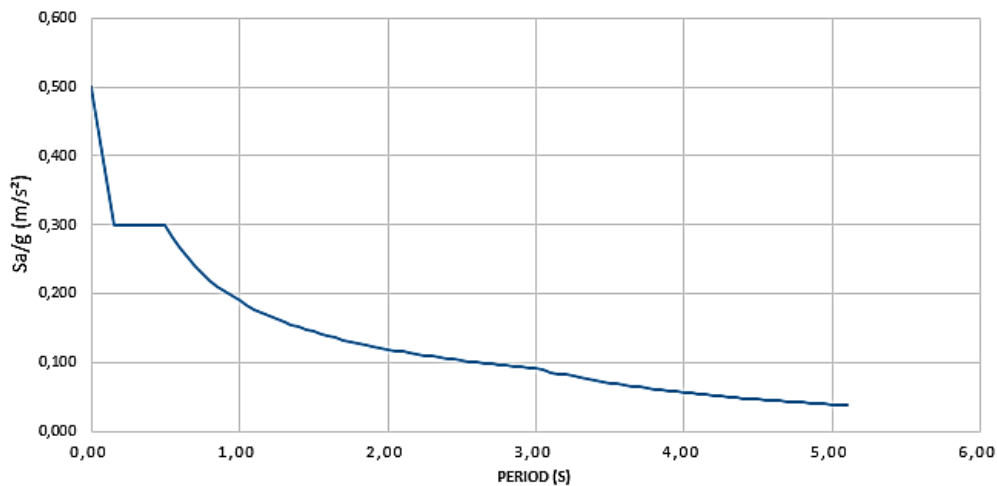


Figure 0-8 Allure du spectre de réponse de la structure

▪ **Résultants de l'analyse modale spectrale :**

Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Tableau 0-7 Résultats de l'analyse modale spectrale

	F_x(KN)	F_y (KN)	F_z (KN)	M_x (KN-m)	M_y (KN-m)	M_z(KN-m)
Ex	36932,23	7041,88	2,641E-06	227399,441	1913911,31	879409,21
Ey	5900,17	33353,05	0,00000217	1668577,8	179946,53	756183,01

- La force sismique suivant X notée F_x obtenue par la méthode numérique :

$$F_x = 36932,2306 \text{ KN}$$

- La force sismique suivant Y notée F_y obtenue par la méthode numérique :

$$F_y = 33353,056 \text{ KN}$$

III.3.6 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (l'article 4.3.6 du RPA99/03)

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente V_{stat} , pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t \geq 0.8V$$

- Suivant x :

$$V_x = 36932.231 > 0.8 \times 42855.515 = 34284,412 \text{ KN} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant y :

$$V_y = 33353.056 > 0.8 \times 38044.856 = 30435,885 \text{ KN} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7 Distribution des efforts sismiques :

Les efforts tranchants et les moments de renversement par étage :

Tableau 8 :Les efforts tranchants et les moments de renversement par étage

Etage	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
Penthouse	1649,16	1793,07	10758,42	9894,96
Etage 14	7709,19	7854,09	49733,42	47992,38
Etage 13	11929,50	11651,02	94669,93	93953,81
Etage 12	15478,92	14591,64	150425,59	153294,15
Etage 11	18666,23	17096,09	215017,81	224523,51
Etage 10	21496,29	19275,06	286994,40	306211,04
Etage 9	24021,10	21257,60	365427,90	397125,11
Etage 8	26276,81	23116,96	449784,06	496179,23
Etage 7	28308,10	24840,05	539700,57	602422,98
Etage 6	30155,76	26398,12	634790,73	715067,20
Etage 5	31820,28	27818,95	734623,09	833424,36
Etage 4	33280,07	29152,96	838817,51	956817,61
Etage 3	34522,99	30407,59	947087,67	1084565,46
Etage 2	35528,00	31528,40	1059151,26	1215953,76
Etage 1	36268,68	32434,60	1174620,37	1350224,68
Mezz-Rdc	36740,16	33077,92	1302184,69	1497203,76
Rdc	36932,23	33353,06	1441625,28	1656542,33

III.3.8 Justification de l'interaction voiles-portiques :

La structure est contreventée par noyau central si toutes les charges horizontales (le quasi majorité) sont reprises par le noyau.

Ceci sera démontré en calculant la participation en effort tranchant reprise par les poteaux et celle reprise par les voiles, à la base de la tour.

Tableau 9 : participation en effort tranchant reprise par les poteaux et par les voiles à la base

	$V_{\text{base-poteaux}}$ (KN)	$V_{\text{base-noyau}}$ (KN)	V_{total} (KN)	Participation voile (%)	Participation portique (%)
Ex	625,9912	33634,47	36932,2306	91%	1,60%
Ey	381,0325	31355,19	33353,056	94%	1,15%

III.3.9 Calcul des déplacements : (L'article 4.4.3 du RPA99/03)

Le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure se calcule comme suit :

$$\delta_k = R. \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques. (Résultats de l'analyse numérique)
- R : coefficient de comportement est égale 3.5

Tableau 10-Les déplacements horizontaux de chaque niveau « k »

Niveau		Suivant la direction X :		Suivant la direction Y :	
Niveau	h_e (m)	δ_{ex} (m)	$\delta_x = \delta_{ex} * R$	δ_{ey} (m)	$\delta_y = \delta_{ey} * R$
Penthouse	6	0,0816	0,2857	0,0930	0,3256
Etage 14	5	0,0767	0,2684	0,0832	0,2911
Etage 13	3,9	0,0708	0,2478	0,0750	0,2625
Etage 12	3,9	0,0659	0,2307	0,0685	0,2399
Etage 11	3,9	0,0608	0,2128	0,0621	0,2173
Etage 10	3,9	0,0555	0,1941	0,0556	0,1946
Etage 9	3,9	0,0499	0,1748	0,0492	0,1721
Etage 8	3,9	0,0443	0,1550	0,0428	0,1497
Etage 7	3,9	0,0385	0,1348	0,0365	0,1279
Etage 6	3,9	0,0328	0,1146	0,0305	0,1067
Etage 5	3,9	0,0271	0,0947	0,0247	0,0864
Etage 4	3,9	0,0215	0,0753	0,0193	0,0674
Etage 3	3,9	0,0162	0,0567	0,0143	0,0500
Etage 2	3,9	0,0113	0,0395	0,0098	0,0344
Etage 1	3,9	0,0069	0,0241	0,0060	0,0211
Mezz-Rdc	4,2	0,0033	0,0116	0,0030	0,0105
Rdc	4,5	0,0012	0,0043	0,0010	0,0035

III.3.10 Justifications de la sécurité :**III.3.10.1 Justification vis-à-vis des déformations : (Article 5.1 de RPA99/03)**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k < \Delta_{lim}$$

Avec :

Le déplacement relatif (inter-étages) au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

Et :

$$\Delta_{lim} = 0.01h_e$$

Suivant x :

Tableau 11- Les déplacements inter-étages suivant x

Niveau	h_e (m)	δ_{ex} (m)	$\delta_x = \delta_{ex} * R$	$\Delta x = \delta_x - \delta_{x-1}$	$0,01 h_e$	$\Delta x < 1\% h_e$
Penthouse	6	0,0816	0,2857	0,0173	0,0600	Vérifiée
Etage 14	5	0,0767	0,2684	0,0206	0,0500	Vérifiée
Etage 13	3,9	0,0708	0,2478	0,0171	0,0390	Vérifiée
Etage 12	3,9	0,0659	0,2307	0,0179	0,0390	Vérifiée
Etage 11	3,9	0,0608	0,2128	0,0187	0,0390	Vérifiée
Etage 10	3,9	0,0555	0,1941	0,0193	0,0390	Vérifiée
Etage 9	3,9	0,0499	0,1748	0,0198	0,0390	Vérifiée
Etage 8	3,9	0,0443	0,1550	0,0201	0,0390	Vérifiée
Etage 7	3,9	0,0385	0,1348	0,0202	0,0390	Vérifiée
Etage 6	3,9	0,0328	0,1146	0,0199	0,0390	Vérifiée
Etage 5	3,9	0,0271	0,0947	0,0194	0,0390	Vérifiée
Etage 4	3,9	0,0215	0,0753	0,0186	0,0390	Vérifiée
Etage 3	3,9	0,0162	0,0567	0,0172	0,0390	Vérifiée
Etage 2	3,9	0,0113	0,0395	0,0154	0,0390	Vérifiée
Etage 1	3,9	0,0069	0,0241	0,0125	0,0390	Vérifiée
Mezz-Rdc	4,2	0,0033	0,0116	0,0073	0,0420	Vérifiée
Rdc	4,5	0,0012	0,0043	0,0043	0,0450	Vérifiée

Suivant y :

Tableau 12- Les déplacements inter-étages suivant y

Niveau	h_e (m)	δ_{ey} (m)	$\delta_y = \delta_{ey} * R$	$\Delta y = \delta_y - \delta_{y-1}$	0,01 h_e	$\Delta y < 1\% h_e$
Penthouse	6	0,0930	0,3256	0,0345	0,0600	Vérifiée
Etage 14	5	0,0832	0,2911	0,0286	0,0500	Vérifiée
Etage 13	3,9	0,0750	0,2625	0,0226	0,0390	Vérifiée
Etage 12	3,9	0,0685	0,2399	0,0226	0,0390	Vérifiée
Etage 11	3,9	0,0621	0,2173	0,0227	0,0390	Vérifiée
Etage 10	3,9	0,0556	0,1946	0,0226	0,0390	Vérifiée
Etage 9	3,9	0,0492	0,1721	0,0223	0,0390	Vérifiée
Etage 8	3,9	0,0428	0,1497	0,0219	0,0390	Vérifiée
Etage 7	3,9	0,0365	0,1279	0,0212	0,0390	Vérifiée
Etage 6	3,9	0,0305	0,1067	0,0202	0,0390	Vérifiée
Etage 5	3,9	0,0247	0,0864	0,0190	0,0390	Vérifiée
Etage 4	3,9	0,0193	0,0674	0,0175	0,0390	Vérifiée
Etage 3	3,9	0,0143	0,0500	0,0156	0,0390	Vérifiée
Etage 2	3,9	0,0098	0,0344	0,0133	0,0390	Vérifiée
Etage 1	3,9	0,0060	0,0211	0,0105	0,0390	Vérifiée
Mezz-Rdc	4,2	0,0030	0,0105	0,0070	0,0420	Vérifiée
Rdc	4,5	0,0010	0,0035	0,0035	0,0450	Vérifiée

III.3.10.2 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Article 5.9 de RPA99/03)

L'effet P- Δ est un effet non linéaire (du 2^o second ordre) qui se produit dans chaque structure ou élément soumis à des charges axiales et latérales. Lorsque l'élément porteur vertical (poteau) d'une rigidité K et de hauteur H est soumis à une force latérale F, il aura tendance à subir un déplacement Δ au point d'application qui va générer un moment à la base dont l'expression est :

$$M_A = F \cdot h$$

Mais si ce poteau est également soumis à une force axiale P, alors celle-ci va générer un moment additionnel M_P à la base dont l'expression est :

$$M_P = P \cdot \Delta$$

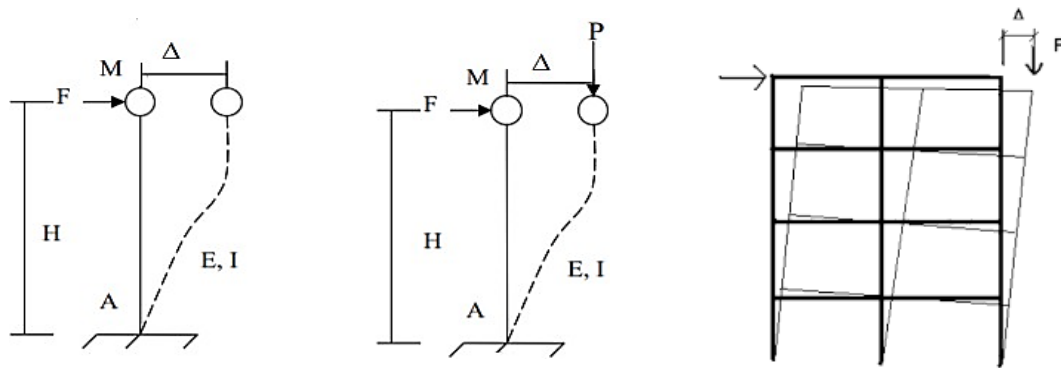


Figure 0-9 Schéma représentatif de l'effet P-Δ

La structure est dite stable vis-à-vis de l'effet P-Δ si et seulement elle satisfait à chaque niveau la condition suivante :

$$\theta = (P_k \cdot \Delta_k) / (V_k \cdot h_k) < 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 < \theta < 0.2$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1 / (1 - \theta)$
- Si $\theta > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 13- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant x

Niveau	h_e (m)	W_k (KN)	P_k (KN)	V_x (KN)	Δx (m)	θ	$\theta < 0,1$
Penthouse	6	3134,08	3134,08	1793,07	0,0173	0,0050	Vérifié
Etage 14	5	19384,04	22518,12	7854,09	0,0206	0,0118	Vérifié
Etage 13	3,9	16690,39	39208,52	11651,02	0,0171	0,0148	Vérifié
Etage 12	3,9	16196,45	55404,97	14591,64	0,0179	0,0174	Vérifié
Etage 11	3,9	16499,77	71904,74	17096,09	0,0187	0,0201	Vérifié
Etage 10	3,9	16499,77	88404,51	19275,06	0,0193	0,0227	Vérifié
Etage 9	3,9	16499,77	104904,29	21257,60	0,0198	0,0251	Vérifié
Etage 8	3,9	16499,77	121404,06	23116,96	0,0201	0,0271	Vérifié
Etage 7	3,9	16499,77	137903,83	24840,05	0,0202	0,0287	Vérifié
Etage 6	3,9	16542,59	154446,42	26398,12	0,0199	0,0299	Vérifié
Etage 5	3,9	16594,29	171040,71	27818,95	0,0194	0,0306	Vérifié
Etage 4	3,9	16594,29	187635,01	29152,96	0,0186	0,0306	Vérifié
Etage 3	3,9	16659,14	204294,15	30407,59	0,0172	0,0297	Vérifié
Etage 2	3,9	16736,69	221030,84	31528,40	0,0154	0,0277	Vérifié
Etage 1	3,9	16730,08	237760,91	32434,60	0,0125	0,0235	Vérifié
Mezz-Rdc	4,2	17263,57	255024,49	33077,92	0,0073	0,0133	Vérifié
Rdc	4,5	14128,89	269153,38	33353,06	0,0043	0,0077	Vérifié

Tableau 14- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant y

Niveau	h_e (m)	W_k (KN)	P_k (KN)	V_y (KN)	Δy (m)	θ	$\theta < 0,1$
Penthouse	6	3134,08	3134,08	1793,07	0,0345	0,0100	Vérifié
Etage 14	5	19384,04	22518,12	7854,09	0,0286	0,0164	Vérifié
Etage 13	3,9	16690,39	39208,52	11651,02	0,0226	0,0195	Vérifié
Etage 12	3,9	16196,45	55404,97	14591,64	0,0226	0,0220	Vérifié
Etage 11	3,9	16499,77	71904,74	17096,09	0,0227	0,0244	Vérifié
Etage 10	3,9	16499,77	88404,51	19275,06	0,0226	0,0266	Vérifié
Etage 9	3,9	16499,77	104904,29	21257,60	0,0223	0,0283	Vérifié
Etage 8	3,9	16499,77	121404,06	23116,96	0,0219	0,0295	Vérifié
Etage 7	3,9	16499,77	137903,83	24840,05	0,0212	0,0302	Vérifié
Etage 6	3,9	16542,59	154446,42	26398,12	0,0202	0,0303	Vérifié
Etage 5	3,9	16594,29	171040,71	27818,95	0,0190	0,0300	Vérifié
Etage 4	3,9	16594,29	187635,01	29152,96	0,0175	0,0288	Vérifié
Etage 3	3,9	16659,14	204294,15	30407,59	0,0156	0,0268	Vérifié
Etage 2	3,9	16736,69	221030,84	31528,40	0,0133	0,0240	Vérifié
Etage 1	3,9	16730,08	237760,91	32434,60	0,0105	0,0198	Vérifié
Mezz-Rdc	4,2	17263,57	255024,49	33077,92	0,0070	0,0128	Vérifié
Rdc	4,5	14128,89	269153,38	33353,06	0,0035	0,0063	Vérifié

III.3.10.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble : (Article 5.5 de RPA99/03)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

III.3.10.4 Vérification de la stabilité au renversement (Article 4.4.1 RPA99/03) :

La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_{st}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

- M_{st} : Moment stabilisant

$$M_{st} = \frac{W \times L}{2}$$

- M_{renv} : Moment renversant

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_e$$

Remarque :

Cette vérification est effectuée pour les sollicitations obtenues par la méthode statique équivalente.

Tableau 15 -Vérification de la stabilité au renversement

Sens	W_{tot} (KN)	L(m)	M_{st} (KN.m)	M_{renv} (KN.m)	$\frac{M_{st}}{M_{renv}}$	Vérification ≥ 1.5
Sens-x	269483,116	47,5	6400224	2046465,35	3,13	Vérifié
Sens-y	269483,116	32,5	4379100,63	1816743,53	2,41	Vérifié

Conclusion : Structure stable vis-à-vis du renversement

III.4 Conclusion :

En conclusion de ce chapitre consacré à l'étude sismique selon le RPA99/2003, nous avons examiné en détail deux méthodes couramment utilisées, à savoir la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, incluant l'analyse modale. Ces méthodes ont été appliquées pour évaluer le comportement sismique de la structure étudiée.

Dans cette étude, nous avons utilisé le logiciel ETABS pour modéliser la structure et effectuer des analyses sismiques détaillées. Grâce à ses fonctionnalités avancées, nous avons pu considérer les propriétés de masse, de rigidité et d'amortissement, ainsi que les interactions entre les différents éléments structuraux. Cela nous a permis d'obtenir des résultats précis et fiables sur le comportement sismique de la structure.

En plus de l'analyse réalisée à l'aide du logiciel ETABS, nous avons également effectué des calculs manuels pour vérifier les résultats obtenus. Cette démarche a permis de renforcer notre compréhension des principes fondamentaux de l'analyse sismique et de vérifier la cohérence des résultats obtenus par les deux méthodes.

La vérification des articles et directives du RPA99/2003 s'est révélée cruciale pour garantir que la structure est conforme aux normes de sécurité parasismique. En respectant ces recommandations, nous avons pu évaluer la capacité de la structure à résister aux charges sismiques et prendre les mesures nécessaires pour renforcer sa résilience face aux séismes.

En résumé, l'étude sismique selon le RPA99/2003 revêt une importance cruciale pour la sécurité des structures. La réglementation parasismique nous aide à évaluer les risques sismiques et à prendre des mesures préventives pour renforcer la résistance des bâtiments.

CHAPITRE IV

ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

« ANALYSE PUSHOVER »

IV.1 Introduction :

Le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays, causant de très grandes pertes humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes.

Au cours des 40 années écoulées, la génie parasismique a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes base leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode pushover.

Ce présent chapitre, concerne la définition et la formulation de la méthode pushover, comme elle concerne aussi l'application des techniques des méthodes pushover, proposées dans les codes internationaux, pour la détermination des réponses non élastiques des structures en béton armé, résultants d'un mouvement sismique

La conception basée sur la performance :

La méthode basée sur la performance demande l'estimation de deux quantités et cela dans le but de conception et évaluation, qui sont la capacité sismique et la demande sismique, la capacité sismique désigne la capacité de la construction à résister aux effets sismiques, la demande sismique est la description des effets sismiques sur la construction, la performance est évaluée quand la capacité est supérieure à la demande.

Niveaux de performance :

Le niveau de performance est défini, selon l'ATC-40 (Applied Technology Council)-Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, par l'état de la structure étudiée après être touchée par un séisme de niveau précis. Autrement dit le niveau de performance est la limite supérieure des dommages admissibles dans une structure à la suite de sa soumission à un niveau précis de danger sismique.

Les niveaux de performance structurelle se définirent comme suit :

- Niveau **IO** (début d'exploitation) : Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité qu'elle possédait avant le séisme.
- Niveau **LS** (l'état d'exploitation sécuritaire) : Indique que l'état des dommages de la structure après le séisme est important mais, il existe une marge de résistance d'effondrement. Certains éléments et composants structurels sont très endommagés sont chute de débris importants tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction.
- Niveau **CP** (l'état des dommages) : Il indique que la construction est menacée d'effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les

éléments structuraux, et non structuraux avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une petite marge de résistance à l'effondrement.

Les niveaux de performance sont représentés graphiquement sur la courbe de capacité comme le montre la figure suivante :

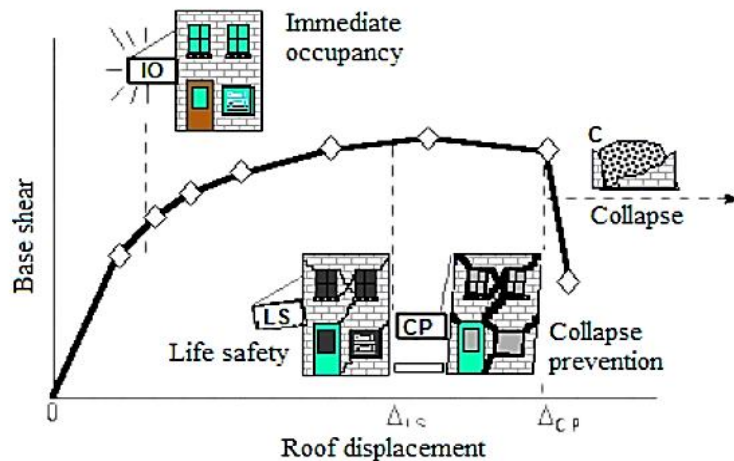


Figure 0-1 les niveaux de performance structurelle.

IV.2 L'Analyse Pushover :

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à l'effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure.

L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Pushover, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. Généralement, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Pushover » comme illustré dans la Figure suivante :

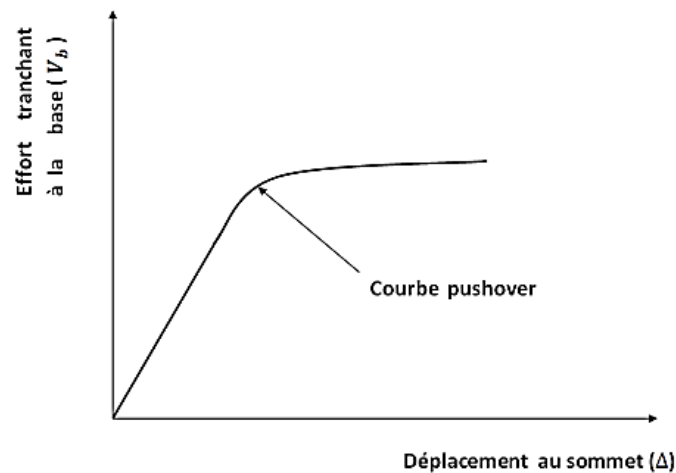


Figure 0-2 : la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.

IV.2.1 Avantages de l'analyse pushover :

L'analyse pushover donne des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui, ne peuvent être obtenues qu' à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, on présente des exemples de telles caractéristiques :

- Les demandes réalistes de forces dans les éléments, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte les discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet $P-\Delta$.

IV.2.2 Principe et fondement théorique de l'analyse pushover :

L'analyse statique pushover se base sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être exprimée par la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté (1DDL), ce qui implique que la réponse de la structure soit contrôlée par un seul mode, qu'on suppose constant durant toute l'histoire de la réponse.

Les différentes études réalisées par Chopra, Fajfar, Krawinkler, Priestley, dans ce contexte, ont montré que ces propositions mènent à des prédictions assez performantes pour l'évaluation de la réponse sismique des structures à plusieurs DDL.

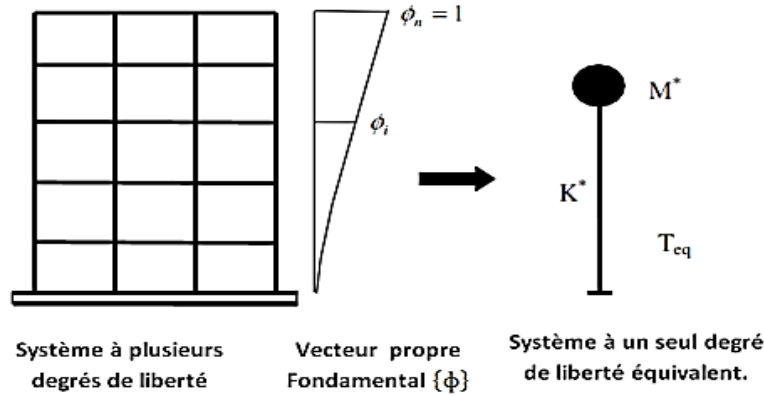


Figure 0-3 : diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique, mais la supposition fondamentale connue à toutes les approches est que la forme déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation.

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

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + q = -M\{1\}\ddot{u}_g \quad (\text{Eq IV.1})$$

Où M et C sont les matrices masse et amortissement du bâtiment respectivement.

q est le vecteur des forces dans les niveaux, $\{1\}$ est le vecteur d'unité et u est le vecteur du déplacement relatif et $\ddot{u}_g$ est l'action sismique.

Puisque dans l'analyse Pushover, la réponse du bâtiment est supposée être dominée par un seul vecteur propre $\{\phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse.

Le vecteur du déplacement relatif peut être exprimé en termes de $\{\phi\}^T$ et le déplacement au sommet du bâtiment $\{\Delta\}$ comme suit :

$$u = \{\phi\} \cdot \Delta \quad (\text{Eq IV.2})$$

En substituant (éq2) dans l'équation (éq1) et en multipliant par $\{\phi\}^T$ nous obtenons :

$$\{\phi\}^T M \{\phi\} \ddot{\Delta} + \{\phi\}^T C \{\phi\} \dot{\Delta} + \{\phi\}^T q = -\{\phi\}^T M \{1\} \ddot{u}_g \quad (\text{Eq IV.3})$$

Nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté u^* par :

$$u^* = \frac{\{\phi\}^T M \{\phi\}}{\{\phi\}^T M \{1\}} \Delta \quad (\text{Eq IV.4})$$

Et alors, le remplacement de $\{\Delta\}$ dans (éq3) en utilisant l'équation (éq4), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$m^* \ddot{u}^* + c^* \dot{u}^* + q^* = -m^* \ddot{u}_g \quad (\text{Eq IV.5})$$

Où m^* , c^* , q^* , représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$m^* = \{\varphi\}^T M \{1\} \quad (\text{Eq IV.6}) ; c^* = \{\varphi\}^T C \{\varphi\} \cdot \frac{\{\varphi\}^T M \{1\}}{\{\varphi\}^T M \{\varphi\}} \quad (\text{Eq IV.7}) ; q^* = \{\varphi\}^T q \quad (\text{Eq IV.8})$$

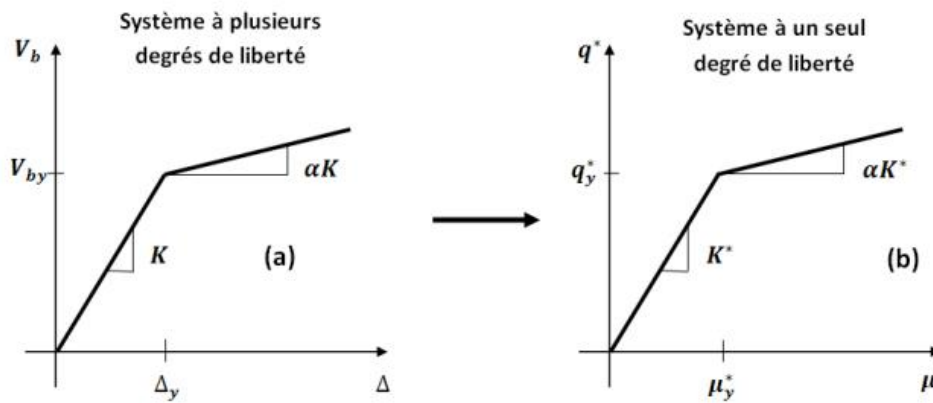


Figure 0-4 :caractéristiques Force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent

Présumant, que le vecteur propre $\{\varphi\}$ est connu, les caractéristiques force/déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation q^*-u^*) peuvent être déterminées à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme (Effort tranchant à la base -déplacement au sommet) qui présente la courbe de capacité comme indiqué sur la figure (1.4) .

Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire ($V_b - \Delta$) doit être représenté par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique V_{by} , une rigidité élastique effective $K_e = V_{by}/\Delta_y$ et une rigidité raidie ou adoucie $K_s = \alpha \cdot K_e$ pour la structure.

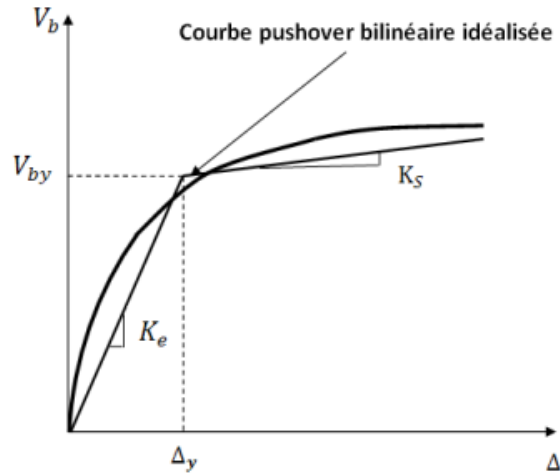


Figure 0-5 : Courbe pushover bilinéaire idéalisée

Cette courbe bilinéaire simplifiée (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), qui est montrée sur la figure (1.3 a), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de la figure (1.3.a) sont utilisés avec les équations (IV.4) et (IV.5) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit :

$$u_{y^*} = \frac{\{\varphi\}^T M \{\varphi\}}{\{\varphi\}^T M \{1\}} \Delta y \quad (\text{Eq IV.10}); \quad q_{y^*} = \{\varphi\}^T q_y \quad (\text{Eq IV.11})$$

Où, est le vecteur des forces de niveau à la plastification, en d'autres termes : $V_{by} = \{1\}^T q_y$

La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* u_{y^*}}{q_{y^*}}} \quad (\text{Eq IV.12})$$

Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues.

L'analyse Pushover est exécutée jusqu'à ce qu'on atteigne un déplacement cible auquel la performance sismique du bâtiment est évaluée.

Le déplacement cible est comme une estimation du déplacement globale prévu du bâtiment en vertu d'une force sismique de conception. Il peut être estimé en appliquant des méthodes Pushover définies dans des règlements sismiques récents.

IV.2.3 La formulation théorique pour les déformations inélastiques :

Pour un système à un seul degré de liberté, élastique- plastique parfait soumis à l'accélération d'une excitation sismique, l'équation du mouvement est exprimée comme suit :

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \left(\frac{\omega_n^2}{k}\right)fs = -\ddot{u}_g$$

Où K la rigidité élastique, ξ est le facteur d'amortissement, ω_n est la fréquence de vibration naturelle, u est la déformation du système élasto-plastique, et fs est la force de résistance du système élasto-plastique. $fs = K \cdot u$: Pendant le chargement et le déchargement élastique et $fs = fy$: Pendant la plastification.

Cette équation du mouvement est intégrée numériquement pour déterminer l'histoire de réponse pour les déformations élasto-plastique du système, où la déformation élasto-plastique maximum absolue est dénotée par u_m .

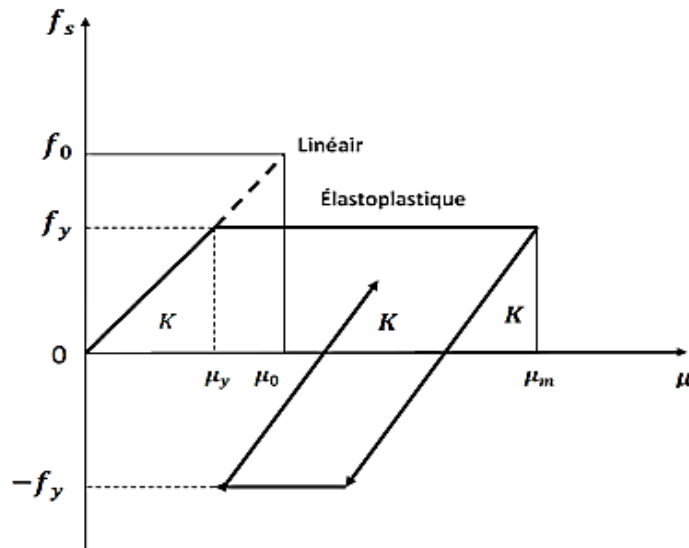


Figure 0-6 :la relation force- déformation du système élasto-plastique

La proportion entre la déformation inélastique maximale u_m et la déformation élastique maximale u_0 en supposant que les vibrations linéaire dans le système équivalent :

$$C = \frac{u_m}{u_0}$$

Pour le système élasto-plastique, le facteur de ductilité est défini par :

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

Le facteur de réduction de la résistance plastique est défini par :

$$R = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y}$$

Où f_0 est la force de résistance élastique maximale par suppositions de vibrations linéaires.

Le rapport de déformation inélastique peut être exprimé en termes de facteur de ductilité et le facteur de réduction de la résistance plastique comme suit :

$$C = \frac{\mu}{R}$$

Le rapport de déformation inélastique pour un système de capacité de ductilité connue (μ) est dénotée par C_u ;

Tandis que le rapport de déformation inélastique pour un système de résistance plastique connue R est dénoté par C_R .

IV.2.4 Procédures d'exécution de l'analyse pushover :

La méthode Pushover suit les pas généraux suivants :

1. Création du modèle non linéaire.
2. Application de la charge gravitaire pour déterminer les déplacements nodaux initiaux et les forces internes.
3. Application de la charge latérale suffisante pour développer la première rotule plastique.
4. Tenir en compte les nouveaux déplacements nodaux et les forces internes dans le calcul de l'étape suivante.
5. Modifier la rigidité structurelle et représenter la nouvelle déformation (plastification).
6. Continuer les étapes 3 à 5, jusqu'à atteindre la charge de ruine ou le déplacement cible (effondrement de la structure)

IV.2.5 Les méthodes Pushover dans les règlements sismiques récents :

La méthode du spectre de capacité ATC-40 (Applied Technology Council) -Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, :

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande sismique.

La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force-déplacement obtenue à partir de l'analyse pushover, et la demande sismique est représentée par sa courbe de spectre de réponse.

Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format ADRS (Acceleration-Displacement-Response-Spectrum) où Sa est la Pseudo-accélération spectral et Sd est le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue et les réponses maximales de la structure sous un séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

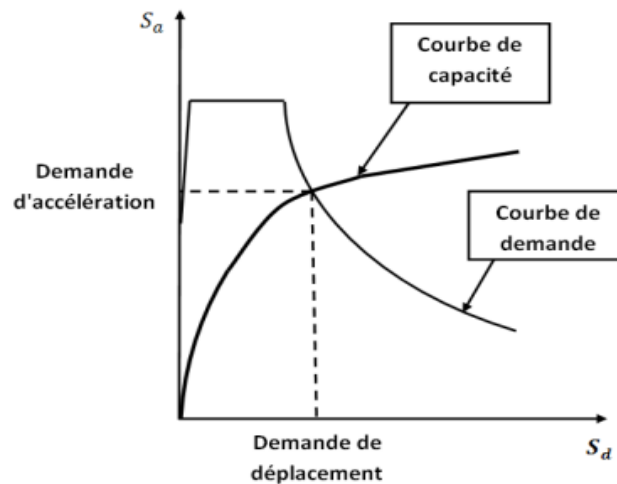


Figure 0-7 : représentation graphique de la méthode de spectre de capacité

La méthode N2 :

Le développement de la méthode de N2 a commencé dans le milieu des années 80. L'idée de base est développée par Saidii et Sozan. Cette méthode combine l'analyse pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent.

Contrairement, à la méthode de spectre de capacité qui est basée sur l'utilisation des spectres élastique avec l'amortissement visqueux équivalent, la méthode N2 est basée sur l'utilisation des spectres inélastique pour éviter des itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse de demande requises.

En général, la méthode de N2 est convenable pour les structures dominées par le premier mode. La méthode de N2 est considérée semblable à la méthode de spectre de capacité, si elle est basée sur des spectres de réponse inélastique.

La méthode de coefficient du déplacement de FEMA-273 (Federal Emergency Management Agency) :

La méthode de coefficient du déplacement diffère de la méthode de spectre de capacité et à la méthode N2 dans l'évaluation du déplacement cible, qui n'exige pas la conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

La méthode de coefficient du déplacement proposée dans FEMA-273 estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu. Le déplacement cible dans FEMA-273 est donné par la relation suivante :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Où : T_e est la période fondamentale effective en (s) du bâtiment dans la direction étudiée, S_a est l'accélération du spectre de réponse en (m/s²) et g l'accélération de la pesanteur.

Les facteurs correctifs C_0, C_1, C_2, C_3 sont définis dans le règlement FEMA-273.

IV.3 Application au cas d'étude:

IV.3.1 Modélisation et définition du comportement non linéaire de la structure :

Après la modélisation de la structure par logiciel ETABS détaillée dans le chapitre III. Les éléments structuraux étaient modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires.

IV.3.1.1 Définition de comportement non linéaire pour les poteaux et les poutres :

Pour modéliser le comportement non-linéaire des éléments poteaux et poutres, on a adopté l'approche de modélisation de rotules plastiques « **Plastic Hinges Approach** » (non-linéarité concentrée).

Dans ce modèle, le non linéarité de matériau est déterminé aux extrémités de l'élément de portique, qui s'appelle la zone de rotule plastique, la formulation de ces modèles suppose un élément-poutre flexible associé à deux ressorts non linéaires, chaque ressort se trouve à l'extrémité de la poutre. Ces ressorts sont reliés aux relations moment-rotation prédéterminées, et ce, au niveau de la section transversale des éléments de portique.

La capacité de rotation des rotules plastiques des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'ATC-40 et la valeur du moment ultime de rotation est obtenue en ajoutant de rotation plastique à la rotation de l'écoulement.

$$\theta_p = (\phi_{ult} - \phi_y) \times l_p$$

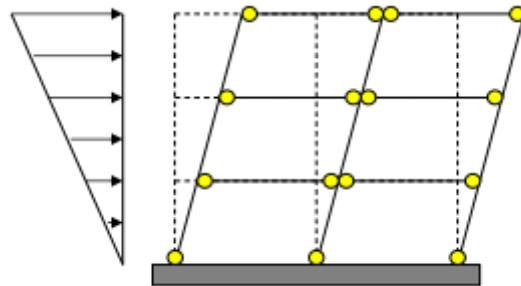


Figure 0-8 modèle de plasticité concentrée

Où l_p est la longueur de lac courbure plastique, ϕ_{ult} le rayon de courbure ultime et p la rotation plastique.

IV.3.1.2 Rotules plastiques pour les éléments poutres :

Le comportement non-linéaire des poutres peut-être modélisé en utilisant des rotules plastiques de **flexion de type M3** (moment-rotation). Les poutres sont modélisées par un élément élastique avec des rotules aux extrémités.

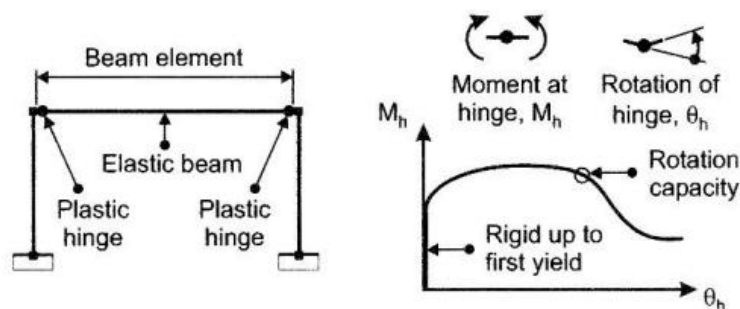


Figure 0-9 : Rotules plastique dans les poutres

Dans notre modèle sur ETABS, on a défini les rotules plastiques de flexion de type M3 dans les poutres d'une manière automatique utilisant l'ASCE 41-17.

Figure 0-10 : Définition automatique des rotules plastique de type M3 pour les poutres sur ETABS

IV.3.1.3 Rotules plastiques pour les éléments poteaux :

Le comportement non-linéaire des poteaux peut-être modélisé en utilisant des rotules plastiques de **flexion/cisaillement de type P-M2-M3**.

Les poteaux sont modélisés par un élément élastique avec des rotules aux extrémités. Comme définit sur la figure.

Dans notre modèle sur ETABS, on a défini les rotules plastiques de **type P-M2-M3** dans les poutres d'une manière automatique utilisant l'ASCE 41-17.

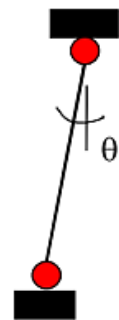


Figure 0-11 : Définition automatique des rotules plastique de type P-M2-M3 pour les poteaux

IV.3.1.4 Définition de comportement non linéaire pour les voiles:

Pour la modélisation non-linéaire des voiles, on a utilisé l'approche de modèle de fibres.

L'approche du modèle de fibres (plasticité distribuée) :

La description des comportements non élastique des éléments en béton armé, peut être précise lors l'utilisation des modèles de plasticité distribuée. Dans ce modèle les caractéristiques non linéaires des matériaux, peuvent apparaître à n'importe quelle section de l'élément. Après cela le comportement de l'élément est obtenu par l'intégration numérique pour la réponse de la section. Vu l'utilisation de l'intégration numérique, le comportement des sections choisies au point de l'intégrale, seulement, peut être contrôlé.

Une méthode efficace pour calculer la réponse de la section, s'applique en discrétisant la section transversale en petites zones, chaque zone est reliée au comportement non linéaire uni-axial de matériau, le modèle utilisé dans cette méthode s'appelle le modèle de fibres.

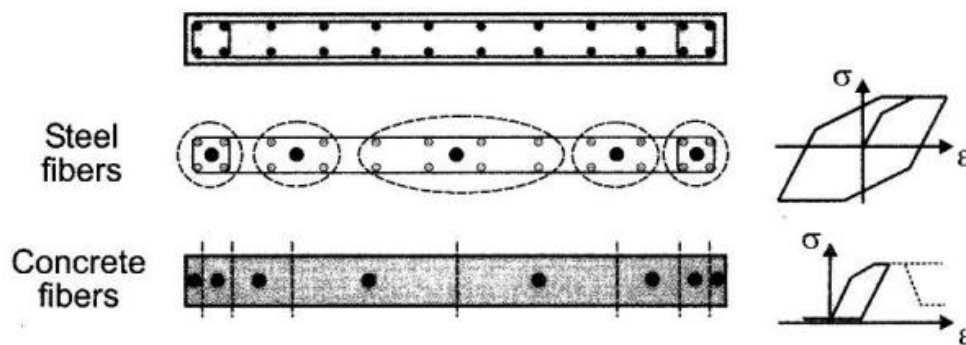


Figure 0-12: Section fibreuse d'un mur en béton armé

A l'aide d'ETABS, les rotules en fibre de type **Fiber-P-M3** peuvent être générées pour les murs voiles en béton armé d'une manière automatique.

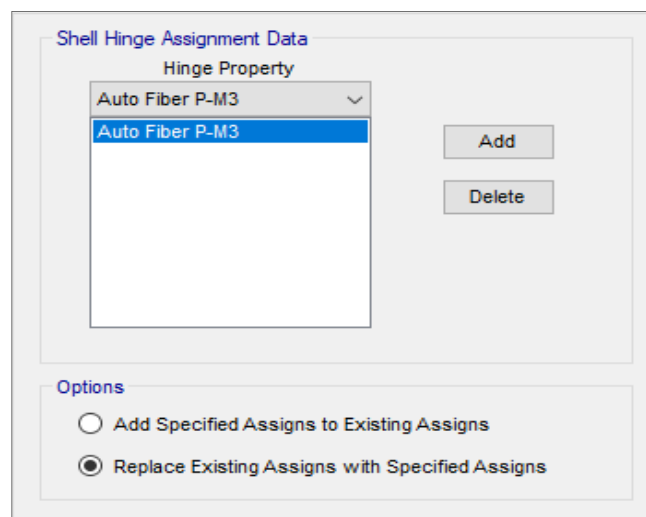


Figure 0-13 : Définition automatique rotules en fibre de type Fiber-P-M3 pour les voiles sur ETABS

IV.3.1.5 Définition du non linéarité des matériaux : (Loi de comportement)

Béton :

La loi de comportement du béton non confiné est déterminée utilisant le modèle de « Mander » défini par ETABS à partir des données suivantes: La résistance maximale de béton ($f_c = 27$ Mpa) et le module d'élasticité ($E = 33000$ MPa) et le coefficient de poisson ($\nu = 0.2$). Ce modèle de Mander prend en considération la résistance à la traction du béton.

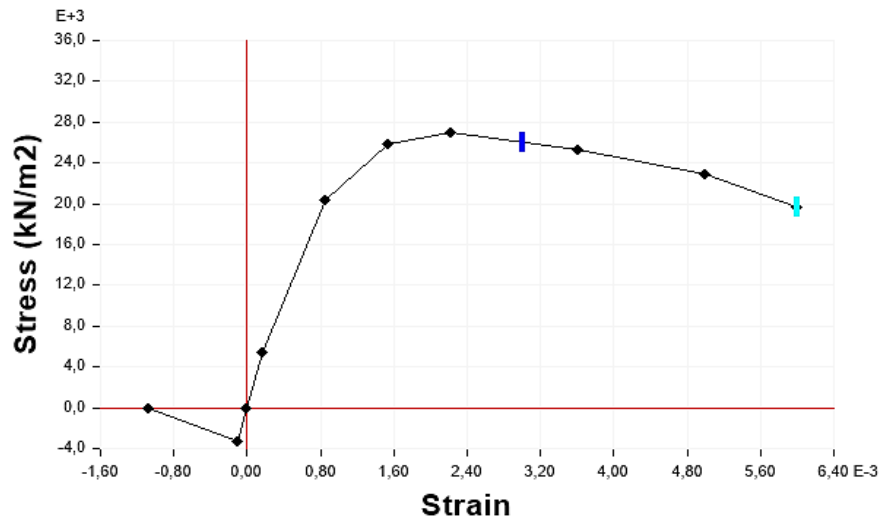


Figure 0-14 : La loi de comportement du béton non confiné

Acier :

La loi de comportement d'acier est déterminée utilisant le modèle simple défini par ETABS à partir des données suivantes: la contrainte à la limite élastique ($f_y = 400$ Mpa), la contrainte ultime ($f_{yu} = 480$ Mpa) et le module d'élasticité ($E = 210000$ Mpa).

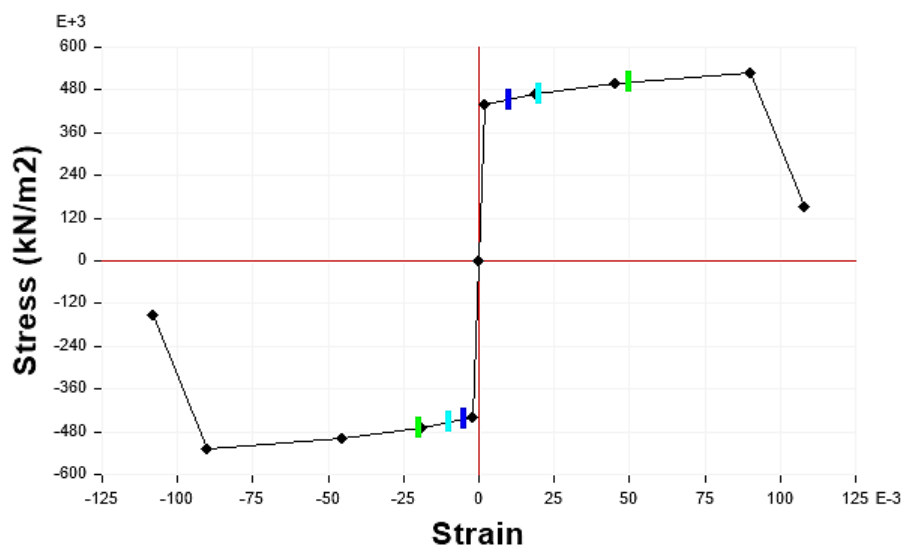


Figure 0-15: La loi de comportement d'acier

IV.3.2 Définition du chargement de l'analyse push over :

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse pushover. L'analyse pushover consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

IV.3.2.1 Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires :

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99/2003 pour la détermination des charges sismiques ($G+0.2Q$).

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q	0.2

Figure 0-16 : Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires

IV.3.2.2 Définition du cas de chargement sous les forces horizontales :

La distribution des charges horizontales est l'un des aspects les plus critiques de la méthode push over, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique.

L'application des charges horizontales sera faite en incrémentations après le chargement gravitaire non-linéaire.

Voici ci-dessous, un exemple de définition du cas de chargement suivant le sens (x) :

General

Load Case Name: PUSH-X

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravity-NL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	-1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

Figure 0-17 : Définition du cas de chargement sous les forces horizontales

L'analyse est effectuée en mode « Déplacement contrôlé », le déplacement cible est défini par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

Load Application Control

☐ Full Load

☒ Displacement Control

☐ Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

☐ Use Conjugate Displacement

☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 2,816 m

Figure 0-18 : Affectation en mode « déplacement contrôlé » sur ETABS

IV.3.3 Résultats de l'analyse Pushover :

Selon le sens x :

IV.3.3.1 La courbe Pushover de la structure :

La courbe de capacité représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment ($V_b-\Delta$). Elle est formée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques.

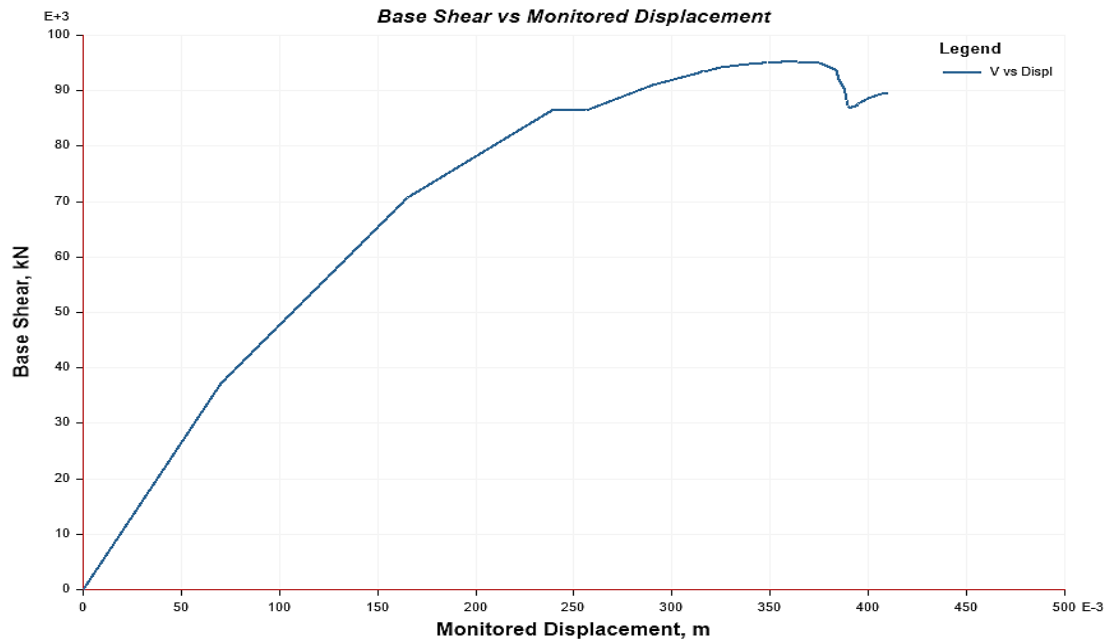


Figure 0-19 : Courbe Pushover de la structure suivant le sens x

IV.3.3.2 La procédure de l'ASCE 41-13 NSP « Displacement modification » :

La méthode de coefficient du déplacement adoptée par ASCE 41-13 estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible représentant le déplacement au sommet maximal prévu.

Le déplacement cible est donné par la formule (7-28) dans l'article 7.4.3 de L'ASCE 41-13 dans l'article "Non Linear Static Procedures (NSP)"

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Où : T_e est la période fondamentale effective en (s) du bâtiment dans la direction étudiée, S_a est l'accélération du spectre de réponse en (m/s^2) et g l'accélération de la pesanteur.

Les facteurs correctifs C_0 , C_1 , C_2 sont des facteurs modificateurs qui dépendent du site, la période, la masse, la demande sismique et le mode du chargement.

- Transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté :

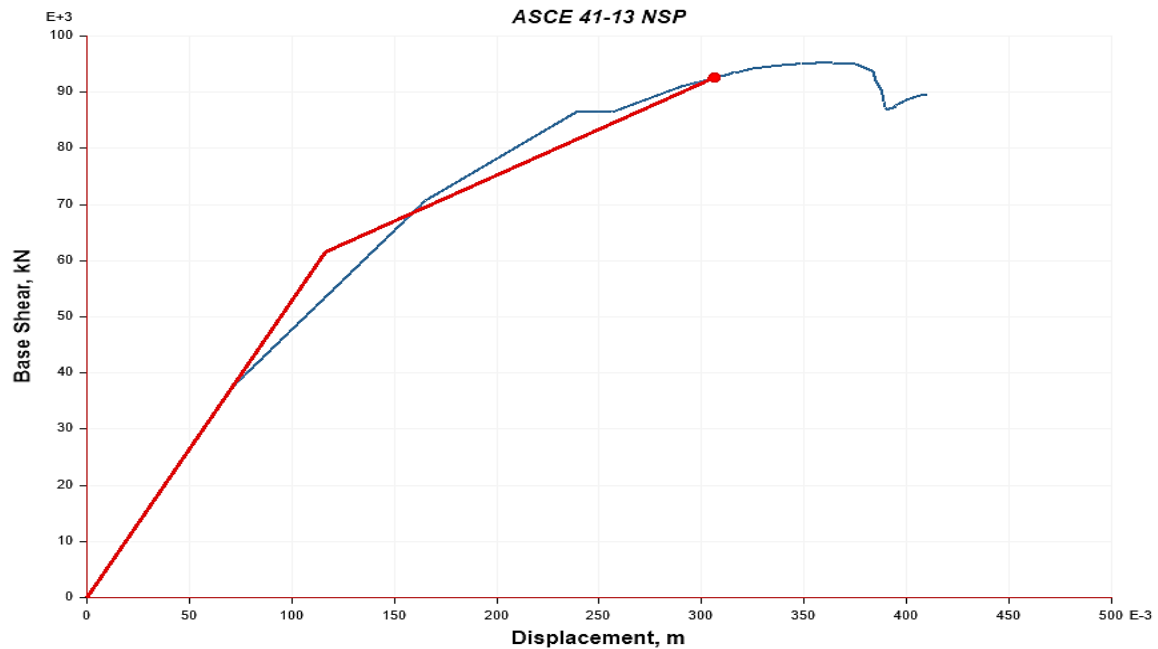


Figure 0-20 : Courbe bilinéaire idéalisée suivant x

Résultats obtenus:

$$C_0 = 1.579356 \quad ; \quad C_m = 1$$

$$C_1 = 1.038215 \quad ; \quad S_a = 0.769g$$

$$C_2 = 1 \quad ; \quad T_e = 0.991 \text{ sec}$$

Le déplacement cible calculé : **0.30618 m**

La courbe bilinéaire simplifiée en rouge, qui est montrée sur la figure ci-dessus est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent. On peut déduire :

Le déplacement élastique limite au sommet de la structure : $D_e = 0.116 \text{ m}$

L'effort tranchant élastique à la base de la structure : $V_e = 61528.19 \text{ KN}$

Alors, La rigidité élastique effective K_e :

$$K_e = \frac{V_e}{D_e} = \frac{61528.19}{0.116} = 530415.43 \text{ KN/m}$$

Le déplacement limite plastique de la structure : $D_p = 0.30618 \text{ m}$

L'effort tranchant plastique à la base de la structure : $V_p = 92543.55 \text{ KN}$

Alors, La rigidité plastique effective raidie K_p :

$$K_p = \frac{V_p - V_e}{D_p - D_e} = \frac{92543.55 - 61528.19}{0.30618 - 0.116} = 163084.24 \text{ KN/m}$$

IV.3.3.3 Demande de ductilité (μ_x) :

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer.

La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures.

Dans la présente étude, le rapport de ductilité a été choisi comme un indicateur pour quantifier la capacité de ductilité. Par conséquent, les déformations inélastiques des éléments sont mesurées en termes de rapport de ductilité d'élément. Le rapport de ductilité d'élément est défini comme étant le rapport du déplacement total maximal au déplacement limite élastique au sommet de la structure, selon la relation suivante:

$$\mu_d = \Delta_{max} / \Delta_e$$

Alors la demande de ductilité suivant le sens x :

$$\mu_x = \frac{0.306}{0.116} = 2.64$$

A mesure que le facteur (μ_d) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

Interprétation des résultats :

- En termes des rigidités :

On a enregistré une dégradation de rigidité de 75% en passant du domaine élastique au domaine plastique.

- En termes des déplacements au sommet:

On a enregistré une augmentation de 2.5 fois plus en termes de capacité du déplacement au sommet, en passant du domaine élastique au domaine plastique.

- En termes des efforts tranchant à la base :

On a enregistré une augmentation de 50% en termes de capacité d'effort tranchant maximal à la base en passant du domaine élastique au domaine plastique.

IV.3.3.4 La procédure de FEMA 440 « Equivalent Linearization » :

L'hypothèse de base dans les techniques de linéarisation équivalente est que la déformation inélastique maximale d'un système SDOF non linéaire peut être approximée à partir de la déformation maximale d'un système SDOF élastique linéaire ayant une période et un rapport d'amortissement plus grands que les valeurs initiales de celles du système non linéaire.

La méthode du spectre de capacité de la linéarisation équivalente suppose que l'amortissement équivalent du système est proportionnel à la surface encadrée par la courbe de capacité.

La période équivalente, T_{eq} est supposée être la période sécante à laquelle la demande de mouvement sismique au sol, réduite pour l'amortissement équivalent, croise la courbe de capacité. Étant donné que la période équivalente et l'amortissement en fonction du déplacement, la solution pour déterminer le déplacement inélastique maximal (c'est-à-dire le point de performance) est itérative.

Résultat :

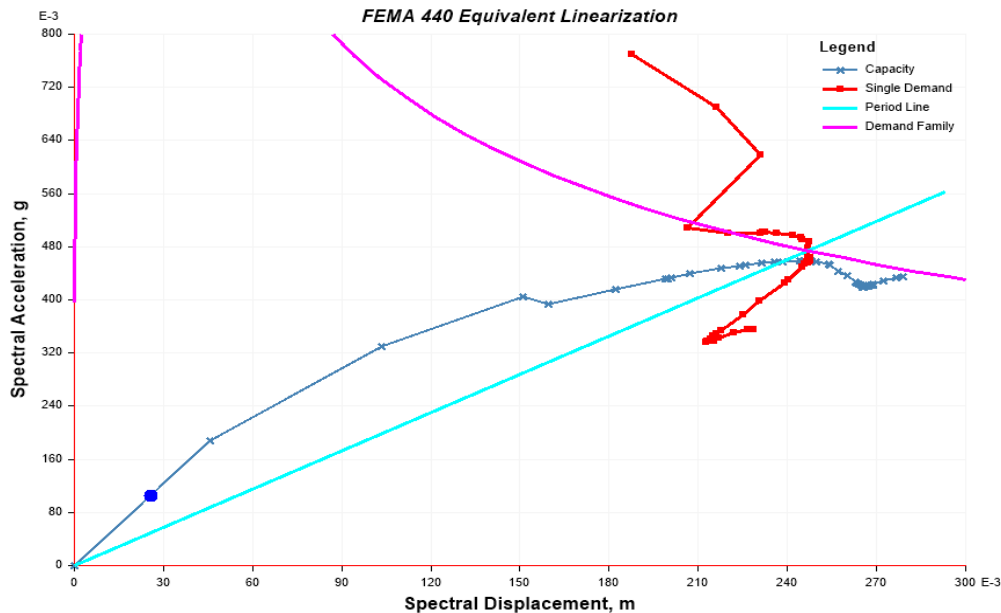


Figure 0-21 : FEMA 440 « Equivalent Linearization » - Sens X

Résultats obtenus :

- Le déplacement cible trouvé : **0.37 m**
- L'effort tranchant : **95020.09 KN**
- Accélération spectrale : **0.46 m/s²**
- Déplacement spectrale : **0.246 m**
- La période sécante : **1.471 secs**
- La période effective : **1.557 secs**
- Demande de ductilité : **3.22**
- L'amortissement équivalent : **17 %**

Selon le sens y :

La courbe Pushover de la structure :

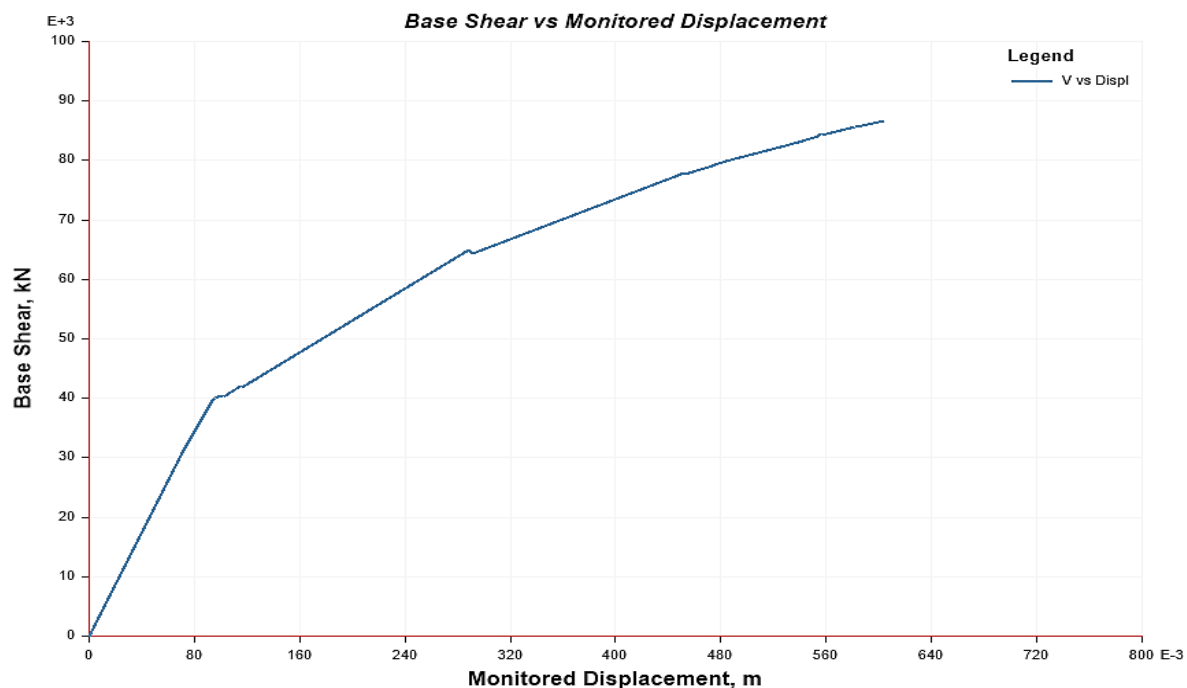


Figure 0-22 : Courbe Pushover de la structure suivant le sens y

- Transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté :

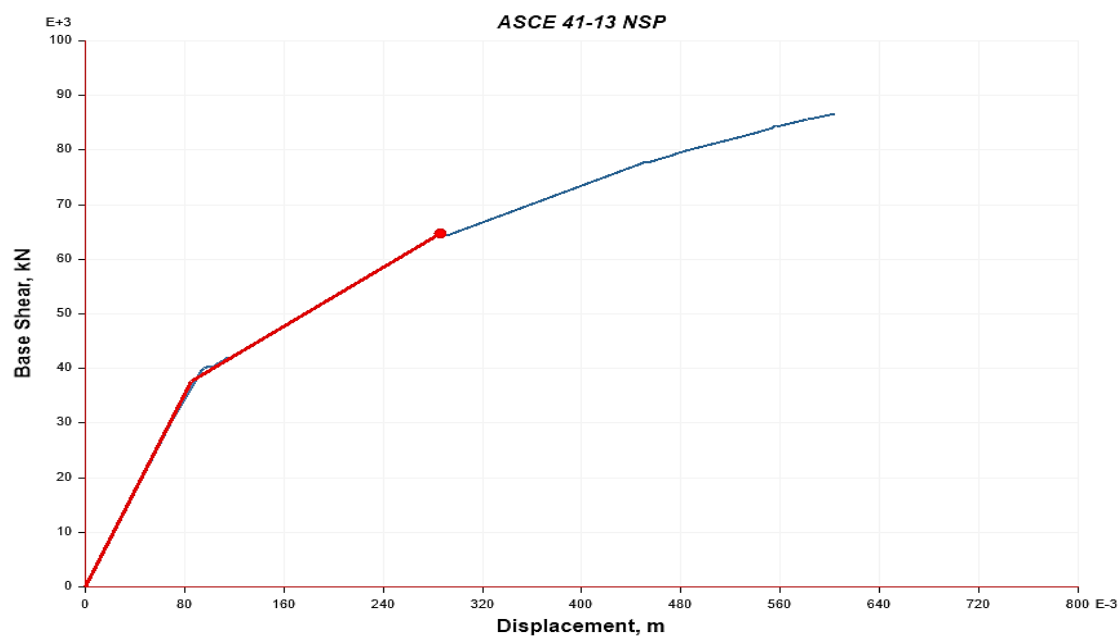


Figure 0-23 : Courbe bilinéaire idéalisée suivant y

Résultats obtenus :

$$C_0 = 1.420224 \quad ; \quad C_m = 1$$

$$C_1 = 1 \quad ; \quad S_a = 0.739g$$

$$C_2 = 1 \quad ; \quad T_e = 1.051 \text{ sec}$$

Le déplacement cible calculé : **0.286107 m**

La courbe bilinéaire simplifiée en rouge, qui est montrée sur la figure ci-dessus est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent. On peut déduire :

Le déplacement élastique limite au sommet de la structure : $D_e = 0.085 \text{ m}$

L'effort tranchant élastique à la base de la structure : $V_e = 37694.80 \text{ KN}$

Alors, La rigidité élastique effective K_e :

$$K_e = \frac{V_e}{D_e} = \frac{37694.80}{0.085} = 442938.82 \text{ KN/m}$$

Le déplacement limite plastique de la structure : $D_p = 0.286 \text{ m}$

L'effort tranchant plastique à la base de la structure : $V_p = 64688.2711 \text{ KN}$

Alors, La rigidité plastique effective raidie K_p :

$$K_p = \frac{V_p - V_e}{D_p - D_e} = \frac{64688.27 - 37694.80}{0.286 - 0.085} = 134295.87 \text{ KN/m}$$

Demande de ductilité (μ_y) :

$$\mu_y = \frac{0.286}{0.086} = 3.325$$

Interprétation des résultats :

○ En termes des rigidités :

On a enregistré une dégradation de rigidité de 95% en passant du domaine élastique au domaine plastique.

○ En termes des déplacements au sommet:

On a enregistré une augmentation de 3 fois plus en termes de capacité du déplacement au sommet, en passant du domaine élastique au domaine plastique.

○ En termes des efforts tranchant à la base :

On a enregistré une augmentation de 71% en termes de capacité d'effort tranchant maximal à la base en passant du domaine élastique au domaine plastique

La procédure de FEMA 440 « Equivalent Linearization » (Sens Y) :

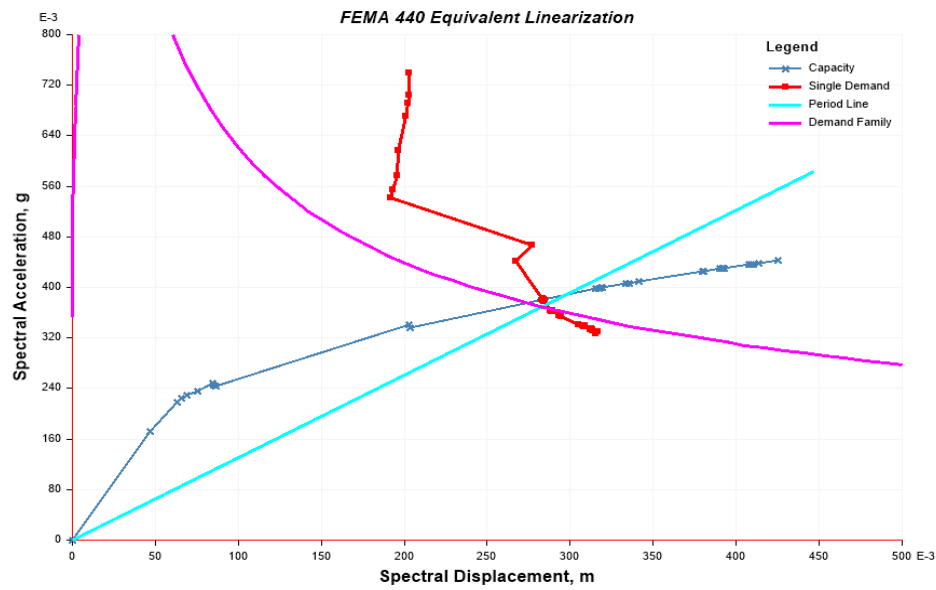


Figure 0-24FEMA 440 « Equivalent Linearization » - Sens Y

Résultats obtenus :

- Le déplacement cible trouvé : **0.40 m**
- L'effort tranchant : **73672.15 KN**
- Accélération spectrale : **0.38 m/s²**
- Déplacement spectrale : **0.28 m**
- La période sécante : **1.722 secs**
- La période effective : **1.793 secs**
- Demande de ductilité : **4.26**
- L'amortissement équivalent : **19.3 %**

IV.4 Conclusion :

En conclusion de ce chapitre consacré à l'analyse pushover, il est primordial de souligner l'importance de cette méthode par rapport aux autres approches d'évaluation du comportement sismique des structures. L'analyse pushover offre une simplicité d'application tout en fournissant des informations précieuses sur la capacité de résistance des bâtiments aux charges sismiques.

L'utilisation du logiciel ETABS s'est avérée essentielle pour mener à bien cette analyse pushover. Ce logiciel a permis d'obtenir les différents paramètres nécessaires à l'analyse, tels que les courbes de capacité, les déformations inélastiques, et les courbes de demandes sismiques.

Dans ce travail, nous avons utilisé deux méthodes spécifiques, à savoir le coefficient de déplacement ASCE 41-17 et la méthode du spectre de capacité selon FEMA 440. Ces approches ont fourni des résultats complémentaires tels que la demande en ductilité, et ont contribué à une évaluation plus approfondie du comportement sismique de la structure étudiée.

Il est important de souligner l'importance d'inclure l'analyse pushover dans le RPA. Cette méthode apporte une dimension supplémentaire à l'évaluation de la capacité sismique des bâtiments, en permettant de considérer les déformations inélastiques et les niveaux de demande sismique. Son intégration dans les réglementations parasismiques permettrait de garantir des conceptions plus robustes et plus résilientes face aux séismes.

CHAPITRE V

**INTERACTION SOL-GROUPE DE PIEUX-
STRUCTUTRE**

V.1 Introduction :

Jusqu'à récemment, il y'a moins de cinquante ans, les structures soumises à des charges dynamiques étaient supposées encastrées à la base. Cette hypothèse, souvent dans les usages pour les structures courantes, se trouve peu à peu remise en question à la faveur d'une conjonction de faits. Ainsi, l'avènement de l'ère de l'informatique avec l'apparition des calculateurs puissants d'une part, et les normes d'exigences de plus en plus élevées en matière de conception de systèmes et ouvrages stratégiques d'autre part, ont donné au phénomène d'interaction sol-structure toute son importance.

Dans ce chapitre, les différentes formulations de calcul des impédances dynamique des fondations superficielle (radier) et profonde (pieux) sont illustrées. Ainsi que les méthodes d'estimation de la période fondamentale et de l'amortissement effectif d'un système sol-groupe de pieux-structure sont présentées. De plus, nous illustrons des études concernant l'influence des caractéristiques sol-structure sur les caractéristiques dynamiques (période fondamentale et amortissement radiatif) d'un système à 1DDL. L'influence de l'ISS sur la réponse dynamique est aussi évaluée dans ce chapitre.

V.2 Définition de l'interaction Sol-Structure :

L'interaction Sol-Structure (ISS) signifie la modification du mouvement du sol ou de la structure lors d'une excitation dynamique du fait de la présence de l'autre composante. Il faut dire donc que le mouvement de l'interface sol-structure est différent du mouvement en champ libre et différent aussi du mouvement de l'interface en l'absence de la structure i.e. le sol moins la partie excavée. L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement de méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en prenant en considération l'influence du sol de fondation et de ses propriétés.

V.2.1 L'interaction inertielle :

Au début du développement de la théorie de l'interaction sol-structure, une attention particulière a été accordée aux problèmes dit "à charges externes" i.e. la charge est appliquée directement à la structure, par exemple les structures élancées soumises à l'action du vent ou les structures supportant des machines vibrantes. Dans ce cas, l'interaction se présente comme le résultat des forces extérieures et d'inerties transmises à un sol interagissant aux efforts imposés. Une telle interaction est appelée "Interaction inertielle". L'énergie transmise au sol se propage sous forme d'onde de contraintes et se dissipe sous l'effet de l'amortissement radiatif.

V.2.2 L'interaction cinématique :

La conception d'ouvrages d'importance stratégique tels que les centrales nucléaires, les barrages, etc. a obligé les chercheurs à considérer les charges internes i.e. prenant naissance au sein du sol tel que le séisme. Dans ce cas, il y a lieu de considérer une interaction supplémentaire qui apparaît à cause de la non-flexibilité de la fondation par rapport au sol.

La fondation se présente alors comme un objet opaque réfléchissant les ondes sismiques incidentes produisant ainsi une dispersion du champ d'ondes qui modifie localement le mouvement.

Ce phénomène est appelé l'effet de passage d'onde ou dispersion des ondes sismiques par une inclusion rigide ou encore "l'interaction cinématique". Cette interaction dépend de la géométrie de la fondation, de la configuration du sol et de l'angle d'incidence. Il est tout à fait évident que l'évaluation de l'interaction cinématique est plus difficile que l'évaluation de l'interaction inertielle.

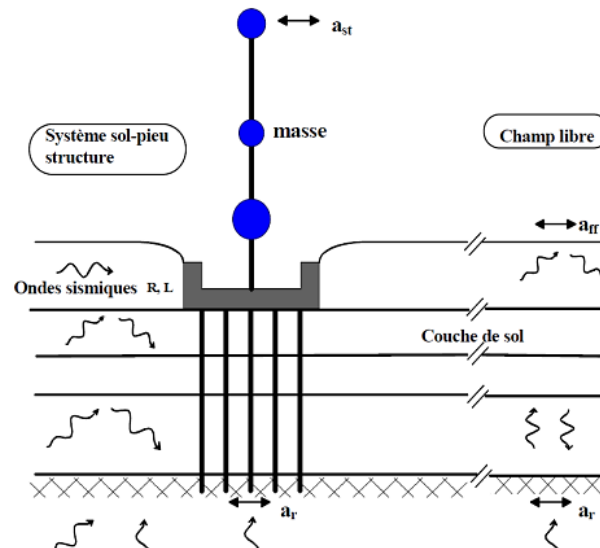


Figure 0.1 Illustration de l'interaction sol-structure

La réponse d'une structure soumise à une charge dynamique dépend étroitement du sol de fondation. Si par exemple la fondation est sur un sol rocheux, il est évident que l'effet de l'interaction est négligeable alors qu'il est plus important si elle est sur un sol souple ou flexible.

V.2.3 Les effets de l'ISS :

En général, l'ISS entraîne :

- Un rallongement de la période de vibration du premier mode notamment, qui rend la structure plus flexible.
- Une augmentation de l'amortissement du sol (amortissement radiatif et amortissement matériel). Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer les efforts.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des efforts sur la hauteur du bâtiment.
- Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.

V.2.4 Rôle bénéfique de l'ISS :

La considération de l'ISS entraîne une augmentation de la période fondamentale et de l'amortissement du système (figure 1), ce qui conduit à une réponse sismique plus faible et par conséquent à des accélérations et à des contraintes dans la structure et ses fondations (efforts tranchant et moment fléchissant à la base) plus faibles.

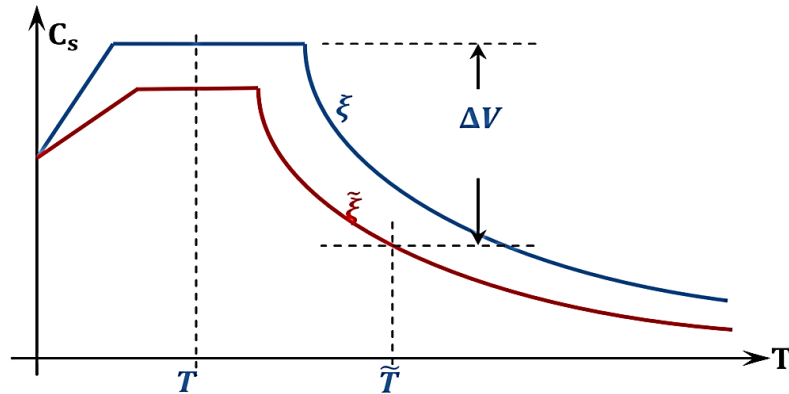


Figure 0.2 Réduction dans la conception de cisaillement à la base en raison d'ISS

V.2.5 Rôle préjudiciable d'ISS :

Mylonakis et Gazetas (2000) ont montré que l'augmentation de la période fondamentale de la structure ne conduit pas toujours à une atténuation de l'amplitude sismique (figure 2). En conséquence, l'interaction sol-structure, ISS, peut avoir un effet nuisible sur la réponse de la structure et la simplification de l'effet de l'ISS dans les codes sismiques peut conduire à une mauvaise conception des structures.

V.2.6 Prise en compte de l'interaction sol-structure :

Des recherches ont été effectuées, afin de déterminer si oui ou non une modélisation de la structure avec ISS est nécessaire et ce à partir des paramètres du sol et de la structure. Cette vérification est expliquée ci-dessous. Commençons par définir le rapport de rigidités entre la structure et le sol : $\frac{h}{V_s \cdot T}$

- h : hauteur de la structure ;
- V_s : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement du sol et
- T : la période fondamentale de la structure.

Ce ratio exprime donc le rapport de rigidités de la structure et celle du sol. Plusieurs recherches ont démontré qu'il y a interaction entre le sol et la structure si :

$$\frac{h}{V_s \cdot T} > 0.05$$

V.3 Notion d'impédance dynamique d'une fondation :

Une des étapes les plus importantes dans le calcul de l'ISS est l'évaluation des fonctions d'impédance, ou « Rigidité dynamique » de la fondation rigide et non pesante. Le système sol-fondation ne diffère alors du système réel que par la masse de la fondation supposée nulle.

Les fonctions d'impédance sont un moyen de remplacer le sol qui retient la fondation par un système ressort et amortisseurs équivalent. Ces fonctions dépendent essentiellement de la fréquence d'excitation, la géométrie de la fondation et les caractéristiques du sol.

On appelle fonction d'impédance dynamique d'une fondation, le rapport entre la force appliquée et le déplacement de la fondation :

$$K_d(i\omega) = \frac{P(t)}{Z(t)}$$

V.3.1 Impédance d'une fondation superficielle rectangulaire :

L'impédance de la fondation peut s'écrire sous la forme :

$$\bar{K}_j = K_j + i\tilde{\omega}C_j \quad (\text{Eq V.1})$$

- $\bar{K}_j$: Rigidité complexe de la fondation (fonction d'impédance)
- K_j : Rigidité dynamique de la fondation.
- $\tilde{\omega}$: fréquence fondamentale du système sol-structure.
- C_j : Coefficient d'amortissement de la fondation.

La fonction d'impédance s'écrit aussi sous la forme :

$$\bar{K}_j = K_j(1 + 2i\beta_j) \quad (\text{Eq V.2})$$

Avec : $\beta_j = \frac{\tilde{\omega}C_j}{2K_j}$

β_j : Taux d'amortissement **radiatif** de la fondation selon le mode de vibration « j ».

Notant que l'expression d'impédance est la même pour les autres formes de fondations.

L'impédance de la fondation peut s'écrire sous la forme générale suivante :

$$\bar{K} = K_s[k(\omega) + ia_0c(\omega)] \quad (\text{Eq V.3})$$

Cette forme générale se compose d'un terme multiplicatif qui est la raideur statique K_s (raideur à fréquence nulle) de la fondation et d'une partie représentant la contribution dynamique composées d'une partie réelle et d'une partie imaginaire. Les coefficients a_0 , c et k sont sans dimension et dépendent de la pulsation de système Sol-structure $\tilde{\omega}$.

Pour une fondation rectangulaire :

$$a_0 = \frac{\tilde{\omega}B}{V_s}$$

Où B c'est le demi-largueur de la fondation.

V.3.1.1 Evaluation des rigidités dynamiques des fondations rectangulaires enterrées :

$$k_j = K_j * \eta_j * \alpha_j$$

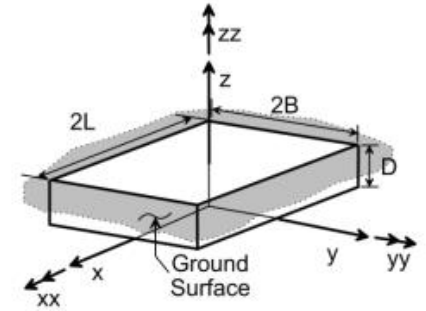
Où :

k_j : Rigidité dynamique de la fondation.

K_j : Raideur statique de la fondation.

η_j : Facteur de correction de degré d'enterrement sur la rigidité.

α_j : Modificateur dynamique de raideur statique.



Les raideurs statiques d'une fondation rectangulaire enterrées dans un sol homogène selon les formules de KAUSEL & PAIS (1988) :

Le tableau présente les expressions données par Pais et Kausel (1988), des raideurs statiques pour les trois degrés de libertés de translation et de rotation d'une fondation rectangulaire rigide reposant sur la surface d'un sol homogène.

Les raideurs statiques d'une fondation rectangulaire enterrées dans un sol homogène selon les formules de KAUSEL & PAIS (1988)

Degrés de liberté	Raideur statique
Translation suivant l'axe Y	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
Balancement autour de l'axe X	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$

Avec :

G : Module de cisaillement du sol ajusté selon le tableau (Eurocode 8-Part 5) ;

ν : Coefficient de Poisson ;

B : Demi largeur de la fondation (dimension selon l'axe y) ;

L : Demi longueur de la fondation (dimension selon l'axe x) ; ($L \geq B$)

Effet de l'enterrement de la fondation dans le sol :

L'enterrement de la fondation dans le sol, a pour effet d'augmenter les raideurs statiques surfaciques (NEHRP, 2012).

Degrés de liberté	facteurs du degré d'enterrement η
Translation suivant l'axe Y	$\eta_y = \left[1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Translation suivant l'axe X	$\eta_x = \eta_y$
Balancement autour de l'axe Y	$\eta_{yy} = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Balancement autour de l'axe X	$\eta_{xx} = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

D : enterrement, $\frac{D}{B}$: degré de l'enterrement

Modificateurs dynamiques de raideurs statiques d'une fondation rectangulaire :

Degrés de liberté	Correction dynamique
Translation suivant l'axe Y	$\alpha_y = 1$
Translation suivant l'axe X	$\alpha_x = 1$
Balancement autour de l'axe YY	$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55 \tilde{\alpha}_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3} \right) + \tilde{\alpha}_0^2} \right]$
Balancement autour de l'axe XX	$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1})\tilde{\alpha}_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + \tilde{\alpha}_0^2} \right]$

- $\tilde{\alpha}_0$: Fréquence adimensionnelle du système sol-structure : $\tilde{\alpha}_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} v_s}$
- $\tilde{T}$: Période fondamentale du système sol-structure

V.3.1.2 Evaluation des facteurs d'amortissement des fondations rectangulaires

enterrées dans un sol homogène selon les formules de Kausel et Pais (1988) :

NEHRP (2012) présente les équations de Pais et Kausel (1988) des ratios d'amortissement radiatif d'une fondation rectangulaire surfacique rigide reposant sur un sol homogène. Le tableau ci-dessous résume ces équations :

Degrés de liberté	Amortissement radiatif d'une fondation enterrée
Translation suivant l'axe Y	$\beta_y = \left[\frac{4 [L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y, \text{ent}}/GB)} \right] \left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation suivant l'axe X	$\beta_x = \left[\frac{4 [L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x, \text{ent}}/GB)} \right] \left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_x} \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] \tilde{a}_0^2}{\frac{K_{yy, \text{ent}}}{GB^3} \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + \tilde{a}_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\frac{K_{yy, \text{ent}}}{GB^3}} \right] \left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Balancement autour de l'axe X	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] \tilde{a}_0^2}{\frac{K_{xx, \text{ent}}}{GB^3} \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + \tilde{a}_0^2 \right]} + \frac{(4/3) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\frac{K_{xx, \text{ent}}}{GB^3}} \right] \left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

V.3.2 Impédance d'un pieu isolé :

Des ressorts « Springs » et amortisseurs « Dashpots », dynamiques équivalents (Impédance dynamique), peut remplacer efficacement un pieu isolé dans le modèle pieu-supporte fondation.

L'impédance d'un pieu isolé peut-être décrit par la fonction d'impédance utilisée pour les fondations superficielles. La rigidité dynamique pour un mode de vibration est noté par K_j^P , l'amortissement correspondant est noté C_j^P et l'indice « j » représente le mode de vibration.

$$\bar{K}_j^P = K_j^P + i\tilde{\omega}C_j^P \quad (\text{Eq V.4})$$

Où par :

$$\bar{K}_j^P = K_j^P (1 + 2iD_j^P) \quad (\text{Eq V.5})$$

D_j^P : Taux d'amortissement équivalent d'un pieu isolé.

$$D_j^P = \frac{\tilde{\omega}C_j^P}{2K_j^P}$$

Selon **Gazetas (1991)**, la réponse des pieux chargés latéralement (par des forces horizontales ou des moments) est indépendante de leurs longueur, seulement la partie supérieure du pieu, de la longueur l_c . C'est le long de cette longueur active où le chargement imposé est transféré au sol support. Généralement l_c est entre 5 à 10 fois le diamètre de la pile et elle est en fonction du diamètre et le module de Young de la pile.

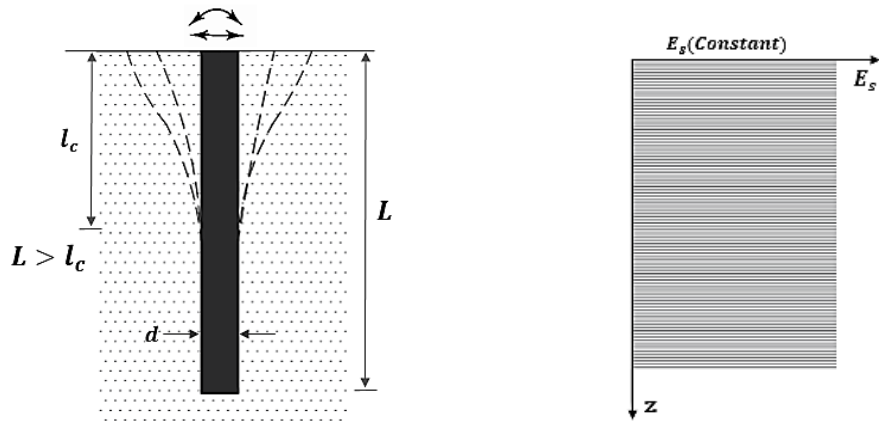


Figure 0.3 illustration des hypothèses de calcul

Dans un **sol homogène**, les formules d'impédance dynamique latérale (ressort et amortisseurs dynamiques équivalents) pour les modes de translation et de rotation définis par Gazetas sont représentées dans le tableau suivant.

Les formules sont valides seulement pour les pieux flexibles où la longueur $L > l_c$.

Avec : $l_c \approx 2d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25}$

Degré de liberté	Raideurs statique
Translation " K_{HH} "	$dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$
Rotation " K_{MM} "	$0.15d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75}$

- d : Diamètre du pieu
- E_s : Module de sol calculé comme suit : $E_s = 2G(1 + \nu)$
- E_p : Module de Young du pieu
- E_p/E_s : Ce rapport présente

Modificateurs dynamiques de raideurs statiques :

Selon Gazetas les coefficients dynamiques des rigidités statiques sont égales à 1 pour la translation et la rotation.

- **Translation** : $k_{HH} \approx 1$
- **Rotation** : $k_{MM} \approx 1$

Les facteurs d'amortissement équivalent d'un pieux isolé :

Degré de liberté	Amortissement matériel	Amortissement radiatif
Translation " D_{HH} "	$0.8\beta_s$	$1.1\tilde{f}d\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17}V_s^{-1}$
Rotation " D_{MM} "	$0.35\beta_s$	$0.35\tilde{f}d\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.20}V_s^{-1}$

β_s : L'amortissement matériel du sol

$\tilde{f}$: La fréquence du système sol-structure.

V.3.3 Impédance d'un groupe de pieux :

Lorsque des pieux sont utilisés comme partie d'un système de fondation de bâtiment, ils sont généralement configurés en groupes pour soutenir des fondations continues en dalles.

L'impédance d'un groupe de pieux ne peut pas être déterminée par simple addition des impédances individuelles des pieux en raison de l'effet des pieux groupés (interaction entre les pieux individuels).

Sous des charges de travail statiques, le déplacement d'un pieu augmente s'il est situé dans le champ de déformation d'un pieu voisin. Pour un groupe de pieux, cela entraîne une interaction entre les pieux individuels, dont les conséquences, la rigidité globale du groupe est inférieure à la somme des rigidités des pieux individuels.

Dans la pratique géotechnique actuelle, lorsque le déplacement d'un groupe de pieux est d'intérêt, de tels effets d'interaction pieu-sol-pieu sont souvent évalués par l'utilisation de facteurs d'interaction, en superposant les effets de deux pieux à la fois (Poulos 1971).

Un facteur d'interaction α est défini comme l'augmentation fractionnelle de la déformation (c'est-à-dire la déflexion ou la rotation) à la tête d'un pieu due à la présence d'un pieu adjacent similairement chargé. La valeur de α dépend principalement de l'espacement des pieux, de la fréquence, du nombre de pieux et des paramètres des matériaux du sol.

Malheureusement, **les facteurs d'interaction statiques ne s'appliquent pas à l'analyse dynamique des groupes de pieux** (sauf peut-être à très basses fréquences d'oscillation).

En effet, les études dynamiques des groupes de pieux (Wolf et Von Arx 1978 ; Kayniya et Kausel 1982 ; Sheta et Novak 1982 ; Dobry et Gazetas 1988...) ont démontré que la réponse dynamique des groupes de pieux diffère considérablement de leur réponse statique, dans la mesure où le facteur d'interaction dynamique du groupe présente une forte sensibilité à la fréquence et peut atteindre des valeurs nettement supérieures à l'unité. Le facteur d'interaction

dynamique du groupe est défini comme le rapport des rigidités dynamiques totales du groupe à la somme des rigidités dynamiques individuelles des pieux.

Alors l'impédance dynamique du groupe de pieux peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\bar{K}_j^G = \frac{\sum_1^N \bar{K}_j^P}{\sum_1^N \bar{\alpha}_j} = \frac{\sum_1^N (K_j^P + i\tilde{\omega} C_j^P)}{\sum_1^N \bar{\alpha}_j} \quad (\text{Eq V.6})$$

Où :

- $\bar{K}_j^G$: L'impédance dynamique du groupe de pieux
- $\bar{K}_j^P$: L'impédance dynamique d'un pieu isolé.
- N : Le nombre de pieux
- α_j : Facteur d'interaction pile-pile (défini ci-dessous)

Le résultat de cette fraction est un nombre complexe où sa partie réelle présente la rigidité dynamique équivalente du groupe de pieux [$K_j^G = \text{Re}(\bar{K}_j^G)$], et sa partie imaginaire divisée sur la pulsation de système sol-structure présente l'amortissement équivalent du groupe de pieux [$C_j^G = \text{Im}(\bar{K}_j^G / \tilde{\omega})$].

$$\bar{K}_j^G = k_j^G + i\tilde{\omega} C_j^G \quad (\text{Eq V.7})$$

Cette impédance peut s'écrire également par : $\bar{K}_j^G = k_j^G (1 + 2iD_j^G)$ (Eq V.8)

Ainsi le taux d'amortissement du groupe de pieux noté β_j^G est donné par :

$$D_j^G = \frac{\tilde{\omega} C_j^G}{2k_j^G}$$

V.3.3.1 Les facteurs d'interaction dynamiques pile-pile pour les pieux flexibles dans un sol homogène (Dobry et Gazetas 1988) :

Les courbes des facteurs d'interactions sont en fonction trois paramètres, la fréquence adimensionnelle $\tilde{\omega}_0$ définit précédemment, et le rapport d'espacement s/d . Le troisième paramètre important est l'angle de départ θ pour les facteurs d'interactions horizontales.

L'angle θ est défini entre la direction de la force horizontale et l'axe qui relie les deux pieux.

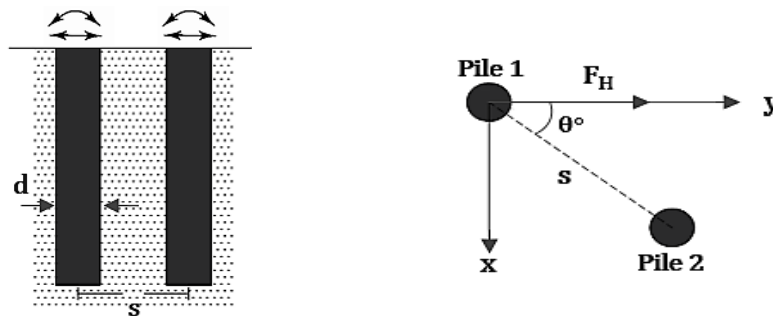


Figure 0.4 illustration des paramètres des facteurs d'interaction pieu-pieu

Selon la formule simplifiée de Dobry et Gazetas (1988), le facteur d'interaction latérale α_{HH} pour les oscillations en phase se calcule comme suit :

$$\alpha_{HH}(\theta^\circ) = \alpha_{HH}(0^\circ)\cos^2(\theta) + \alpha_{HH}(90^\circ)\sin^2(\theta) \quad (\text{Eq V.9})$$

Avec :

$$\alpha_{HH}(0^\circ) = 0.5 \left(\frac{s}{d} \right)^{-\frac{1}{2}} \cdot e^{-\beta\tilde{\omega}s/V_{La}} \cdot e^{-i\tilde{\omega}s/V_{La}} \quad (\text{Eq V.10})$$

$$\alpha_{HH}(90^\circ) = \left(\frac{3}{4} \right) \alpha_z \quad (\text{Eq V.11})$$

Où :

- β : L'amortissement matériel du sol.
- $\tilde{\omega}$: La pulsation du système sol-structure.
- s : L'espacement entre les deux pieux.
- d : Diamètre du pieu.
- V_{La} : Vitesse des ondes analogues de "Lysmer", elle est en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement V_s :

$$V_{La} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} V_s \quad (\text{Eq V.13})$$

- α_z : est le facteur d'interaction axial de deux piles en oscillation en phase, il est donné comme suit :

$$\alpha_z = \sqrt{2} \left(\frac{s}{d} \right)^{-\frac{1}{2}} \cdot e^{-\beta\tilde{\omega}s/V_s} \cdot e^{-i\tilde{\omega}s/V_s} \quad (\text{Eq V.14})$$

Ce facteur d'interaction vertical est indépendant de l'angle de départ θ à cause de la symétrie.

Remarque :

Selon Dobry & Gazetas, les facteurs d'interaction α_{MM} pour la rotation sont négligeables.

V.4 Calcul analytique de l'interaction sol-structure d'un système à un seul degré de liberté :

Un système couramment utilisé dans les analyses simplifiées de l'interaction inertielle est illustré à la **figure**. Le système est constitué d'une structure équivalente à un seul degré de liberté de hauteur h , de rigidité K , de masse M et un coefficient d'amortissement visqueux C . La fondation de la structure peut se déplacer par rapport au champ libre d'une valeur de u_f et tourner de θ .

Après avoir remplacé la couche du sol par la fonction d'impédance, le système peut se transformer en un système équivalent, dans lequel le sol est représenté par des ressorts linéaires et des amortisseurs tenant compte de la flexibilité du sol. Les rigidités K_r et K_{rr} correspondent respectivement aux modes de translation et de rotation. L'effet de la masse de la fondation est négligé.

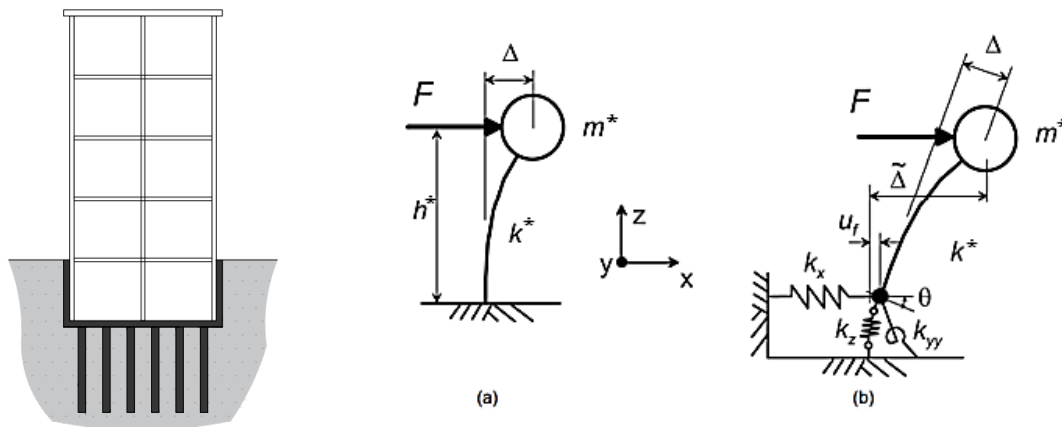


Figure 0.5 : Représentation schématique des déformations provoquées par la force appliquée (a) Structure à base fixe ; (b) Structure avec flexibilité verticale, horizontale et rotationnelle à la base

Les paramètres de cet oscillateur sont sa masse effective notée M^* , sa rigidité effective notée K^* , son amortissement noté β_{st} , sa période T et sa hauteur effective notée h^* .

La masse M^* de cet oscillateur sera prise égale à la masse modale effective du 1er mode. Elle est calculée comme suit :

$$M^* = \frac{L_1^2}{\bar{m}_1} \quad (\text{Eq V. 15})$$

M^* : Masse effective de la structure liée au 1er mode (elle peut être considérée égale à 0.7 de la masse totale de la structure).

$\bar{m}_1$: Masse généralisée du 1er mode.

$$\bar{m}_1 = \phi^T [M] \phi_1 \quad (\text{Eq V.16})$$

Où $[M]$ est la matrice de masse de la structure et ϕ_1 vecteur représentant la déformée de l'oscillateur au 1er mode.

L_1 : Vecteur de coefficient de participation modale correspondant au 1er mode.

$$L_1 = \phi 1^T [M] \{r\} \quad (\text{Eq V.17})$$

Où $\{r\}$ est le vecteur d'influence de la structure.

Sa rigidité K^* , est calculée comme suit :

$$K^* = 4\pi^2 \left(\frac{M^*}{T^2} \right) \quad (\text{Eq V. 18})$$

Sa hauteur effective h^* , est prise égale à la hauteur effective du 1er mode (elle peut être considérée égale à 0.7 de la hauteur totale de la structure). Elle est calculée comme suit :

$$h^* = \frac{L_1^\theta}{L_1} \quad (\text{Eq V. 19})$$

Tel que : $L_1^\theta = \phi 1^T [M] \{h\}$ où $\{h\}$: vecteur hauteur d'étage

Enfin son amortissement β_{st} est égal à l'amortissement structurel.

V.4.1 Allongement de la période :

Pour la structure à base fixe (fondation rigide sur sol rigide), la période de l'oscillation de ce système sera :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (\text{Eq V. 20})$$

- M : Masse de la structure.
- K : Rigidité de la structure.
- T : Période de la structure à base fixe.

On considère le même oscillateur mais avec une base flexible (fondation rigide sur sol flexible). La flexibilité du sol est représentée par trois ressorts (vertical, horizontal et rotationnel) tel que montré dans la figure 3b.

La raideur du ressort vertical dans la direction z est notée k_z , la raideur du ressort horizontal dans la direction radiale r est notée K_r et la raideur du ressort rotationnel est notée K_{rr} représentant la rotation autour de l'axe rr . Si on applique la même force F sur ce système, on doit avoir un déplacement de la masse Δ égal au déplacement engendré sur la structure à base fixe, mais aussi un déplacement du ressort horizontal u_f causé par la force de cisaillement F à la base, et une rotation θ du ressort rotationnel causée par le moment à la base $F \cdot h$.

Alors, le déplacement total $\tilde{\Delta}$ de la masse M en haut de la structure sera :

$$\tilde{\Delta} = \Delta + u_f + \theta \cdot h \quad (\text{Eq V.21})$$

En remplaçant chaque déplacement par son rapport force/rigidité, ensuite on divise chaque terme de l'équation par F on obtient :

$$\frac{F}{\tilde{k}} = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_r} + \frac{(F \cdot h)}{k_{rr}} \cdot h = \frac{1}{\tilde{k}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_r} + \frac{h^2}{k_{rr}} \quad (\text{Eq V. 22}) \quad \text{où} \quad \frac{k}{\tilde{k}} = 1 + \frac{k}{k_r} + \frac{k h^2}{k_{rr}} \quad (\text{Eq V. 23})$$

Ce qui donne :

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_r} + \frac{kh^2}{k_{rr}}} \geq 1$$

Ce qui implique un rallongement de la période de vibration du système sol-structure.

Pour un système de fondations composées d'une fondation rectangulaire, soit un radier, qui repose sur un groupe de pieux, la raideur du ressort radiale totale (translation suivant x ou y) sera la somme des raideurs radiales de la fondation rectangulaire et du groupe de pieux, et la même chose pour la raideur du ressort rotationnel qui sera la somme de la raideur de balancement de la fondation rectangulaire rigide et la raideur de rotation du groupe de pieux.

V.4.2 L'amortissement effectif de système Sol-Structure à un seul degré de liberté :

Cet amortissement est associé à l'interaction sol-fondation, il est composé de deux parties :

- amortissement hystérétique (amortissement matériel) du aux non-linéarités du sol.
- amortissement radiatif dû aux radiations de l'énergie dans le sol sous forme d'ondes.

Formulation de Wolf (1985) :

En remplaçant les rigidités par leurs homologues complexes, l'équation (V.22) devient :

$$\frac{1}{\tilde{k}(1 + 2i\tilde{\beta})} = \frac{1}{k(1 + 2i\beta_{st})} + \frac{1}{k_r(1 + 2i(\beta_r + \beta_s))} + \frac{h^2}{k_{rr}(1 + 2i(\beta_{rr} + \beta_s))} \quad (\text{Eq V. 24})$$

Soient :

β_{st} L'amortissement structurel de la structure a base fixe, β_s l'amortissement matériel du sol, β_r et β_{rr} les taux d'amortissement liés à l'amortissement radiatif provenant des modes de translation et de rotation respectivement et $\tilde{\beta}$ l'amortissement effectif du système sol-structure à 1DDL.

En multipliant et en divisant chaque terme par son complexe conjugué :

$$\frac{(1 - 2i\beta_0)}{\tilde{k}(1 + 4\beta_0^2)} = \frac{(1 - 2i\beta_{st})}{k(1 + 4\beta_{st}^2)} + \frac{(1 - 2i(\beta_r + \beta_s))}{k_r(1 + 4(\beta_r + \beta_s)^2)} + \frac{(1 - 2i(\beta_{rr} + \beta_s)) h^2}{k_{rr}(1 + 4(\beta_{rr} + \beta_s)^2)} \quad (\text{Eq V. 25})$$

En négligeant le terme d'amortissement d'ordre supérieur (c'est-à-dire $\beta^2 \approx 0$), et nous considérons l'équivalence des parties imaginaires exclusivement comme suit :

$$\tilde{\beta} = \frac{\tilde{k}}{k} \beta_{st} + \frac{\tilde{k}}{k} \left(\frac{k}{k_r} (\beta_r + \beta_s) + \frac{kh^2}{k_{rr}} (\beta_{rr} + \beta_s) \right) \quad (\text{Eq V. 26})$$

Le ratio de rallongement de la période peut être obtenu à partir du rapport des rigidités comme suit :

$$\frac{K}{\tilde{K}} = \frac{K}{M} \frac{1}{\tilde{K}} = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega^2} = \left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 \quad (\text{Eq V. 27})$$

En utilisant l'équation (12), l'amortissement du système à base flexible peut maintenant être présenté en fonction de ratio d'allongement de la période :

$$\tilde{\beta} = \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \beta_{st} + \frac{1}{(\tilde{T}/T_r)^2} (\beta_r + \beta_s) + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{rr})^2} (\beta_{rr} + \beta_s) \quad (\text{Eq V. 28})$$

$$\text{Avec : } T_r = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_r}} \quad ; \quad T_{rr} = 2\pi \sqrt{\frac{Mh^2}{k_{rr}}}$$

Respectivement les périodes fondamentales du système pour les modes de translation et de balancement.

Le premier terme présente l'amortissement de la structure et les deux autres termes présentent l'amortissement total (radiatif et matériel) de système de fondation pour les modes de translation et de rotation respectivement.

L'amortissement de la fondation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\beta_f = \left(1 - \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \right) \beta_s + \beta_{rd} \quad (\text{Eq V. 29})$$

Où β_s l'amortissement interne du sol et β_{rd} l'amortissement radiatif représenté comme suit :

$$\beta_{rd} = \frac{1}{(\tilde{T}/T_r)^2} (\beta_r + \beta_s) + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{rr})^2} (\beta_{rr} + \beta_s) \quad (\text{Eq V. 30})$$

Pour un système de fondation constitué d'un groupe de pieux qui supporte une fondation rectangulaire (radier rigide), l'amortissement total β_f se calcule en sommant les taux d'amortissement radiatifs et matériels de la fondation rectangulaire et du groupe de pieux selon le mode chaque mode vibration.

Selon l'ASCE 7-16, l'effet d'amortissement doit être représenté par le taux d'amortissement effectif du système sol-structure $\tilde{\beta}$ utilisant la formule suivante :

$$\tilde{\beta} = \beta_f + \frac{\beta_{st}}{(\tilde{T}/T)_{eff}^2} \quad (\text{Eq V. 31})$$

$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff}^2$: Le taux d'allongement de la période effective.

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff}^2 = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 \right) \right] \right\}^{0.5} \quad (\text{Eq V. 32})$$

μ : Demande de ductilité de la structure.

Remarque :

L'ASCE 7-16 limite le taux d'amortissement global du système sol-structure $\tilde{\beta}$ à 20%, où l'Eurocode 8 le limite à 30%, et cela pour des raisons de sécurité.

V.4.3 Calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base d'une structure sans prise en compte des effets d'ISS est exprimé selon le code américain Building Seismic Safety Council (BSSC) (NEHRP, 1997) par l'expression suivante :

$$V = C_s W$$

- W : Poids total de la structure
- C_s : Coefficient de la réponse sismique, il est fonction du coefficient d'accélération de la zone, des propriétés du site et des caractéristiques de la structure

Ces caractéristiques représentent essentiellement la période fondamentale de la structure à base fixe T, le facteur d'amortissement de la structure β et le coefficient de comportement (capacité de déformation plastique avant rupture).

C_s est donné par le code national algérien (RPA99/2003) avec l'expression suivante :

$$C_s = \frac{A D(T, \beta) Q}{R}$$

Les paramètres A, D, R et Q, sont bien définis dans les chapitres précédents.

Donc, en tenant compte de l'ISS les expressions précédentes seront conformément au C_s sous la forme :

$$\tilde{C}_s = \frac{A D(\tilde{T}, \tilde{\beta}) Q}{R}$$

Rappelons que L'interaction Sol-Structure n'affecte essentiellement que le mode fondamental.

Selon l'ASCE 7-16 :

La réduction de l'effort tranchant à la base se calcule comme suit :

$$\Delta V = \left[C_s(T, \beta) - \frac{C_s(\tilde{T}, \tilde{\beta})}{B_{SSI}} \right] W^*$$

B_{SSI} : Un facteur modificateur du spectre de réponse, il permet d'ajuster le spectre pour l'amortissement effectif du système sol-structure. Il se calcule comme suit :

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100\tilde{\beta})}$$

L'effort tranchant dans le cas de l'interaction du sol avec la structure se calcule comme suit :

$$\tilde{V} = V - \Delta V$$

Remarque :

Bien que l'effort tranchant $\tilde{V}$ soit toujours inférieur à V , le BSSC (Building Seismic Safety Council) ,NEHRP 1997 (National Earthquake Hazards Reduction), n'admet en aucun cas une réduction plus de 30% de l'effort V .

V.4.4 Calcul du déplacement au sommet de la structure :

Selon l'ASCE 7-10, le déplacement au sommet de la structure à base flexible est calculé comme suit :

$$\tilde{\Delta} = \frac{\tilde{V}}{V} \left(\Delta + \frac{M \cdot h}{K_{\theta}} \right)$$

$\tilde{\Delta}$: Déplacement au sommet de la structure à base flexible ;

Δ : Déplacement au sommet de la structure à base fixe ;

M : Moment de renversement à la base de la structure à base fixe ;

h : Hauteur totale de la structure par rapport à sa base ;

K_{θ} : Rigidité au balancement de la fondation

V.5 Application au cas d'étude :

L'ouvrage objet d'étude, "ALGERIAN BUSINESS CENTER BUILDING" est un bâtiment déjà réalisé, il repose actuellement sur une fondation rectangulaire (radier) de 2 mètres d'épaisseur enterrée à 9.2 mètres de profondeur.

Cependant, notre objectif professionnel vise à évaluer l'interaction sol-structure en ajoutant un groupe de pieux sous la fondation rectangulaire, pour intérêt d'analyser l'interaction sol-groupe de pieux-structure et d'évaluer les effets et la performance de l'ensemble, d'appréhender les différences et l'influence de cette configuration sur la stabilité et le comportement structurel du bâtiment sous les charges sismiques.

Un groupe de 42 pieux identiques de 1 mètre de diamètre fichés à 30 m de profondeur dans un sol homogène sableux gréseux, travaillent en flexion, sont proposés pour cette étude.

La configuration fondation rectangulaire-groupe de pieux est illustrée sur les schémas suivants :

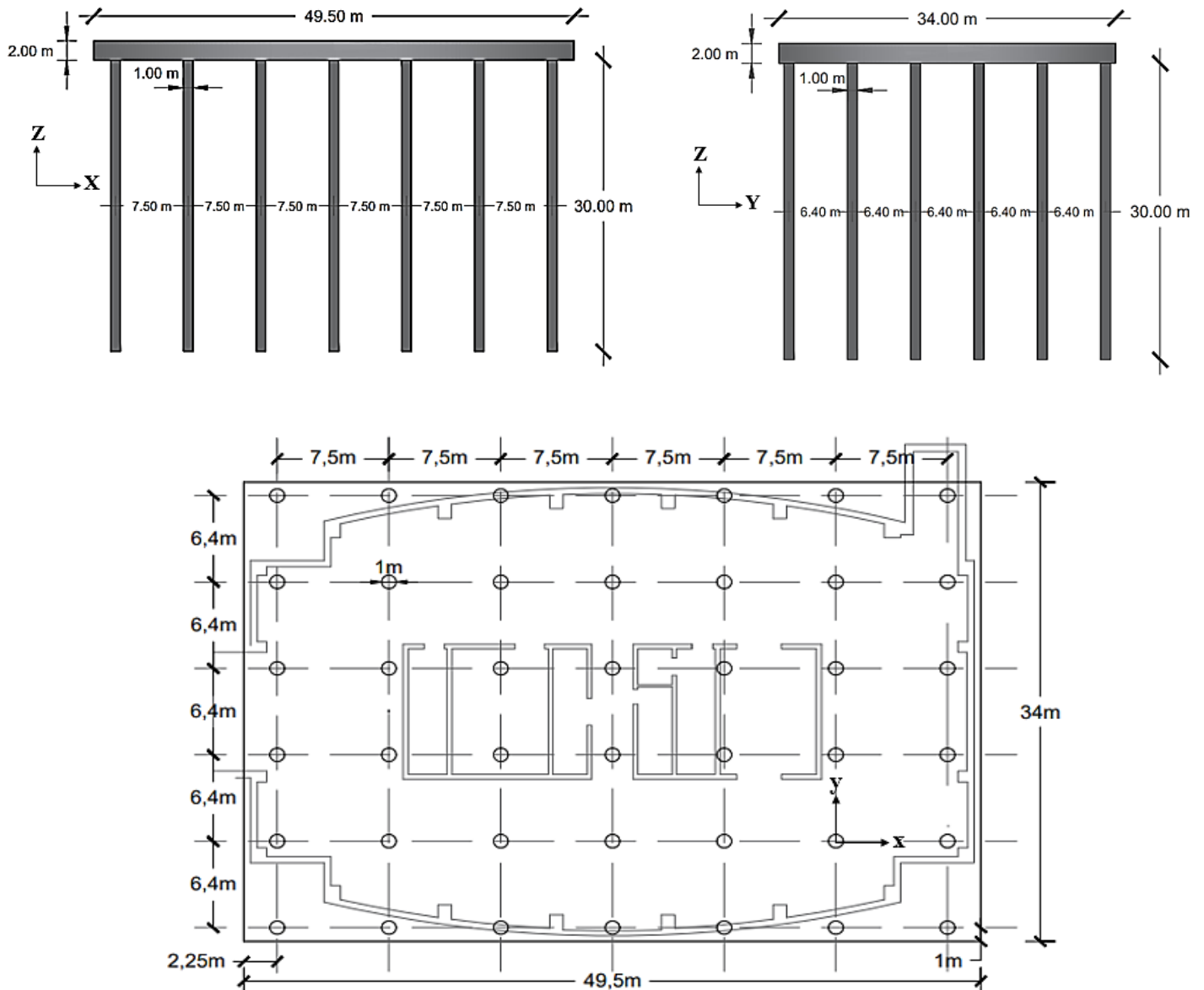


Figure 0.6 Coupe des fondations

V.5.1 Hypothèses de calcul :

- L'interaction sol-structure n'affecte essentiellement que le mode fondamental.
- L'analyse sismique concerne uniquement l'effet d'interaction inertielle, l'interaction cinématique est négligée.
- Le sol est assimilé à un milieu semi-infini élastique.
- La fondation rectangulaire est infiniment rigide.
- Les pieux sont flexibles.
- Le sol est homogène où le module du sol E_s est constant.

V.5.2 Données :

Caractéristiques de la structure :

Le mode fondamentale de vibration est un **mode de translation suivant le sens y**.

Caractéristique	Valeur	Unité
La période fondamentale T_y	1.165	sec
La masse de la structure M	26948.31	ton
La hauteur totale h	70.4	m
L'amortissement matériel β_{st}	10	%
Coefficient de comportement global R	3.5	-
Facteur de qualité Q	1.1	-
Demande de ductilité μ_y	3.325	-

Caractéristiques de la fondation rectangulaire enterrée :

Caractéristique	Valeur	Unité
Semi largeur B	17	m
Semi longueur L	24.75	m
Epaisseur e	2	m
Enterrement D	9.2	m

Caractéristiques des pieux :

Caractéristique	Valeur	Unité
Diamètre du pieu d	1	m
Longueur L	30	m
Module de Young E_p	33000	MPa
Nombre de pieux N	42	-

Caractéristiques du sol :

Caractéristique	Valeur	Unité
Densité du sol ρ	16.5	KN/m ³
Vitesse des ondes de cisaillement V_s	300	m/s
Coefficient de poisson ν	0.3	-

Caractéristiques sismiques :

Rappelons que :

- Site meuble S3.
- Groupe d'usage 1A.

D'où l'accélération de la zone : $A = 0.4$ (RPA99/03)

V.5.3 Prise en compte de l'interaction sol-structure :

Calculons le rapport de rigidités de la structure et celle du sol :

$$\frac{h}{V_s \cdot T} = \frac{70.4}{300 \times 1.165} = 0.2 > 0.05$$

Il y'a interaction sol-structure.

V.5.4 Calcul des paramètres du système à un seul degré de liberté :

La masse effective de la structure :

$$M^* = 0.7 * M = 18863,817 \text{ t}$$

La hauteur effective de la structure :

$$h^* = 0.7 * h = 49,28 \text{ m}$$

La rigidité effective de la structure :

$$K^* = 4\pi^2 \left(\frac{M^*}{T^2} \right) = 4\pi^2 \left(\frac{18863,817}{1.165^2} \right) = 548703,159 \text{ KN/m}$$

V.5.5 Calcul des paramètres effectifs du sol :

À défaut d'essais spécifiques, le texte de l'Eurocode 8-Partie V propose, en fonction de l'intensité du séisme, une dégradation et un amortissement matériel de sol β_s forfaitaires pour des distorsions allant jusqu'à 10–4 et pour des terrains situés à moins de 20 m de profondeur dont la vitesse d'ondes de cisaillement V_s est inférieure à 360 m/s.

Tableau 3. Valeurs forfaitaires de la dégradation du module de cisaillement et du taux d'amortissement matériel d'après Eurocode 8-Partie 5

Accélération de zone (g)	G/G_{max}	$\beta_s(\%)$
0.1	0.8	3
0.2	0.5	6
0.3	0.35	10

Module de cisaillement du sol :

$$G_0 = \rho_s \cdot V_s^2 = \frac{16.5}{9.81} \cdot 300^2 = 151376,147 \text{ KN/m}^2$$

Selon l'Eurocode 8, Pour $A = 0.4$:

$$G/G_0 = 0.36 \quad \text{Ce qui donne : } G = 54495 \text{ KN/m}^2$$

La vitesse des ondes de cisaillement :

$$V_s/V_{s0} = 0.6 \quad \text{Ce qui donne : } V_s = 180 \text{ m/s}$$

L'amortissement matériel du sol : $\beta_s = 10 \%$

Module du sol E_s :

$$E_s = 2G(1 + \nu) \quad \text{Ce qui donne : } E_s = 141688,073 \text{ KN/m}^2$$

V.5.6 Calcul de l'allongement de la période :

Illustration de calcul :

Pour calculer la période de système sol-structure, il est nécessaire de calculer les rigidités dynamiques de la fondation rectangulaire enterrée et celles du groupe de pieux.

L'impédance dynamique du pieu est en fonction de la pulsation de système sol-structure $\tilde{\omega}$, dont l'effet d'amortissement est également dépend de la fréquence de système sol-structure $\tilde{f}$.

Ce qui implique que l'impédance dynamique du groupe de pieux où la rigidité dynamique dépend de cette fréquence. De plus, les facteurs d'interaction dynamique α sont en fonction de $\tilde{\omega}$.

Aussi, le modificateur dynamique de rigidité statique du mode de balancement de la fondation rectangulaire α_{xx} dépend de la fréquence adimensionnelle de système sol structure $\tilde{\alpha}_0$.

Pour calculer l'allongement de la période, nous procédons comme suit :

Supposant en premier lieu, $\tilde{T} = T$ pour calculer les rigidités dynamiques des fondations, puis on calcul $\tilde{T}$.

Ensuite, on recalcule les rigidités dynamiques des fondations en fonction de $\tilde{T}$ trouvée, et ainsi de suite, nous répétons cette étape jusqu'à ce que la période du système sol-structure converge.

Remarque :

Un calcul détaillé est présenté ci-dessous est en supposant $\tilde{T} = T$, pour éclairer le processus.

Calcul illustratif (supposant $\tilde{T} = T$) :

V.5.6.1 Calcul d'impédance dynamique du pieu isolé :

Le sol est homogène ($E_s = 141688,073 \text{ KN/m}^2 = \text{constant}$)

Calcul de la longueur active du pieu :

Soit le rapport de rigidités :

$$\frac{E_p}{E_s} = \frac{33000 \times 10^3}{141688,073} = 232.906$$

$$l_c \approx 2d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} = 7.81 \text{ m}$$

On a $L = 30\text{m} > l_c = 7.81\text{m} \Rightarrow$ Les pieux sont flexible.

- **Mode de translation latérale :**

Calcul de rigidité dynamique de translation latérale du pieu :

La rigidité statique de translation du pieu :

$$K_{HH} = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$$

Correction dynamique de la rigidité statique : $k_{HH} \approx 1$

La rigidité dynamique de translation latérale du pieu :

$$k_{HH} = 445083,229 \text{ KN/m}$$

Calcul des facteurs d'amortissement équivalent de translation latérale du pieu :

$$D_{HH} = 0.8\beta_s + 1.1\tilde{f}d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} V_s^{-1}$$

Ce qui donne :

$$D_{HH} = 0.08 + 0,01324997 = 0.09325 = 9.325\%$$

Le coefficient d'amortissement équivalent :

$$C_{HH} = \frac{\tilde{\omega} D_{HH}}{2K_{HH}}$$

$$C_{HH} = 15390,97007 \text{ KN.s/m}$$

- **Mode de rotation :**

Calcul de rigidité dynamique de rotation du pieu :

La rigidité statique de rotation du pieu :

$$K_{MM} = 0.15d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75}$$

Modificateurs dynamiques de raideurs statiques : $k_{MM} \approx 1$

La rigidité dynamique de translation du pieu :

$$K_{MM} = 1267097,51 \text{ KN/m}$$

Calcul des facteurs d'amortissement équivalent de rotation du pieu :

$$D_{MM} = 0.35\beta_s + 0.35\tilde{f}d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.20} V_s^{-1}$$

Ce qui donne : $D_{MM} = 0.035 + 0,00496485 = 0,0399 = 3.99\%$

Calcul du Coefficients d'amortissement :

$$C_{MM} = \frac{\tilde{\omega} D_{MM}}{2K_{MM}}$$

$$C_{MM} = 18778,64 \text{ KN.s/m}$$

V.5.6.2 Calcul d'impédance dynamique du groupe de pieux :

- **Mode de translation latérale :**

$$\bar{K}_j^G = \frac{\sum_1^N \bar{K}_{HH}^p}{\sum_1^N \bar{\alpha}_{HH}} = \frac{\sum_1^N (K_{HH}^p + i\tilde{\omega} C_{HH}^p)}{\sum_1^N \bar{\alpha}_{HH}}$$

V.5.6.2.1 Les facteurs d'interaction pile-pile pour les pieux flexibles dans un sol

homogène (Dobry et Gazetas 1988) :

Utilisant les formules de Dobry et Gazetas, nous aboutissons à :

$$\sum_1^{42} \bar{\alpha}_H = 4,98934348380205 - 4,20227706128583i$$

$$\sum_1^{42} (K_{HH}^p + i\tilde{\omega} C_{HH}^p) = 18693495,6316077 + 3486335,89279662i$$

Calcul de l'impédance dynamique du groupe de pieux :

$$\bar{K}_{HH}^G = \frac{\sum_1^{42} (K_{HH}^P + i\tilde{\omega} C_{HH}^P)}{\sum_1^{42} \bar{\alpha}_{HH}} = \frac{18693495,6316077 + 3486335,89279662i}{4,98934348380205 - 4,20227706128583i}$$

Ce qui donne :

$$\bar{K}_{HH}^G = 1847538,61819188 + 2254846,77180234i$$

La rigidité dynamique du groupe de pieux en translation latérale :

$$K_{HH}^G = \text{Re}(\bar{K}_{HH}^G)$$

$$K_{HH}^G = 1847538,618 \text{ KN/m}$$

L'amortissement équivalent du groupe de pieux en translation latérale :

$$C_{HH}^G = \frac{\text{Im}(\bar{K}_{HH}^G)}{\tilde{\omega}}$$

$$C_{HH}^G = 418083,561 \text{ KN.s/m}$$

Le taux d'amortissement du groupe de pieux :

$$D_{HH}^G = \frac{2C_{HH}^G K_{HH}^G}{\tilde{\omega}}$$

$$D_{HH}^G = 0.6102 = 61.02\%$$

▪ **Mode de rotation :**

Selon Dobry & Gazetas, les facteurs d'interaction α_{MM} pour la rotation en phase est négligeable. Alors :

$$\bar{K}_{MM}^G = \sum_1^{42} (K_{MM}^P + i\tilde{\omega} C_{MM}^P)$$

$$\bar{K}_{MM}^G = 53218095,4 + 101278,7126i$$

La rigidité dynamique du groupe de pieux en mode rotation :

$$K_{MM}^G = \text{Re}(\bar{K}_{MM}^G)$$

$$K_{MM}^G = 53218095,4 \text{ KN/m}$$

L'amortissement équivalent du groupe de pieux en rotation :

$$C_{MM}^G = \frac{\text{Im}(\bar{K}_{MM}^G)}{\tilde{\omega}}$$

$$C_{MM}^G = 18778,64 \text{ KN.s/m}$$

Le taux d'amortissement du groupe de pieux :

$$D_{MM}^G = \frac{2C_{MM}^G K_{MM}^G}{\tilde{\omega}}$$

$$D_{MM}^G = 0,0399 = 3.99\%$$

V.5.6.3 Calcul des rigidités dynamiques de la fondation rectangulaire enterré : Raideur de translation y :

$$K_{y, emb} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \cdot \eta_y \cdot \alpha_y$$

Facteur d'enterrement :

$$\eta_y = \left[1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$$

D'où :

$$\eta_y = 1,535785719$$

Modificateurs dynamiques de raideurs statiques :

$$\alpha_y = 1$$

D'où la rigidité dynamique de translation :

$$K_{y, emb} = 9578805 \text{ KN/m}$$

Raideur de balancement suivant xx :

$$K_{xx, emb} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \cdot \eta_{xx} \cdot \alpha_{xx}$$

Facteur d'enterrement :

$$\eta_{xx} = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$$

Ce qui donne :

$$\eta_{xx} = 1,8006$$

Modificateurs dynamiques de raideurs statiques :

$$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1})\tilde{a}_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + \tilde{a}_0^2} \right]$$

Calcul de la fréquence adimensionnelle du système sol-structure : $\tilde{a}_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} v_s}$

$$\tilde{\alpha}_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} V_s} = \frac{2\pi \times 17}{1.165 \times 300} = 0.509$$

D'où :

$$\alpha_{xx} = 0,9366$$

D'où la rigidité dynamique de Balancement autour de l'axe xx :

$$K_{xx, emb} = 3521479526 \text{ KN/m}$$

L'allongement de la période :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{K}{K_{y_{tot}}} + \frac{Kh^2}{K_{xx_{tot}}}}$$

Avec :

- La hauteur effective de la structure : $h = 49.28 \text{ m}$
- La rigidité effective de la structure : $K = 548703,159 \text{ KN/m}$
- La rigidité dynamique totale des fondations du mode de translation :

$$K_{y_{tot}} = K_{y, emb} + K_{HH}^G = 9578805 + 1847538,618 = 11426343.62 \text{ KN/m}$$
- La rigidité totale dynamique des fondations du mode de rotation :

$$K_{xx_{tot}} = K_{xx, emb} + K_{MM}^G = 3521479526 + 53218095,4 = 3574697621 \text{ KN/m}$$

Application numérique :

$$\tilde{T} = 1.165 \sqrt{1 + \frac{548703,159}{11426343.62} + \frac{548703,159 \times 49.28^2}{3574697621}}$$

$$\tilde{T} = 1,3886 \text{ sec}$$

Maintenant, recalculons les paramètres qui dépendent de la période du système sol-structure $\tilde{T}$, initialement calculés en fonction de la période fondamentale à base fixe T .

Reprenons les mêmes étapes de calcul et à l'aide de l'Excel, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Paramètres en fonction de $\tilde{T}$	Valeur	Unité
---------------------------------------	--------	-------

Taux d'amortissement équivalent de translation du pieu D_{HH}	0.091	-
Coefficient d'amortissement de translation du pieu C_{HH}	17925.241	KN.s/m
Taux d'amortissement équivalent de rotation du pieu D_{MM}	0.0391	-
Coefficient d'amortissement de rotation du pieu C_{MM}	21935.102	KN.s/m
La somme des facteurs d'interaction pile-pile $\sum \bar{\alpha}_H$	5.597-3.745i	-
l'impédance dynamique du groupe de pieux $\bar{K}_{HH}^G$	2025568,8+1964051,2i	-
Rigidité dynamique du groupe de pieux de translation K_{HH}^G	2025568,81	KN/m
Coeff d'amortissement du groupe de pieux de translation C_{HH}^G	434060,33	KN.s/m
Taux d'amortissement du groupe de pieux de rotation D_{HH}^G	0,4848	KN/m
Rigidité dynamique du groupe de pieux K_{MM}^G	53218095,4	KN/m
Taux d'amortissement du groupe de pieux de rotation D_{MM}^G	0,03912	-
Modificateurs dynamiques de raideurs statiques α_{xx}	0,954	-
Fréquence adimensionnelle du système sol-structure $\tilde{\alpha}_0$	0,4273	-
Rigidité dynamique de Balancement autour de l'axe xx K_{xx}	3586736856	KN/m

La rigidité dynamique totale des fondations du mode de translation sera :

$$K_{y_{tot}} = K_{y, emb} + K_{HH}^G = 9578805 + 2025568,81 = 11604373.81 \text{ KN/m}$$

La rigidité dynamique totale des fondations du mode de rotation sera :

$$K_{xx_{tot}} = K_{xx, emb} + K_{MM}^G = 3586736856 + 53218095,4 = 3639954951.4 \text{ KN/m}$$

Application dans la formule d'allongement de la période :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{548703,159}{11604373.81} + \frac{548703,159 \times 49.28^2}{3639954951.4}}$$

$$\tilde{T} = 1,3850 \text{ sec}$$

On répète le processus pour $\tilde{T} = 1,385 \text{ s}$, on obtient les mêmes valeurs des paramètres qui dépend de la fréquence de système sol-structure.

D'où la période de système sol-structure **converge** à $\tilde{T} = 1,3850$.

Interprétation :

En tenant compte de l'interaction sol-structure (base flexible), on a enregistré une augmentation importante de **18.9 %** de la période, passant

V.5.6.4 Calcul de l'amortissement radiatif équivalent de la fondation rectangulaire :

Après avoir calculé la période à base flexible, on utilise la fréquence adimensionnelle trouvée $\tilde{a}_0 = 0.427$, pour calculer l'amortissement radiatif de la fondation rectangulaire.

Translation suivant y :

$$\beta_y = \left[\frac{4 [L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y, ent}/GB)} \right] \left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_y} \right]$$

$$\beta_y = 0,287 = 28.7\%$$

Balancement autour de l'axe xx :

$$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] \tilde{a}_0^2}{\frac{K_{xx, ent}}{GB^3} \left[\left(2,2 - \frac{0,4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + \tilde{a}_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\frac{K_{xx, ent}}{GB^3}} \right] \left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_{xx}} \right]$$

$$\beta_{xx} = 0,0234 = 2.34\%$$

V.5.6.5 Calcul de l'amortissement total des fondations (Fondation rectangulaire & Groupe de pieux) :

Tant que les impédances dynamiques du groupe de pieux dont les taux d'amortissements équivalents sont calculées par sommation de l'amortissement matériel et l'amortissement radiatif du pieu, on utilise la formule de calcul de l'amortissement total de la fondation démontrée précédemment suivante :

$$\beta_f = \frac{1}{\left(\tilde{T}/T_y \right)^2} (\beta_y + \beta_s + D_{HH}^G) + \frac{1}{\left(\tilde{T}/T_{xx} \right)^2} (\beta_{xx} + \beta_s + D_{MM}^G)$$

Calcul des périodes sol-structure des modes translationnelle et rotationnel respectivement :

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_r}} \text{ Ce qui donne : } T_y = 0,253 \text{ sec}$$

$$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{Mh^2}{k_{xx}}} \text{ Ce qui donne : } T_{xx} = 0,705 \text{ sec}$$

D'où l'amortissement totale des fondations :

$$\beta_f = 0,0713 = 7.13\%$$

V.5.7 Calcul de l'amortissement total de système Sol-structure :

Appliquons la formule de l'ASCE 17-9 :

$$\tilde{\beta} = \beta_f + \frac{\beta_{st}}{(\tilde{T}/T)_{eff}^2}$$

Avec :

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff}^2 = \left\{1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff}^2 = \left\{1 + \frac{1}{3.325} \left[\left(\frac{1.385}{1.165}\right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff}^2 = 1.06$$

Alors, l'amortissement totale du système Sol-Structure :

$$\tilde{\beta} = 0.1603 = 16.03\%$$

Interprétation :

Passant de la structure à base fixe à la structure à base flexible, on a enregistré une augmentation très importante de **60.3 %** de taux d'amortissement globale de notre ouvrage.

V.5.8 Calcul de l'effort tranchant à la base :

Structure à base fixe :

L'effort tranchant à la base de la structure à base fixe est déjà calculé par la méthode statique équivalente suivant RPA99/2003, mais vu qu'il est calculé par des formules empiriques de la période, on refait le calcul pour la période fondamentale obtenue par la méthode dynamique modale.

$$V = C_s(T, \beta) W^* + C_s(T, \beta) (W - W^*)$$

Calcul du coefficient sismique C_s :

$$C_s = \frac{A D(T, \beta) Q}{R}$$

Calcul de facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \beta}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0.763$$

On a pour : $T_2 \geq T \geq 3s$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.0864$$

Ce qui donne :

$$C_s = 0.1365$$

L'effort tranchant à base fixe :

$$V = 36106.02 \text{ KN}$$

V.5.8.1 Calcul de la réduction de l'effort tranchant :

$$\Delta V = V - \tilde{V} = \left[C_s(T, \beta) - \frac{C_s(\tilde{T}, \tilde{\beta})}{B_{SSI}} \right] W^*$$

Calcul de coefficient sismique de système sol structure $\tilde{C}_s$:

$$\tilde{C}_s = \frac{A D(\tilde{T}, \tilde{\beta}) Q}{R}$$

Calcul de facteur de correction d'amortissement du système sol-structure $\tilde{\eta}$:

$$\tilde{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2 + \tilde{\beta}}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 16.03}} = 0.4629606$$

On a pour : $T_2 \geq \tilde{T} = 1.385 \geq 3s$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{\tilde{T}}\right)^{2/3} = 0.58679351$$

Alors :

$$\tilde{C}_s = 0.07376833$$

Calcul de B_{SSI} :

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100\tilde{\beta})}$$

$$B_{SSI} = 1.415$$

La réduction de l'effort tranchant :

$$\Delta V = \left[C_s(T, \beta) - \frac{C_s(\tilde{T}, \tilde{\beta})}{B_{SSI}} \right] W^* = \left[0,13657748 - \frac{0,07376833}{1.415} \right] \times 18863,817 \times 9.81$$

$$\Delta V = 12295,8 \text{ KN}$$

V.5.8.2 L'effort tranchant à base flexible :

$$\tilde{V} = V - \Delta V = 36106,0212 - 12295,8$$

$$\tilde{V} = 23810.22 \text{ KN}$$

Interprétation :

Tenant compte l'interaction sol-structure, on a enregistré une réduction significative de 34% l'effort tranchant à la base de la structure.

V.5.9 Calcul du déplacement au sommet de la structure :

$$\tilde{\Delta} = \frac{\tilde{V}}{V} \left(\Delta + \frac{M \cdot h}{K_{\theta}} \right)$$

Le déplacement au sommet à base fixe :

$$\Delta = \frac{V}{K} = \frac{36106,0212}{783861.66} = 4.6 \text{ cm}$$

Le moment de renversement à la base de la structure à base fixe :

$$M = V \times h = 36106,0212 \times 70.4 = 2541863.892 \text{ KN.m}$$

La rigidité au balancement de la fondation :

$$K_{\theta} = K_{xx} + K_{MM}^G = 3586736856 + 53218095,4 = 3639954951 \text{ KN/m}$$

Le déplacement au sommet à base flexible :

$$\tilde{\Delta} = \frac{24482,9335}{36106,0212} \times \left(0.046 + \frac{2541863.892}{3639954951} \right)$$

$$\tilde{\Delta} = 3.17 \text{ cm}$$

Déplacement réel au sommet du système sol-structure :

$$\tilde{\Delta}_{\text{reel}} = \tilde{\Delta} \times \mu = 3.17 \times 3.325 = 10.54 \text{ cm}$$

Interprétation :

Tenant compte l'interaction sol-structure, on a enregistré une réduction importante de 31% de déplacement au sommet de la structure.

V.5.10 Ajustement du spectre de réponse pour la réduction :

La figure ci-dessous présente deux spectres de réponse de calcul (proposés par RPA99/2003), le premier (en bleu) est le spectre de réponse de la structure à base fixe, évalué par l'amortissement structurel β_{st} . Le deuxième (en orange) est le spectre de réponse de calcul en tenant compte l'ISS, il est calculé pour l'amortissement du système sol-structure $\tilde{\beta}$.

On constate une réduction importante du spectre qui conduit à une réponse sismique plus faible et par conséquent à des accélérations et à des contraintes dans la structure et ses fondations.

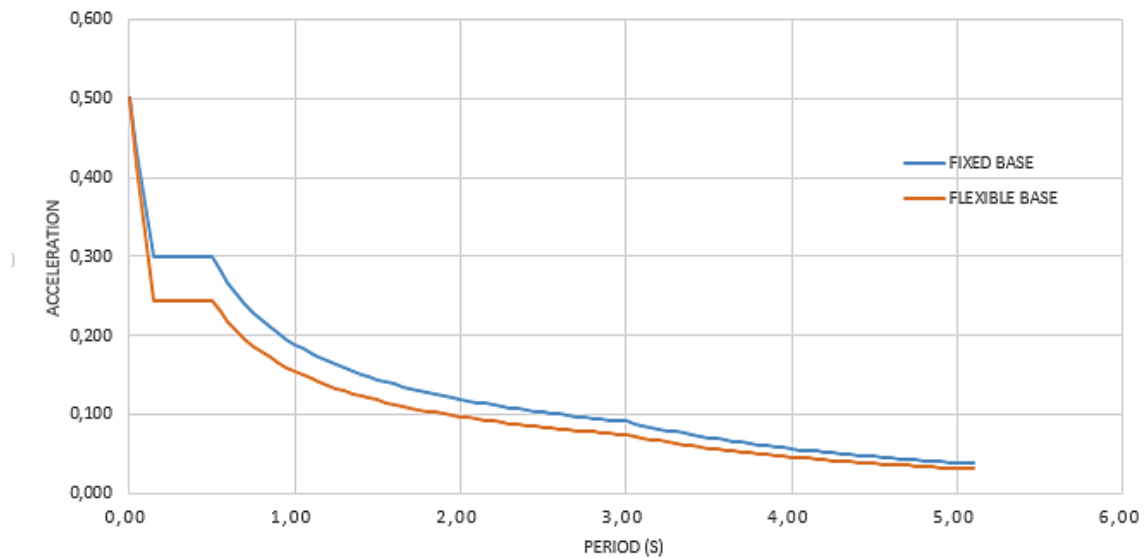


Figure 0.7 Réduction de spectre de réponse de calcul RPA99/2003

V.5.11 La contribution du groupe de pieux dans l'amortissement totale du système :

Dans le but d'évaluation de la contribution du groupe de pieux dans l'amortissement du système sol-structure $\tilde{\beta}$, et d'analyser leurs influence sur la réponse dynamique du système.

Pour ce faire, nous mesurons l'amortissement de système sol structure seulement avec la fondation rectangulaire enterrée en isolant le groupe de pieux. Cette démarche permet de déterminer la différence entre les deux configurations, mettant en évidence la contribution spécifique du groupe de pieux dans l'amortissement globale déjà calculé en avant.

À l'aide de l'Excel, nous avons pu atteindre les résultats suivants :

Le taux d'amortissement de la fondation rectangulaire enterré :

$$\beta_f = 4.75 \%$$

L'amortissement global de système sol-structure sera :

$$\tilde{\beta} = 13.5 \%$$

La réduction de l'effort tranchant à la base :

$$\Delta V = 10569.63 \text{ KN}$$

Interprétation :

- Diminution importante de 33% de l'amortissement des fondations, ce qui implique la diminution de l'amortissement totale du système sol-structure de 16% à 13.5%.
- Vue cette diminution de l'amortissement l'effort à la base augmente de 14 %.

Ces résultats mettent en évidence l'importance significative de l'interaction sol-groupe de pieux-structure dans l'amortissement global du système.

Les pieux jouent un rôle crucial en dissipant l'énergie sismique. Lorsqu'ils sont présents, ils améliorent l'efficacité de l'amortissement en réduisant les vibrations de la structure et en dissipant l'énergie sismique dans le sol. La suppression du groupe de pieux entraîne une diminution de cette contribution, réduisant ainsi l'amortissement global du système.

V.6 Conclusion :

En conclusion, l'étude de l'interaction sol-structure en tenant compte d'un groupe de pieux a permis de tirer plusieurs conclusions significatives. Tout d'abord, il a été observé que l'interaction sol-structure (ISS) n'est pas significative pour les cas de structures flexibles reposant sur des dépôts de sols fermes. En revanche, pour les structures rigides fondées sur des sols meubles, l'ISS peut jouer un rôle assez important.

Une observation clé est que la période fondamentale du système sol-structure est plus longue que celle de la structure à base fixe, démontrant ainsi l'influence de l'ISS sur le comportement dynamique global. De plus, il a été constaté que l'amortissement effectif du système sol-structure est plus élevé que l'amortissement de la structure seule. Cette constatation souligne l'importance de l'ISS dans la dissipation d'énergie, car elle contribue à réduire la réponse sismique et les contraintes subies par la structure et ses fondations.

En mettant l'accent sur le groupe de pieux, il est crucial de souligner sa contribution significative à l'interaction sol-structure. L'inclusion de ce groupe de pieux améliore la période fondamentale et l'amortissement du système, conduisant ainsi à une réponse sismique réduite, des accélérations atténuées et des contraintes réduites dans la structure et ses fondations.

En conclusion, cette étude souligne l'importance de prendre en compte l'interaction sol-structure, en particulier en incluant un groupe de pieux, pour une analyse précise du comportement sismique des structures. Ces conclusions ont des implications majeures dans la conception parasismique, garantissant ainsi la sécurité, l'économie et la résistance optimale des bâtiments face aux sollicitations sismiques.

CONCLUSION GENERALE :

Au terme de ce projet de fin d'études portant sur l'étude sismique d'un bâtiment de grande hauteur, nous avons abordé divers aspects essentiels de l'analyse et de la conception structurelle.

L'importance de cette étude sismique réside dans la nécessité de garantir la sécurité des occupants du bâtiment face aux sollicitations sismiques potentielles. Les séismes représentent une menace réelle dans de nombreuses régions, et la conception d'une structure résiliente aux séismes est d'une importance cruciale pour prévenir les pertes humaines et matérielles.

Au cours de ce projet, nous avons pu acquérir de précieuses compétences dans le domaine de la dynamique des structures et des sols. Nous avons exploré les principes de la dynamique des structures, comprenant la réponse sismique, la vibration des structures et l'analyse non linéaire. De plus, nous avons approfondi notre compréhension de la dynamique des sols, en examinant les effets de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique.

En tant qu'ingénieur en génie civil, ce PFE a été une opportunité précieuse pour appliquer nos connaissances théoriques et techniques dans un contexte réel. Nous avons pu mettre en pratique les principes de conception parasismique, en intégrant les dispositions réglementaires et les normes applicables, telles que le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

Une des principales nouveautés dans ce PFE réside dans le calcul de l'interaction sol-structure pour une structure fondée sur un groupe de pieux supporte radier. Cette approche permet de prendre en compte les effets complexes du sol sur le comportement global de la structure et d'optimiser le dimensionnement des fondations.

En conclusion, ce PFE a été une expérience enrichissante qui nous a permis d'approfondir notre compréhension des enjeux liés à l'étude sismique des bâtiments. Nous avons acquis des compétences techniques avancées, notamment dans l'analyse non linéaire et l'évaluation de l'interaction sol-structure. Nous sommes désormais mieux préparés à relever les défis du génie civil, en concevant et en construisant des structures résilientes aux séismes.

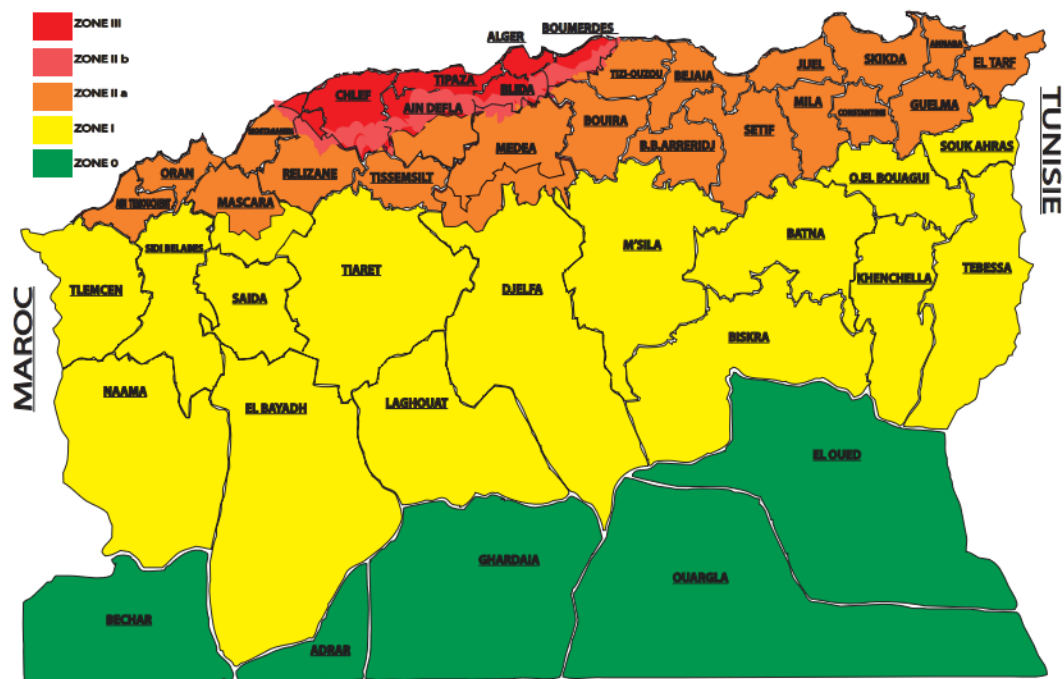
BIBLIOGRAPHIE

- **DTR-BC-2.41**_ [1993] _ Règles de conception et de calcul en béton armé (CBA)
- **DTU P18-702** _[1999] _ Béton armé aux états limites (BAEL)
- **DTR- BC- 2.48** _[2003] _ Règlement parasismique Algérien (RPA)
- **Federal Emergency Management Agency 440** [2005] _ (FEMA)
- **American Society of Civil Engineers**_ [2016] _ ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
- **American Society of Civil Engineers**_ [2013] _ ASCE 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
- **Indrajit Chowdhury- Shambhu P. Dasgupta**_ [2009] _ Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach
- **National Earthquake Hazards Reduction Program** _ [2012] _ (NEHRP)
- **Micheal James Givens**_ [2013] _ Dynamic Soil-Structure Interaction of Instrumented Buildings and Test Structures. PP 4-54
- **Indrajit Chowdhury- Shambhu P. Dasgupta**_ [2014] _ Earthquake Analysis and Design of Industrial Structures and Infra-structures
- **Alain Pecker**_ [2015] _ Dynamique des sols PP 203-225
- **Anil K.Chopra**_ [1995] _ Dynamics of Structures. PP 100-104
- **George Gazetas**_ [1991]_ Foundation Vibrations.
- **NIST GCR 12-917-21**_ [2012] _ Soil-Structure Interaction for Building Structures.
- **Fawad Najam-** [2016]_ Non linear modelling and Analysis for RC buildings using Etabs.
- **Abdesslam Issam**_ [2018]_ Analyse pushover des structures en béton armé tridimensionnelle. à étage souple.
- **Akeb Mohamed Ramzi**_ [2018]_ Projet fin d'étude_ENSTP.
- **Hellal Mustapha**_ [2021]_ Projet fin d'étude _ENSTP.
- **Pr Hadid Mohamed** _[2022] _ENSTP_ Cours de dynamique des structures.
- **M.Hadjebar, K.Tounsi & M.Hadid**_ [2022] _ ENSTP_ Cours de dynamique des sols.
- **M.Oumoussa**_ [2022] _ ENSTP_ Cours de bâtiment.
- **Dr A.Messaoudi**_ [2022] _ ENSTP_ Cours mécaniques des structure.

ANNEXES

ANNEXES 1 :

1. Carte de zonage sismique du territoire national : (RPA 2003)



2. Coefficients d'accélération de zone et classification d'ouvrages : (RPA 2003)

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	<i>Ouvrages d'importance vitale :</i> Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	<i>Ouvrages de grande importance :</i> Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	<i>Ouvrages courants :</i> Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	<i>Ouvrages de faible importance :</i> Hangars

3. Valeurs des taux d'amortissement $\xi(\%)$: (RPA 2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

4. Valeurs des coefficients de comportement R : (RPA 2003)

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

5. Valeurs des coefficients de pondération β : (RPA 2003)

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

6. Valeurs du coefficient C_T : (RPA 2003)

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

7. Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

ANNEXES 2 :

1. Calcul des facteurs d'interaction pile-pile : (EXCEL)

PILE N°	s (m)	$\Theta(^{\circ})$	$Re(\alpha z)$	$Img(\alpha z)$	$Re(\alpha H(90^{\circ}))$	$Img(\alpha H(90^{\circ}))$	$Re(\alpha H(0^{\circ}))$	$Img(\alpha H(0^{\circ}))$	$Re(\alpha H(\Theta))$	$Img(\alpha H(\Theta))$
1	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0
2	6,4	0	0,543	-0,090	0,407	-0,067	0,195	-0,020	0,195	-0,020
3	12,8	0	0,363	-0,125	0,272	-0,094	0,134	-0,028	0,134	-0,028
4	19,2	0	0,272	-0,150	0,204	-0,112	0,105	-0,034	0,105	-0,034
5	25,6	0	0,209	-0,168	0,157	-0,126	0,087	-0,038	0,087	-0,038
6	32	0	0,160	-0,180	0,120	-0,135	0,073	-0,042	0,073	-0,042
7	7,5	90	0,498	-0,097	0,373	-0,073	0,179	-0,022	0,373	-0,073
8	9,86	50	0,426	-0,110	0,319	-0,083	0,155	-0,025	0,251	-0,059
9	14,835	30	0,329	-0,134	0,247	-0,100	0,123	-0,030	0,154	-0,048
10	20,613	21	0,257	-0,154	0,193	-0,116	0,101	-0,035	0,112	-0,045
11	26,676	16	0,200	-0,170	0,150	-0,128	0,084	-0,039	0,089	-0,046
12	32,867	13	0,154	-0,181	0,115	-0,136	0,071	-0,042	0,073	-0,047
13	15	90	0,327	-0,134	0,245	-0,101	0,122	-0,030	0,245	-0,101
14	16,308	67	0,308	-0,140	0,231	-0,105	0,116	-0,032	0,214	-0,094
15	19,719	50	0,266	-0,151	0,200	-0,114	0,103	-0,034	0,160	-0,081
16	24,365	38	0,220	-0,165	0,165	-0,124	0,090	-0,038	0,118	-0,070
17	29,671	30	0,177	-0,176	0,132	-0,132	0,077	-0,041	0,091	-0,064
18	35,341	25	0,137	-0,184	0,103	-0,138	0,067	-0,043	0,073	-0,060
19	22,5	90	0,238	-0,160	0,178	-0,120	0,095	-0,036	0,178	-0,120

20	23,393	74	0,229	-0,162	0,172	-0,122	0,092	-0,037	0,166	-0,115
21	25,886	60	0,207	-0,168	0,155	-0,126	0,086	-0,039	0,138	-0,104
22	29,579	50	0,177	-0,176	0,133	-0,132	0,078	-0,041	0,110	-0,094
23	34,082	41	0,145	-0,183	0,109	-0,137	0,069	-0,043	0,086	-0,083
24	39,118	35	0,113	-0,188	0,085	-0,141	0,060	-0,045	0,068	-0,076
25	30	90	0,174	-0,177	0,131	-0,133	0,077	-0,041	0,131	-0,133
26	30,675	78	0,169	-0,178	0,127	-0,133	0,075	-0,041	0,125	-0,129
27	32,617	67	0,155	-0,181	0,116	-0,136	0,072	-0,042	0,110	-0,121
28	35,618	57	0,135	-0,185	0,101	-0,139	0,066	-0,043	0,091	-0,110
29	39,436	50	0,111	-0,188	0,083	-0,141	0,060	-0,045	0,074	-0,101
30	43,863	43	0,086	-0,190	0,064	-0,143	0,053	-0,046	0,058	-0,091
31	37,5	90	0,123	-0,187	0,092	-0,140	0,063	-0,044	0,092	-0,140
32	38,042	80	0,120	-0,187	0,090	-0,140	0,062	-0,044	0,089	-0,138
33	39,624	71	0,110	-0,188	0,083	-0,141	0,059	-0,045	0,080	-0,131
34	42,129	63	0,095	-0,190	0,072	-0,142	0,056	-0,046	0,068	-0,122
35	45,405	56	0,077	-0,191	0,058	-0,143	0,051	-0,046	0,056	-0,113
36	49,298	50	0,057	-0,190	0,043	-0,143	0,046	-0,047	0,044	-0,103
37	45	90	0,080	-0,191	0,060	-0,143	0,051	-0,046	0,060	-0,143
38	45,453	82	0,077	-0,191	0,058	-0,143	0,051	-0,046	0,058	-0,141
39	46,785	74	0,070	-0,191	0,053	-0,143	0,049	-0,047	0,052	-0,136
40	48,925	67	0,059	-0,190	0,044	-0,143	0,046	-0,047	0,045	-0,128
41	51,772	60	0,045	-0,189	0,034	-0,142	0,042	-0,048	0,036	-0,118
42	55,218	55	0,030	-0,187	0,022	-0,140	0,038	-0,048	0,027	-0,110
									SUM	-3,752
									5,589	

ANNEXES 3 :

Argile limono-sableuse :

Essais d'identification physique :

Granulométrie :

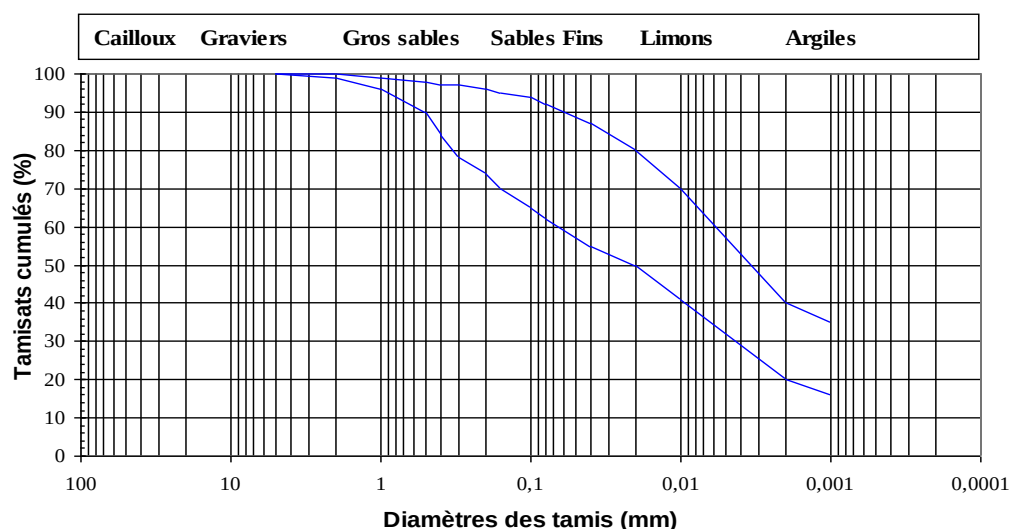


Figure Error! No text of specified style in document.-1Fourchette du fuseau granulométrique de la formation argilo-limono-sableuse.

Les résultats des différentes analyses sont représentés sur le tableau suivant :

Paramètre	Désignation	Valeur maximale	Valeur minimale	Valeur moyenne
Granulométrie	< 2 mm	91	100	97,25
	< 80 μm	52	64	58
Sédimentométrie	< 20 μm	35	47	40,62
	2 μm	91	100	97,25

Limites d'atterberg :

D'après la classification de Casagrande, basée sur le couple (ω_L , I_P), ressort que le sol en place s'intègre dans le domaine des argiles peu plastique A_P .

Les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Paramètre	Désignation	Valeur maximale	Valeur minimale	Valeur moyenne
Limites d'Atterberg	ω_L (%)	39	41,25	40,29
	ω_P (%)	17,07	21,50	20,38
	I_P (%)	18,75	19,35	19,10
	I_c (%)	1,01	1,18	1,08

Formation Sablo-Greneuse :



FigureError! No text of specified style in document.-2Fourchette du fuseau granulométrique de l'alternance de sable et de grès

Formation charbonneuse bioclastique (argile bioclastique peu sableuse) :

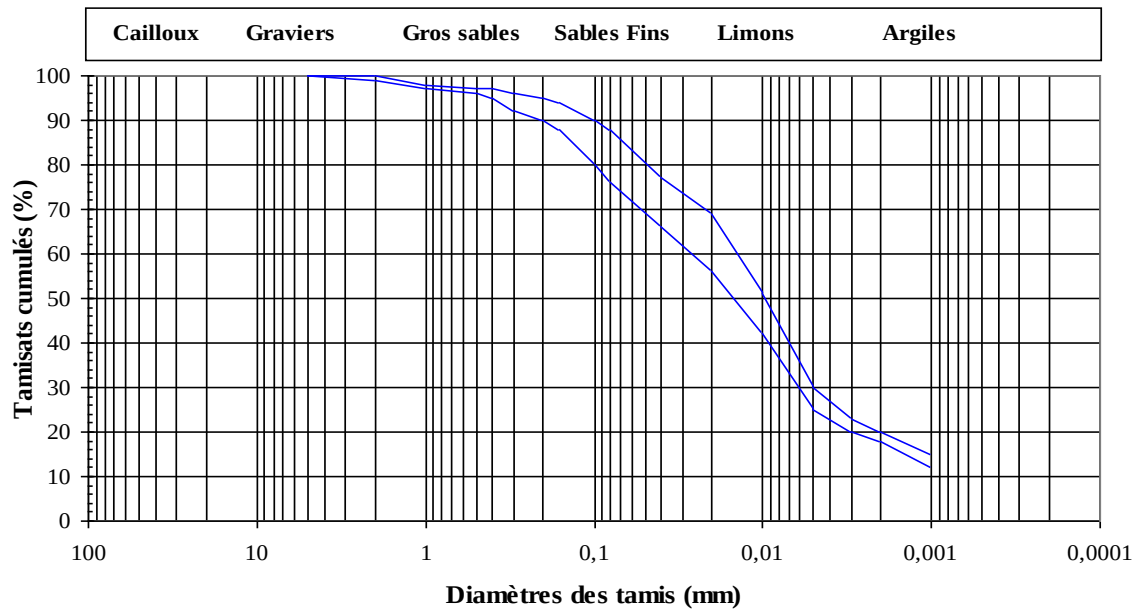


Figure Error! No text of specified style in document.-3Fourchette du fuseau granulométrique de l'argile bioclastique

Les résultats des différentes analyses sont représentés sur le tableau suivant :

Paramètre	Désignation	Valeur maximale	Valeur minimale	Valeur moyenne
Granulométrie	< 2 mm	98,00	100	98,89
	< 80 μm	69,00	88,00	76,56
Sédimentométrie	< 20 μm	54,00	70,00	61,56
	2 μm	13,00	20,00	16,23

Limites d'atterberg :

D'après la classification de Casagrande, basée sur le couple (ω_L, I_P) , ressort que le sol en place s'intègre dans le domaine des argiles peu plastique A_P .

Les résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Paramètre	Désignation	Valeur maximale	Valeur minimale	Valeur moyenne
Limites d'Atterberg	ω_L (%)	31,42	39,85	35,17
	ω_P (%)	16,47	20,46	18,75

Indices	I_P (%)	14,25	19,20	16,96
	I_C (%)	1,06	1,20	1,13