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 : Routes et Ouvrages d'art

Thème

Evaluation de la demande sismique Non linéaire d'un bâtiment de R+9+ sous-sol contreventé par des voiles-portiques tenant en compte l'interaction sol-structure selon le code ASCE 7-2022.

Présenté par :

- **TALAKMRA Issam**
- **KHELIOUEN Rayan**

Encadré par :

Pr.HADID Mohamed

Promotion 2023 / 2024

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba



Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a guidé vers le bon chemin de la lumière et du savoir et qui nous a donné la force, le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, par leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Pr. HADID Mohamed pour son aide, sa patience, ses conseils et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce bâtiment.

Nous souhaitons également exprimer notre sincère reconnaissance envers Mr CHIKH, Mme ZAHAFI, Mr ZITOUNI, Mr CHAMI et Mr BENBOUKHARI pour leur accompagnement essentiel et leur contribution déterminante à la réalisation de mon projet de fin d'étude.

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département routes et ouvrages d'art qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en travaux publics.

Enfin, à tous ceux qui nous aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

Dédicace

C’est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma sympathie et dédier ce travail à :

- Mes chers parents qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien. Que dieu me les gardes et les protège.
- Mon cher frère Riad, pour sa patience, d'avoir tendu chaleureusement ses bras et d'avoir dissipé mes moments de doute grâce à lui, j'ai pu surmonter les défis avec confiance et détermination.
- Ma chère sœur Hala, son mari et mon neveux Chahine grâce à son amour et encouragements j’ai trouvé la force et la motivation nécessaires pour avancer.
- Mes chères tantes Soumia, Sihem, Adit et Souad qui ont été des figures aimantes et inspirantes dans ma vie, leurs présences bienveillantes, leurs conseils avisés et leurs soutien indéfectible ont joué un rôle précieux dans mon parcours.
- Mon oncle Samir et à sa femme Houria pour leur générosité et leur amour inconditionnel.
- Mes chers cousins Meriem, Nadine, Fouad, Chakib, Rami, Fares et Zinou pour leur soutien indéfectible et leur présence précieuse.
- Mon encadreur Pr. HADID Mohamed, qui m’a donné la chance de partager son savoir, et m’a permis de m’exprimer aussi librement et dans un cadre très agréable, sur un sujet qui me passionne tellement.
- Mon binôme de projet Rayan pour sa collaboration précieuse et son engagement sans faille, est un exemple d’amitié et de fraternité.
- Mes deux camarades Houssem et Ala pour leur amitié inestimable à la cité universitaire.
- Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.
- 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.
- Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Issam

Dédicace

Tout d'abord, je remercie ALLAH, pour sa guidance, sa protection et ses bénédictions inépuisables. Sans sa grâce, ce mémoire n'aurait pas été possible.

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, Mohamed et Amina, dont le soutien indéfectible et les encouragements constants m'ont permis de surmonter tous les défis. Merci pour vos sacrifices et votre amour inconditionnel. Vous étiez là depuis le début, jamais je ne vous remercierai autant ;

À ma chère sœur Mounia, dont l'amour et le soutien ont été une source constante de réconfort et de motivation. Ta présence à mes côtés a rendu ce parcours bien plus supportable et joyeux. Merci ma sœur pour ta patience et ta compréhension. A ton marie Hamza, pour les conseils qui m'a donné pour mon futur parcours professionnel avec son expérience on tant qu'architecte, je voulais lui dire Merci, a mes petits neveux kamil, kenan et Nael, que j'aime de tous mon cœur, que dieu vous gardes ;

A ma chère sœur Lilia, qui m'a aidée de manière inestimable dans mes études. Ton assistance, tes conseils et ton soutien m'ont beaucoup aidé pour finaliser mon mémoire. Merci pour ton aide précieuse et ta disponibilité. A ton marie Mahdi, pour ces conseils très pertinents je te remercie, à mon neveu Eliane que j'aime beaucoup ;

A mon binôme, Issam, on a passé des moments de galère et de joie, mais ensembles nous avons atteints nos objectifs, Merci pour ton sérieux mon ami ;

A mon encadreur Mr HADID, qui a partagé avec nous son savoir et sa passion du génie parasismique. Votre aide a été précieuse tout au long de ce parcours, Ainsi qu'a tous les profs et doctorants qui nous ont aidés dans l'achèvement de notre mémoire ;

À mes amis Nabil, Bachir, Zaki,Yousri et Chouaib qui ont su m'apporter réconfort et motivation durant les moments de doute. Votre amitié a été une source inestimable de force.

A ma chère tante zhor qui nous a quittés il y'a deux années de cela, j'aurais beaucoup aimé que tu sois avec nous, je sais que tu nous regarde d'en haut, que dieu t'accueil dans son vaste paradis ; A ma grand-mère paternel, Tata Mouni le pilier de notre famille, toi aussi tu es partie mais tu es dans mon cœur et tu le seras pour toujours. Repose en paix ;

Et enfin, Je dédié ce mémoire a mes deux familles KHELIOUEN et KERBILA, qui croient en moi et m'ont inspiré à persévérer et à donner le meilleur de moi-même.

Rayan

ملخص

يتناول هذا المشروع في البداية عموميات على المواد المكونة للهيكل وتطوير تنزيل الحمل والتحجيم المسبق للعناصر المكونة له. بعدها سيتم الشروع في دراسة زلزالية مفصلة بالالتزام بتوجيهات القواعد الجزائرية المضادة للزلازل. وبهدف معرفة أداء الهيكل في المجال الغير خطي سيتم إجراء تحليل ثابت غير خطي بطريقة Pushover .

من أجل تحديد تأثير تفاعل الأرض على الهياكل سوف نتطرق لدراسة من أجل تقييم تفاعل التربة مع الأساسات وتأثيرها على الاستجابة الديناميكية للهيكل وفق الكود الأمريكي ASCE 7-22مع إجراء بحث يزود هذا الفصل حول سلوك هيكل يتعرض لتفاعل مع بنية التربة خلال الزلازل من خلال نموذجين مختلفين (نموذج بدرجة تحرر واحدة وبعدة درجات من التحرر).

الكلمات المفتاحية: تفاعل التربة-الهيكل، الاستجابة الزلزالية، الليونة، الكود ASCE 7-22

Résumé

Ce projet de fin d'étude porte en premier lieu des généralités sur les matériaux constitutifs de la structure avec la descente de charge et le pré-dimensionnement des éléments de la structure.

En second lieu, nous allons élaborer une étude sismique détaillée en suivant les directives de Règlement Parasismique Algérien(RPA)et dans le but d'évaluer la performance de la structure dans le domaine non linéaire une analyse non linéaire est réalisée par la méthode Pushover.

Pour déterminer l'effet de l'interaction de sol sur le structures nous aborderons une étude pour évaluer l'interaction sol-fondation et ses effets sur la réponse sismique de notre structures en utilisant L'ASCE 7-22 .de plus, une recherche bibliographique muni ce chapitre sur le comportement d'une structure soumise à l'ISS lors d'un séisme par deux modèles différents Single-Degrée-Of-Freedom (SDOF) et Multi-Degrée-Of-Freedom (MDOF).

Mots clés : interaction sol-structure, demande sismique, ductilité, code ASCE 7-2022

Abstract

This undergraduation project primarily deals with an overview of the materials constituting the structure, including load descent and preliminary sizing of structural elements.

Secondly, we will conduct a detailed seismic study following the directives of the Algerian Seismic code (RPA) with the aim of evaluating the structure's performance in the nonlinear domain through a Pushover analysis method.

To determine the effect of soil-structure interaction, we will conduct a study to assess soil-foundation interaction and its effects on the seismic response of our structures using ASCE 7-22. Additionally, a literature review will be included in this chapter on the behavior of a structure subjected to Soil-Structure Interaction (SSI) during an earthquake using two different models Single-Degrée-Of-Freedom (SDOF) et Multi-Degrée-Of-Freedom (MDOF).

Keywords: soil-structure interaction, seismic, ductility, code ASCE 7-2022 .

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE ……..……01

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction ……..02

I.2 Présentation de l'ouvrage ……02

I.2.1 Caractéristiques architecturales……...…….02

I.2.1.1 Dimensions en plan ……...……02

I.2.1.2 Dimensions en élévation ……...……04

I.2.2 Système de contreventement ……..…….04

I.2.3 Données géotechniques du site……...……..05

I.2.4 classification de l'ouvrage suivant RPA99/2003…….……05

I.2.4.1 Classification de l'ouvrage selon son importance…….……05

I.2.4.2 classification du site ……..……05

I.2.5 Caractéristiques des matériaux ……..……..05

I.2.5.1 Béton……..05

I.2.5.1.1 Composition ……...……05

I.2.5.1.2 Qualités recherchées ……..05

I.2.5.1.3 Caractéristiques physiques et mécaniques …….……06

I.2.5.1.4 Déformations du béton indépendantes des charges appliquées…….…….06

I.2.5.1.5 Déformation du béton sous actions courte durée ($< \mathbf{24}\boldsymbol{H}$)……..……..06

I.2.5.1.6 Contrainte limite de compression ……..07

I.2.5.1.7 Contrainte limite de cisaillement …….……..07

I.2.5.1.8 Module d'élasticité (déformation)……..……08

I.2.5.1.9 Diagramme contrainte déformation de calcul……...……..08

I.2.5.2 Acier……..……09

I.2.5.2.1 Composition……...……09

I.2.5.2.2 Caractéristique physique et mécanique……..……09

I.2.5.2.3 Contrainte limite d'élasticité f_e…….……..09

I.2.5.2.4 Module d'élasticité ……10

I.2.5.2.5 Les contrainte limites……10

I.2.5.2.6 Diagramme contrainte déformation ……11

I.3 Conception parasismique des bâtiments……..……..11

I.3.1 Définition……..11

I.3.2 Concepts généraux……...…….11

I.3.3 Objectif global du projet d'ossature parasismique de bâtiments ……...……..12

I.3.4 Principes de conception parasismique de bâtiments…….12

I.4 Conclusion …….19

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1 Introduction……..20

II.2 pré dimensionnement des dalles ……20

II.2.1 plancher en corps creux ……..20

II.2.2 plancher en dalle pleine ……..21

II.3 Descente de charge…….……..21

II.3.1 plancher terrasse accessible ……21

II.3.2 plancher étage courant ……...…….22

II.3.3 Acrotère……...……23

II.3.4 Escalier en étage courant ……..…..23

II.3.5 Enveloppe du bâtiment ……..…….24

II.3.5.1 cloisons extérieures en maçonnerie…….…….24

II.3.5.2 Mur rideau en verre ……25

II.4 Pré dimensionnement des poutres …….25

II.4.1 poutres principales ……..26

II.4.2 Poutres secondaires ……...…….26

II.5 Pré dimensionnement des poteaux……...……..27

II.5.1 Calcul de l'effet normal ultime N_{ult}.....28

II.5.2 calcul des surfaces offertes aux poteaux ……..……..29

II.5.3 calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux……..…….29

II.5.4 calcul des coefficients de la règle dégression pour les charges d'exploitation……..….30

II.5.5 Calcul de la section réduite B_r et le pre dimensionnement des poteaux ……31

II.5.6 vérification des articles 7.4.1 de RPA 99/03……...……32

II.6 pré dimensionnement des voiles ……...….33

II.6.1 pré dimensionnement des voiles de contreventement ……..…..35

II.6.2 pré dimensionnement des voiles périphériques ……..……35

II.7 conclusion ……...……..36

CHAPITRE III : ETUDES SISMIQUE SUIVANT RPA99/2003

III.1 Introduction……...…….37

III.2 La méthode statique équivalente ……..38

III.2.1 Principe ……...…..38

III.2.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente ……...…….38

III.2.3 Modélisation……...……38

III.2.4 Calcul de la force sismique ……..…….39

III.2.4.1 Coefficient d'accélération de zone A ……...……..39

III.2.4.2 Facteur de comportement R ……..…….39

III.2.4.3 Facteur d'amplification dynamique D moyen …….…….39

III.2.4.4 Calcul de facteur de qualité Q…….……41

III.2.4.5 Calcul de poids sismique total de la structure W……41

III.2.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……...…..43

III.3 La méthode dynamique modale spectrale……45

III.3.1 Principe……..45

III.3.2 Modélisation…….……..45

III.3.3 Modélisation à l'aide du logiciel ETABS……..46

III.3.4 Analyse dynamique modale de la structure ……..48

III.3.5 Action sismique ……51

III.3.5.1 Spectre de repense……...…51

III.3.6 Vérification de la résultante des forces sismique de calculs (l'article 4.3.6 du RPA99/2003 ……52

III.3.7 Distribution des efforts sismiques ……55

III.3.8 Calcul des déplacements : (l'article 4.4.3 du RPA99/2003) ……55

III.3.9 Justification de la sécurité …….…..….56

III.3.9.1 Justification vis-à-vis des déformations (article 5.1 de RPA99/03) ……..……56

III.3.9.2 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (article 5.9 de RPA99/03)……...……..57

III.3.9.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble (article 5.5 de RPA99/03)…..…59
III.3.9.4 Vérification de la stabilité au renversement (article 4.4.1 RPA99/03) ……..59
III.4 Centre de masse et de rigidité de la structure ……..….61
III.5 Conclusion …….……61
CHAPITRE IV : ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE « ANALYSE PUSHOVER »
IV.1 INTRODUCTION…….……62
IV.2 Définition de l'analyse pushover …….……62
IV.2.1 But de l'analyse pushover ……63
IV.2.2 Avantages de l'analyse pushover…….…….64
IV.2.3 Principe et fondement théorique de l'analyse pushover …….……..64
IV.2.4 La formulation théorique pour les déformations inélastiques…….……..67
IV.2.5 Procédures d'exécution de l'analyse pushover …….……68
IV.3 Les méthodes pushover dans le règlement sismique récent ……..….68
IV.4 Application au cas d'études ……..70
IV.4.1 Modélisation et définition du comportement non linéaire de la structure…….…70
IV.4.1.1 Définition de comportement non linéaire pour les poteaux et les poutres ……..…70
IV.4.1.2 Rotules plastiques pour les éléments poutres…….……70
IV.4.1.3 Rotules plastiques pour les éléments poteaux ……..…….71
IV.4.1.4 Définition de comportement non linéaire pour les voiles …….…….72
IV.4.1.5 Définition de la non linéarité des matériaux : (loi de comportement)……72
IV.4.2 Définition du chargement pour l'analyse pushover ……..74
IV.4.2.1 Définition du chargement gravitaire non linéaire ……..74
IV.4.2.2 Définition du chargement sous les forces horizontales …….74
IV.4.2.3 Résultats de l'analyse pushover……..…75
IV.5 Procédure de l'ASCE 41-13 NSP («Displacement modification») ……...…….76
IV.6 Demande de ductilité μx……..…78
IV.7 Procédure de FEMA 440 («Equivalent linearization»)……...…79
IV.8 Conclusion …….……83

CHAPITRE V : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-SRUCTURE SELON LE CODE ASCE 7-2022 (RECHERCHCHE BIBLIGRAPHIQUE)

V.1 Introduction ……84

V.2 Définition de l'interaction sol structure ……84

V.3 Types d'interaction…….……85

V.4 Conséquences de l'interaction sol-structure……..……85

V.5 Caractéristiques dynamiques des sols……..……..86

V.6 Rôle de l'interaction sol-structure…….……86

V.7 Prise en compte de l'interaction sol-structure …….……87

V.8 Notion d'impédance dynamique d'une fondation ……87

V.8.1 Impédance d'une fondation superficielle rectangulaire ……..…88

V.9 Evaluation des rigidités dynamiques des fondations rectangulaires enterrés ……...87

V.10 Modélisation de l'interaction sol-structure ……91

V.10.1 Modèle généralise à un seul degré de liberté (SDOF)……...…91

V.10.2 Modèle généralise à plusieurs degrés de liberté (MDOF)……97

V.11 Application au cas d'étude……..100

V.11.1 Données……...…….101

V.11.2 Calcul des paramètres effectifs du sol……...…..102

V.11.3 Prise en compte de l'interaction sol-structure…….103

V.11.4 Calcul des paramètres du système à un seul degré de liberté ……..……..104

V.11.4.1 1er mode : translation suivant x ($T_x = 1.37\ sec$)……...….104

V.11.4.2 2eme mode: translation suivant y ($T_y = 1.154\ sec$)……...…..104

V.11.4.3 Calcul de l'allongement de la période suivant la translation selon x……...……104

V.12 Conclusion ……...….115

CONCLUSION GENERALE …….……116

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : La tour « promotion carrefour Naciria » - Bejaia ……...……02

Figure I.2 : Vue en plan de RDC 1er et 2éme étage ……..……03

Figure 1.3 : Vue en plan des autres étages ……03

Figure 1.4 : Vue élévation du bâtiment……..04

Figure 1.5 : Diagramme de contrainte déformation du béton à L'ELS ……08

Figure 1.6 : Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELU……..……09

Figure 1.7 : Diagramme contrainte déformation de l'acier ……..……11

Figure 1.8 : Schéma global de fonctionnement en « boite » pour la reprise des actions horizontaux de séisme ou de vent ……..……..…..12

Figure 1.9 : Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants……..…….13

Figure 1.10 : Régularité en élévation ……13

Figure 1.11 : Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical……..…….14

Figure 1.12 : A gauche : régularité en élévation A droite : niveau rez flexible on « mou ».….14

Figure 1.13 : Illustration de l'étage souple ……14

Figure 1.14 : La grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal ……15

Figure 1.15 : Diaphragme avec trémie …….…….16

Figure 1.16 : L'objectif de projet « poutre faibles poteaux fortes » b) les rotules plastique dans les poteaux entrainent des effets du second ordre plus importants …….……..16

Figure 1.17 : les structures de contreventement primaires à large base réduisent les sollicitations des barres du contreventement grâce à un bras de levier des efforts internes plus grand ……..17

Figure 1.18 : un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation……..…….18

Figure 1.19 : fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures ……..19

Figure II.1 : Dessin d'un plancher en corps creux …….……..20

Figure II.2 : Plancher à corps creux…….……..21

Figure II.3 : Dalle pleine……..……..21

Figure II.4 : Schéma en coupe d'un plancher étage courant en corps creux …….……22

Figure II.5 : Coupes transversales d'un acrotère ……..…….23

Figure II.6 : Composantes d'un escalier ……..…….23

Figure II.7 : Schéma en coupe des cloisons extérieures ……..24

Figure II.8 : Schéma d'un mur rideaux en verre ……..…..25

Figure II.9 : Section d'une poutre …….…….25

Figure II.10 : Section réduite de poteau …….……..…….27

Figure II.11 : La surface chargé qui revient aux poteaux …….28

Figure II.12 : Coupe de voile en élévation ……33

Figure II.13 : Coupe des voiles en plan selon la forme et les conditions de rigidité aux extrémités……. 34

Figure II.14 : Vue en 3D des voiles sur ETABS ……..…….34

Figure II.15 : Vue en plan et en 3D des voiles de contreventement en plan étage courant …….35

Figure II.16 : Schéma d'un voile sans about…….36

Figure II.17 : Vue en plan du voile périphérique……..……..36

Figure III.1 : Réduction du modèle réel a un modelé réduit ……...…….45

Figure III.2 : Schéma du modèle numérique 3D « ETABS »……...……47

Figure III.3 : Vue 01 de façade du modèle …….……47

Figure III.4 : Vue 02 de façade du modèle ..……..……..……47

Figure III.5 : Vue latéral du modèle ……..…….48

Figure III.6 : Allure du mode fondamental (translation X)…….…….50

Figure III.7 : Allure du deuxième mode (translation Y-torsion Z) …….…….50

Figure III.8 : Allure du troisième mode (translation Y-torsion Z)……50

Figure III.9 : Allure du spectre de réponse de la structure ……..…….52

Figure III.10 : Amplification de la résultante sismique dynamique suivant x……..53

Figure III.11 : Amplification de la résultante sismique dynamique suivant y……..54

Figure III.12 : Schéma représentatif de l'effet P-Δ **……57**

Figure IV.1 : Pushover, ou à la recherche des quatres vertus de la construction parasismique……...…….. 63

Figure IV.2 : Signification physique de la courbe pushover…….…….64

Figure IV.3 : Diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de libertés au système à un seul degré de liberté …….…….65

Figure IV.4 : Caractéristiques force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent ……..…….. 66

Figure IV.5 : Courbe pushover bilinéaire idéalisé ……..……..66

Figure IV.6 : La relation force-déformation dutème elasto-plastique ……..67

Figure IV.7 : Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité ….…….. 69

Figure IV.8 : Rotules plastique dans les poutres ……..70

Figure IV.9 : Définition automatique des rotules plastique de type M3 pour les poutres sur ETABS……..71

Figure IV.10 : Définition automatique des rotules plastique de type P-M2-M3 pour les poteaux sur ETABS ……..……..71

Figure IV.11 : Définition automatique des rotules en fibre de type fiber-P-M3 pour les voiles sur ETABS……...…….72

Figure IV.12 : La loi de comportement du béton non confiné…….……73

Figure IV.13 : La loi de comportement d'acier ……..…….73

Figure IV.14 : Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires …….74

Figure IV.15 : Définition du cas de chargement sous les forces horizontales …….75

Figure IV.16 : Affectation en mode « déplacement contrôlé » sur ETABS…….75

Figure IV.17 : Courbes pushover de la structure suivant le sens x……76

Figure IV.18 : Courbe bilinéaire idéalisée suivant x……..77

Figure IV.19 : Courbe significatifs de pushover…….……..78

Figure IV.20 : FEMA440 equivalent linéarization suivant x……79

Figure IV.21 : Courbes pushover de la structure suivant le sens y…….……..80

Figure IV.22 : Courbe bilinéaire idéalisée suivant y……..…….80

Figure IV.23 : FEMA440 equivalent linéarization suivant y……82

Figure V.1 : Interaction sol-structure (a et b) sans ISS, (c) avec ISS……..……..85

Figure V.2 : Caractéristiques dynamiques du sol…….86

Figure V.3 : Réduction dans la conception de cisaillement à la base en raison d'ISS…….87

Figure V.4 : Représentation schématique des déformations provoquées par la force appliquée (a) structure à base fixe ; (b) structure avec flexibilité verticale, horizontale et rationnelle à la base……...92

Figure V.5 : Dimension de la fondation « radier »…….……100

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Valeurs prévues des résistances de béton ……07

Tableau I.2 : Valeurs des contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ ……..07

Tableau I.3 : Les contraintes limites de cisaillement $\overline{\tau}_{u}$ ……..…08

Tableau I.4 : valeurs des modules d'élasticité de béton ……..……..…….08

Tableau I.5 : les nuances d'acier et leur contrainte limite d'élasticité f_e ……09

Tableau I.6 : les contraintes limite de traction de l'acier $\overline{\sigma}_{s}$…….…….10

Tableau II.1 : Charge à la terrasse accessible due au plancher corps creux …….……22

Tableau II.2 : charge due aux planchers à corps creux de niveau courant. ……22

Tableau II.3 : Descente de charge d'escalier en étage courant ……..…..24

Tableau II.4 : Cloisons extérieures en maçonnerie ……24

Tableau II.5 : valeurs des surfaces revenantes à chaque poteau…….…….. 29

Tableau II.6 : valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau ……..30

Tableau II.7 : valeurs des coefficients de dégression de charge par étage ……30

Tableau II.8 : calcul du poteau C7 ……..……..31

Tableau II.9 : calcul du poteau C 17 ……..…31

Tableau II.10 : calcul du poteau C25…….……32

Tableau II.11 : calcul du poteau C26 ……32

Tableau III.1 : Vérification des critères du facteur de qualité Q de notre structure …….…….41

Tableau III.2 : Calcul du poids permanant G et les charges d'exploitation Q ainsi que le poids sismique de la structure ……42

Tableau III.3 : Récapitulatif des facteurs de MSE……42

Tableau III.4 : Distribution des efforts horizontaux revenant à chaque niveau ……..….44

Tableau III.5 : Distribution des efforts sismiques ……..….44

Tableau III.6 : Résultats de l'analyse modale ……..……...49

Tableau III.7 : Résultantes des forces sismiques à la base ……..52

Tableau III.8 : Résultantes des forces sismiques à la base après amplification ……..……54

Tableau III.9 : Les efforts tranchants par étage ……..……..55

Tableau III.10 : Les déplacements horizontaux de chaque niveau «k» suivant x…….…….55

Tableau III.11 : Les déplacements horizontaux de chaque niveau «k» suivant y ……...……56

Tableau III.12 : Les déplacements inter-étage suivant x……..…….56

Tableau III.13 : Les déplacements inter-étage suivant y……57

Tableau III.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant x…….……58

Tableau III.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant y…….…….58

Tableau III.16 : Calcul des moments de renversement suivant x……..……59

Tableau III.17 : Calcul des moments de renversement suivant y…….…….60

Tableau III.18 : Vérification de la stabilité au renversement ……..….60

Tableau III.19 : Centre de masse et de rigidité de chaque étage…….61

Tableau V.1 : Les raideurs statiques d'une fondation rectangulaire enterrées dans un sol homogène selon les formules de KAUSEL et PAIS (1988) ……..……89

Tableau V.2 : Facteurs du degré d'enterrement ……..…….90

Tableau V.3 : Correction dynamiques des raideurs statiques pur une fondation rectangulaire …….....90

Tableau V.4 : Amortissement radiatif d'une fondation enterrée ……91

Tableau V.5 : Caractéristiques de la structure ……...……101

Tableau V.6 : Caractéristiques de la fondation rectangulaire…….……101

Tableau V.7 : Caractéristiques du sol ……101

Tableau V.8 : Caractéristiques sismique……..……101

Tableau V.9 : Classification du sol ……102

Tableau V.10 : Valeurs de rapport du module de cisaillement effectif (G/G_0)……102

Tableau V.11 : Valeurs du rapport de vitesse de cisaillement V_s ……...…103

Tableau V.12 : Valeur de l'amortissement matériel du sol ……103

LISTE DES ABREVIATIONS

RPA : Règlement Parasismique Algérien

CBA : Calcul des ouvrages en Béton Armé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

ASCE: American Society of Civil Engineers

NEHRP: National Earthquake Hazards Reduction Program

FEMA: Federal Emergency Management Agency

ATC: Applied Technology Council

SDOF: Single Degree Of Freedom

MDOF: Multiple Degree Of Freedom

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat Limite De Service

CPA : Ciment Portland à Haute Résistance

DTR: Document Technique Réglementaire

ETABS: Extended 3D Analysis of Buildings Systems

NSP: Non Linear Static Procedures

ISS: Interaction Sol-Structure

BSSC: Building Seismic Safety Council

INTRODUCTION GENERALE :

Les bâtiments en Algérie ont été le reflet de diverses influences au fil du temps. Durant la période coloniale française, les villes algériennes ont combiné des éléments de modernité occidentale, d'architecture turque et mauresque. Les ingénieurs du Génie ont joué un rôle clé dans les premières constructions, suivis par les ingénieurs des Ponts-et-Chaussées lors de l'installation de l'administration civile.

Dans la conception et la construction des bâtiments modernes, le génie parasismique occupe une place cruciale. Les séismes représentent un danger potentiellement dévastateur, capable d'occasionner des dégâts considérables aux structures et de mettre en danger la vie des personnes. Ainsi, l'application de principes parasismiques rigoureux est essentielle pour minimiser les risques et assurer la sécurité des occupants.

L'objectif de chaque étude de projet de construction est multiple, comprenant principalement :

- **La sécurité (prioritaire) :** garantir la stabilité et la résistance de la structure.
- **L'aspect économique :** minimiser les coûts du projet et les dépenses associées.
- **Le confort.**
- **L'aspect esthétique.**

En Algérie, un pays situé dans une zone sismique active, il est impératif de prendre des mesures préventives face à ce risque naturel. Malheureusement, l'histoire du pays est marquée par des catastrophes sismiques dévastatrices, telles que le séisme de Boumerdes en 2003,Ces événements tragiques ont souligné la nécessité d'accorder une attention particulière à la conception et à la construction de structures parasismiques en Algérie.

L'étude de la dynamique des structures est essentielle pour appréhender le comportement des bâtiments face à des charges dynamiques telles que les séismes. Les méthodes d'analyse dynamique permettent de déterminer comment les structures réagissent en fonction de leurs caractéristiques dynamiques et des forces qui leur sont appliquées. Il est cependant primordial de noter que le comportement dynamique des structures est étroitement lié au sol sur lequel elles sont construites.

Dans le cadre de cette étude, nous avons initié le processus de conception en abordant en premier lieu le pré-dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment étudié. Ensuite, nous avons procédé à une analyse sismique conforme aux **Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/ VERSION 2003)**. En complément, une analyse statique non linéaire par la méthode des poussées progressives "**Pushover"** a été réalisée. De plus, une étude approfondie de l'interaction sol-structure a été menée pour comprendre l'impact du sol sur les structures selon le code ASCE 7-22, ainsi une recherche bibliographique sur le comportement d'une structure soumise à l'ISS lors d'un séisme par deux modèles différents Single-Degrée-Of-Freedom (SDOF) et Multi-Degrée-Of-Freedom (MDOF).

L'objectif principal de cette étude est d'approfondir les connaissances théoriques et de développer des compétences pratiques dans le domaine du génie parasismique en appliquant différentes procédures d'analyses sismiques pour évaluer la réponse et la performance des structures. Un aspect crucial de ce travail réside dans l'étude de l'Interaction Sol-Structure, qui est essentielle pour comprendre comment le sol influence le comportement des structures.

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 Introduction :

La construction de bâtiments est un processus complexe qui allie fonctionnalité, esthétique et sécurité. Au cœur de ce processus se trouve l'ouvrage que nous examinerons en détail dans le cadre de ce mémoire de projet de fin d'études. Ce chapitre se concentrera sur la présentation de notre ouvrage d'étude, mettant en lumière ses caractéristiques architecturales et structurelles, les matériaux utilisés, les normes appliquées et les données géotechniques associées.

Au-delà de la simple description de notre ouvrage, notre objectif est d'explorer les principes fondamentaux de la conception parasismique des bâtiments. Cette démarche vise à comprendre les enjeux et les défis auxquels sont confrontés les concepteurs et ingénieurs lorsqu'ils donnent vie à ces structures imposantes.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

La tour « promotion carrefour Naciria » situé à Béjaia, est composé de **08 blocs indépendants** entre eux (séparés par des joints de 10cm). Il est implanté à Bejaia. On a **04 blocs en R+6+s/sol** et **04 blocs en R+9+s/sol**. Il se distingue comme un véritable joyau architectural. Notre ouvrage objet d'étude est composé de :

- 09 étages à usage de bureaux.
- 01 RDC.
- 01 terrasse accessible.
- 01 sous-sol.



Figure I.1 : La tour « promotion carrefour Naciria » - Béjaia –

I.2.1 Caractéristiques architecturales :

I.2.1.1 Dimensions en plan :

La tour présente les dimensions en plan suivantes :

- Longueur en plan : 23.85 m
- Largeur en plan : 11.25 m

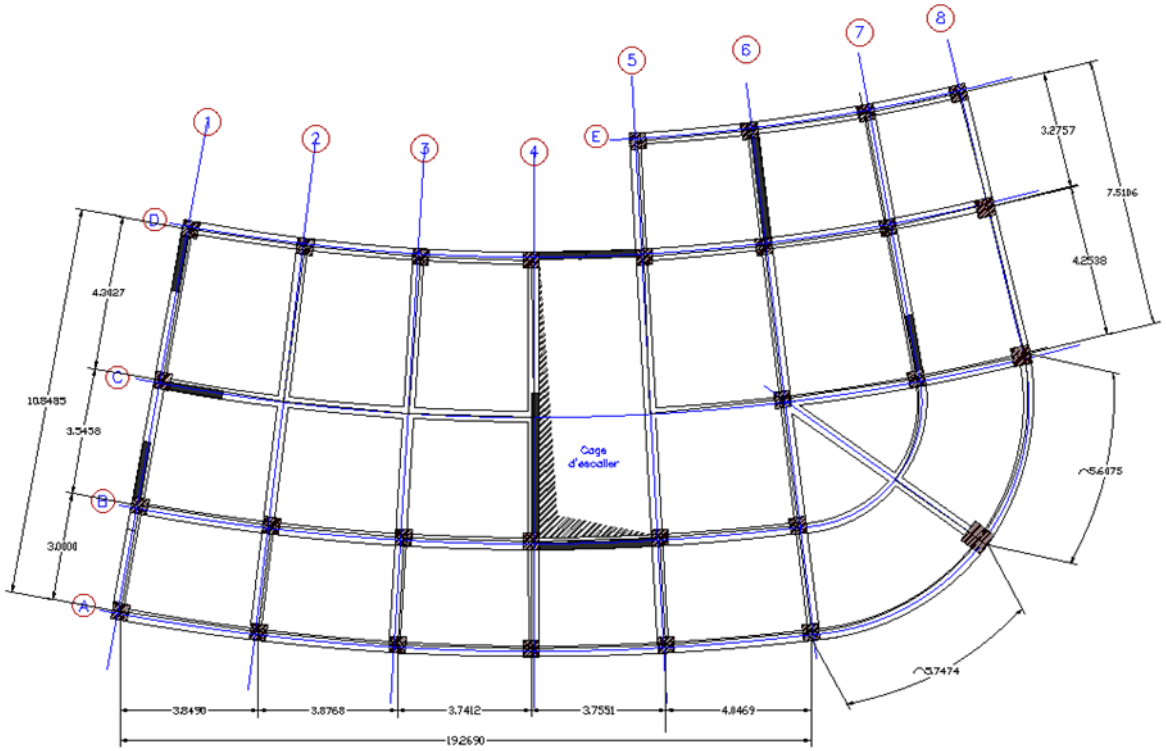


Figure I.2 : vue en plan de RDC, 1er et 2éme étage

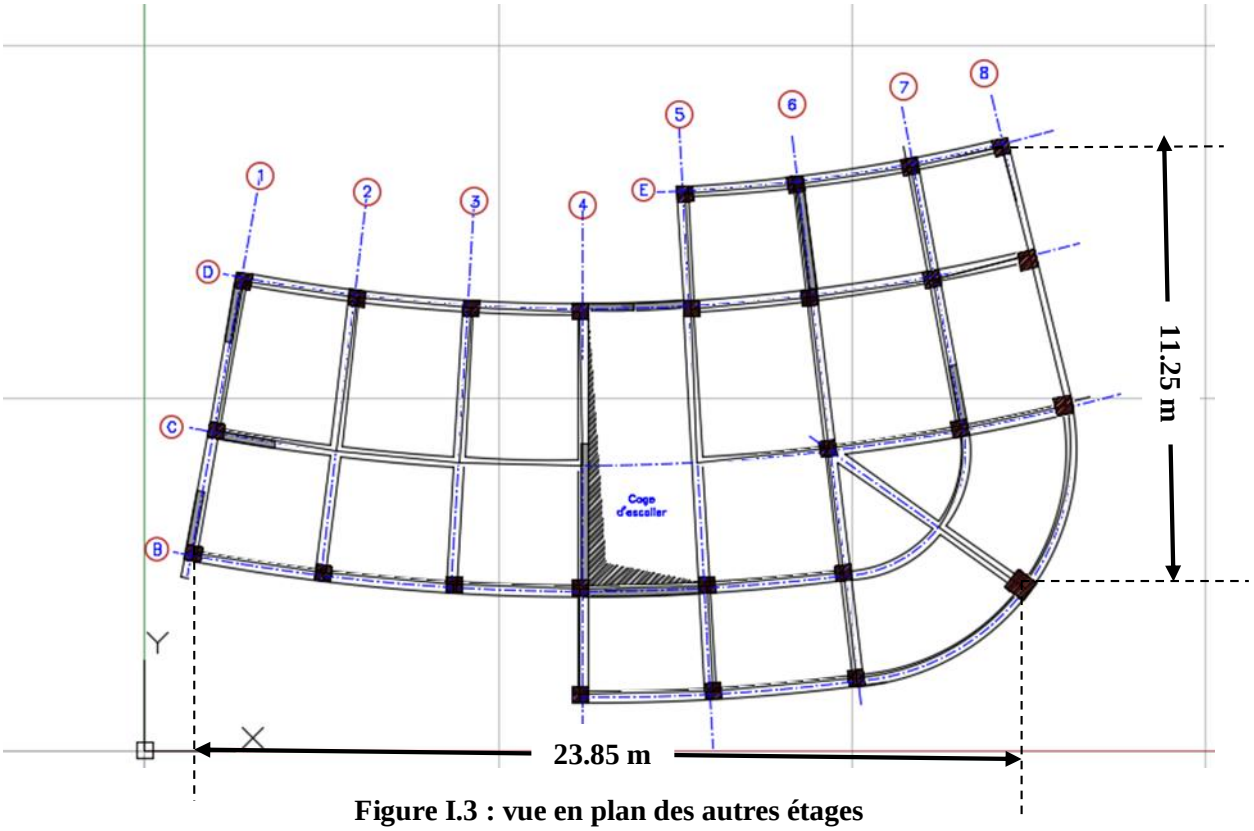


Figure I.3 : vue en plan des autres étages

I.2.1.2 En élévation :

- Hauteur à partir du sol : 36.72 m.
- Hauteur du premier étage : 3.4 m.
- Hauteur des autres étages courants : 3.74 m.
- Hauteur du Rez de chaussée : 3.4 m.
- Hauteur de sous-sol : 3.32 m.

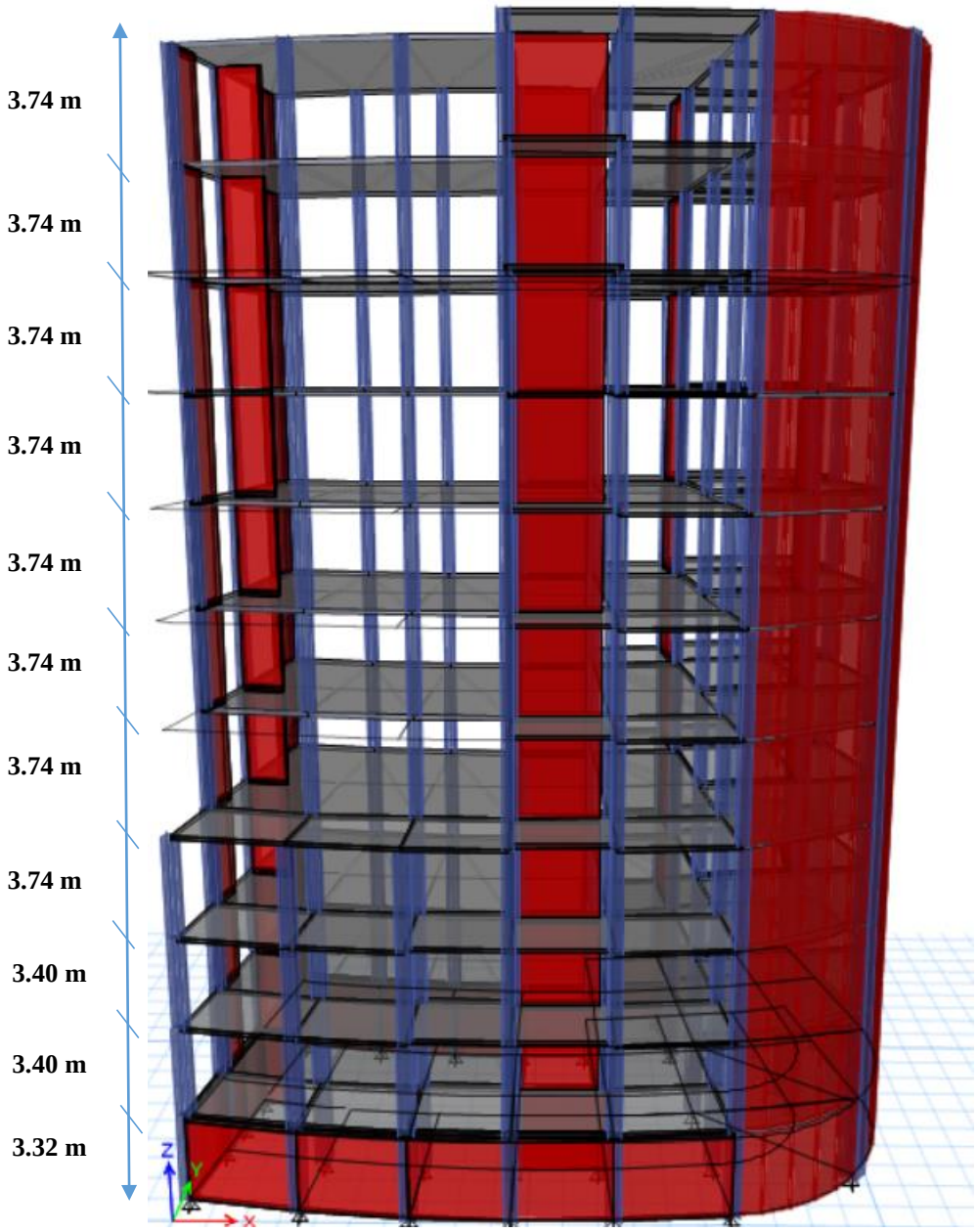


Figure I.4 : vue en élévation du bâtiment

I.2.2 Système de contreventement :

Selon le RPA 99/2003 notre Système de contreventement est mixte Portiques/Voiles avec interaction catégorie 4a, assuré par des voiles et des portiques tel que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

I.2.3 Données géotechniques du site :

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 :

I.2.4.1 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 par la collectivité. Cette classification vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté. Elle préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis à vis des objectifs visés.

Cet article classe notre ouvrage en **groupe 1B**, ouvrages de grande importance « Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes » car notre édifice, destiné à un usage de bureaux et ouvert au public, est conçu pour accueillir simultanément plus de 300 personnes.

I.2.4.2 Classification du site :

- Zone sismique d'implantation : **Bejaia (Zone IIa) « sismicité moyenne ».**
- Catégorie du site : **S3 (Site meuble), site sableux moyennement dense ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.**

I.2.5 Caractéristiques des matériaux :

Le béton, en raison de sa capacité à supporter des contraintes de compression importantes (10 à 100 MPa) mais à présenter une faible résistance aux efforts de traction, a conduit à la création du concept de béton armé. Ce matériau composite associe le béton et l'acier, combinant ainsi la résistance à la compression du béton avec la résistance à la traction de l'acier. Dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) sont placées pour compenser cette faiblesse du béton en traction. Cette association offre une solution efficace pour renforcer les structures et leur permettre de résister à divers types de contraintes.

I.2.5.1 Béton

I.2.5.1.1 Composition :

Le béton utilisé est un béton courant d'un dosage de 350 kg/m^3 de ciment.sa composition courante pour 1m^3 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

Remarque : les classes courantes en Algérie sont les classes 32.5 et 42.5.

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).

Remarque : pour le choix de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30 MPa à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

I.2.5.1.3 Caractéristiques physiques et mécaniques :

• Masse volumique du béton : 2500 kg/m^3

I.2.5.1.4 Déformation 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 fcj à l'âge de j ≤ 60 jours, est :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} fc_{28} \text{ pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

Pour j > 60 jours on peut admettre une résistance au plus égale à :

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

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 définit par la relation :

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

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

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

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$$

Résistance du béton	Résistance à la compression f_{c28}	Résistance à la traction f_{t28}
Eléments de la structure	25 MPa	2.1 MPa

Tableau I.1 : : Valeurs prévues des résistances de béton

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 :

$$\bar{\sigma} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$$

Où γ_b : Coefficient de sécurité de béton

- 1.5 : pour les cas courants « durable ».
- 1.15 : pour les cas accidentels.

Et θ :

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

Cas courant :

$$\bar{\sigma} = \frac{0.85}{1.5} f_{c28}$$

- **À l'état limite de service (ELS) :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28}$$

Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bc}$	ELU		ELS
	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_b = 1.15$	
Eléments de la structure	14.17 MPa	18.47 MPa	15 MPa

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

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 :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u$	Fissuration peu nuisible	Fissuration préjudiciable et très préjudiciable
Eléments de la structure	5 MPa	2.5 MPa

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

I.2.5.1.8 Module d'élasticité (déformation) :

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

- Module instantané : pour un chargement de courte durée (t<24h et j≤ 28j).

$$E_{ij} = 11.10^3.\sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Module différé : pour un chargement de longue durée (fluage).

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

Module d'élasticité E	Module instantanée E_{i28}	Module différé E_{v28}
Eléments de la structure	32164.2 MPa	10721.4 MPa

Tableau I.4 : valeurs des modules d'élasticité de béton

I.2.5.1.9 Diagramme contrainte déformation de calcul :

- **ELS :**

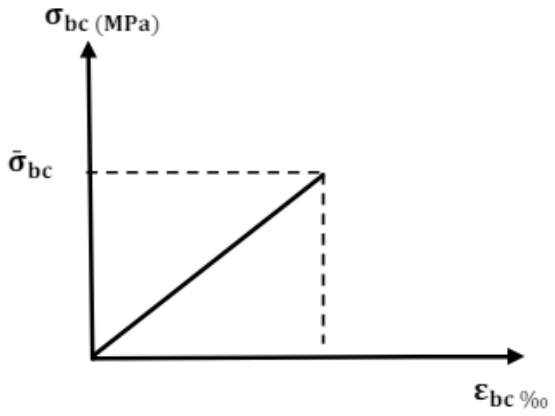


Figure I.5 : Diagramme de contrainte-déformation du béton à l'ELS

- **ELU :**

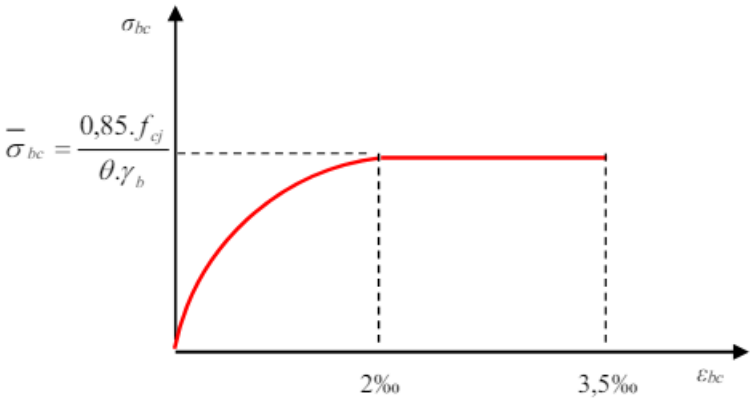


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

I.2.5.2 Acier :

I.2.5.2.1 Composition :

Un alliage de fer et de carbone en proportions relativement basses, est utilisé dans la fabrication du béton armé, avec des spécifications précises :

- Une variante présentant une teneur en carbone comprise entre 0,15 et 0,25 %.
- Une nuance mi-dure caractérisée par une teneur en carbone variant entre 0,25 et 0,40%.

Avec une résistance à la traction d'environ 500 MPa, l'acier offre également une bonne résistance à la compression pour des structures peu élancées.

Toutefois, en l'absence de traitement, il est sujet à la corrosion. De plus, sa ductilité lui permet de subir des déformations plastiques importantes avant de céder.

I.2.5.2.2 Caractéristiques physiques et mécaniques :

L'acier affiche une masse volumique estimée à 7850 kg/m³.

I.2.5.2.3 Contrainte limite d'élasticité (f_e) :

Le tableau ci-dessous présente les nuances d'acier communément utilisées ainsi que leur contrainte limite d'élasticité notée f_e :

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

Tableau I.5 : les nuances d'acier et leur contrainte limite d'élasticité f_e

L'acier utilisés pour les armatures longitudinales sont des aciers hautes adhérence FeE400 H.A (type 1), Pour les armatures transversales des Aciers Rond lisse FeE235 R.L ;

- FeE400 H.A (type 1) ⟶ fe=400 MPA (limite d'élasticité garantie) ;
- FeE235 R.L ⟶ fe=235 MPA (limite d'élasticité garantie).

I.2.5.2.4 Module d'élasticité :

Module de déformation longitudinale de l'acier pris est égal à : **$E=2.10^5$ MPa.**

I.2.5.2.5 Les contraintes limites :

- **L'état limite ultime (ELU) :**

$$\bar{\sigma_s} = \frac{fe}{\gamma s}$$

γs : Coefficient de sécurité de l'acier

- 1.5 : situation durable
- 1.15 : situation accidentelle

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

Lorsqu'on évoque l'état limite de service (ELS) selon CBA 93 A.4.3.2, la contrainte de traction des armatures est soumise à des restrictions selon différents scénarios :

- ✓ En cas de fissuration peu préjudiciable, aucune limitation de contrainte n'est imposée.
- ✓ En cas de fissuration préjudiciable,

$$\bar{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$$

- ✓ En cas de Fissuration très préjudiciable,

$$\bar{\sigma_s} = \min\left\{\frac{1}{2} fe; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

- η = 1 : Pour les aciers HA
- η = 1.6 : Pour les aciers RL

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

Tableau I.6 : les contraintes limite de traction de l'acier $\bar{\sigma_s}$

I.2.5.2.6 Diagramme contrainte déformation :

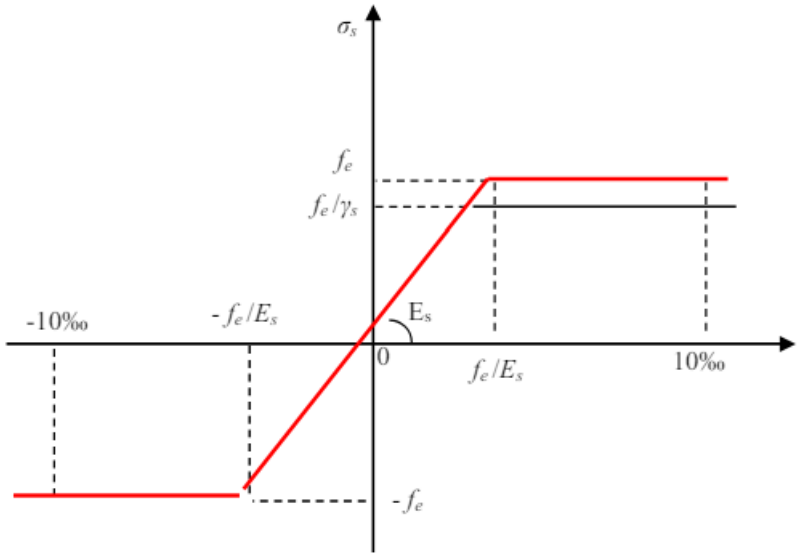


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

I.3 Conception parasismique des bâtiments :

La manière dont les éléments structurels porteurs (tels que les murs, les poteaux et les dalles) ainsi que les éléments non porteurs (comme les cloisons intérieures et les éléments de façade) sont conçus et sélectionnés revêt une importance capitale. Ces choix déterminent la capacité des bâtiments à résister avant d'atteindre leur limite de rupture et leur sensibilité aux dommages lors de séismes.

I.3.1 Définition :

La construction parasismique (ou antisismique) regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de bâtiments et infrastructures résistant aux séismes.

I.3.2 Concepts généraux :

Tous les bâtiments constituent des « boites », dont le fonctionnement général est schématisé à la ***Figure I.8*** et dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes :

- **Une résistance adéquate des plans constituant la boite** :
- Contreventements verticaux : murs, triangulations, portiques
- Contreventements ou diaphragmes horizontaux ou subhorizontaux : planchers, toitures, poutres «au vent », etc...
- **Un choix convenable de ces plans**, tel que la géométrie globale de la boite reste inchangée lors des mouvements sismiques : limitation des mouvements hors plan, gauchissement ; 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**.

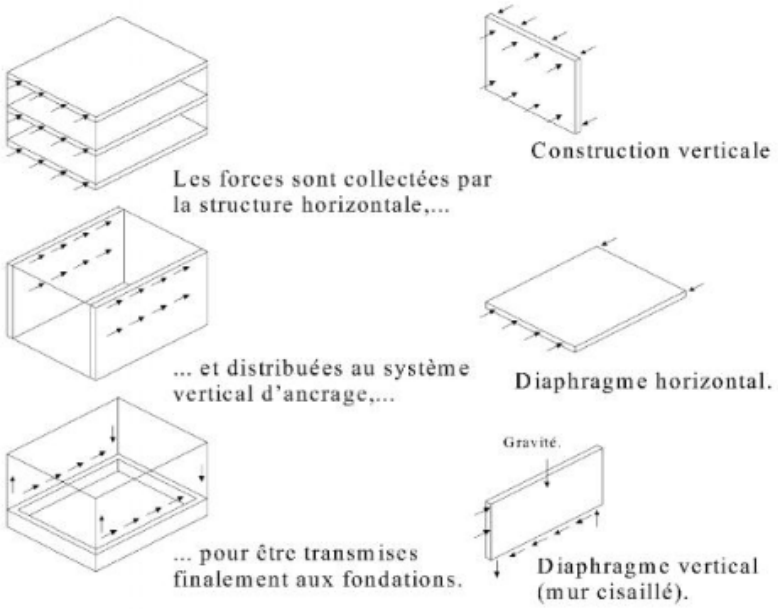


Figure I.8 : Schéma général de fonctionnement en « boite » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent.

I.3.3 Objectif global du projet d'ossature parasismique :

Le but principal d'un projet d'ossature parasismique est de concevoir une structure capable de supporter les déformations induites par l'activité sismique sans subir d'effondrement.

Cette visée peut être réalisée avec succès grâce à des conceptions d'ossatures présentant divers types et niveaux de capacité à absorber l'énergie par le biais de déformations plastiques.

I.3.4 Principes de conception parasismique des bâtiments :

Principe 1 – Simplicité :

Une structure simple est plus facile à analyser et à comprendre, réduisant ainsi le risque d'omission de phénomènes importants. De plus, la simplicité favorise des détails de construction plus faciles à réaliser.

Principe 2 – Continuité :

Toute interruption dans la continuité d'une structure entraîne une concentration de contraintes et de déformations, ce qui peut causer des défaillances locales. Assurer une continuité structurelle, à la fois dans la conception globale et dans les détails de construction, ainsi que dans la surveillance du chantier, est primordial.

- Dans les détails de la structure, il est essentiel de :
  - S'assurer que les poutres et les poteaux sont alignés.
  - Éviter les changements brusques de largeur des éléments porteurs.
  - Soigner la conception des assemblages pour les éléments préfabriqués.
  - Placer les joints de montage ou les reprises en dehors des zones fortement sollicitées.
- Sur le chantier, la surveillance comprend :
  - La vérification du bon positionnement des éléments préfabriqués en béton.
  - Le contrôle de la qualité du bétonnage des joints d'assemblage.

- L'installation précise des armatures et la réalisation soignée des reprises en béton armé.
- La garantie de la qualité des matériaux utilisés.

Principe 3 - Régularité en plan :

Étant donné que les forces sismiques horizontales peuvent agir dans toutes les directions, il est essentiel que la structure puisse y résister. Ainsi, une régularité en plan, souvent obtenue par des formes symétriques, assure une répartition uniforme de la résistance et de la rigidité dans les deux principales directions.

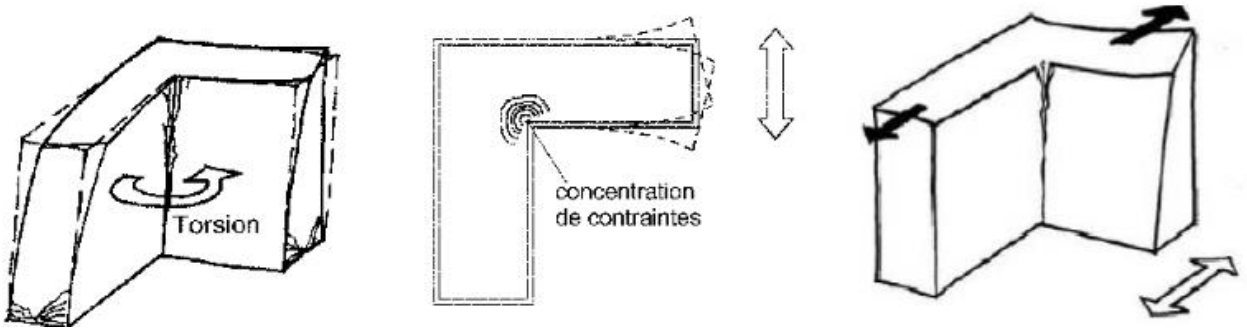


Figure I.9 : Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants

Principe 4 – Régularité en élévation :

En vue de côté, la structure doit afficher une régularité tant dans sa simplicité que dans sa continuité, évitant ainsi les variations abruptes de rigidité qui peuvent induire des contraintes locales élevées.

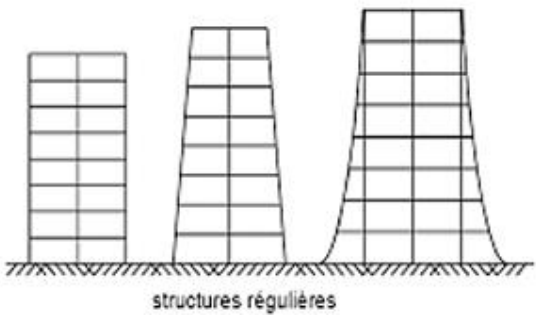


Figure I.10 : régularité en élévation

Les irrégularités observées dans les élévations peuvent affecter la distribution de la masse, de la rigidité et de la résistance. Idéalement, la structure devrait présenter une répartition uniforme et continue de ces caractéristiques, y compris la ductilité, pour assurer une performance optimale.

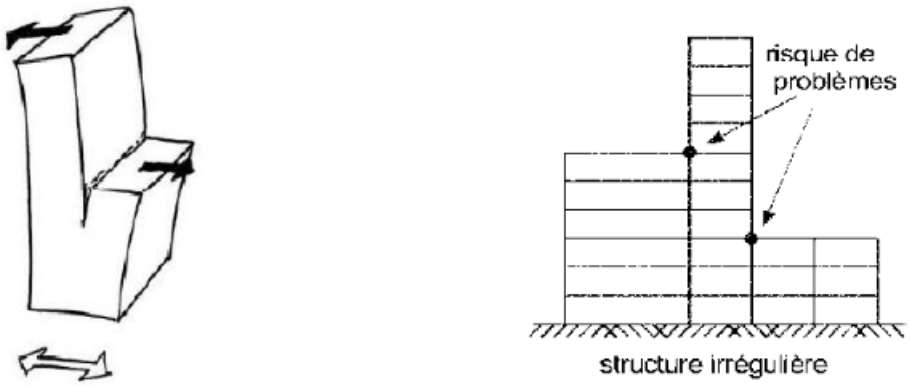


Figure I.11 : Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des poteaux et des murs structurels, sous peine de créer la situation d'« étage mou » schématisée à la figure I.12 .

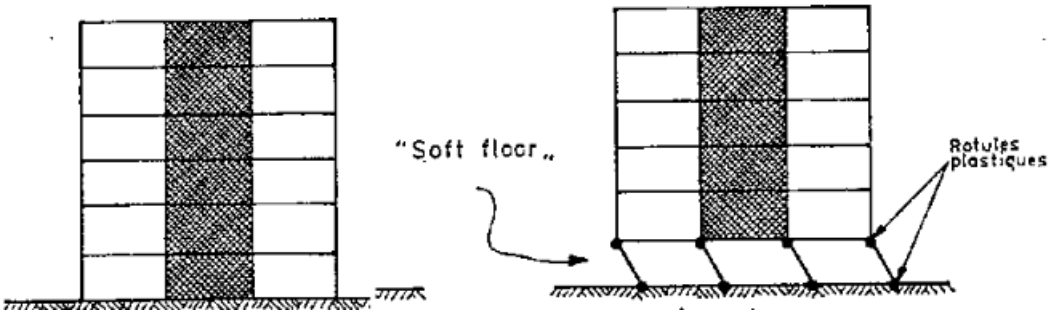


Figure I.12 : A gauche : régularité en élévation. A droite : niveau rez flexible ou « mou »

Les étages dotés de parois transparentes sont souvent présents dans les bâtiments où le rez-de-chaussée reste ouvert pour divers usages tels que le commerce, les bureaux, les halls d'accueil des hôtels ou les parkings. Néanmoins, dans les zones sismiques, l'utilisation de ces niveaux transparents est fortement déconseillée en raison de leur potentiel à agir comme des zones flexibles, concentrant ainsi toutes les déformations de la structure lors d'un séisme.

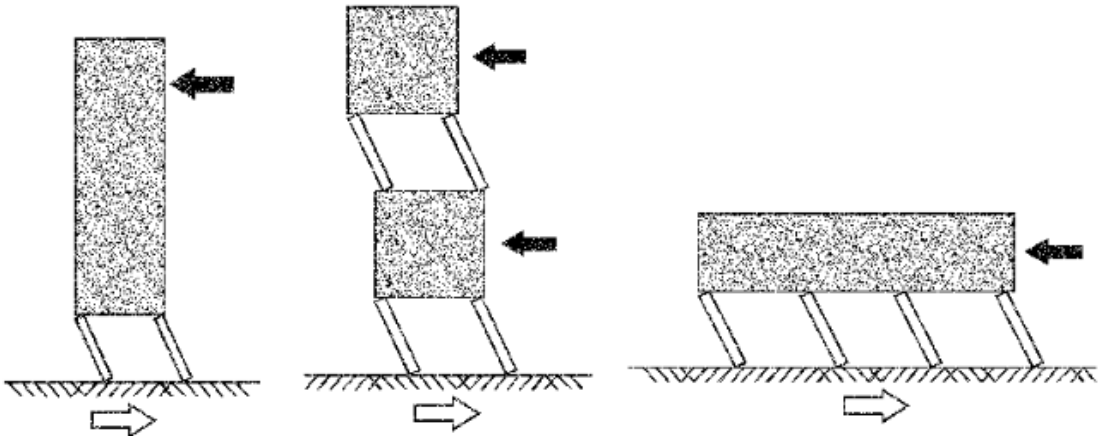


Figure I.13 : Illustration de l'étage souple

Principe 5 – Raideur et résistance à la torsion :

Il est primordial d'assurer une résistance et une rigidité appropriées à la torsion pour limiter les mouvements et les contraintes sur les éléments de la structure. Dans les zones non sismiques, une approche traditionnelle, comme celle d'un unique noyau central, peut manquer de rigidité torsionnelle, engendrant ainsi des contraintes élevées sur les portiques extérieurs. Une symétrie parfaite de la structure selon les deux axes horizontaux peut atténuer cet effet de torsion.

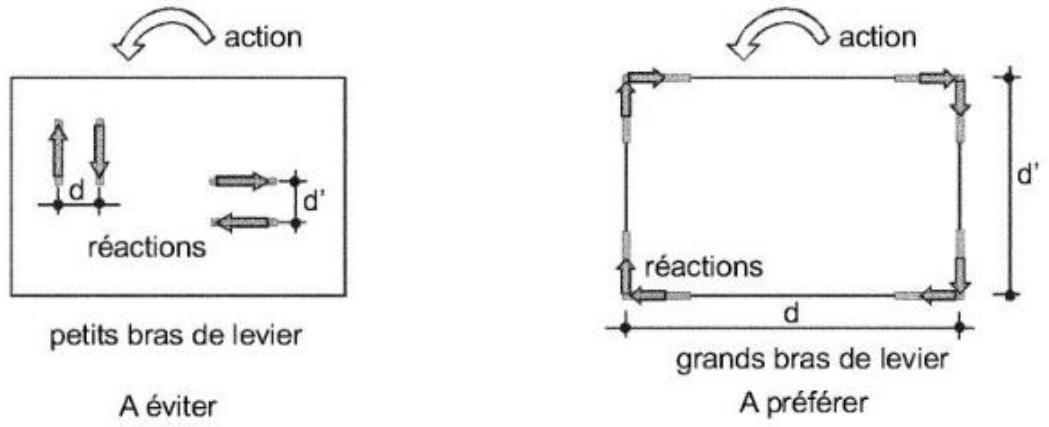


Figure I.14 : la grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

Principe 6 – Diaphragmes efficaces :

Les diaphragmes, formés par les planchers et la toiture, jouent un rôle essentiel dans le transfert des charges horizontales vers les éléments de contreventement vertical. Ils doivent présenter une rigidité suffisante dans leur plan pour assurer une répartition équilibrée des forces horizontales entre les différents éléments verticaux. Idéalement, ils maintiennent une stabilité horizontale uniforme entre les éléments verticaux à chaque niveau.

Dans cette configuration, les forces horizontales se répartissent sur les contreventements verticaux en fonction de leur rigidité respective. Les contreventements les plus rigides supportent les charges les plus importantes. Lorsqu'un contreventement vertical perd de sa rigidité, les forces excédentaires sont redistribuées par le diaphragme horizontal vers les autres contreventements verticaux. Par conséquent, il est recommandé que le nombre de contreventements verticaux dépasse celui strictement nécessaire à la stabilité de la structure

Les diaphragmes peuvent prendre diverses formes, telles que des planchers en béton armé, des structures mixtes, des treillis spatiaux ou des portiques horizontaux. Leur rigidité dépend de plusieurs facteurs, notamment leur forme, leurs matériaux et la qualité de leur assemblage. Pour éviter les concentrations de contraintes, en particulier dans les angles rentrants, les ouvertures dans les diaphragmes, telles que les trémies, doivent être minimisées et leur contour renforcé.

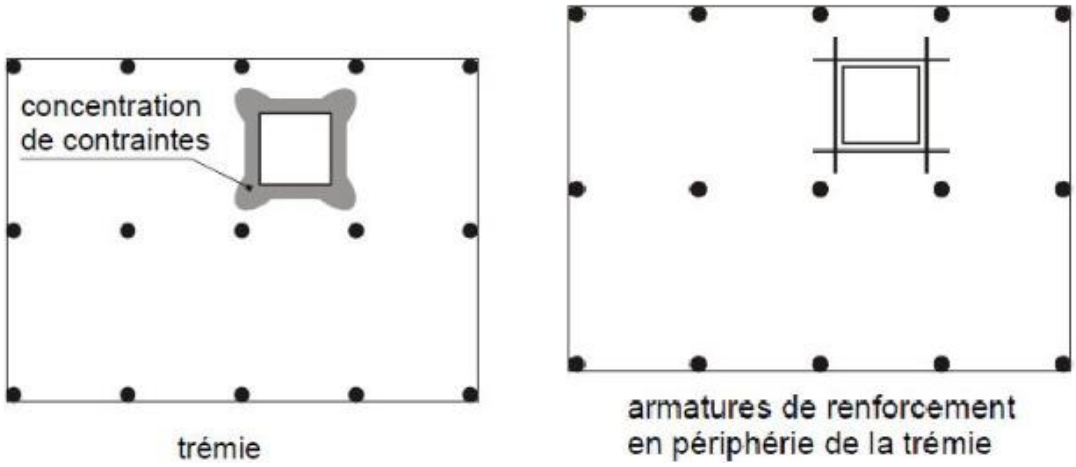


Figure I.15 : Diaphragme avec trémie.

Principe 7 – Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés :

Lorsqu'un élément vertical de la structure cède, les conséquences sont souvent désastreuses, pouvant entraîner l'effondrement d'un étage voire la destruction totale du bâtiment. Par exemple, les poteaux subissent des contraintes de cisaillement importantes au niveau des nœuds en raison des moments de flexion opposés induits dans les poutres. La rupture par cisaillement des nœuds dans les structures en béton armé est généralement non ductile. En revanche, le cisaillement plastique des nœuds des poteaux en acier est très ductile et peut être toléré dans certaines limites.

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

Par exemple, le principe "poteaux forts - poutres faibles" favorise la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux des ossatures en portique.

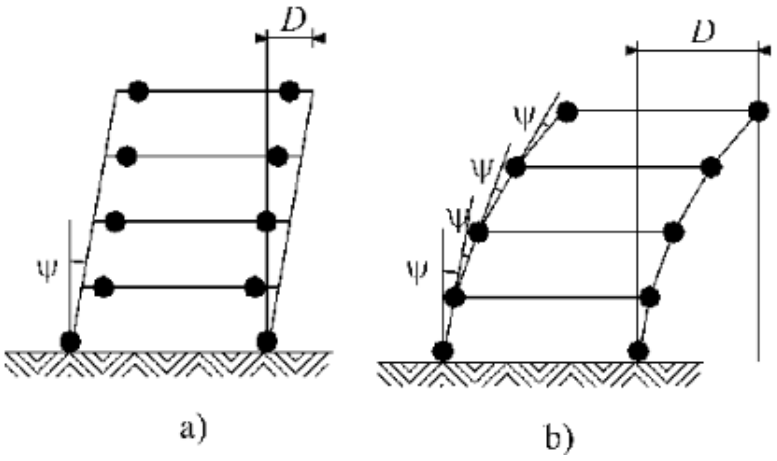


Figure I.16 : L'objectif de projet 'poutres faibles — poteaux forts" b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.

Principe 9 – Choix rationnels relatifs aux masses :

Opter pour des planchers légers et efficaces peut conduire à une réduction des quantités nécessaires en termes d'ossature et de fondation, étant donné que les planchers représentent

environ 80% de la masse totale d'un bâtiment. Cette réduction des coûts liés à la structure peut ainsi compenser tout surcoût éventuel associé aux planchers traditionnels.

Principe 10 - Largeur des contreventements :

Les forces horizontales, comparables à celles générées par un séisme, sont équilibrées à la base de la structure par une combinaison de cisaillement et de moment de flexion. Ce dernier engendre des tractions et des compressions dans les poteaux ou les voiles. En élargissant le contreventement (par exemple, en utilisant des voiles en béton armé ou une ossature triangulée), il est possible de réduire les contraintes correspondantes dans la structure. Cette action augmente le bras de levier des efforts dans le plan vertical, ce qui diminue les sollicitations.

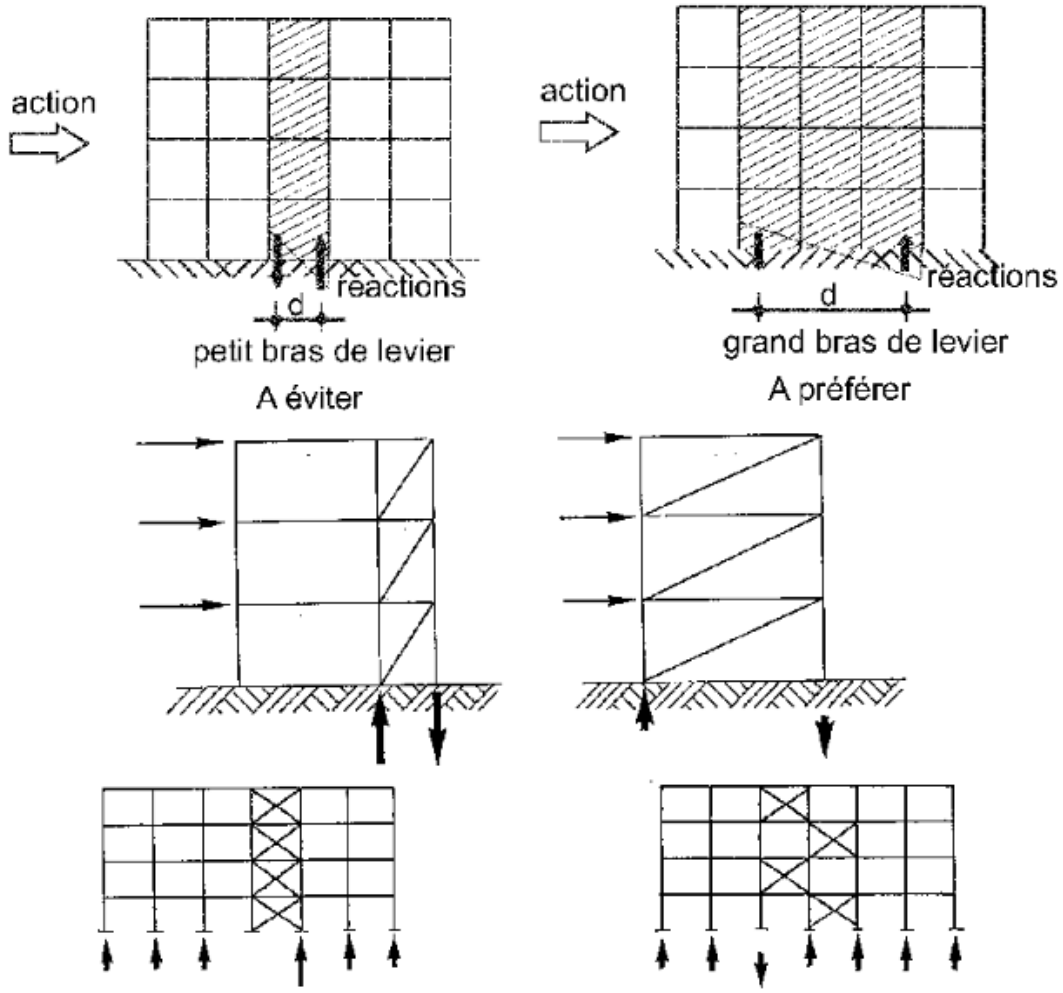


Figure I.17 : Les structures de contreventement primaires à large base réduisent les sollicitations des barres du contreventement grâce à un bras de levier des efforts internes plus grand

Principe 11 - Largeur des fondations :

Les forces horizontales, similaires à celles engendrées par un séisme, sont équilibrées à la base de la structure par une combinaison de cisaillement et de moment de flexion. Cela provoque des tractions et des compressions au niveau de la fondation, ainsi qu'un risque de soulèvement du côté des tractions. Pour minimiser les sollicitations sur la fondation, un radier général, renforcé par des murs en béton armé, peut être préférable à de multiples fondations sur semelles.

Ce radier répartit les réactions sur une plus grande surface, réduisant ainsi les contraintes sur le sol ou les efforts dans les pieux. Cette approche est bénéfique quel que soit le type de contreventement utilisé (ossature en portique, voiles ou triangulation), et offre plusieurs avantages, notamment en facilitant le respect des conditions de contrainte admissible, en minimisant les risques de comportement hétérogène et de tassement différentiel, et en limitant les incertitudes sur les sollicitations appliquées à la fondation.

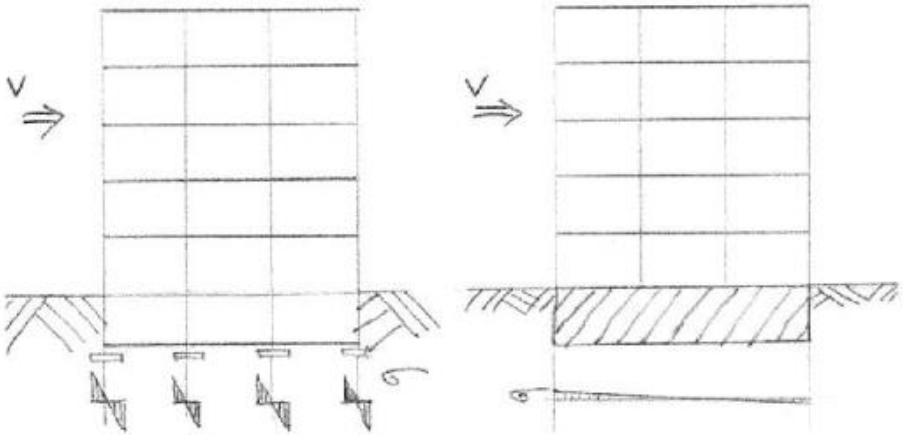


Figure I.18: Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation

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 sans dédoublement des poteaux de la structure, si les déplacements aux joints sont faibles (zone peu sismique, bâtiments peu élevés).

Sinon, le dédoublement s'impose. On notera que les mêmes considérations s'appliquent aux joints de dilatation des bâtiments.

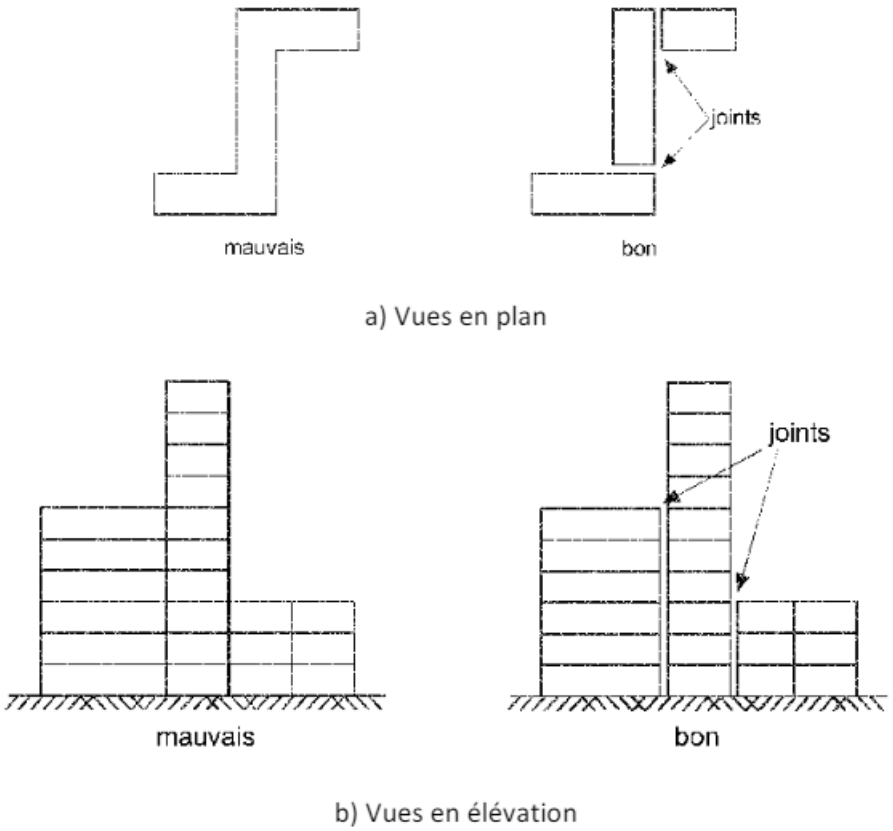


Figure I.19 : Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures.

Principe 13 - Fixation des éléments non structurels :

La sécurité face aux séismes dépend également de la fixation adéquate des éléments non structurels situés en hauteur, tels que les cheminées, les décorations de façade, les cloisons et les vitrages. Ces éléments peuvent devenir des dangers lorsqu'ils ne sont pas correctement fixés, ce qui peut entraîner des conséquences graves lors de séismes de faible intensité.

I.4 Conclusion :

La conception parasismique est essentielle pour garantir la résistance d'une structure aux séismes. Cela implique le choix judicieux des matériaux et des techniques de construction pour assurer la sécurité des occupants. En intégrant ces principes dans la conception de notre bâtiment, nous pouvons créer un environnement sûr et protégé, conforme aux normes de sécurité les plus strictes.

CHAPITRE II :

DESCENTE DE CHARGES & PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1 Introduction :

La conception d'une structure implique un processus itératif de pré-dimensionnement des éléments, suivi de tests sous charges prévues pour évaluer leur comportement. En cas de défaillance, les dimensions de l'élément sont ajustées à la hausse. Ce chapitre se concentre sur la première étape de la conception, le pré-dimensionnement. Cette phase consiste à déterminer les dimensions des éléments de la structure en béton armé tels que les poteaux, poutres, dalles et voiles, en respectant les règles et principes de construction établis à partir de recherches techniques et statistiques. Les règlements **CBA 93, BAEL** et **RPA99/03** guident ce processus de pré-dimensionnement pour assurer la conformité et la robustesse de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**
  Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales :**
  Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et voiles.

II.2 Pré dimensionnement des dalles :

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont L'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de Contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

II.2.1 plancher en corps creux :

L'ouvrage étudié comporte **un plancher en corps creux**, ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression mince en béton armé.

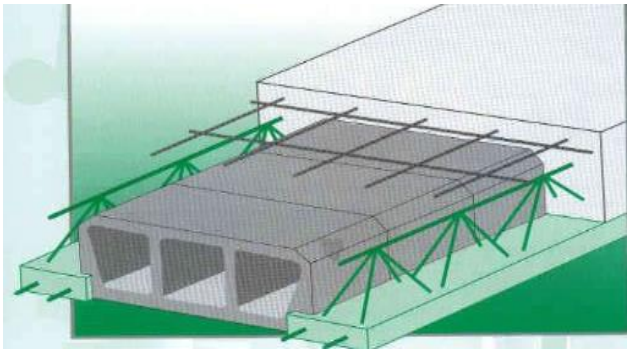


Figure II.1 : Dessin d'un plancher en corps creux

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t telle que

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.
En vérifiant la condition suivante d'après le CBA93 Art (B.6.8.4.2.4).

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{422}{25} \leq h_t \leq \frac{422}{20} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{16.88\ cm \leq h_t \leq 21.1\ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de **21 cm**.

Avec :

- **16 cm** : hauteur du corps creux.
- **5 cm** : hauteur de dalle de compression.

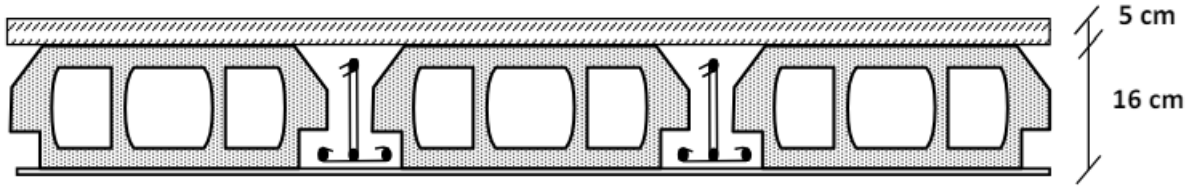


Figure II.2 : plancher à corps creux

II.2.2 Plancher en dalle pleine :

Nous avons choisi une épaisseur de 15 cm pour les escaliers et les balcons, ce qui répond à ces deux critères :

→ **Résistance au feu (CBA) 93) :**

- $e = 7\ cm$ Pour une résistance de 1h au feu
- $e = 11\ cm$ Pour une résistance de 2h au feu
- $e = 17.5\ cm$ Pour une résistance de 4h au feu

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

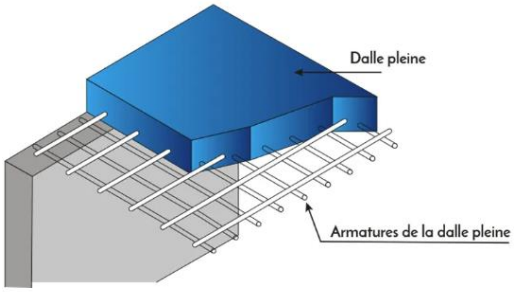


Figure II.3 : dalle pleine

→ **Isolation phonique :**

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

<u>vérification :</u> $e = 15\ cm > 13\ cm$ **vérifié**

II.3 Descente de charge :

L'objectif de la descente de charge consiste à évaluer la charge ainsi que la surcharge supportée par chaque élément porteur de la structure. Cette procédure est réalisée en utilisant le Document Technique Règlementaire **DTR B.C. 2.2.**

II.3.1 Plancher terrasse accessible :

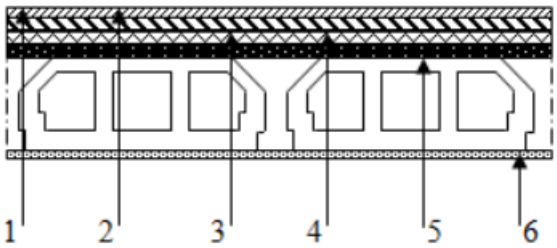
La construction d'un plancher pour une terrasse inaccessible implique l'utilisation d'une dalle en béton armé ou de hourdis à corps creux, sur laquelle sont ajoutées plusieurs couches de protection. Cette configuration est conçue avec une inclinaison pour favoriser le drainage des eaux de pluie.

Désignation	Poids volumique (Kg/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m^2)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Etanchéité multicouche	1000	0.02	20
Dalle en corps creux (16+5)			310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
		Charges permanentes	470
		Charges d'exploitation	500

Tableau II.1 : Charge à la terrasse accessible due au plancher corps creux

II.3.2 Plancher étage courant :

Le plancher d'un étage standard est composé d'une dalle en corps creux, sur laquelle sont superposés un lit de sable, une couche de mortier de pose, et enfin une couche de carrelage en revêtement.



1 → Carrelage.
2 → Mortier de pose.
3 → Lit de sable
4 → Dalle de compression.
5 → Corps creux.
6 → Enduit en plâtre.

Figure II.4 : Schéma en coupe d'un plancher étage courant en corps creux.

Désignation	Poids volumique (Kg/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m^2)
Revêtement Carrelage	2200	0.02	44
Lit de sable	1800	0.02	36
Mortier de pose	2000	0.02	40
Plancher corps creux (16+5)			310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieurs	1000	0.1	100
		Charges permanentes	550
		Charges d'exploitation	250

Tableau II.2 : charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

II.3.3 Acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des gens, personnes. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), l'acrotère est soumis à un effort normal dû à son poids propre « W_P » et une surcharge « F_P » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

- **Section transversale de l'acrotère :**

  $S= \frac{(0.02x0.1)}{2} + (0.08x0.1) + (0.1x0.6) =$ **0.069 m²**

  - Le poids propre de l'acrotère :

  P=(0.069x2500) =**172.5 Kg/ml**

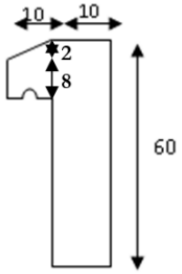


Figure II.5 : coupe transversale d'un acrotère.

II.3.4 Escalier en étage courant :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

1) → palier.
2) → palliasse.
3) → contre marche.
4) → giron.
5) → emmarchement.
6) → épaisseur.

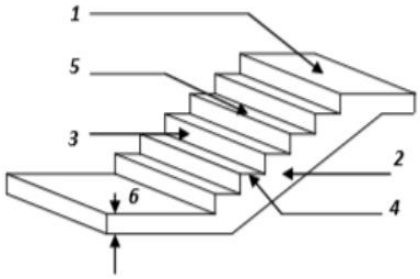


Figure II.6 : composantes d'un escalier.

Palier			
Désignation	**Poids volumique (Kg/m³)**	**Epaisseur (m)**	**Poids (Kg/m²)**
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

volée			
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
Poids propre des marches	2200	$0.17x\frac{1}{2}$	187
Poids propre de la paillasse	2500	0.16/cos(α=28°)	453.03
Garde de corps métallique	/	/	15
		Charges permanentes	795
		Charges d'exploitation	250

Tableau II.3 : Descente de charge d'escalier en étage courant.

II.3.5 Enveloppe du bâtiment :

II.3.5.1 Cloisons extérieures en maçonnerie :

Notre choix s'est porte sur une maçonnerie en brique en double cloison avec 30% d'ouverture.

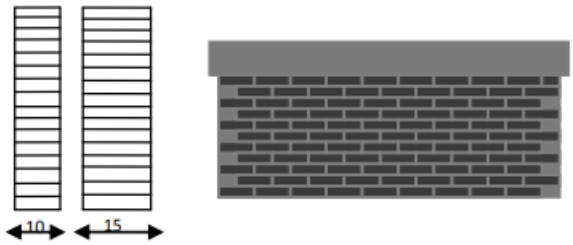


Figure II.7 : Schéma en coupe des cloisons extérieures.

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
		Charges permanentes	292

Tableau II.4 : cloisons extérieures en maçonnerie.

Avec 30% d'ouverture : 292x0.70=**204.4 Kg/m^2**

II.3.5.2 Mur rideau en verre :

Le mur-rideau, une structure de façade **légère**, assure la fermeture du bâtiment **sans contribuer à sa stabilité**. Malgré son rôle non porteur, cette façade légère doit néanmoins assumer toutes les autres fonctions d'un mur extérieur, notamment : isolation thermique et acoustique, résistance au feu et aux diverses conditions extérieures telles que le climat, les agents chimiques, les vibrations et les chocs.

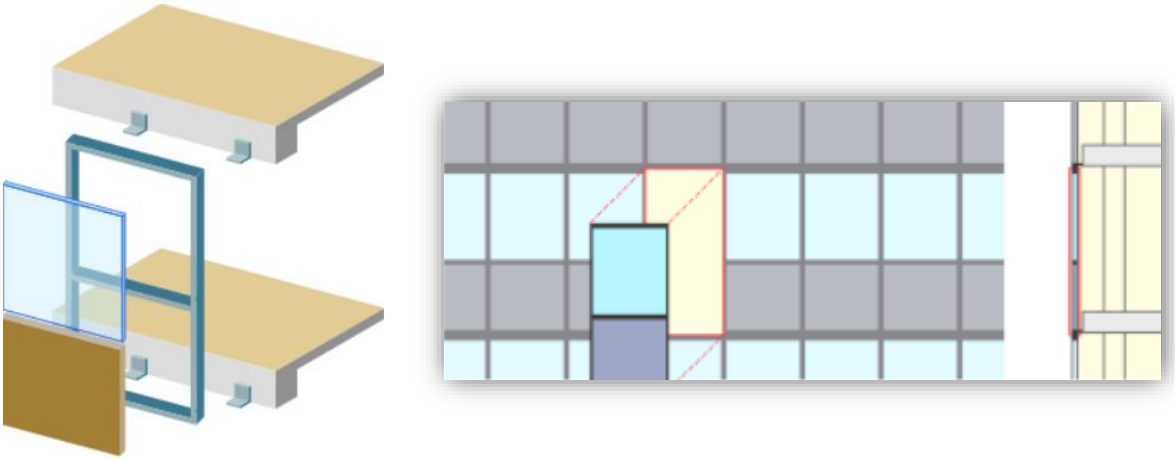


Figure II.8 : Schéma d'un mur rideau en verre

Le poids volumique d'un mur-rideau en verre est déterminé par la densité du verre utilisé pour les panneaux en verre ainsi que les accessoires de support, les joints et les fixations. En règle générale, la densité du verre varie de 2,4 à 2,8 g/cm^3, ce qui équivaut à un poids volumique compris entre environ 2400 et 2800 kg/m^3.

Pour une épaisseur de **e = 24 mm**, le poids du 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 :

$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ et $0.3h < b < 0.7h$

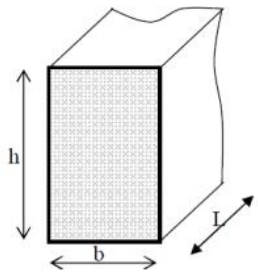


Figure II.9 : Section d'une poutre.

Avec :

- L : Portée de la poutre.

- h : Hauteur de la section.

- b : Largeur de la section.

Selon Article 7.5.1 du RPA99/03 en zone sismique :

- $b \geq 20\ cm$.

- $h \geq 30\ cm$.

- $h/b \leq 4$

II.4.1 Poutres principales :

Plus longue portée : L_{max}= 7.85 m

0.52 < h < 0.785 on prend **h= 70 cm**

0.21 < b < 0.5 On prend **b= 50 cm**

✓ **Vérifications :**
Vérification de l'article 7.5.1 du RPA99/03 :

- 50 cm ≥ 20 cm. **Vérifié**.
- 70 cm ≥ 30 cm. **Vérifié**.
- h/b = 1.4 ≤ 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}= l/500 (mm) = 7850/500 = 15.7 mm

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

Avec :

- q = 1.35 (25 x 0.5 x0.7 + 3.75 x 0.5) + 1.5 (2.5x 0.5) = **16.22 KN/ml**
- l = 7.85 m
- E = 32164.2 MPa;
- I = 0.0143 m4

f_{cal}**= 1.74 mm**

f_{cal} **= 1.74 <** f_{adm} **= 15.7 mm Vérifié**.

II.4.2 Poutres secondaires :

Plus longue portée : **L_{max}= 5.91 m**

0.394 < h < 0.591 On prend h= 45 cm

0.135 < b < 0.315 On prend b= 30 cm

✓ **Vérifications :**
Vérification de l'article 7.5.1 du RPA99/03 :

- 30 cm ≥ 20 cm. **Vérifié**.
- 45 cm ≥ 30 cm. **Vérifié**.
- h/b = 1.5 ≤ 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 :

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

▪ $fadm$= l/500 (mm) = 5910/500 = 11.82 mm

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

Avec :

- q = 1.35 (25 x0.3 x0.45+ 3.75 x0.3) + 1.5 (2.5x0.3) =7.2 KN/ml
- l = 5.91 m
- E = 32164.2 MPa;
- I = 0.00227 m4

f_{cal}= 1.57 mm

f_{cal} = 1.57 < f_{adm} = 11.82 mm **Vérifié**.

II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement de la section du poteau est effectué en tenant compte du flambement sous l'effet de la compression centrée. Selon les directives du CBA93 (Article B.8.4.1), il est recommandé d'utiliser une section réduite, où une bande d'une largeur de 1 cm est enlevée de toute la périphérie de la section droite, afin de prendre en considération la ségrégation du béton. De plus, la charge normale ultime agissant directement sur un poteau ne doit pas dépasser la valeur suivante :

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

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.

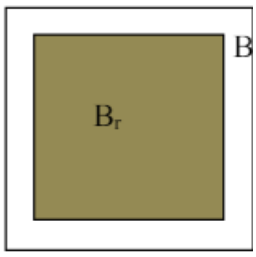


Figure II.10 : section réduite de poteau

▪ Coefficients de sécurité partiels :
- Béton : γb = 1,5
- Acier : γs = 1,15

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

Si $\lambda \leq 50 \implies \alpha = (0.85/(1 + 0.2(\lambda/35)^2))$

Si $50 < \lambda < 70 \implies \alpha = (0.6/(\lambda/35)^2)$

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

D'où : α = 0,85/ (1+ 0.2×1) = **0,7083**

- Pourcentage minimal des armatures en Zone IIa : $\frac{A_{s\,min}}{B}$ **= 0.8%**

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.7083\left[\frac{25}{0.9x1.5}+\frac{0.008x400}{1.15}\right]}$$

$$B_r \geq 0.6628\ N_u$$

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

Pour établir une première estimation des dimensions des poteaux, il est nécessaire de commencer par évaluer les charges qui leur sont appliquées. Ces charges peuvent être de trois types :

- Surfaciques : Il s'agit du poids de la dalle et des charges associées à son utilisation.
- Linéaires : Elles incluent le poids des poutres ainsi que les charges qu'elles supportent.
- Ponctuelles : Ce sont les charges provenant des poteaux situés au-dessus.

$$\mathbf{N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q}$$

Avec : $N_G = (N_G /m^2)$ x Surface offerte au poteau.

Et : $N_Q = (N_Q /m^2)$ x Surface offerte au poteau.

II.5.2 Calcul des surfaces offertes aux poteaux :

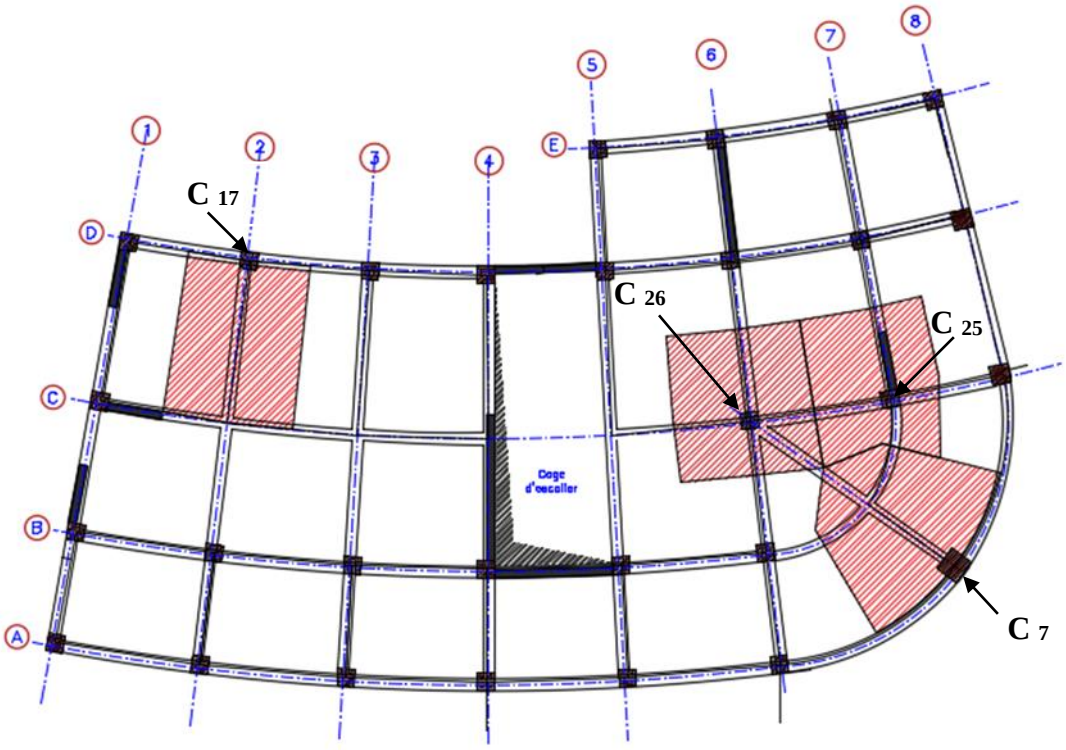


Figure II.11 : la surface chargée qui revient aux poteaux

En utilisant la commande « Aire » dans autoCAD pour calculer la surface chargée revenant à chaque poteau nous aboutissons à : (Annexe)

Poteau	Surface (m^2)	Maj 15% surface
C1	2.88	3.31
C2	5.77	6.64
C3	5.65	6.50
C4	5.56	6.39
C5	5.79	6.66
C6	6.64	7.64
C7	13.47	15.49
C8	11.93	13.72
C9	10.98	12.63
C10	2.14	2.46
C11	4.53	5.21
C12	5.3	6.10
C13	2.59	2.98
C14	10.37	11.93
C15	7.21	8.29
C16	14.58	16.77
C17	14.63	16.82
C18	3.59	4.13
C19	6.88	7.91
C20	6.09	7.00
C21	12.62	14.51
C22	12.49	14.36
C23	8.85	10.18
C24	14.62	16.81
C25	12.92	14.86
C26	15.07	17.33

Tableau II.5 : valeurs des surfaces revenantes à chaque poteau

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

II.5.3 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 accessible :**

  - La charge permanente : $G_{terrasse}$**= 4.7 KN/m²**

  - Avec majoration de 10 % : $G'_{terrasse}$ **= 5.17 KN/m²**

  - La charge d'exploitation : $Q_{terrasse}$ **= 5 KN/m²**

- **Etage courant :**

  - La charge permanente : G_{EC} **= 5.5 KN/m²**

  - Avec majoration de 10% : G'_{EC} **= 6.05 KN/m²**

  - La charge d'exploitation : Q_{EC}**= 2.5 KN/m²**

On pourra à présent calculer l'effort normal revenant aux poteaux qui ont des grandes surfaces afférentes :

Poteau	$N_{G'\ terrasse}$(KN)	$N_{Q\ terrasse}$(KN)	$N_{G'\ EC}$ (KN)	$N_{Q\ EC}$ (KN)
C7	108.12	116.18	126.52	58.09
C17	117.03	125.75	136.94	62.88
C25	103.70	111.44	121.35	55.72
C26	120.96	129.98	141.55	64.99

Tableau II.6 : valeurs des efforts normaux par étage revenant à chaque poteau

II.5.4 Calcul des coefficients de la règle dégression pour les charges d'exploitation :

- Sous terrasse ……...Q0
- Sous étage 1…….Q0+Q1
- Sous étage 2…….Q0+0.95(Q1+Q2)
- Sous étage 3…….Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)
- Sous étage 4…….Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)
- Sous étage n ……Q0+$\frac{[3+n]}{2n}\sum_n Q_i$ pour $n \geq 5$

Niveau	Etage	C_Q
$n = 0$	9	1
$n = 1$	8	1
$n = 2$	7	0.95
$n = 3$	6	0.9
$n = 4$	5	0.85
$n = 5$	4	0.8
$n = 6$	3	0.75
$n = 7$	2	0.7142
$n = 8$	1	0.6875
$n = 9$	RDC	0.6666
$n = 10$	SSOL	0.65

Tableau II.7 : valeurs des coefficients de dégression de charge par étage

C_Q : coefficient de dégression de charges d'exploitation

II.5.5 Calcul de la section réduite B_r et le pré dimensionnement des poteaux :

En suivant la méthode recommandée par le CBA93, nous avons d'abord calculé les sections réduites B_r des poteaux, puis nous avons déterminé leurs dimensions finales. Pour prendre en compte le poids des poteaux, nous avons augmenté les dimensions des poteaux de 20%. Les résultats sont présentés dans les tableaux récapitulatifs suivants :

Etage	N_G	C_Q	N_Q	N_u	Br	A-2	A	1,2A	Section
9	108,12	1	116,18	320,22	212,24	14,57	16,57	19,88	35*35
8	234,63	1	174,27	578,16	383,20	19,58	21,58	25,89	35*35
7	361,15	0,95	226,55	827,38	548,39	23,42	25,42	30,50	35*35
6	487,67	0,9	273,02	1 067,89	707,80	26,60	28,60	34,33	40*40
5	614,19	0,85	313,68	1 299,68	861,43	29,35	31,35	37,62	40*40
4	740,71	0,8	348,54	1 522,76	1 009,29	31,77	33,77	40,52	45*45
3	867,23	0,75	377,58	1 737,13	1 151,37	33,93	35,93	43,12	45*45
2	993,75	0,7142	406,59	1 951,44	1 293,42	35,96	37,96	45,56	50*50
1	1 120,27	0,6875	435,67	2 165,86	1 435,53	37,89	39,89	47,87	50*50
RDC	1 246,78	0,6666	464,68	2 380,18	1 577,58	39,72	41,72	50,06	55*55
SSOL	1 373,30	0,65	493,76	2 594,60	1 719,70	41,47	43,47	52,16	55*55

Tableau II.8 : calcul du poteau C7

Etage	N_G	C_Q	N_Q	N_u	Br	A-2	A	1,2A	Section
9	117,03	1	125,75	346,61	229,74	15,16	17,16	20,59	35*35
8	253,97	1	188,63	625,80	414,78	20,37	22,37	26,84	35*35
7	390,91	0,95	245,22	895,56	593,58	24,36	26,36	31,64	35*35
6	527,86	0,9	295,52	1 155,89	766,12	27,68	29,68	35,61	40*40
5	664,80	0,85	339,53	1 406,78	932,42	30,54	32,54	39,04	40*40
4	801,75	0,8	377,26	1 648,25	1 092,46	33,05	35,05	42,06	45*45
3	938,69	0,75	408,70	1 880,28	1 246,25	35,30	37,30	44,76	45*45
2	1 075,64	0,7142	440,10	2 112,25	1 400,00	37,42	39,42	47,30	50*50
1	1 212,58	0,6875	471,57	2 344,34	1 553,83	39,42	41,42	49,70	50*50
RDC	1 349,53	0,6666	502,97	2 576,32	1 707,58	41,32	43,32	51,99	55*55
SSOL	1 486,47	0,65	534,45	2 808,41	1 861,41	43,14	45,14	54,17	55*55

Tableau II.9 : calcul du poteau C 17

Etage	N_G	C_Q	N_Q	N_u	Br	A-2	A	1,2A	Section
9	103,70	1	111,44	307,15	203,58	14,27	16,27	19,52	35*35
8	225,05	1	167,15	554,55	367,56	19,17	21,17	25,41	35*35
7	346,41	0,95	217,30	793,60	526,00	22,93	24,93	29,92	35*35
6	467,76	0,9	261,87	1 024,28	678,90	26,06	28,06	33,67	40*40
5	589,11	0,85	300,87	1 246,61	826,26	28,74	30,74	36,89	40*40
4	710,46	0,8	334,31	1 460,59	968,08	31,11	33,11	39,74	45*45
3	831,82	0,75	362,16	1 666,20	1 104,36	33,23	35,23	42,28	45*45
2	953,17	0,7142	389,99	1 871,76	1 240,60	35,22	37,22	44,67	50*50
1	1 074,52	0,6875	417,88	2 077,43	1 376,92	37,11	39,11	46,93	50*50
RDC	1 195,88	0,6666	445,71	2 282,99	1 513,17	38,90	40,90	49,08	55*55
SSOL	1 317,23	0,65	473,60	2 488,66	1 649,48	40,61	42,61	51,14	55*55

Tableau II.10 : calcul du poteau C25

Etage	N_G	C_Q	N_Q	N_u	Br	A-2	A	1,2A	Section
9	120,96	1	129,98	358,26	237,46	15,41	17,41	20,89	35*35
8	262,51	1	194,97	646,83	428,72	20,71	22,71	27,25	35*35
7	404,05	0,95	253,46	925,66	613,53	24,77	26,77	32,12	35*35
6	545,60	0,9	305,45	1 194,73	791,87	28,14	30,14	36,17	40*40
5	687,15	0,85	350,94	1 454,06	963,75	31,04	33,04	39,65	45*45
4	828,69	0,8	389,94	1 703,64	1 129,17	33,60	35,60	42,72	45*45
3	970,24	0,75	422,43	1 943,47	1 288,13	35,89	37,89	45,47	50*50
2	1 111,79	0,7142	454,89	2 183,24	1 447,05	38,04	40,04	48,05	50*50
1	1 253,33	0,6875	487,42	2 423,13	1 606,05	40,08	42,08	50,49	55*55
RDC	1 394,88	0,6666	519,88	2 662,90	1 764,97	42,01	44,01	52,81	55*55
SSOL	1 536,43	0,65	552,41	2 902,79	1 923,97	43,86	45,86	55.00	55*55

Tableau II.11 : calcul du poteau C26

II.5.6 Vérification des articles 7.4.1 de RPA 99/03 :

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 IIa :

▪ Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm

$$Min\ (b_1, h_1) = (35,35)\ \textbf{Vérifiée}$$

Et :

▪ Min (b_1, h_1) ≥ h_e/20

$$h_e/20 = 3.74/20 = 0.187\ m$$

$$(35,35)\ > 18.7\ cm \quad \textbf{Vérifiée}$$

▪ 1/4 < b_1/h_1< 4 Poteaux carrés : $1/4 < b1/h1 = 1 < 4$ **Vérifiée**

II.6 Pré dimensionnement des voiles :

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

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

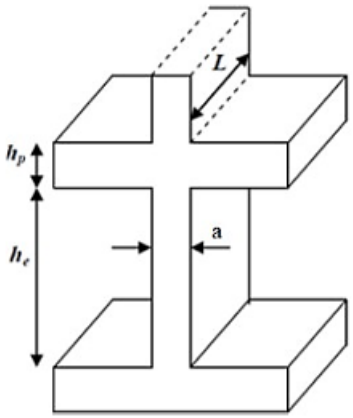


Figure II.12 : coupe de voile en élévation

Avec : L : Longueur du voile ;

a : épaisseur du voile (a_{min} =15 cm) ;

h_e : hauteur libre d'étage ;

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

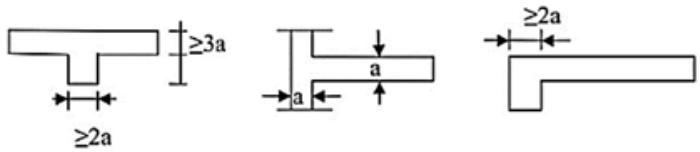
Condition 1		**a ≥ he/25**
Condition 2		**a ≥ he/22**
Condition 3		**a ≥ he/20**

Figure II.13 : coupe des voiles en plan selon la forme et les conditions de rigidité aux extrémités

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voiles de contreventements.
- Voile périphérique.

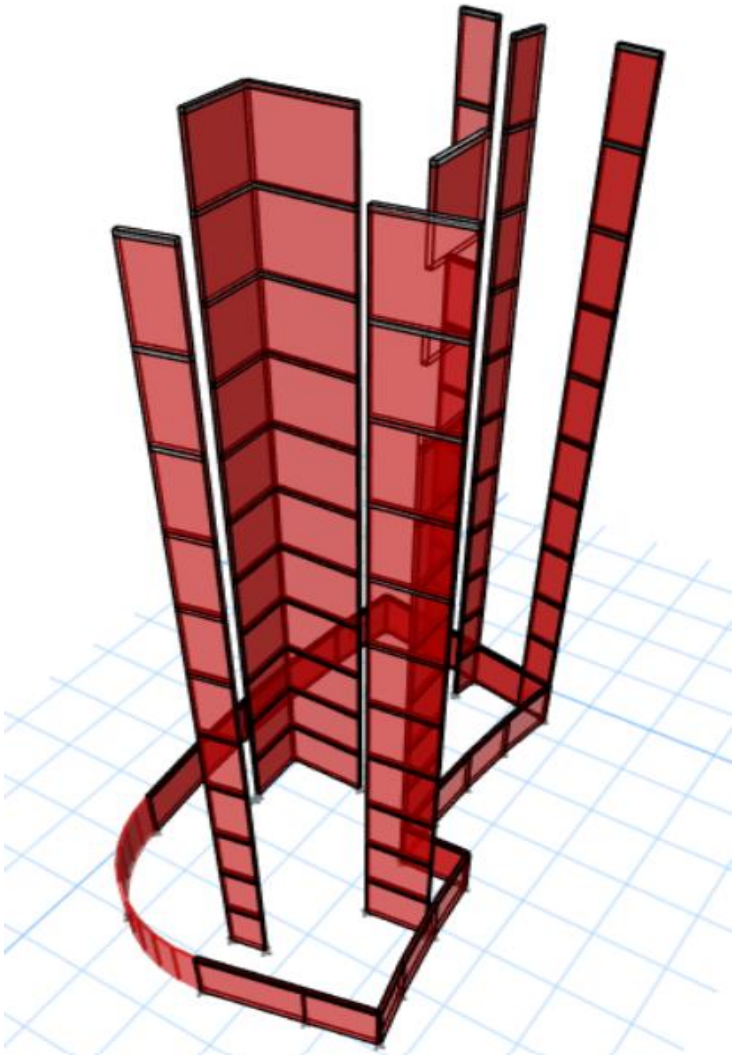


Figure II.14 : vue en 3D des voiles sur ETABS

II.6.1 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

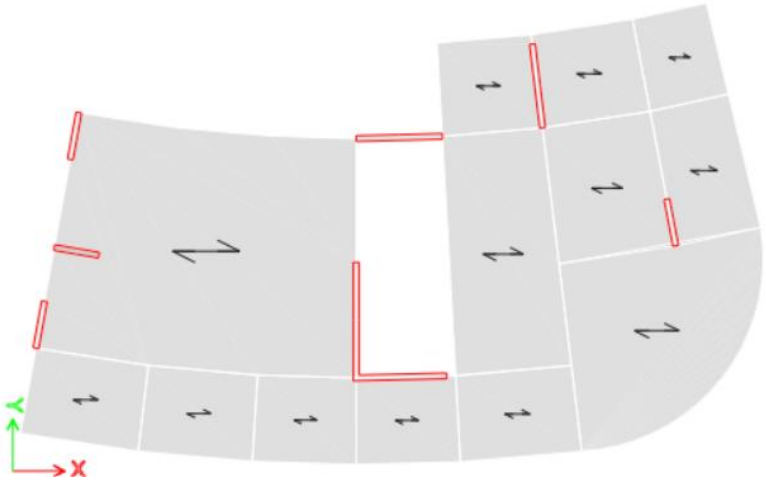


Figure II.15 : Vue en plan et en 3D des voiles de contreventement en plan étage courant

Nous remarquons qu'ils existent deux formes de voiles selon les conditions aux extrémités (voir figures).

La hauteur de RDC et 1er étage : **h_e = 3.4 m**

Forme	Forme 2	Forme 3
Conditon	$a \geq h_e/22 = 0.155$ m	$a \geq h_e/20 = 0.17$ m
Epaisseur retenue	**a=20cm**	**a=20cm**

La hauteur des autres étages : **h_e = 3.74 m**

Forme	Forme 2	Forme 3
Conditon	$a \geq h_e/22 = 0.17$ m	$a \geq h_e/20 = 0.187$ m
Epaisseur retenue	**a=20cm**	**a=20cm**

Donc on adopte **a = 20 cm** pour tous les niveaux.

Vérification de la condition L≥ 4a :

$L_{min} = 1.52\text{ m} > 4\times 20 = 0.8\text{m}$ **vérifié.**

II.6.2 Pré-dimensionnement des voiles périphériques :

Le voile périphérique est un voile sans about. 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.

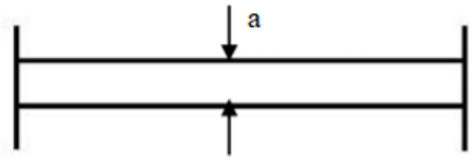


Figure II.16 : schéma d'un voile sans about

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥15 cm
- Pour un voile sans about, l'épaisseur doit satisfaire la condition : **a ≥ he/20**

Pour notre cas la hauteur de sous-sol : **h_e = 3.32 m**

Alors : a ≥ h_e /20 = 3.32 / 20 = 0.166 m soit : **a= 20 cm**

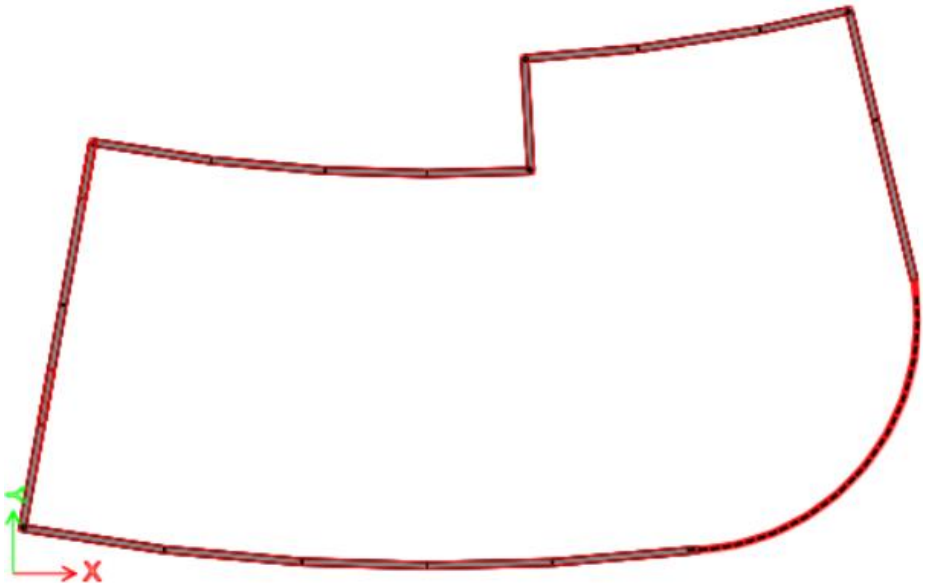


Figure II.17 : vue en plan du voile périphérique

II.7 Conclusion :

La phase initiale de dimensionnement des principaux éléments de l'ossature revêt une importance capitale dans le processus de conception. Adhérer aux normes établies assure une marge de sécurité pour l'ingénieur concepteur, qui doit faire preuve d'ingéniosité pour concilier efficacement économie et sécurité lors de la réalisation du projet. En suivant les normes **CBA93, BAEL et RPA99/2003,** nous avons pu définir les dimensions préliminaires des composants structuraux en prenant en considération les critères de résistance, de stabilité et de durabilité. Ces normes offrent des directives claires et des méthodes de calcul fiables pour garantir la sécurité des structures bâties.

Le règlement parasismique **RPA99/2003** propose des critères de sécurité spécifiques, adaptés aux particularités géographiques et sismiques de la zone étudiée. Les vérifications selon le RPA99/2003 nous ont permis de nous assurer que la structure répond aux exigences minimales en termes de résistance aux séismes.

CHAPITRE III :
ETUDE SISMIQUE SUIVANT RPA99/2003

III.1 Introduction :

Un séisme est un phénomène naturel caractérisé par des mouvements vibratoires de la croûte terrestre, déclenchés par une libération brusque d'énergie accumulée dans les failles géologiques. Ces secousses sismiques sont souvent accompagnées de vibrations intenses, pouvant causer d'importants dommages aux structures construites sur le sol affecté.

L'objectif de l'étude sismique est d'évaluer comment une structure réagit à ces vibrations, connue sous le nom de "réponse sismique de la structure", et de déterminer sa capacité à résister aux forces sismiques pour minimiser les dommages potentiels. Cette étude revêt une importance cruciale pour garantir la sécurité des personnes et des biens en cas de tremblement de terre.

Une fois l'analyse sismique effectuée et les charges sismiques ainsi que les exigences de résistance définies, les ingénieurs peuvent sélectionner les matériaux de construction répondant à ces exigences. Ils peuvent également choisir des conceptions, dimensions et sections qui assurent généralement :

- Une rigidité et une résistance adéquates pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structurels grâce à un comportement principalement élastique lors de tremblements de terre modérés et relativement fréquents.
- Une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie suffisantes pour permettre à la structure de subir des déformations inélastiques avec des dommages limités, sans risque d'effondrement ou de perte de stabilité.

Pour déterminer la réponse sismique d'un bâtiment, quatre procédures d'analyse sont utilisées dans le cadre de l'évaluation et de la conception :

- L'analyse statique linéaire.
- L'analyse dynamique linéaire.
- L'analyse statique non linéaire.
- L'analyse dynamique non linéaire.

L'analyse sismique linéaire suppose que les déformations de la structure restent linéaires en réponse aux forces sismiques. Cette méthode est couramment utilisée pour obtenir rapidement et efficacement la réponse sismique des structures, en impliquant la résolution d'équations différentielles linéaires pour déterminer les divers 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. Bien que plus précise que l'analyse linéaire, cette méthode est également plus complexe et prend plus de temps à réaliser.

Dans ce chapitre, nous appliquerons deux méthodes du règlement parasismique algérien RPA99/2003 : la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale.

Il est reconnu que les structures soumises à une action sismique peuvent subir des déformations post-élastiques. Dans de tels cas, des méthodes de calcul linéaire équivalent sont utilisées, impliquant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est représentée par un spectre de réponse.

III.2 La méthode statique équivalente :

III.2.1 Principe :

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

Le mouvement du sol peut se produire dans n'importe quelle direction horizontale. Les forces sismiques horizontales équivalentes sont alors considérées comme appliquées successivement le long de deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le concepteur. En général, ces deux directions correspondent aux axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il est important de noter que les forces et les déformations obtenues pour un élément à partir des méthodes d'analyse statique, en utilisant les charges de conception recommandées, sont inférieures à celles qui seraient observées sur la structure en cas de séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Cette différence dans les forces est compensée par le comportement ductile 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 appliquée dans les situations suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié satisfait aux critères de régularité en plan et en élévation spécifiés dans le chapitre III, paragraphe 3.5, avec une hauteur maximale de 65 mètres dans les zones I et II, et de 30 mètres dans la zone III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, en plus des conditions de hauteur énoncées précédemment :

❖ Dans la zone I : toutes les catégories de groupes.

❖ Dans la zone II :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 mètres.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 mètres.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 mètres.

❖ Dans la zone III, les conditions pour l'utilisation de la méthode statique équivalente sont les suivantes :

- Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 mètres.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 mètres.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 mètres.

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 :

- Dans chaque direction de calcul, le modèle de bâtiment à employer est un plan comportant des masses concentrées au centre de gravité des planchers, avec un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être dissociés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est évaluée en se basant sur des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est pris en compte 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 de zone A :

Le coefficient d'accélération A est donné par le tableau 4.1 du RPA99/03 (voir Annexe A.2)

▪ Groupe d'usage du bâtiment : 1B

▪ Zone sismique : Zone IIa **A=0.2**

III.2.4.2 Facteur de comportement R :

Le facteur de comportement est donné par le tableau du RPA99/03(voir Annexe A.4) :

▪ Matériaux de la structure : Béton armé

▪ Contreventement assuré par : mixte portiques/voiles avec interaction catégorie 4a.

R = 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 (T).

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/2003 (voir annexe A.7).

- **Classification du site :**

Catégorie **S3** : Site meuble, où $\mathbf{T_1 = 0.15\ sec}$ et $\mathbf{T_2 = 0.5\ sec.}$

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 (voir Annexe A.3)

Dans notre cas la structure est contreventée par voiles en béton armé donc : **ξ = 10%**

D'où : **η =0.764 > 0.7**

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

Par la formule empirique :

$$T = C_T.h_n^{3/4}$$

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 (voir Annexe A.6).

Pour notre cas : $\mathbf{h_n=36.72\ m}$

Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé **:** $\mathbf{C_T = 0.05}$

D'où : **T = 0.746 *s***

- Dans le cas n° 3 et 4, on peut également utiliser 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 : $\mathbf{D_x=23,85\ m}$; $\mathbf{D_y =11,25\ m}$.

D'où :

$$T_x = \frac{0.09 \times 36.72}{\sqrt{23,85}} = \mathbf{0,677\ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 36.72}{\sqrt{11,25}} = \mathbf{0.985\ sec}$$

Remarque :

T_x= min (0.677, 0.746) = **0.677 Sec**

T_y= min (0.985,0.746) = **0.746 Sec**

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

- Selon l'axe x :

$D_x = 2{,}5\ \eta\ (T_2 / T)^{2/3}$ Ce qui donne : **$D_x = 1.561$**

- Selon l'axe y :

$D_y = 2{,}5\ \eta\ (T_2 / T)^{2/3}$ Ce qui donne : **$D_y = 1.463$**

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 (voir Annexe A.8).

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

Critère q	P_q
1. conditions minimales sur les fils 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

Tableau III.1 : Vérifications des critères du facteur de qualité Q de notre structure

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 total de la structure W égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$\mathbf{W} = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \textbf{avec :} \qquad W_i = W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}$$

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

W_Q : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA99/03 (voir Annexe A.5).

Pour notre cas : Bâtiment à usage de bureau : $\boldsymbol{\beta}$ **=0.2**

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

Le poids global de la structure est déterminé en additionnant les poids sismiques calculés pour chaque étage, où chaque poids est la somme des éléments constitutifs de l'étage. Les calculs, réalisés à l'aide d'Excel, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

ETAGE	$W_{G_{cumul}}$ (KN)	$W_{Q_{cumul}}$ (KN)	$W_{sismique}$ (KN)	$W_{étage}$ (KN)
Etage 9	2670,38	1213,68	2913,12	2913.12
Etage 8	4898,05	1794,39	5256,93	2343.81
Etage 7	7125,71	2375,11	7600,73	2343.81
Etage 6	9353,38	2955,82	9944,54	2343.81
Etage 5	11662,79	3536,52	12370,10	2425.56
Etage 4	13972,22	4117,21	14795,66	2425.56
Etage 3	16281,63	4697,91	17221,22	2425.56
Etage 2	19015,02	5390,51	20093,12	2871.90
Etage 1	21619,28	6057,18	22830,71	2737.59
RDC	24329,41	6723,79	**25674,17**	2843.45

Tableau III.2 : calcul du poids permanent G et les charges d'exploitation Q ainsi que le poids sismique de la structure

Le poids sismique total de la structure est : $\boldsymbol{W_{sismique} = 25674.17\ KN}$ **.**

- **Calcul de la force sismique :**

A	D_x	D_y	R	Q	$W_{sismique}(KN)$
0.2	1.561	1.463	5	1.1	25674.17

Tableau III.3 : Récapitulatif des facteurs de MSE

- ✓ La force sismique selon x :

$$\mathbf{V_x = 1763.404\ KN}$$

- ✓ La force sismique selon y :

$$\mathbf{V_y = 1652.697\ KN}$$

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 :

$$F_t = 0.07.T.V$$

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= **0.746 sec** > 0.7 sec

- <u>Selon le sens x :</u>

F_t = 0.07 × 0.746 × 1763.404 = **92.085 KN**

<u>- Selon le sens y :</u>

F_t = 0.07 × 0.746 ×1652.697 = **86.304 KN**

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

$$\boldsymbol{F_i = (V - F_t)\, W_i \times h_i / \sum W_j . h_j}$$

Avec :

- 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 :**

Niveau	h_e	$W_i\ (KN)$	h_i	$W_i \times h_i$	Fx	Fy
Etage 9	3,74	2913,12	36,72	106 969,77	355,96	333,61
Etage8	3,74	2343,81	32,98	77 298,77	257,23	241,08
Etage 7	3,74	2343,81	29,24	68 532,93	228,06	213,74
Etage 6	3,74	2343,81	25,5	59 767,09	198,89	186,4
Etage 5	3,74	2425,56	21,76	52 780,15	175,64	164,61
Etage 4	3,74	2425,56	18,02	43 708,56	145,45	136,32
Etage 3	3,74	2425,56	14,28	34 636,97	115,26	108,02
Etage 2	3,74	2871,90	10,54	30 269,83	100,73	94,4
Etage 1	3,4	2737,59	6,8	18 615,66	61,95	58,06
RDC	3,4	2843,45	3,4	9 667,73	32,17	30,15

Avec $\sum W_j.h_j =$ **502247.46**

Tableau III.4 : Distribution des efforts horizontaux revenant à chaque niveau

- **Distribution des efforts sismiques :**

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

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

Pour les structures dotées de planchers rigides dans leur plan, la répartition de l'effort tranchant entre les éléments verticaux de contreventement dépend de leurs rigidités respectives.

Niveau	h_e	F_x	V_x	M_x	F_y	V_y	M_y
Etage 9	3,74	355,96	448,05	1 675,69	333,61	419,92	1 570,49
Etage8	3,74	257,23	705,28	2 637,73	241,08	660,99	2 472,12
Etage 7	3,74	228,06	933,34	3 490,67	213,74	874,73	3 271,50
Etage 6	3,74	198,89	1 132,23	4 234,52	186,40	1 061,13	3 968,64
Etage 5	3,74	175,64	1 307,87	4 891,42	164,61	1 225,74	4 584,27
Etage 4	3,74	145,45	1 453,32	5 435,40	136,32	1 362,06	5 094,10
Etage 3	3,74	115,26	1 568,58	5 866,47	108,02	1 470,08	5 498,11
Etage 2	3,74	100,73	1 669,31	6 243,20	94,40	1 564,49	5 851,18
Etage 1	3,40	61,95	1 731,26	5 886,27	58,06	1 622,55	5 516,65
RDC	2,32	32,17	1 763,43	**4 091,15**	30,15	1 652,70	**3 834,26**

Tableau III.5 : Distribution des efforts sismiques

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

$$\mathbf{M_x = 4091,15\ KN.m}$$

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

$$\mathbf{M_y = 3834,26\ KN.m}$$

III.3 La méthode dynamique modale spectrale :

III.3.1 Principe :

Pour concevoir un système, il n'est pas toujours nécessaire de connaître en détail la variation temporelle de la réponse sismique. Seule la valeur maximale est requise. Le calcul de la réponse sismique spectrale (via la méthode modale spectrale) permet d'obtenir directement cette valeur. Cette méthode recherche, pour chaque mode de vibration, l'effet maximal des forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

III.3.2 Modélisation :

La modélisation d'un bâtiment repose sur une hypothèse fondamentale : la rigidité des diaphragmes. Plutôt que de considérer chaque point sur un niveau de bâtiment comme un degré de liberté, on suppose que les planchers sont infiniment rigides. Ainsi, les déplacements de tous les points sur un même niveau sont équivalents et représentés par un seul degré de liberté. Cette simplification réduit le nombre de degrés de liberté et donc le nombre d'inconnues, tout en préservant la précision des propriétés intrinsèques telles que la rigidité, l'amortissement, la masse et les fréquences propres.

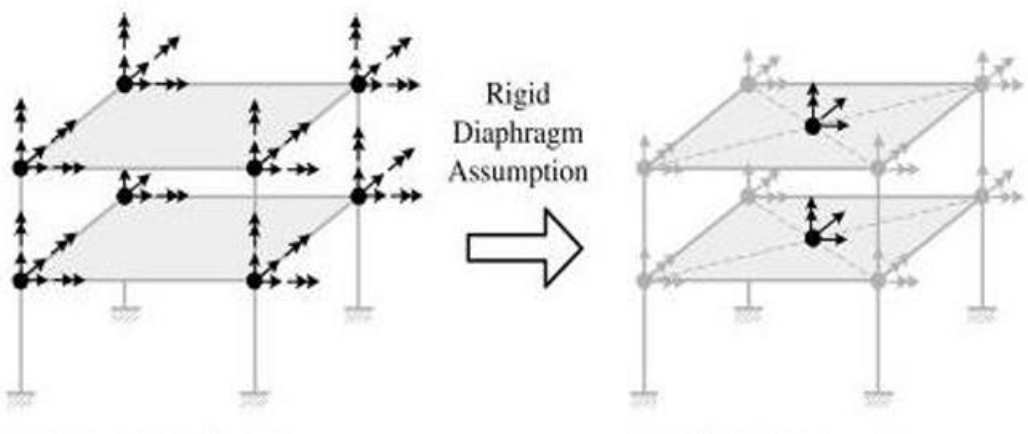


Figure III.1 : Réduction du modèle réel à un modèle réduit

Le modèle de bâtiment utilisé doit refléter au mieux la distribution des rigidités et des masses afin de prendre en compte tous les modes de déformation significatifs lors du calcul des forces d'inertie sismique. Cela inclut la contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment.

Pour les structures régulières ou irrégulières avec des planchers flexibles, elles sont généralement représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base, avec plusieurs degrés de liberté par plancher.

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

- **Description du logiciel ETABS :**

ETABS (abréviation de « **E**xtended **3**D **A**nalysis of **B**uilding **S**ystems »), est un logiciel de conception et d'analyse structurelle utilisé dans l'ingénierie civile. Il permet de créer des modèles 3D de bâtiments et de structures, d'effectuer des analyses statiques et dynamiques pour évaluer leur comportement sous différentes charges, notamment les charges sismiques et de vent. Le logiciel offre des fonctionnalités de dimensionnement des éléments structuraux et de génération de rapports détaillés sur les résultats. Il est compatible avec d'autres logiciels d'ingénierie et permet une personnalisation avancée grâce à des scripts personnalisés. En résumé, ETABS est un outil polyvalent et puissant pour la conception et l'analyse de structures.

- **Modélisation des éléments structuraux :**

ETABS utilise la méthode des éléments finis pour modéliser les éléments structuraux. Dans cette approche, la structure est subdivisée en petits éléments tels que des poutres, des colonnes, des dalles et des murs, qui sont connectés à des nœuds.

- Les poteaux et les poutres sont représentés par la commande "FRAME" sous forme d'éléments à 2 nœuds et 6 degrés de liberté par nœud, permettant de spécifier les dimensions et les matériaux des sections.
- Les planchers en corps creux sont représentés par la commande "SLAB", qui néglige les efforts membranaires et sont soumis à l'option "DIAPHRAGME", qui uniformise les déplacements des nœuds sur le même niveau.
- Les voiles sont modélisés par des éléments coques "Shell" à quatre nœuds.

Chaque élément est caractérisé par ses propriétés, telles que la section transversale, le module d'élasticité et la densité du matériau constituant. Ces éléments sont ensuite reliés à des joints, qui définissent les conditions aux limites de la structure.

- **Modélisation de la masse et affectation des charges :**

La masse des éléments modélisés est implicite, étant donné que le poids volumique du béton armé (25 KN/m^3) est utilisé pour les représenter. Les masses des éléments concentrés non structuraux, tels que les acrotères et les murs extérieurs en maçonnerie, sont réparties sur les poutres correspondantes.

Ainsi, le poids total W de la structure est la somme des Wi calculés à chaque niveau "i" selon l'équation :

$$\mathbf{W}= \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \textbf{avec :} \qquad W_i = W_{Gi} + \beta\, W_{Qi}$$

W_G : représente le poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_Q : désigne la charge d'exploitation.

Le coefficient de pondération **β** est déterminé en fonction de la fonction du bâtiment, comme spécifié dans le tableau 4.5 du RPA99/03 (Annexe A.5).

Pour un bâtiment à usage de bureaux : **β =0.2**

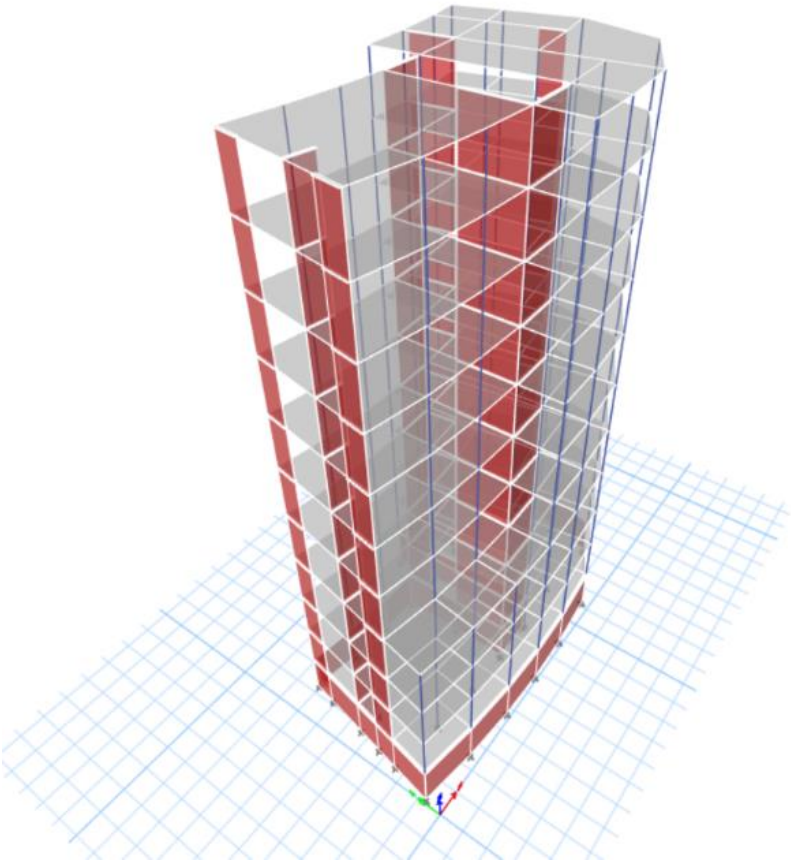


Figure III.2 : Schéma du modèle numérique 3D « ETABS »

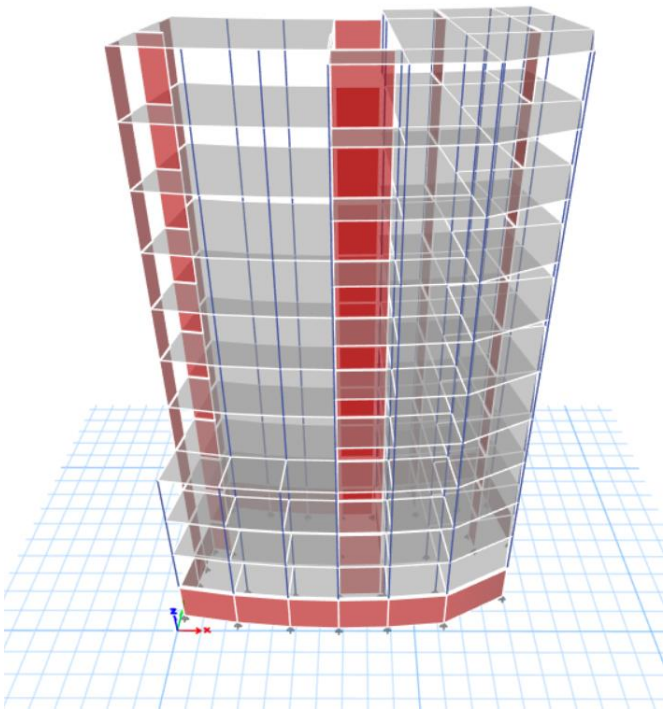


Figure III.3 : Vue 01 de façade du modèle

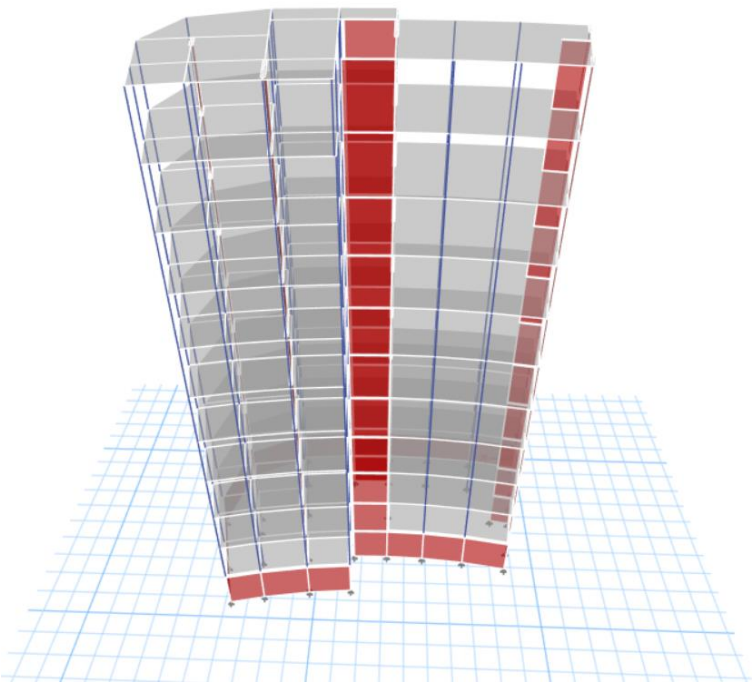


Figure III.4 : Vue 02 de façade du modèle

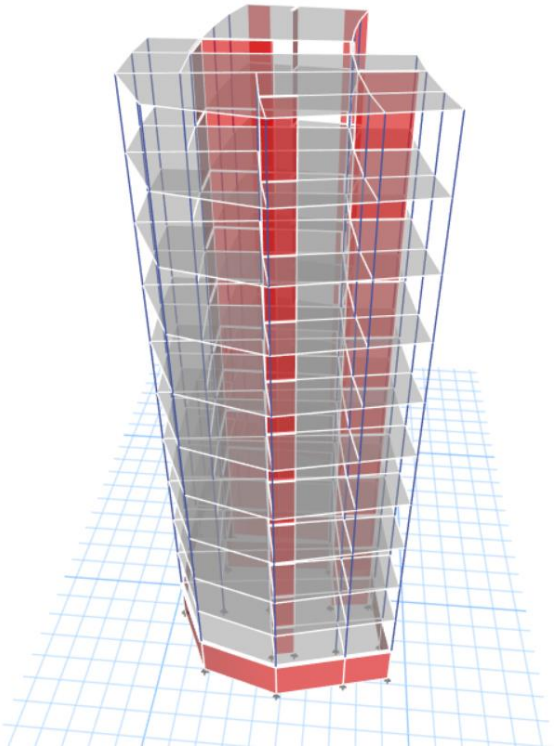


Figure III.5 : Vue latérale du modèle

III.3.4 Analyse dynamique modale de la structure :

L'analyse dynamique d'une structure consiste à déterminer ses caractéristiques dynamiques intrinsèques telles que les fréquences naturelles et les modes propres de vibration. Cela implique de considérer le comportement de la structure en vibration libre non-amortie, permettant ainsi le calcul des efforts et des déplacements maximums en cas de séisme.

L'analyse en vibration libre, également appelée analyse modale, revêt une importance capitale car elle offre un aperçu du comportement vibratoire de la structure.

Dans les cas où la fréquence naturelle de vibration de la structure est proche de celle de l'action sismique, les effets dynamiques entrent en jeu, ce qui peut entraîner une résonance où la réponse de la structure interagit avec l'action sismique.

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 fondamental.

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

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

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

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 confirmer le choix du nombre de modes, on se réfère au critère des masses modales. La masse modale pour le mode "i" est définie comme la masse effective, celle qui, lorsqu'elle est accélérée par l'accélération spectrale du spectre de réponse, génère une force d'inertie équivalente à la force horizontale propre à la structure dans ce mode.

La sélection du nombre de modes est considérée comme adéquate lorsque la somme des masses modales atteint ou dépasse **90%** de la masse totale de la structure.

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

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	**1,37**	0,6288	0,0085	0,6288	0,0085	0,0089	0,0089
2	1,154	0,0167	0,4046	0,6455	0,4131	0,2664	0,2753
3	1,082	0,0011	0,2443	0,6467	0,6575	0,3824	0,6577
4	0,361	0,1077	0,0292	0,7544	0,6867	0,0253	0,6831
5	0,335	0,0541	0,0129	0,8085	0,6996	0,0848	0,7679
6	0,277	0,0124	0,1265	0,8208	0,8261	0,0506	0,8185
7	0,167	0,0152	0,019	0,836	0,845	0,0356	0,8541
8	0,152	0,0536	0,0002	0,8896	0,8453	0,0195	0,8736
9	0,122	0,009	0,0527	0,8986	0,898	0,0201	0,8938
10	0,096	0,0038	0,0133	**0,9023**	**0,9113**	0,0203	0,914

Tableau III.6 : Résultats de l'analyse modale

- **Interprétation des résultats :**

La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique est de **1,37 sec.**

- **Le premier mode** (fondamentale) est un mode de translation suivant X.

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

- **Le troisième mode** est couplé entre translation suivant l'axe Y ainsi qu'une torsion suivant l'axe Z.

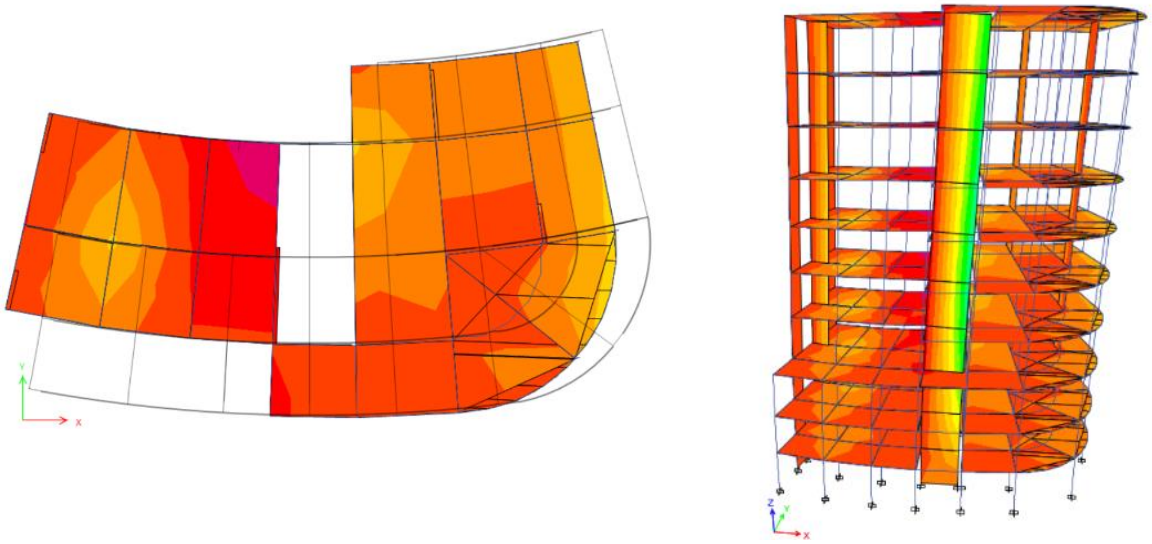


Figure III.6 : Allure du mode fondamental (Translation X)

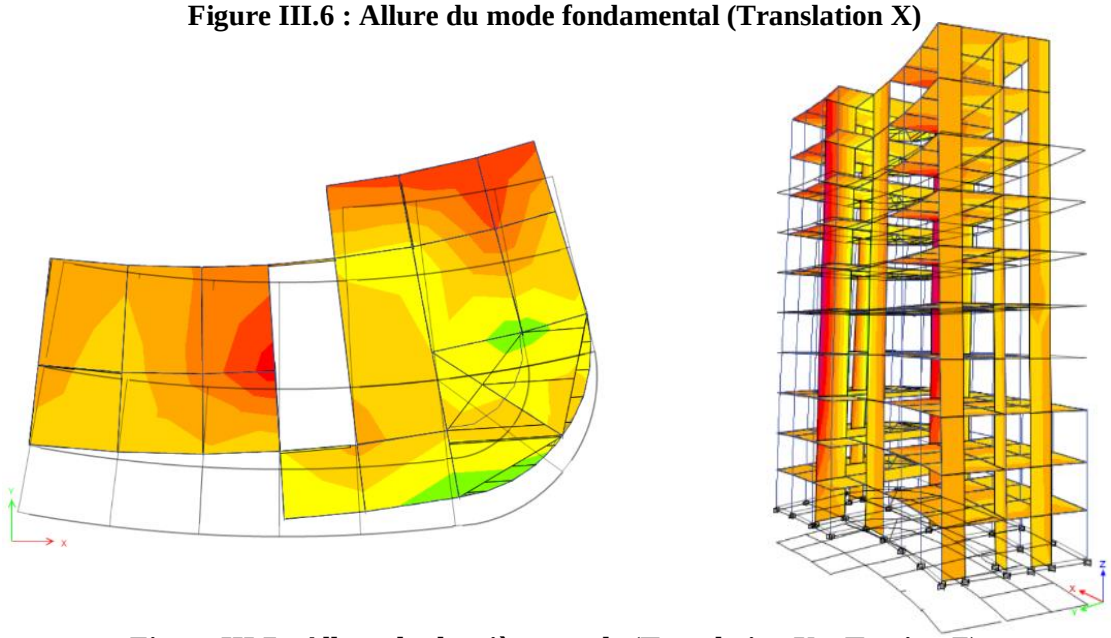


Figure III.7 : Allure du deuxième mode (Translation Y – Torsion Z)

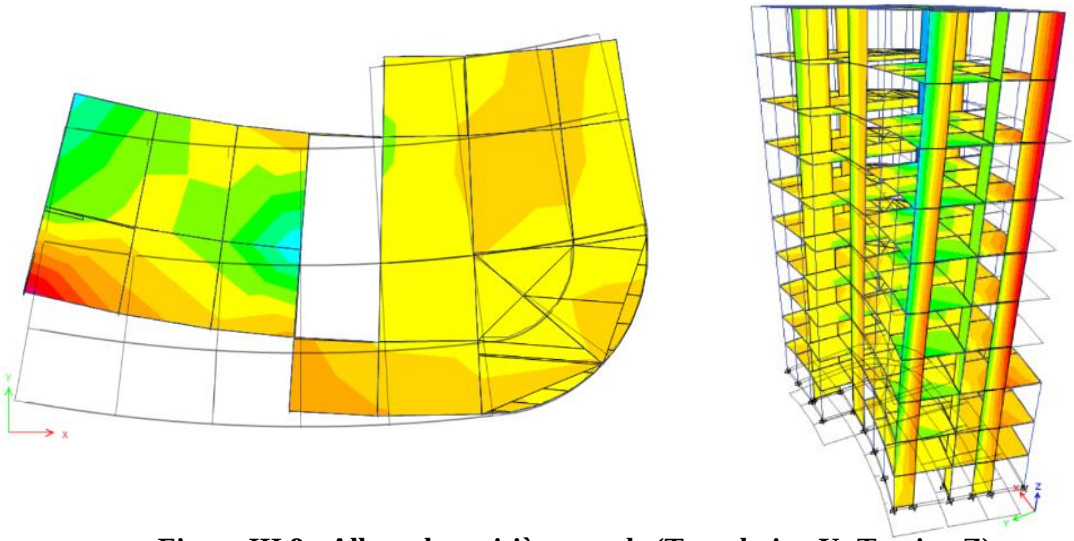


Figure III.8 : Allure du troisième mode (Translation Y- Torsion Z)

❖ **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 : **10 modes**.

III.3.5 Action sismique :

III.3.5.1 Spectre de réponse :

Il expose comment la réponse dynamique maximale d'un système à plusieurs degrés de liberté, soumis à un mouvement sismique U_g, varie en fonction de sa période propre et de son amortissement. Ce spectre est déterminé par la nature du site et le niveau de protection recherché en fonction de l'importance de la structure.

Il existe trois types de spectres de réponse :

- Le spectre de réponse en accélération spectrale(S_{pa}).
- Le spectre de réponse en vitesse spectrale (S_{pv}).
- Le spectre de réponse en déplacement spectral (S_d).

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

➢ **Spectres réglementaires :**

Le séisme qui affecte un point spécifique de la surface terrestre est exprimé à travers un spectre de réponse, connu sous le nom de spectre de réponse élastique. Pour tenir compte du comportement ductile ou non linéaire de la structure, une analyse élastique est effectuée en utilisant un spectre de réponse réduit par rapport au spectre de réponse élastique. Cela est réalisé en introduisant un coefficient de comportement R. Le spectre utilisé dans ce cas est dénommé spectre de calcul ou de dimensionnement.

➢ **Spectre de réponse de calcul : (l'article 4.3.3 RPA99/03)**

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

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

➢ **Paramètres du spectre :**

- La zone sismique est une zone **IIa**.
- Le groupe d'usage **1B**.
- L'amortissement critique **ξ=10%.**

- Catégorie du site : **S3**.
- Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal : **Q=1.1**
- Le coefficient de comportement : **R=5**

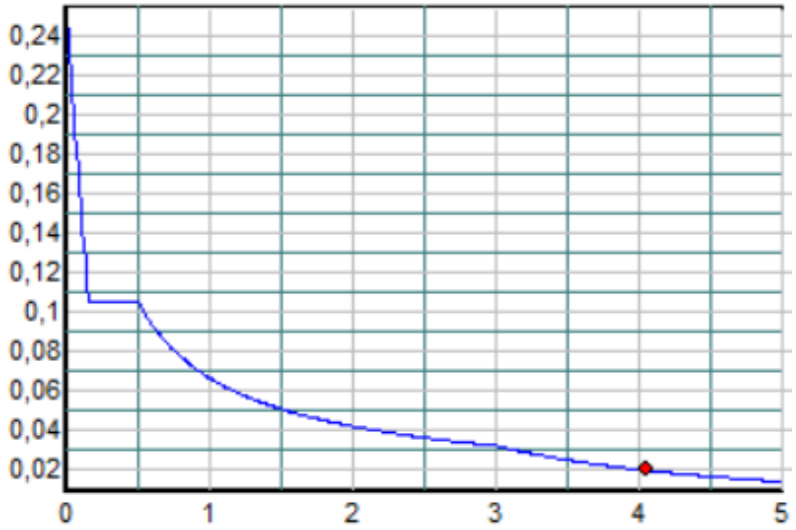


Figure III.9 : Allure du spectre de réponse de la structure

➢ **Résultats de l'analyse modale spectrale :**

Résultante des forces sismiques à la base V_t :

	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
E_x	**1176,2863**	188,038	0	3182,5425	30811,0358	9823,1626
E_y	188,0384	**1293,3857**	0	35031,159	3419,7204	21041,733

Tableau III.7 : Résultante des forces sismiques à la base

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

F_x= 1176,2863 KN

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

F_y= 1293,3857 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.

$$\mathbf{V_t \geq 0.8V}$$

- Suivant x :

V_x = 1176.2863> 0.8 x **1763.404** =1410.7273 KN …..…....**Condition non-vérifiée.**

- Suivant y :

V_y = 1293,3857 > 0.8 x **1652,697** = 1322,1576 KN …..…..**Condition non-vérifiée.**

Remarque :

Les valeurs de la résultante sismique à la base obtenue par combinaison modales sont inférieures à 80% de la résultante des forces sismiques obtenues par la méthode statique équivalente V_{stat}, de ce fait, nous allons amplifiés les valeurs de la résultante sismique V_{dyn} jusqu'à ce qu'elles soient supérieures à $0{,}8V_{stat}$.

- Suivant x :

$$\frac{0{,}8 \times V_{stat}}{V_{dyn_x}} = \frac{0{,}8 \times 1763.404}{1176{,}2863} = \frac{1410{,}7232}{1176{,}2863} = \mathbf{1{,}2}$$

- Suivant y :

$$\frac{0{,}8 \times V_{stat}}{V_{dyn_y}} = \frac{0{,}8 \times 1652{,}697}{1293{,}3857} = \frac{1322{,}1576}{1293{,}3857} = \mathbf{1{,}023}$$

Nous avons injecté ces valeurs respectivement suivant les deux axes x et y dans le logiciel Etabs.

Suivant x :

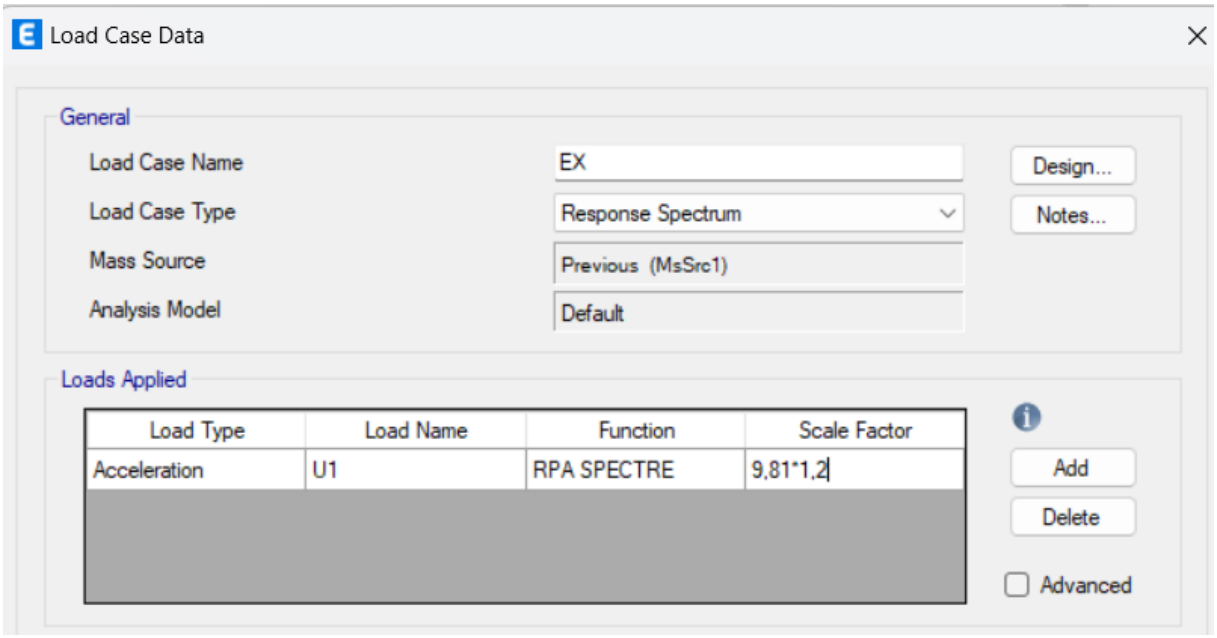


Figure III.10 : Amplification de la résultante sismique dynamique suivant x

Suivant y :

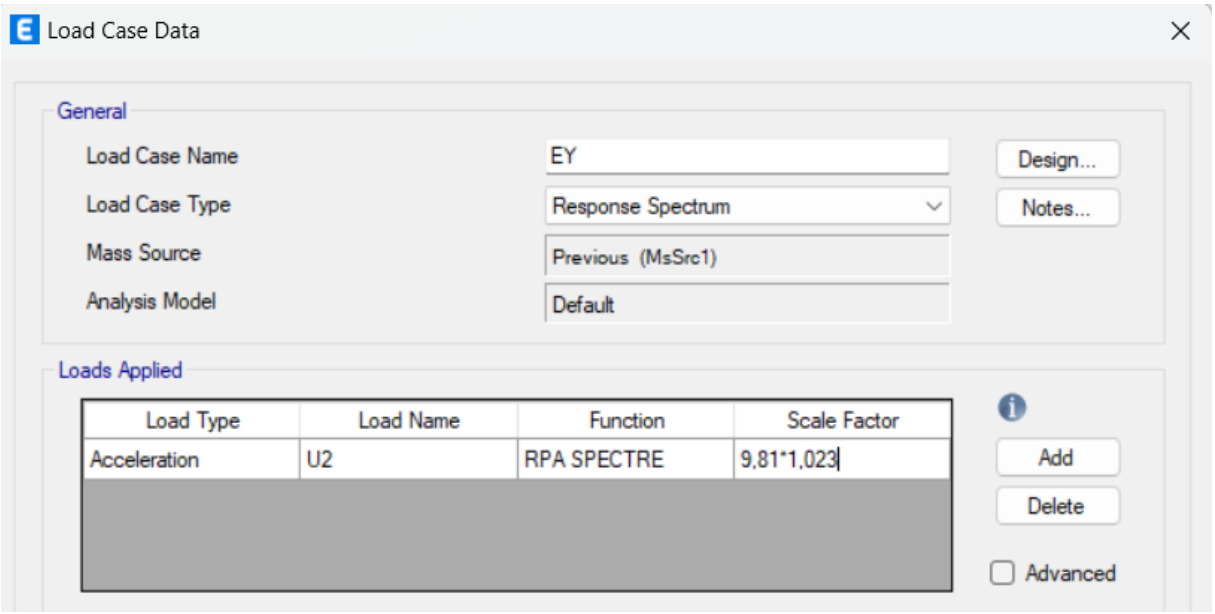


Figure III.11 : Amplification de la résultante sismique dynamique suivant y

Résultats :

	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
E_x	**1411,5426**	225,6464	0.000001848	3819.0968	36973,178	11787.783
E_y	192,3639	**1323,1331**	0,000004684	35836,8703	3498,3963	21525,6922

Tableau III.8 : Résultante des efforts sismiques à la base après l'amplification

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

Fx= 1411,5426 KN

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

Fy= 1323,1331 KN

Vérification : $V_t \geq 0.8V$

- Suivant x :

V_x= 1411.5426 > 0.8 x **1763.404** =1410.7273 KN …..……..**Condition vérifiée.**

- Suivant y :

V_y= 1323,1331 > 0.8 x **1652,697** = 1322,1576 KN …..……..**Condition vérifiée.**

III.3.7 Distribution des efforts sismiques :

Les efforts tranchants par étage :

Etage	h_e	V_x	V_y
Etage 9	3,74	377,557	325,4618
Etage 8	3,74	583,6482	528,4769
Etage 7	3,74	737,3024	686,3244
Etage 6	3,74	857,1741	817,2129
Etage 5	3,74	965,475	932,18002
Etage 4	3,74	1074,6299	1038,3809
Etage 3	3,74	1177,8144	1129,3192
Etage 2	3,74	1277,2484	1212,7342
Etage 1	3,4	1351,2493	1274,0986
RDC	3,4	141,5426	1323,1331

Tableau III.9 : les efforts tranchants par étage

III.3.8 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 5.

Etage	h_e	δ_{ex} (mm)	δ_{ex} (m)	δ_x(m) = δ_{ex} *R
Etage 9	3,74	54,382	0,054382	0,27191
Etage8	3,74	48,217	0,048217	0,241085
Etage 7	3,74	41,755	0,041755	0,208775
Etage 6	3,74	35,017	0,035017	0,175085
Etage 5	3,74	28,119	0,028119	0,140595
Etage 4	3,74	21,31	0,02131	0,10655
Etage 3	3,74	14,801	0,014801	0,074005
Etage 2	3,74	8,954	0,008954	0,04477
Etage 1	3,4	4,234	0,004234	0,02117
RDC	3,4	1,242	0,001242	0,00621

Tableau III.10 : les déplacements horizontaux de chaque niveau « k » suivant x

Etage	h_e	δ_{ey} (mm)	δ_{ey} (m)	$\delta_y(m) = \delta_{ey} * R$
Etage 9	3,74	38,241	0,038241	0,191205
Etage8	3,74	34,731	0,034731	0,173655
Etage 7	3,74	30,83	0,03083	0,15415
Etage 6	3,74	26,487	0,026487	0,132435
Etage 5	3,74	21,794	0,021794	0,10897
Etage 4	3,74	16,973	0,016973	0,084865
Etage 3	3,74	12,143	0,012143	0,060715
Etage 2	3,74	7,568	0,007568	0,03784
Etage 1	3,4	3,677	0,003677	0,018385
RDC	3,4	1,105	0,001105	0,005525

Tableau III.11 : les déplacements horizontaux de chaque niveau « k » suivant y

III.3.9 Justification de la sécurité :

III.3.9.1 Justification vis-à-vis des déformations :(Article 5.1 de RPA99/03)

Les déplacements latéraux relatifs entre un étage et ses étages adjacents, comme calculés, ne doivent pas excéder **1 %** de la hauteur de l'étage, sauf s'il est démontré qu'une tolérance à des déplacements relatifs plus importants est justifiée.

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

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 :

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

Suivant x :

Niveau	h_e	δ_{ex} (mm)	δ_{ex} (m)	$\delta_x(m) = \delta_{ex} * R$	Δx	$0{,}01h_e$	$\Delta x < 0{,}01h_e$
Etage 9	3,74	54,382	0,054382	0,27191	0,030825	0,0374	vérifié
Etage8	3,74	48,217	0,048217	0,241085	0,03231	0,0374	vérifié
Etage 7	3,74	41,755	0,041755	0,208775	0,03369	0,0374	vérifié
Etage 6	3,74	35,017	0,035017	0,175085	0,03449	0,0374	vérifié
Etage 5	3,74	28,119	0,028119	0,140595	0,034045	0,0374	vérifié
Etage 4	3,74	21,31	0,02131	0,10655	0,032545	0,0374	vérifié
Etage 3	3,74	14,801	0,014801	0,074005	0,029235	0,0374	vérifié
Etage 2	3,74	8,954	0,008954	0,04477	0,0236	0,0374	vérifié
Etage 1	3,4	4,234	0,004234	0,02117	0,01496	0,034	vérifié
RDC	3,4	1,242	0,001242	0,00621	0,00621	0,034	vérifié

Tableau III.12 : les déplacements inter-étage suivant x

Suivant y :

Niveau	h_e	δ_{ey} (mm)	δ_{ey} (m)	$\delta_y(m) = \delta_{ey} * R$	Δy	$0{,}01h_e$	$\Delta y < 0{,}01h_e$
Etage 9	3,74	38,241	0,038241	0,19120	0,01755	0,0374	vérifié
Etage8	3,74	34,731	0,034731	0,17365	0,019505	0,0374	vérifié
Etage 7	3,74	30,83	0,03083	0,1541	0,021715	0,0374	vérifié
Etage 6	3,74	26,487	0,026487	0,13243	0,023465	0,0374	vérifié
Etage 5	3,74	21,794	0,021794	0,1089	0,024105	0,0374	vérifié
Etage 4	3,74	16,973	0,016973	0,08486	0,02415	0,0374	vérifié
Etage 3	3,74	12,143	0,012143	0,06071	0,022875	0,0374	vérifié
Etage 2	3,74	7,568	0,007568	0,03784	0,019455	0,0374	vérifié
Etage 1	3,4	3,677	0,003677	0,01838	0,01286	0,034	vérifié
RDC	3,4	1,105	0,001105	0,00552	0,005525	0,034	vérifié

Tableau III.13 : les déplacements inter-étage suivant y

III.3.9.2 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Article 5.9 de RPA 99/03)

L'effet P-Δ constitue un phénomène non linéaire (du deuxième ordre) présent dans chaque structure ou élément soumis à des charges axiales et latérales. Lorsqu'un élément vertical porteur (tel qu'un poteau) de rigidité K et de hauteur H est exposé à une force latérale F, il tend à subir un déplacement Δ au point d'application, générant ainsi un moment à la base selon l'expression :

$$M_A = F.h$$

Cependant, si ce poteau est également soumis à une force axiale P, alors celle-ci engendrera un moment supplémentaire M_P à la base, exprimé par : $M_P = P.\Delta$

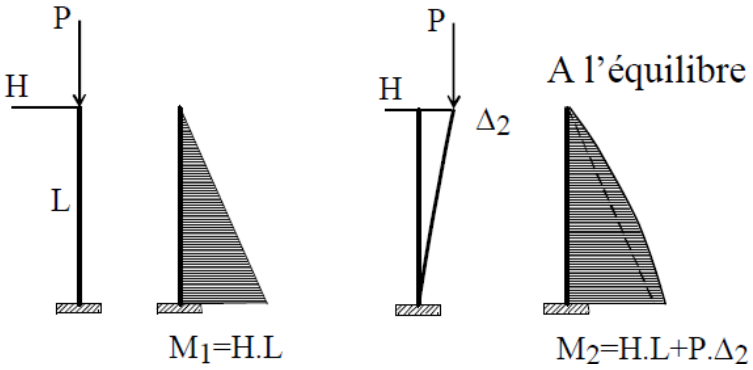


Figure III.12 : Schéma représentatif de l'effet P-Δ

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

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

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

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_x (KN)	Δx (m)	θ	θ <0.1
Etage 9	3,74	2913,1202	377,557	0,030825	0,06	vérifié
Etage8	3,74	5256,9275	583,6482	0,03231	0,08	vérifié
Etage 7	3,74	7600,7349	737,3024	0,03369	0,09	vérifié
Etage 6	3,74	9944,5423	857,1741	0,03449	0,09	vérifié
Etage 5	3,74	12370,1005	965,475	0,034045	0,1	vérifié
Etage 4	3,74	14795,6588	1074,6299	0,032545	0,1	vérifié
Etage 3	3,74	17221,2171	1177,8144	0,029235	0,095	vérifié
Etage 2	3,74	20093,1173	1277,2484	0,0236	0,09	vérifié
Etage 1	3,4	22830,714	1351,2493	0,0146	0,07	vérifié
RDC	3,4	25674,1653	1411,5426	0,00621	0,03	vérifié

Tableau III.14 : justification vis-à-vis de l'effet P.Δ suivant x

ETAGES	h_k (m)	P_k (KN)	V_y (KN)	Δy (m)	θ	θ <0.1
Etage 9	3,74	2913,1202	325,4618	0,01755	0,04	vérifie
Etage8	3,74	5256,9275	528,4769	0,019505	0,05	vérifie
Etage 7	3,74	7600,7349	686,3244	0,021715	0,06	vérifie
Etage 6	3,74	9944,5423	817,2129	0,023465	0,08	vérifie
Etage 5	3,74	12370,1005	932,8802	0,024105	0,09	vérifie
Etage 4	3,74	14795,6588	1038,3809	0,02415	0,09	vérifie
Etage 3	3,74	17221,2171	1129,3192	0,022875	0 ,09	vérifie
Etage 2	3,74	20093,1173	1212,7342	0,019455	0,09	vérifie
Etage 1	3,4	22830,714	1274,0986	0,01286	0 ,07	vérifie
RDC	3,4	25674,1653	1323,1331	0,005525	0,03	vérifie

Tableau III.15 : justification vis-à-vis de l'effet P.Δ suivant y

III.3.9.3 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.3.9.4 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

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

Suivant x :

Niveau	h_e	$h_{e_{cum}}$	F_x	M_{renv}
Etage 9	3,74	36,72	355,96	13070,8512
Etage8	3,74	32,98	257,23	8483,4454
Etage 7	3,74	29,24	228,06	6668,4744
Etage 6	3,74	25,5	198,89	5071,695
Etage 5	3,74	21,76	175,64	3821,9264
Etage 4	3,74	18,02	145,45	2621,009
Etage 3	3,74	14,28	115,26	1645,9128
Etage 2	3,74	10,54	100,73	1061,6942
Etage 1	3,4	6,8	61,95	421,26
RDC	3,4	3,4	32,17	109,378
			Somme	42975,6464

Tableau III.16 : Calcul des moments de renversement suivant x

Suivant y :

Niveau	h_e	$h_{e_{cum}}$	F_y	M_{renv}
Etage 9	3,74	36,72	333,613845	12250,3004
Etage8	3,74	32,98	241,076879	7950,715482
Etage 7	3,74	29,24	213,738264	6249,706845
Etage 6	3,74	25,5	186,399649	4753,191049
Etage 5	3,74	21,76	164,609001	3581,891864
Etage 4	3,74	18,02	136,316829	2456,429259
Etage 3	3,74	14,28	108,024657	1542,592101
Etage 2	3,74	10,54	94,4045537	995,023996
Etage 1	3,4	6,8	58,0579063	394,7937628
RDC	3,4	3,4	30,1514151	102,5148114
			Somme	40277,15957

Tableau III.17 : Calcul des moments de renversement suivant-Y

Sens	W_{tot}(KN)	L(m)	M_{st} (KN.m)	M_{renv} (KN.m)	M_{st} /M_{renv}	Vérification ≥ 1.5
Sens x	25674.17	23,85	306164.4773	42975.6464	7.12	Vérifié
Sens y	25674.17	11.25	144417.2063	40277,15957	3,59	Vérifié

Tableau III.18 : vérification de la stabilité au renversement

Remarque :

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

Résultat : structure stable vis-à-vis du renversement.

III.4 Centre de masse et de rigidité de la structure :

Niveau	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Etage 9	15,0417	7,7885	14,7071	8,517
Etage 8	14,9272	7,9679	14,5916	8,4796
Etage 7	14,9272	7,9679	14,4121	8,4105
Etage 6	14,9272	7,9679	14,2095	8,3342
Etage 5	14,9107	7,986	13,9864	8,2688
Etage 4	14,8989	8,0044	13,718	8,2182
Etage 3	14,8989	8,0044	13,4346	8,1702
Etage 2	14,0314	7,297	13,1878	8,1375
Etage 1	13,949	7,3465	13,0415	8,1409
RDC	13,9454	7,3491	12,9074	8,1697

Tableau III.19 : Centre de masse et de rigidité de chaque étage

III.4 Conclusion :

Dans ce chapitre consacré à l'étude sismique conformément au RPA99/2003, nous avons examiné en détail deux approches couramment utilisées : la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, incluant l'analyse modale. Ces méthodes ont été employées pour évaluer le comportement sismique de la structure étudiée.

Pour cette analyse, le logiciel ETABS a été utilisé pour la modélisation de la structure et la réalisation d'analyses sismiques approfondies. Grâce à ses fonctionnalités avancées, nous avons pu considérer les caractéristiques de masse, de rigidité, d'amortissement, ainsi que les interactions entre les divers éléments structuraux. Cela a permis d'obtenir des résultats précis et fiables concernant le comportement sismique de la structure.

En complément des analyses effectuées avec ETABS, des calculs manuels ont été entrepris pour vérifier les résultats obtenus. Cette approche a renforcé notre compréhension des principes fondamentaux de l'analyse sismique et a validé la cohérence des résultats des deux méthodes.

Le respect des articles et des directives du RPA99/2003 s'est avéré essentiel pour assurer la conformité de la structure aux normes de sécurité parasismique. En suivant ces recommandations, nous avons pu évaluer la capacité de la structure à résister aux charges sismiques et prendre les mesures nécessaires pour accroître 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 permet d'évaluer les risques sismiques et de mettre en place des mesures préventives pour renforcer la résistance des bâtiments.

CHAPITRE IV

ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

« ANALYSE PUSHOVER »

IV.1 Introduction :

La prévision et l'estimation des dommages représentent un aspect crucial du génie parasismique, fournissant un aperçu des dommages potentiels qu'une structure pourrait subir lors d'un séisme à venir, ainsi que des éléments susceptibles d'être affectés. L'évaluation des demandes et des capacités sismiques est d'une importance capitale dans la conception parasismique des structures, ainsi que dans l'analyse de la vulnérabilité des structures existantes. Cela nécessite l'utilisation de méthodes de calcul prenant en considération le comportement post-élastique afin de mieux prévenir les effets des forces sismiques.

Les méthodes linéaires élastiques traditionnelles se révèlent souvent insuffisantes car elles ne reflètent pas fidèlement le comportement réel de la structure. Pour remédier à cela, les courbes de capacité sont un outil performant largement utilisé dans ce domaine. Ces courbes décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommage causé par un séisme donné. Elles reposent sur des procédures d'analyse statique non linéaire, offrant ainsi une perspective plus précise et détaillée des performances sismiques des structures.

- **Les niveaux de performances structurelles :**

Le niveau de performance, tel que défini par l'ATC-40 (Applied Technology Council) pour l'évaluation sismique et la rénovation des bâtiments en béton, représente l'état dans lequel une structure se trouve après avoir été exposée à un séisme d'une intensité spécifique. En d'autres termes, il s'agit de la limite supérieure des dommages tolérables dans une structure suite à une certaine menace sismique.

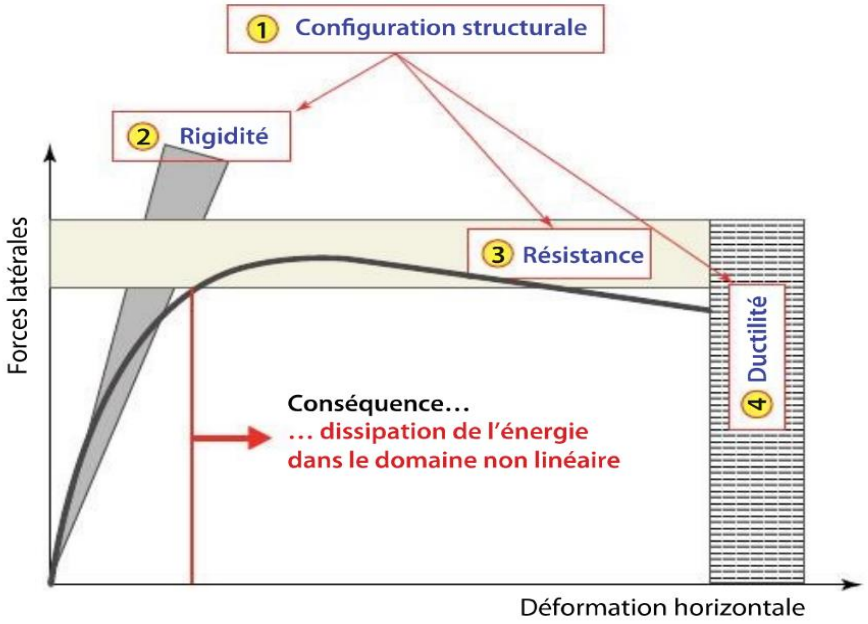
Les niveaux de performance structurelle se décomposent comme suit :

- Niveau **IO** (début d'exploitation) : Ce niveau indique que les dommages subis par la structure après le séisme sont minimes. Les systèmes de résistance aux forces horizontales et verticales de la construction conservent généralement leur résistance et rigidité initiales.
- Niveau **LS** (état d'exploitation sécuritaire) : À ce niveau, les dommages à la structure après le séisme sont significatifs, mais il reste une marge de résistance à l'effondrement. Certains éléments et composants structurels sont considérablement endommagés, entraînant des chutes de débris importantes à l'intérieur et à l'extérieur du bâtiment.
- Niveau **CP** (état des dommages critiques) : Ce niveau indique que la structure est menacée d'un effondrement partiel ou total. Il est caractérisé par des dommages importants aux éléments structurels et non structurels, avec une probabilité élevée de dégradation significative de la rigidité des systèmes de résistance aux charges latérales, tout en conservant une faible marge de résistance à l'effondrement.

IV.2 Définition de l'analyse Pushover :

Le nom de pushover vient du fondement de la méthode qui consiste dans l'application d'une suite de calculs statiques non linéaires représentant l'action d'une force croissante (poussée progressive) cohérente avec le comportement modal de la structure, pour atteindre le déplacement maximal attendu, le déplacement « cible » ou point de fonctionnement correspondant à un état d'endommagement plastique considéré comme représentant la limite de ce qui est acceptable pour la sécurité.

La méthode pushover tente d'apporter une évaluation raisonnable de la ductilité effectivement développée dans la structure et de quantifier rationnellement la diminution des efforts sismiques perçus par la structure. La méthode permet également de vérifier l'homogénéité en résistance de la structure et réaliser des optimisations à partir de la configuration structurale.



Figue IV.1 : Pushover, ou à la recherche des quatres vertus de la construction parasismique

IV.2.1 But de l'analyse Pushover :

La méthode pushover est une méthode de calcul statique non linéaire, qui permet de vérifier la compatibilité du dimensionnement d'un ouvrage (capacité en résistance et en déformation) au regard de la force sismique qui lui est appliquée. Cette compatibilité est démontrée par l'existence d'un point de fonctionnement situé à l'intersection de la courbe de capacité et du spectre de demande sismique correspondant à un amortissement possible (amortissement demandé = amortissement capable). Ce point de fonctionnement informe sur l'état de la structure. Plus le point de fonctionnement conduit à solliciter la structure au-delà de sa limite de comportement linéaire, plus la Structure dissipe de l'énergie. L'énergie dissipée peut être traduite en un amortissement équivalent employé pour la réactualisation du spectre de chargement sismique. L'évolution de cet amortissement ralentit quand on converge vers le point de fonctionnement du système statique équivalent.

Finalement, le pushover peut être aussi un calcul de rebouclage à partir de l'ouvrage, tel que construit (qualité du béton, joints de reprise, tolérances, visibilité d'éventuels défauts, etc.) et permettra d'identifier, en cas de doutes, les réserves de résistance (les marges).

Il pourra guider l'ingénieur dans la mise au point des projets de diagnostic et confortement parasismiques.

IV.2.2 Avantages de l'analyse Pushover :

L'analyse Pushover fournit des informations sur de nombreuses caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique ou dynamique linéaire. Voici quelques exemples de telles caractéristiques :

- Les demandes réalistes de forces dans les éléments, telles que les forces axiales dans les poteaux, les forces dans les connexions des contreventements, les moments dans les connexions poteaux-poutres et le cisaillement dans les poutres épaisses.
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement afin de dissiper l'énergie sismique.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- L'identification des zones critiques où les demandes en déformations sont susceptibles d'être élevées et qui nécessitent une attention particulière lors de la conception.
- L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation résultant de modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux tenant compte des discontinuités des résistances ou des rigidités, utiles pour contrôler les dommages et évaluer l'effet P-Δ.

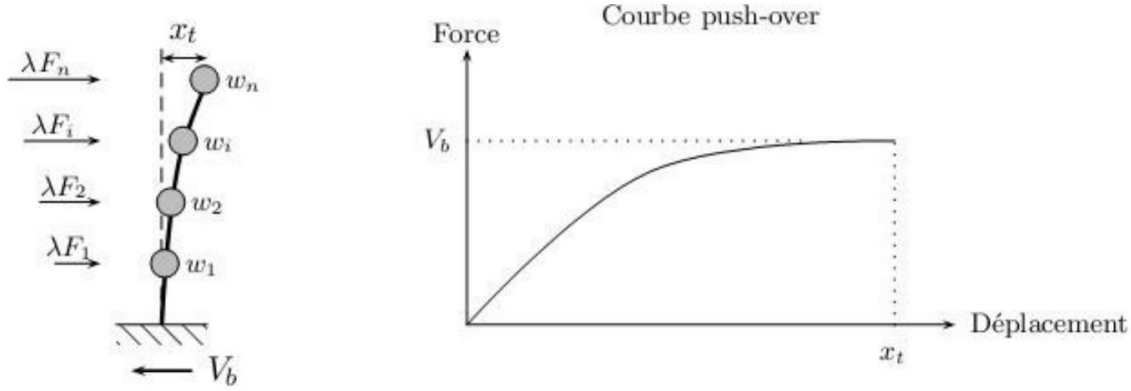


Figure IV.2 : Signification physique de la courbe pushover

IV.2.3 Principe et fondement théorique de l'analyse Pushover :

L'analyse statique Pushover repose sur l'hypothèse selon laquelle la réponse de la structure peut être décrite par celle d'un système équivalent à un seul degré de liberté (1DDL). Cette hypothèse implique que la réponse de la structure est dominée par un seul mode, supposé constant tout au long de l'évolution de la réponse.

Les recherches menées par Chopra [1995], Fajfar [1999], Krawinkler [1988 – 1995], Priestley 1996 et d'autres dans ce domaine ont démontré que ces hypothèses conduisent à des prédictions assez précises pour évaluer la réponse sismique des structures à plusieurs degrés de liberté.

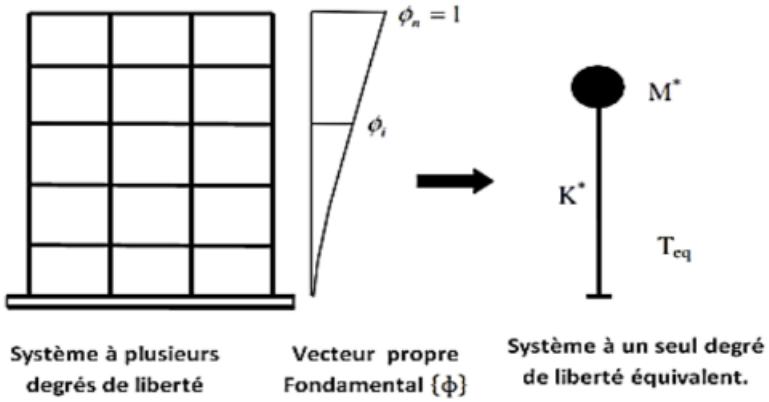


Figure IV.3 : Diagramme conceptuel pour la transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

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 amortissent 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 {φ} qui reste constant durant toute l'analyse.

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

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

En substituant (Eq IV.2) dans l'équation (Eq IV.1) et en multipliant par $\{\varphi\}^T$ nous obtenons :

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

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

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

Et alors, le remplacement de {Δ} dans (Eq IV.3) en utilisant l'équation (Eq IV.4), 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 :

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

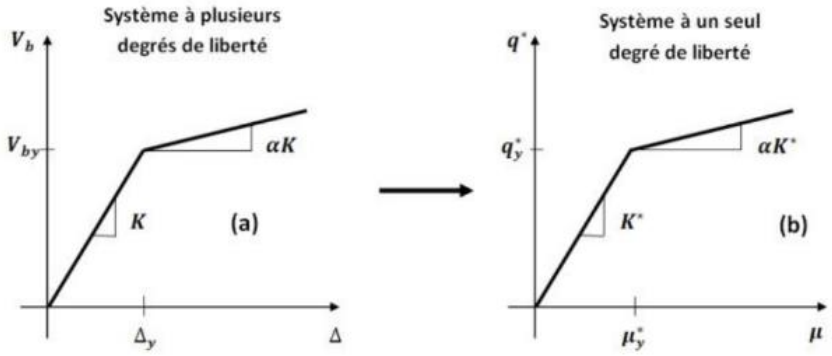


Figure IV.4 : caractéristiques force-déplacement de système à plusieurs degrés de liberté et de système à un seul degré de liberté équivalent

En supposant que le vecteur propre {φ} est connu, les caractéristiques force/déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation q*- u*) peuvent être déduites des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté. Cette analyse produit un diagramme (Effort tranchant à la base - déplacement au sommet) illustrant la courbe de capacité, comme indiqué sur la figure (IV.4).

Pour déterminer la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire (Vb – Δ) doit être représenté par une relation bilinéaire. Cette relation définit une résistance plastique Vby, une rigidité élastique effective Ke = $V_{by}/\Delta y$ et une rigidité raidie ou adoucie $K_s = \alpha.K_e$ pour la structure.

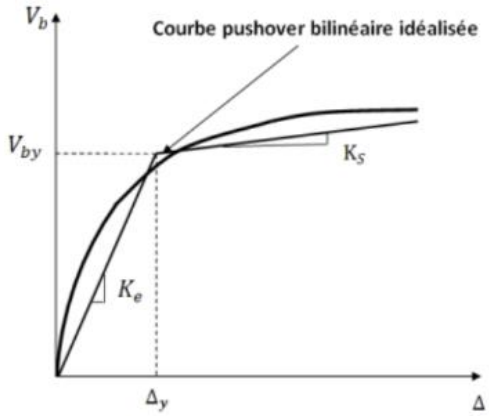


Figure IV.5 : courbe pushover bilinéaire idéalisée

La courbe bilinéaire simplifiée (effort tranchant à la base - déplacement au sommet) est nécessaire pour déterminer les caractéristiques du système à un seul degré de liberté équivalent.

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

$uy^* = \frac{\{\varphi\}^T M\{\varphi\}}{\{\varphi\}^T M\{1\}} \Delta y$ (Eq IV.9) ; $qy^* = \{\varphi\}^T qy$ (Eq IV.10)

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

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

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* uy^*}{qy^*}} \quad \text{(Eq IV.11)}$$

L'analyse Pushover est poursuivie jusqu'à ce qu'un déplacement cible soit atteint, à partir duquel la performance sismique du bâtiment est évaluée.

Ce déplacement cible est une estimation du voyage global prévu du bâtiment en réponse à une force sismique de conception. Il peut être estimé en appliquant des méthodes Pushover définies dans des réglementations sismiques récentes.

IV.2.4 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 :

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

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 f_s est la force de résistance du système élasto-plastique. $f_s = K.u$: Pendant le chargement et le déchargement élastique et $f_s = f_y$: 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.

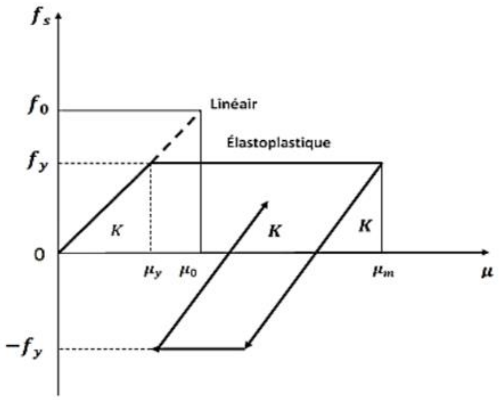


Figure IV.6 : la relation force-déformation du système élasto-plastique

La proportion entre la déformation inélastique maximale $u_m$et la déformation élastique maximale u_0 en supposant que les vibrations linéaires 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 dénoté par C_u ;

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

IV.2.5 Procédures d'exécution de l'analyse pushover :

La méthode Pushover suit les étapes générales suivantes :

1. Création d'un modèle non linéaire de la structure.
2. Application de la charge gravitationnelle pour déterminer les déplacements nodaux initiaux et les forces internes.
3. Application d'une charge latérale suffisante pour initier la première rotule plastique.
4. Prise en compte des nouveaux déplacements nodaux et des forces internes pour le calcul de l'étape suivante.
5. Ajustement de la rigidité structurelle et représentation de la nouvelle déformation (plastification).
6. Répétition des étapes 3 à 5 jusqu'à ce que la charge de ruine ou le déplacement cible (effondrement de la structure) soit atteint.

IV.3 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 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, tandis que la demande sismique est représentée par sa courbe de spectre de réponse.

Ces deux courbes sont tracées sur un graphique utilisant les mêmes coordonnées dans le format ADRS (Accélération-Déplacement-Spectre de réponse), où Sa représente la pseudo-accélération spectrale et S_d le déplacement spectral.

L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande permet d'approcher la performance prévue et les réponses maximales de la structure lors d'un séisme donné. Cette approche graphique illustre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique.

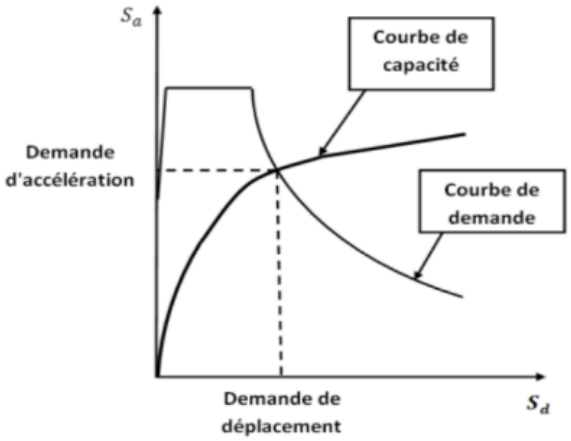


Figure IV.7 : représentation graphique de la méthode de spectre de capacité

La méthode N2 :

Le développement de la méthode N2 a débuté dans les années 80, avec une idée fondatrice initiée par Saidii et Sozan. Cette approche 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 du spectre de capacité, qui repose sur l'utilisation de spectres élastiques avec un amortissement visqueux équivalent, la méthode N2 utilise des spectres inélastiques afin d'éviter les itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse requises.

En général, la méthode N2 est adaptée aux structures dominées par le premier mode. Si elle est basée sur des spectres de réponse inélastiques, la méthode N2 est considérée similaire à la méthode du spectre de capacité.

La méthode de coefficient du déplacement de FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency) :

La méthode du coefficient du déplacement se distingue de la méthode du spectre de capacité et de la méthode N2 (EUROCODE 08) dans l'évaluation du déplacement cible, car elle ne nécessite pas de conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.

La méthode du coefficient du déplacement, proposée dans FEMA-356, estime le niveau de performance structural en termes de déplacement cible, qui représente le déplacement maximal prévu au sommet de la structure. Ce déplacement cible dans FEMA-356 est défini 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 : $\mathbf{T_e}$ est la période fondamentale effective en (s) du bâtiment dans la direction étudiée, $\mathbf{S_a}$ 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-356.

IV.4 Application au cas d'étude :

IV.4.1 Modélisation et définition du comportement non linéaire de la structure :

Suite à la modélisation détaillée de la structure à l'aide du logiciel ETABS, décrite dans le chapitre III, les éléments structuraux ont été représentés par des éléments présentant des propriétés élastiques linéaires.

IV.4.1.1 Définition de comportement non linéaire pour les poteaux et les poutres :

Pour représenter le comportement non linéaire des éléments poteaux et poutres, nous avons adopté l'approche de modélisation des rotules plastiques, également connue sous le nom d'approche de non-linéarité concentrée **« Plastic Hinges Approach »**. Dans ce modèle, la non-linéarité du matériau est localisée aux extrémités de l'élément de portique, appelée zone de rotule plastique. Cette approche implique l'utilisation d'un élément-poutre flexible associé à deux ressorts non linéaires, chacun situé à une extrémité de la poutre. Ces ressorts sont liés par des relations moment-rotation prédéterminées, appliquées 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, telle que proposée par l'ATC-40 :

$$\theta_p = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \times I_p.$$

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

IV.4.1.2 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.

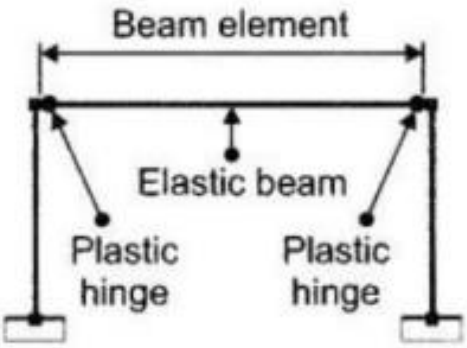


Figure IV.8 : Rotules plastique dans les poutres

Dans notre modèle sur ETABS, nous avons automatiquement défini les rotules plastiques de flexion de type M3 dans les poutres, en utilisant les spécifications de l'ASCE 41-17

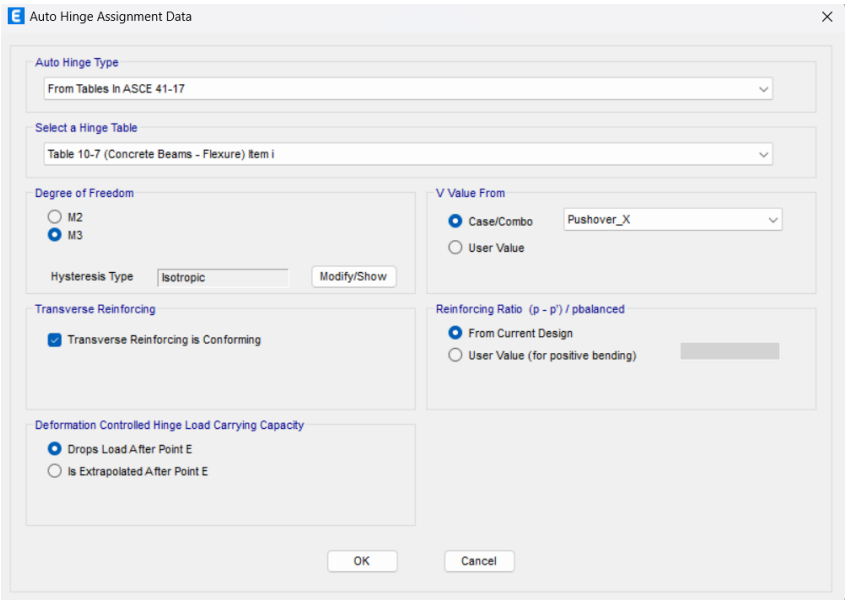


Figure IV.9 : Définition automatique des rotules plastique de type M3 pour les poutres sur ETABS

IV.4.1.3 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 illustré sur la figure. Dans notre modèle sur ETABS, nous avons défini automatiquement les rotules plastiques de type P-M2-M3 dans les poteaux, en utilisant les spécifications de l'ASCE 41-17.

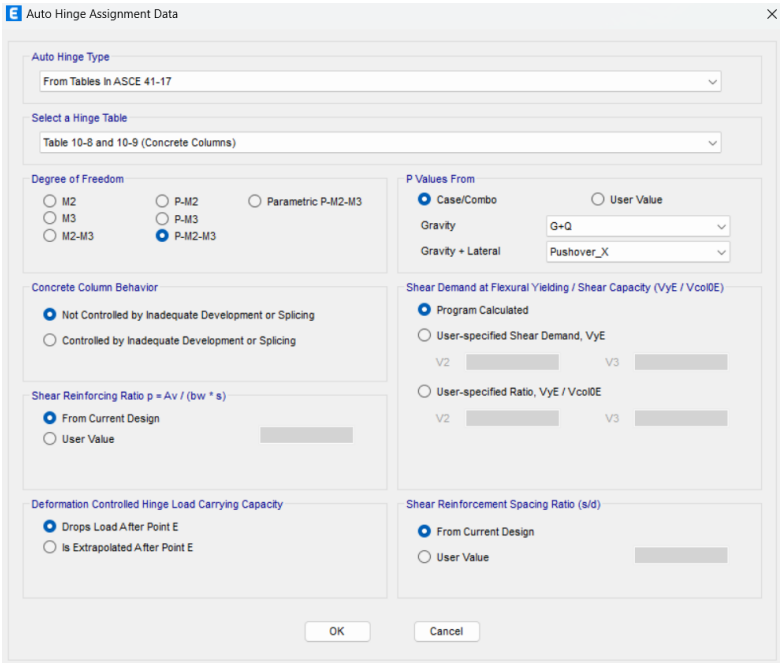


Figure IV.10 : Définition automatique des rotules plastique de type P-M2-M3 pour les poteaux sur ETABS

IV.4.1.4 Définition de comportement non linéaire pour les voiles :

Pour la modélisation non-linéaire des voiles, nous avons adopté l'approche du modèle de fibres.

Approche du modèle de fibres (plasticité distribuée) :

La description du comportement non élastique des éléments en béton armé est plus précise avec les modèles de plasticité distribuée. Dans cette approche, les caractéristiques non linéaires des matériaux peuvent apparaître à n'importe quelle section de l'élément. Le comportement global de l'élément est alors déterminé par intégration numérique de la réponse des sections. Avec l'intégration numérique, seul le comportement des sections choisies aux points d'intégration peut être contrôlé. Une méthode efficace pour calculer la réponse de la section consiste à discrétiser la section transversale en petites zones, chacune étant associée au comportement non linéaire uni axial du matériau. Cette méthode est connue sous le nom de modèle de fibres.

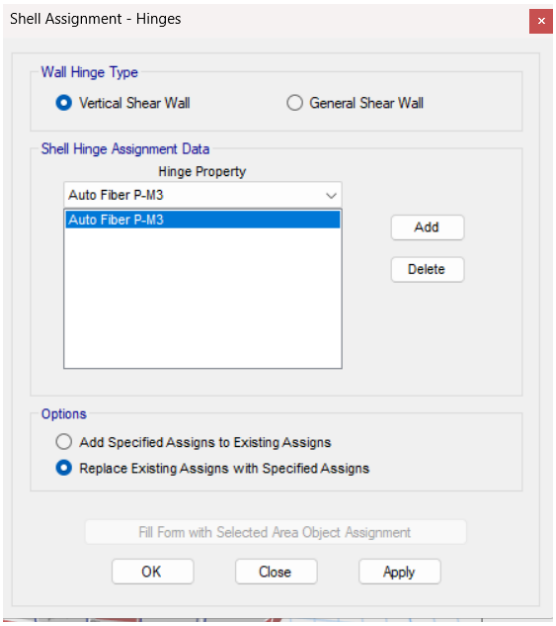


Figure IV.11 : Définition automatique des rotules en fibre de type fiber –P-M3 pour les voiles sur ETABS

IV.4.1.5 Définition de la non-linéarité des matériaux : (Loi de comportement)

Béton :

La loi de comportement du béton non confiné est déterminée en utilisant le modèle de « Mander» tel que défini par ETABS, à partir des données suivantes : la résistance maximale du béton (f_c = 25 MPa), le module d'élasticité (E = 32164.2 MPa) et le coefficient de Poisson (v = 0.4). Ce modèle de Mander prend en compte la résistance à la traction du béton.

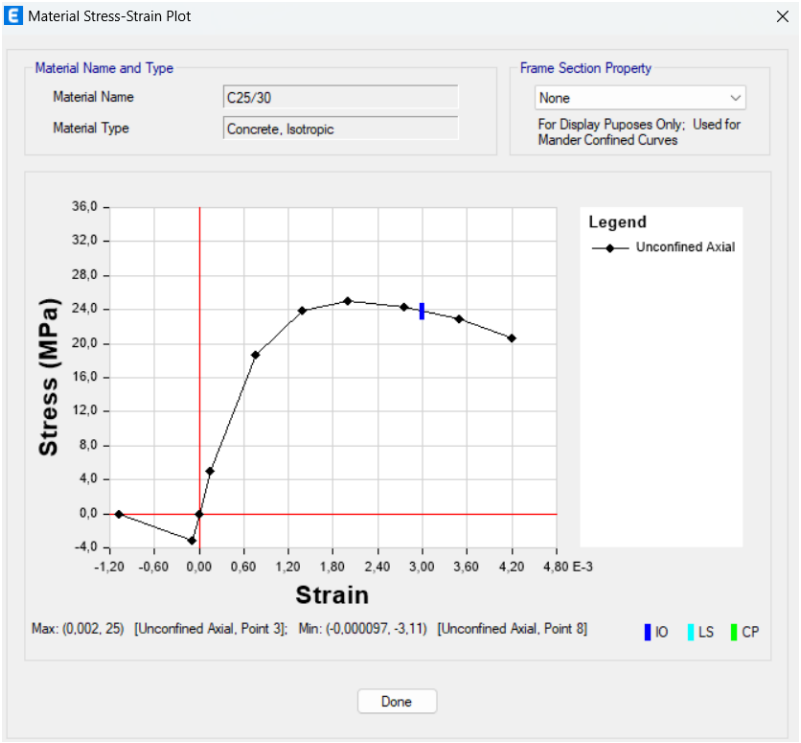


Figure IV.12 : la loi de comportement du béton non confiné

Acier :

La loi de comportement de l'acier est déterminée en utilisant le modèle simple défini par ETABS, à partir des données.

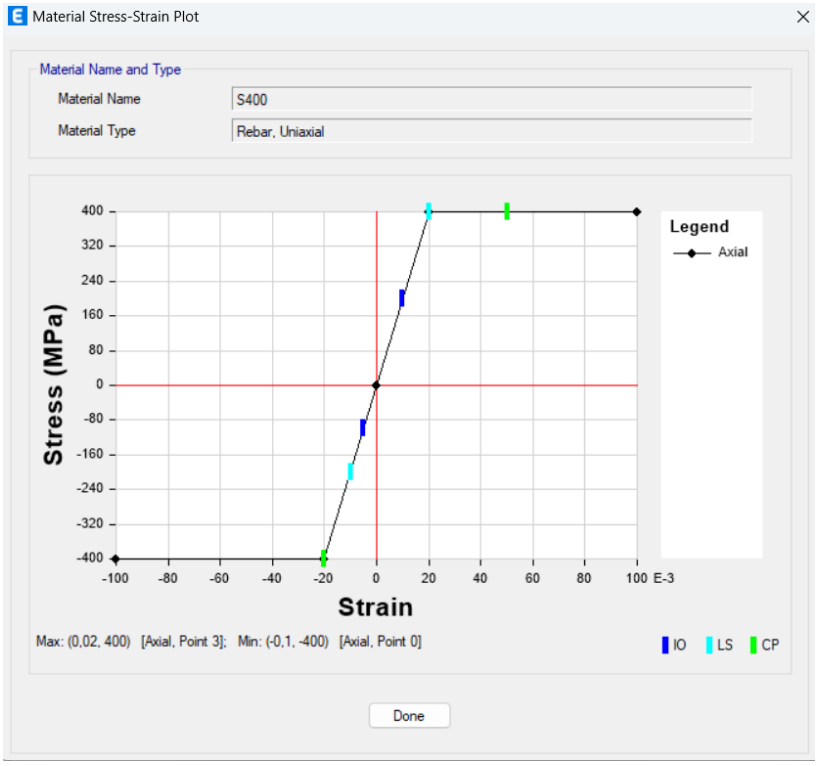


Figure IV.13 : la loi de comportement d'acier

IV.4.2 Définition du chargement pour l'analyse pushover :

Après avoir caractérisé le comportement non linéaire des éléments structuraux, nous abordons la définition du chargement pour l'analyse pushover. Cette méthode implique l'application progressive d'une distribution de forces latérales à la structure jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne une valeur cible.

IV.4.2.1 Définition du chargement gravitaire non linéaire :

Le chargement appliqué correspond à la combinaison recommandée par le RPA99/2003 pour évaluer les charges sismiques (G+0.2Q).

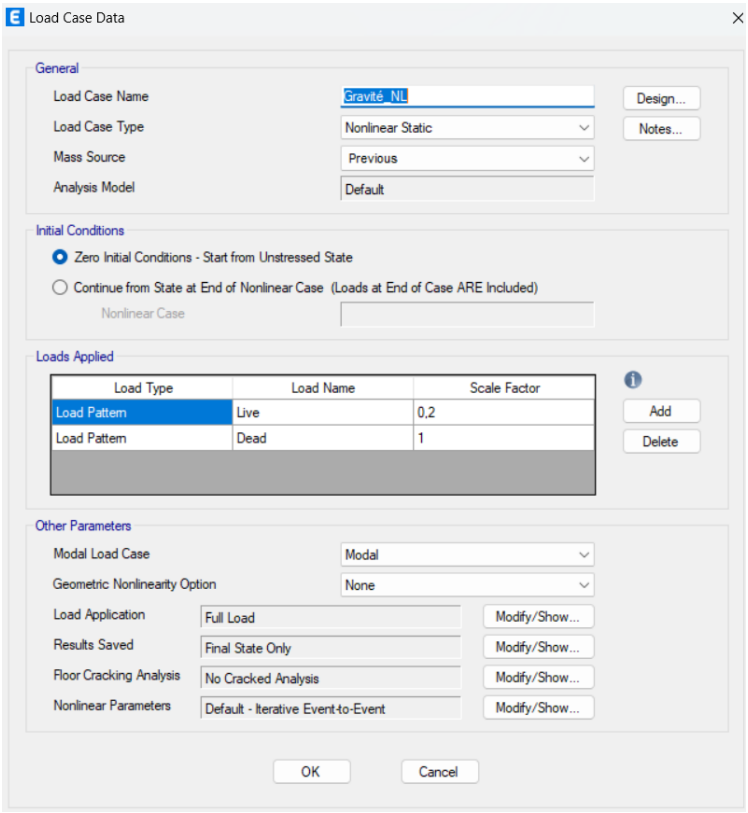


Figure IV.14 : Définition du cas de chargement sous charges gravitaires non linéaires

IV.4.2.2 Définition du chargement sous les forces horizontales :

La répartition des charges horizontales est un aspect crucial de la méthode pushover, car elle repose sur l'hypothèse que la réponse est principalement contrôlée par un unique mode de vibration, dont la forme reste constante tout au long de l'excitation sismique. Les charges horizontales seront appliquées de manière incrémentielle après le chargement gravitaire non linéaire.

Voici un exemple de définition du cas de chargement selon l'axe (x) :

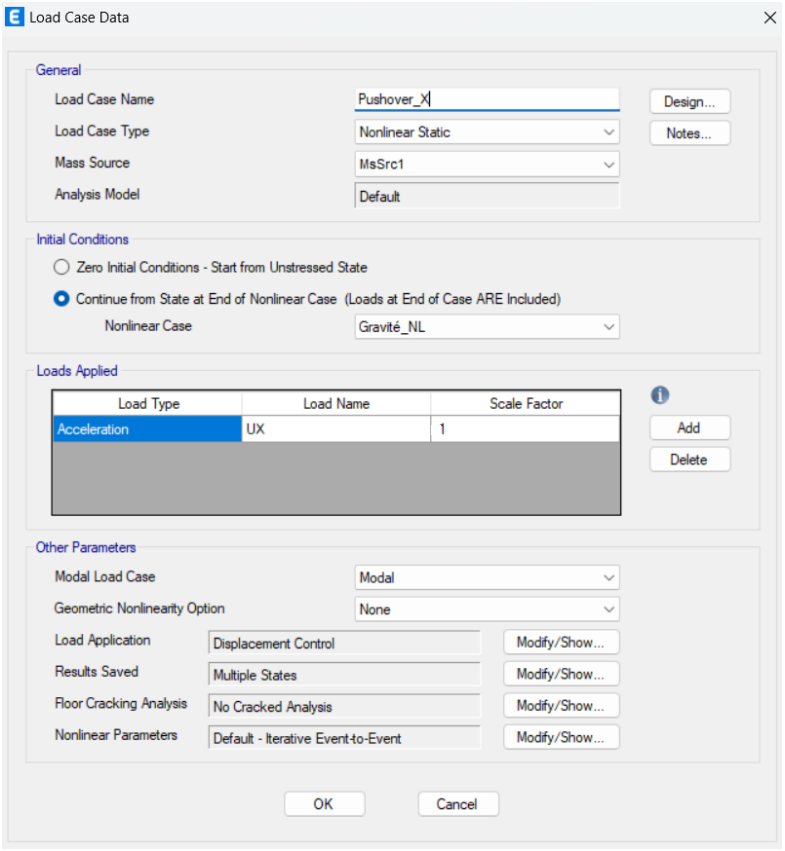


Figure IV.15 : Définition du cas de chargement sous les forces horizontales

L'analyse est menée en mode « Déplacement contrôlé », avec le logiciel définissant par défaut la valeur cible du déplacement en fonction de la hauteur de la structure.

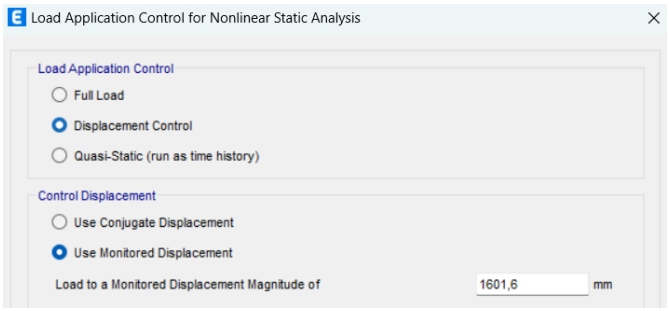


Figure IV.16 : Affectation en mode « déplacement contrôlé » sur Etabs

IV.4.2.3 Résultats de l'analyse Pushover :

Pour le sens x :

- **Courbe Pushover de la structure :**

La courbe de capacité illustre la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment (Vb-Δ). Elle est établie en suivant chronologiquement la formation des rotules plastiques.



Figure IV.17 : Courbe Pushover de la structure suivant le sens x

IV.5 Procédure de l'ASCE 41-13 NSP (« Displacement modification ») :

La méthode du coefficient de déplacement utilisée par l'ASCE 41-13 estime le point de performance structurel en termes de déplacement cible, représentant le déplacement maximal prévu au sommet. Le déplacement cible est calculé selon la formule (7-28) de l'article 7.4.3 de l'ASCE 41-13, dans la section "Non Linear Static Procedures (NSP)" :

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

Où :

T_e : représente la période fondamentale effective du bâtiment dans la direction considérée (en secondes).

S_a : est l'accélération du spectre de réponse (en m/s^2).

g : est l'accélération de la pesanteur.

Les facteurs correctifs C_0, C_1 et C_2 sont des paramètres dépendant du site, de la période, de la masse, de la demande sismique et du mode de chargement

- Transformation du système à plusieurs degrés de liberté en système à un seul degré de liberté

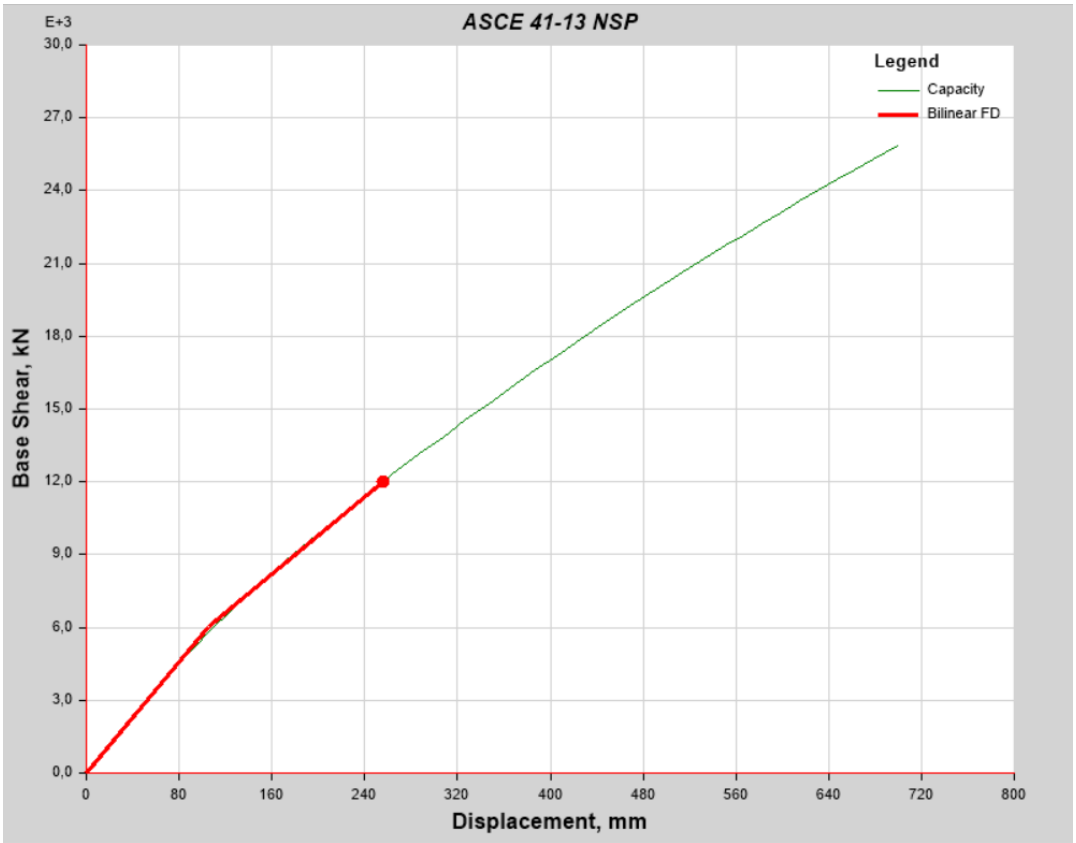


Figure IV.18 : courbe bilinéaire idéalisée suivant x

Résultats obtenus :

C_0 = 1.514106 ; C_m = 1

C_1 = 1 ; S_a = 0.54163g

C_2 = 1 ; T_e = 1.179 sec

Le déplacement cible calculé : **0.28134 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 = 0.104 m**

L'effort tranchant élastique à la base de la structure : **V_e = 3695.4248 KN**

Alors, La rigidité élastique effective K_e :

$$K_e = \frac{V_e}{D_e} = \frac{3695.4248}{0{,}104} = \mathbf{35532.93077\ KN/m}$$

Le déplacement limite plastique de la structure : **D_p = 0.28134 m**

L'effort tranchant plastique à la base de la structure : **V_p = 5895.8644 KN**

$$K_p = \frac{V_p - V_e}{D_p - D_e} = \frac{5895.8644 - 3695.4248}{0.28134 - 0.104} = \mathbf{12408.02752\ KN/m}$$

IV.6 Demande de ductilité (μ_x) :

Lorsqu'une structure est soumise à un tremblement de terre intense, ses éléments subissent des déformations importantes. Si ces éléments manquent de ductilité, cela peut entraîner des dommages et même la destruction de la structure.

La ductilité, qui représente la capacité de déformation, est un concept crucial en ingénierie sismique, souvent considéré comme l'un des paramètres les plus critiques pour évaluer la performance sismique des structures.

Dans cette étude, le rapport de ductilité est utilisé comme indicateur pour quantifier la capacité de ductilité. Ainsi, les déformations inélastiques des éléments sont mesurées en termes de rapport de ductilité d'élément. Ce rapport est défini comme le quotient entre le déplacement total maximal et le déplacement limite élastique au sommet de la structure, selon la relation suivante :

$$\mu_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_e} = \frac{0.28134}{0.104} = \mathbf{2.705}$$

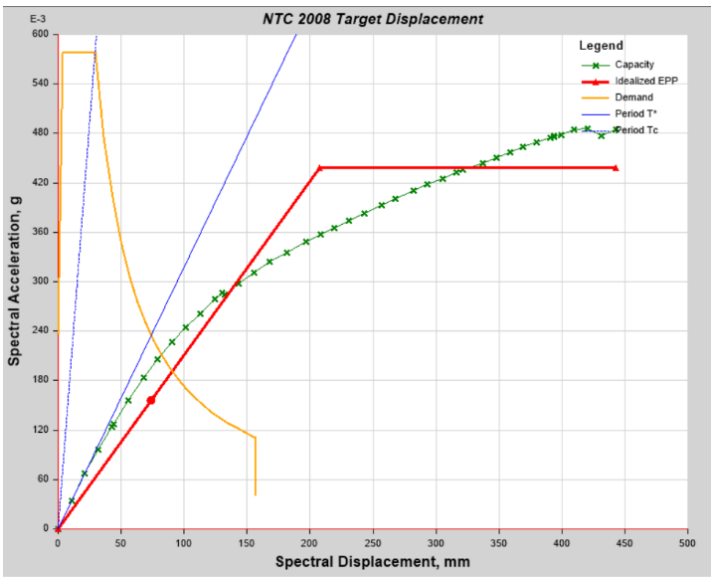


Figure IV.19 : courbes significatifs de pushover

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 ce qui concerne les rigidités :

On a observé une dégradation de 65 % de la rigidité en passant du domaine élastique au domaine plastique.

- Pour ce qui est des déplacements au sommet :

Une augmentation de 2,7 fois la capacité du déplacement au sommet a été constatée en passant du domaine élastique au domaine plastique.

- Quant aux efforts tranchants à la base :

Une augmentation de 59 % de la capacité de l'effort tranchant maximal à la base a été enregistrée en passant du domaine élastique au domaine plastique.

IV.7 Procédure de FEMA 440 (« Équivalent Linearization ») :

Dans les techniques de linéarisation équivalente, l'hypothèse de base est que la déformation maximale inélastique 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 ceux du système non linéaire.

La méthode de 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. Puisque la période équivalente et l'amortissement varient en fonction du déplacement, la solution pour déterminer le déplacement inélastique maximal (c'est-à-dire le point de performance) est itérative.

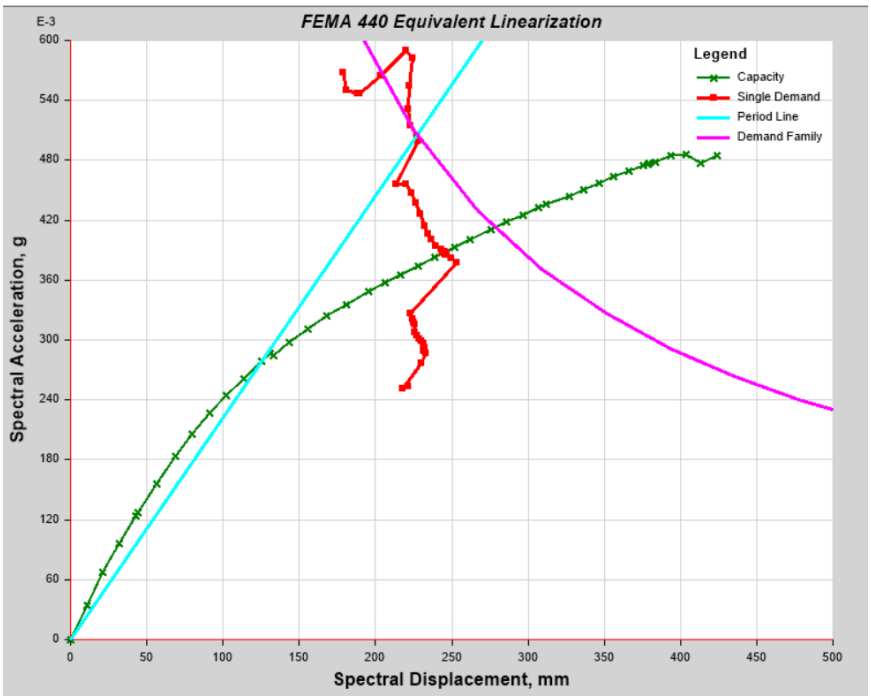


Figure IV.20: FEMA440 equivalent linearization suivant x

Résultats obtenus :

- Le déplacement cible trouvé : **0.375 m**
- L'effort tranchant : **6708.9113 KN**
- Accélération spectrale : **0.388 m/s^2**
- Déplacement spectrale : **0.245 m**
- La période sécante : **1.594 sec**
- La période effective : **1.925 sec**
- Demande de ductilité : **3.707**
- L'amortissement équivalent : **19.1 %**

Suivant le sens Y :

- La courbe pushover de la structure suivant y :



Figure IV.21 : Courbe Pushover de la structure suivant le sens y

- Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un seul degré de liberté

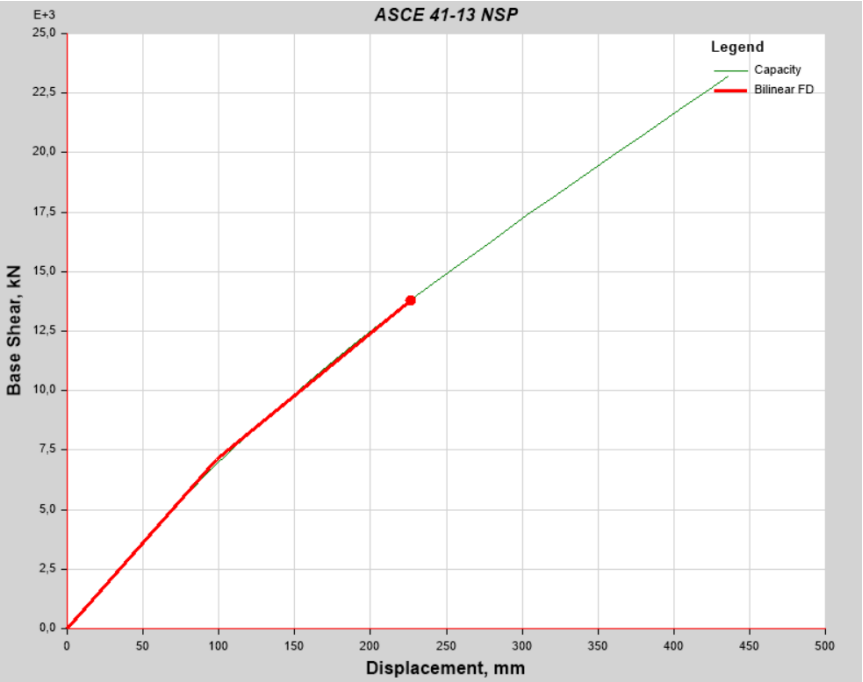


Figure IV.22 : Courbe bilinéaire idéalisée suivant y

C_0 = 1.36084 ; C_m = 1

C_1 = 1.047609 ; S_a = 0.639761g

C_2 = 1 ; T_e = 0.998 sec

Le déplacement cible calculé : **0.224 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 : $\mathbf{D_e = 0.0826\ m}$

L'effort tranchant élastique à la base de la structure : $\mathbf{V_e = 5808.5134\ KN}$

Alors, La rigidité élastique effective K_e :

$$K_e = \frac{V_e}{D_e} = \frac{5808.5134}{0{,}0826} = \mathbf{70320.98547\ KN/m}$$

Le déplacement limite plastique de la structure : $\mathbf{D_p = 0.224\ m}$

L'effort tranchant plastique à la base de la structure : $\mathbf{V_p = 12908.6918\ KN}$

$$K_p = \frac{V_p - V_e}{D_p - D_e} = \frac{12908.6918 - 5808.5134}{0.224 - 0.0826} = \mathbf{50213.42574\ KN/m}$$

La demande de ductilité :

$$\mu_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_e} = \frac{0.224}{0.0826} = \mathbf{2.712}$$

Interprétation des résultats :

- En ce qui concerne les rigidités :

On a observé une dégradation de 29 % de la rigidité en passant du domaine élastique au domaine plastique.

- Pour ce qui est des déplacements au sommet :

Une augmentation de 2,71 fois la capacité du déplacement au sommet a été constatée en passant du domaine élastique au domaine plastique.

- Quant aux efforts tranchants à la base :

Une augmentation de 45 % de la capacité de l'effort tranchant maximal à la base a été enregistrée en passant du domaine élastique au domaine plastique.

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

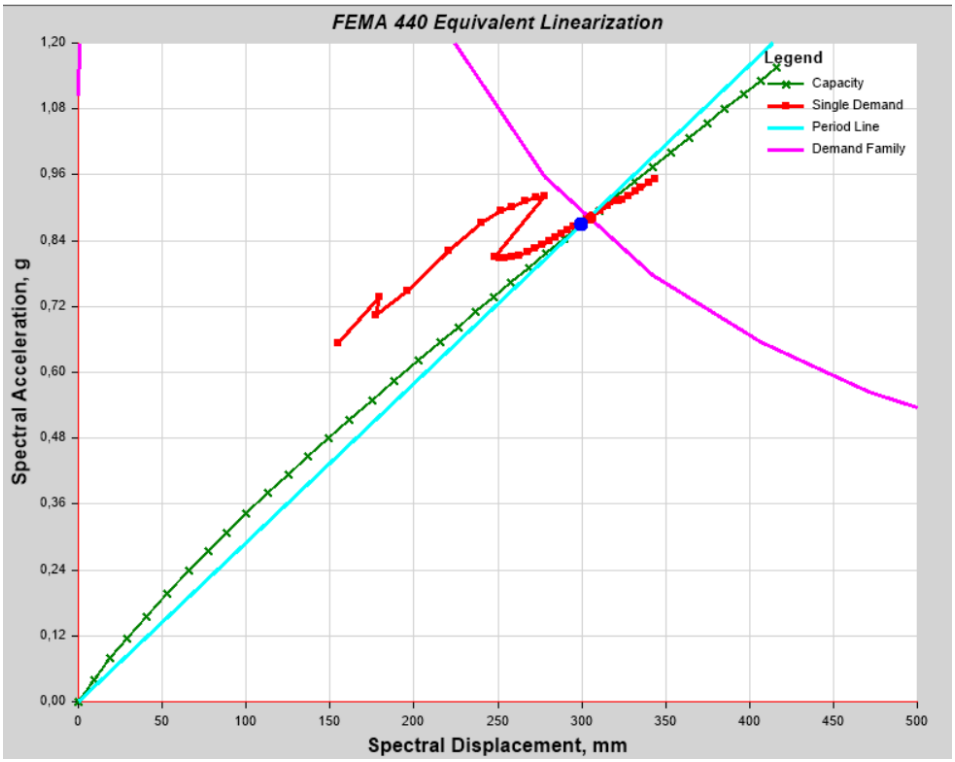


Figure IV.23: FEMA440 equivalent linearization sens Y

Résultats obtenus :

- Le déplacement cible trouvé : **0.419 m**
- L'effort tranchant : **21827.5229 KN**
- Accélération spectrale : **0.882178 m/s^2**
- Déplacement spectrale : **0.305 m**
- La période sécante : **1.18 sec**
- La période effective : **1.875 sec**
- Demande de ductilité : **5.92**
- L'amortissement équivalent : **20.57 %**

IV.8 Conclusion :

En conclusion de ce chapitre sur l'analyse pushover, il est essentiel de souligner l'importance de cette méthode par rapport aux autres approches d'évaluation du comportement sismique des structures.

L'analyse pushover se distingue par sa simplicité et sa capacité à fournir des informations cruciales sur la résistance des bâtiments aux charges sismiques. L'utilisation du logiciel ETABS s'est révélée indispensable pour mener à bien cette analyse.

Ce logiciel a permis d'obtenir les paramètres nécessaires, tels que les courbes de capacité, les déformations inélastiques et les courbes de demandes sismiques. Dans ce travail, nous avons appliqué deux méthodes spécifiques : le coefficient de déplacement ASCE 41-17 et la méthode du spectre de capacité selon FEMA 440.

Ces approches ont fourni des résultats complémentaires, notamment en termes de demande en ductilité, permettant ainsi une évaluation plus approfondie du comportement sismique de la structure étudiée.

Il est crucial d'intégrer l'analyse pushover dans le RPA. Cette méthode apporte une dimension supplémentaire à l'évaluation de la capacité sismique des bâtiments, en tenant compte des déformations inélastiques et des niveaux de demande sismique. Son inclusion dans les réglementations parasismiques garantirait des conceptions plus sûres et plus résistantes face aux séismes.

CHAPITRE V : Calcul de la réponse sismique avec prise en compte de l'interaction sol-structure selon le code ASCE 7-2022 (Recherche Bibliographique)

V.1 Introduction :

Au cours d'une analyse dynamique d'une structure située sur un dépôt de sol, on pourrait utiliser l'accélérogramme en champ libre comme mouvement à la base de la structure tout en considérant cette base rigide. Cette approche, bien qu'elle soit souvent utilisée en pratique par les ingénieurs des bureaux d'études, est douteuse, particulièrement si la structure repose sur un dépôt de sol très meuble. En effet, la présence de la structure modifie le mouvement du sol sous la fondation. Ce changement s'explique par le fait que le sol et la structure interagissent pour créer un nouveau système dynamique combiné. Cette interaction est nommée Interaction Sol-Structure (ISS).

Il existe plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure :

- Pour inclure dans les modes les mouvements à la base de la structure : la rotation à la fondation, le décollement de la semelle, etc.
- Pour obtenir une meilleure approximation de la période de vibration du système couplé, qui sera plus longue que la période du système avec base rigide.

L'interaction sol-structure traduit littéralement la modification du mouvement du sol ou de la structure lors d'un séisme en raison de la présence de l'autre composant. Cette interaction est bien entendu plus importante selon :

- La nature du sol et ses caractéristiques.
- Les caractéristiques de l'ouvrage.
- Le mode de fondation.

V.2 Définition de l'interaction sol structure :

L'Interaction Sol-Structure (ISS) désigne la modification du mouvement du sol ou de la structure lors d'une excitation dynamique en raison de la présence de l'autre composante. Par conséquent, le mouvement de l'interface sol-structure est différent du mouvement en champ libre et aussi du mouvement de l'interface en l'absence de la structure, c'est-à-dire le sol sans la partie excavée. L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée qui s'intéresse au développement de méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques, en tenant compte de l'influence du sol de fondation et de ses propriétés.

La réponse de la structure à un mouvement sismique dépend de la nature de ce dernier, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol. Il existe donc une interaction entre la structure et

le milieu extérieur.

Il est important de rappeler que l'objectif principal est de dimensionner la structure et non le milieu extérieur. Par conséquent, il est souhaitable de limiter autant que possible l'interaction avec le sol, à la fois pour des raisons de coût et de complexité de l'analyse.

La méthode la plus radicale pour éliminer le problème de l'interaction sol-structure est de considérer la structure comme parfaitement encastrée dans le sol. Cette hypothèse est d'autant plus valable lorsque le sol de fondation est peu déformable par rapport à la structure, ce qui est souvent le cas pour des bâtiments courants réguliers, traités par des méthodes de calcul simplifiées.

Dans le cas d'un bâtiment rigide construit sur un sol rocheux, il n'y a également pas d'interaction significative, car les déformations du sol, y compris celles sous le bâtiment, sont négligeables par rapport aux déformations du bâtiment lui-même. Cette observation est d'autant plus pertinente lorsque la lecture spectrale se trouve sur le palier.

Cependant, de manière générale, et surtout dans le cas de bâtiments massifs construits sur des sols moyennement ou faiblement raides, il existe une interaction non négligeable avec le sol, ce qui peut modifier la réponse de la structure.

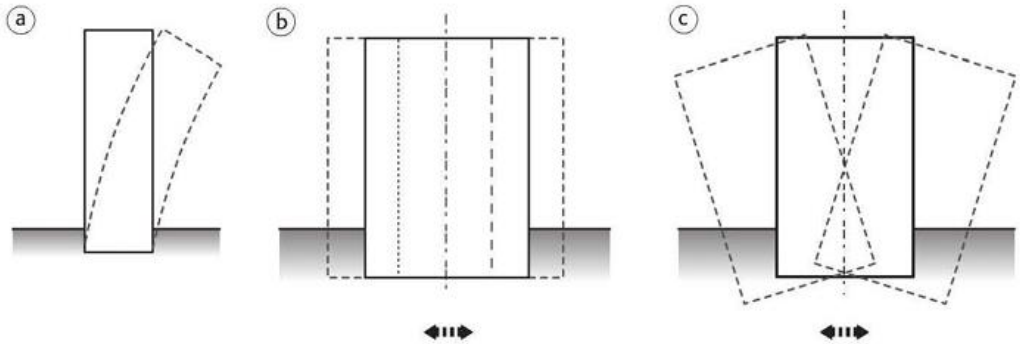


Figure V.1 : Interaction sol-structure (a et b) sans ISS , (c) avec ISS

V.3 Types d'interaction :

Il est habituel de distinguer deux formes d'interaction sol-structure : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle.

- **Interaction cinématique :**

Cette forme d'interaction concerne la modification du champ d'ondes incident (mouvement en champ libre) due à la présence de la fondation. Elle prend en considération la forme et la rigidité de la fondation, mais suppose que sa masse est négligeable. Cette forme d'interaction est particulièrement pertinente pour les structures rigides enterrées dans un sol mou, mais elle est souvent négligée pour les structures avec des fondations superficielles.

- **Interaction inertielle :**

L'interaction inertielle englobe les effets des forces d'inertie liées au mouvement résultant de l'interaction cinématique, en prenant en compte les masses réelles de la fondation et des superstructures.

V.4 Conséquence de l'interaction sol-structure :

- Un allongement de la période de vibration du premier mode, en particulier, peut entraîner une variation, soit à la hausse soit à la baisse, de la valeur de l'accélération en fonction de la position sur le spectre élastique.
- Un amortissement non négligeable, comprenant l'amortissement radiatif ainsi que l'amortissement propre au matériau et au sol, est toujours supérieur à celui des matériaux constituant la structure. Ignorer cet amortissement peut conduire à surestimer la réponse.
- La rotation de la fondation peut considérablement altérer le calcul de la déformation modale, et donc la répartition des accélérations le long de la hauteur du bâtiment.

- Bien que le mouvement du sol à la base du bâtiment soit supposé identique à celui en champ libre, dans la plupart des cas ordinaires, cette approximation s'avère acceptable.

V.5 Caractéristiques dynamiques des sols :

Par hypothèse, à l'échelle des dimensions en plan des fondations, le sol est considéré comme un milieu semi-infini, homogène et isotrope, avec un comportement élastique et linéaire, les couches de sol étant supposées horizontales. Le sol est défini par ses caractéristiques mécaniques suivantes :

- Le module dynamique de Young E ou le module de cisaillement G dynamique.
- Le coefficient de Poisson dynamique ν.
- La masse volumique ρ.
- L'amortissement interne de frottement.
- Un sol stratifié représenté par différentes couches, chacune définie par son épaisseur et ses caractéristiques mécaniques. Ces caractéristiques sont compatibles avec les déformations induites par le séisme et permettent de définir un sol homogène équivalent.

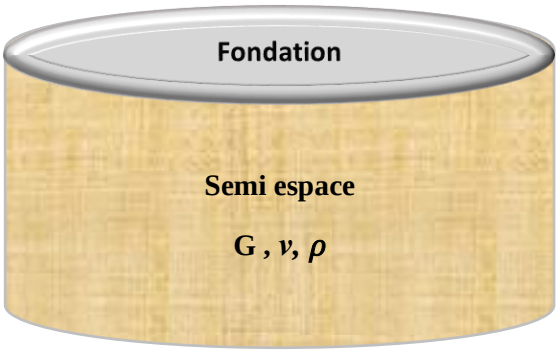


Figure V.2 : caractéristiques dynamiques du sol

Généralement, la connaissance des caractéristiques du sol est assez imprécise. L'hypothèse d'homogénéité est rarement vérifiée : les sols sont souvent stratifiés et leurs propriétés mécaniques augmentent généralement avec la profondeur. De plus, il arrive que la stratigraphie d'un site soit trop contrastée pour permettre de définir un module de sol équivalent.

V.6 Rôle de l'interaction sol-structure :

La prise en compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS) entraîne généralement une réduction des sollicitations en dissipant une partie de l'énergie au niveau du sol et en améliorant la lecture spectrale. En effet, comme illustré dans la Figure 36 l'intégration de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure, ce qui conduit généralement à une diminution de la réponse sismique. De plus, cette figure montre également que lorsque l'amortissement est plus important, la réponse sismique est également atténuée.

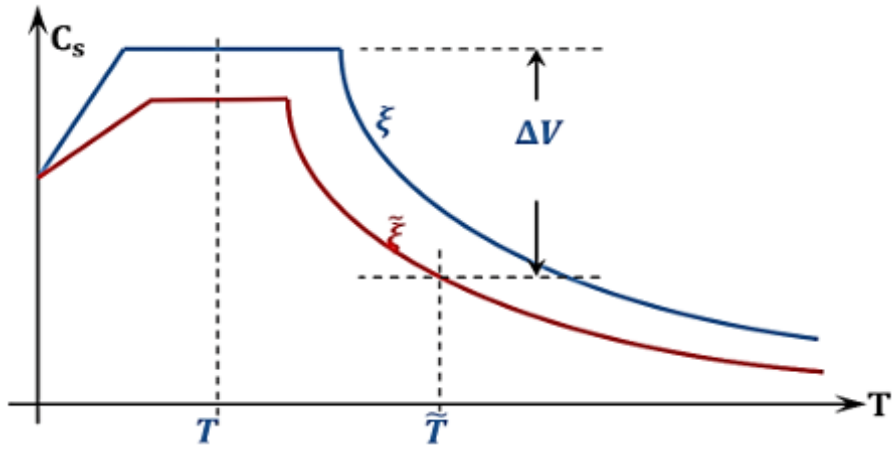


Figure V.3 : Réduction dans la conception de cisaillement à la base en raison d'ISS

Il existe plusieurs raisons de prendre en compte l'interaction sol-structure :

1)- Pour intégrer dans l'analyse des modes de déformation les mouvements à la base de la structure, en considérant un système couplé sol-structure.
2)- Pour obtenir une meilleure compréhension de la fréquence de vibration du système couplé, qui est prolongée, avec des implications pour la conception ou l'évaluation de celui-ci.
3)- Pour évaluer de manière exhaustive le comportement des ouvrages critiques.

V.7 Prise en compte de l'interaction sol-structure :

Des études ont été menées pour déterminer si la modélisation de la structure avec l'Interaction Sol-Structure (ISS) est nécessaire, en se basant sur les caractéristiques du sol et de la structure. Cette évaluation est détaillée ci-dessous. En examinant le rapport de rigidité entre la structure et le sol.

Ce rapport exprime la différence de rigidité entre la structure et le sol. Plusieurs études ont indiqué qu'il existe une interaction entre le sol et la structure si le rapport de rigidité dépasse 0.05 :

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

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

V.8 Notion d'impédance dynamique d'une fondation :

L'une des étapes cruciales dans le calcul de l'Interaction Sol-Structure (ISS) consiste à évaluer les fonctions d'impédance, également appelées "Rigidité dynamique", de la fondation rigide et non pesante. Dans ce cas, le système sol-fondation ne diffère du système réel que par la supposition de la masse de la fondation comme nulle. Les fonctions d'impédance servent à remplacer le sol qui supporte la fondation par un système équivalent de ressorts et d'amortisseurs. Ces fonctions dépendent principalement de la fréquence d'excitation, de la géométrie de la fondation et des caractéristiques du sol. La fonction d'impédance dynamique

d'une fondation est définie comme le rapport entre la force appliquée et le déplacement de la fondation.

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

V.8.1 Impédance d'une fondation superficielle rectangulaire :

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

$$\overline{K_j} = K_j + i\tilde{\omega}C_j$$

- $\overline{K_j}$: 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 :

$$\overline{K_j} = K_j(1 + 2i\beta_j)$$

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 ».**

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

$$\overline{K} = K_s[k(\omega) + ia_0c(\omega)]$$

Cette expression générale se divise en deux parties : un terme multiplicatif représentant la raideur statique K_s (la raideur à une fréquence nulle) de la fondation, et une contribution dynamique composée d'une partie réelle et d'une partie imaginaire. Les coefficients a_0,c et k sont sans dimension et varient en fonction de la pulsation du système sol-structure $\tilde{\omega}$ et B le demi largeur de la fondation.

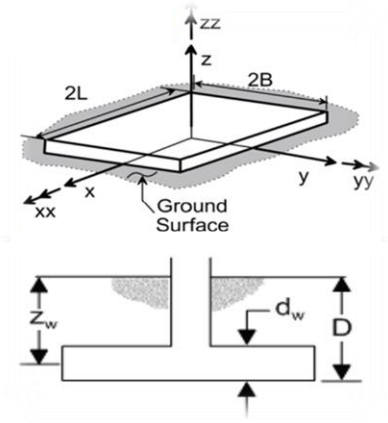
Pour une fondation rectangulaire :

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

Ou B représente le demi-largeur de la fondation.

V.9 Evaluation des rigidités dynamiques des fondations rectangulaires enterrés :

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



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 fournit les expressions proposées par Pais et Kausel (1988) pour les raideurs statiques des trois degrés de liberté de translation et de rotation d'une fondation rectangulaire rigide reposant à la surface d'un **sol homogène**.

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

Tableau V.1 : Les raideurs statiques d'une fondation rectangulaire enterrées dans un sol homogène selon les formules de KAUSEL et PAIS (1988)

Avec :

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

υ: 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 ≥ 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	$\eta_{xx} = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2\right]$

Tableau V.2 : facteurs du degré d'enterrement

Avec :

D : l'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 Y	$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55\ \tilde{a}_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + \tilde{a}_0^2}\right]$
Balancement autour de l'axe X	$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}\right)\ \tilde{a}_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + \tilde{a}_0^2}\right]$

Tableau V.3 : Correction dynamique des raideurs statiques pour une fondation rectangulaire

Avec :

- $\tilde{a}_0$: Fréquence adimensionnelle du système sol-structure : $\tilde{a}_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} v_s}$
- $\tilde{T}$: Période fondamentale du système sol-structure.

- **Amortissement radiatif d'une fondation rectangulaire enterrée :**

Degrés de liberté	Amortissement radiatif d'une fondation enterrée
Translation suivant l'axe Y	$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi\, L/B)]}{(K_{y,ent}/GB)}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_y}\right]$
Translation suivant l'axe X	$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,ent}/GB)}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_x}\right]$
Balancement autour de l'axe Y	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{L}{B}\right)^3\left(\frac{D}{B}\right) + \psi\left(\frac{D}{B}\right)^3\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right)^2 + \psi\left(\frac{L}{B}\right)^3\right]\tilde{a}_0^2}{\frac{K_{yy,ent}}{GB^3}\left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)}\right) + \tilde{a}_0^2\right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\frac{L}{B} + \psi\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\frac{K_{yy,ent}}{GB^3}}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_{yy}}\right]$
Balancement autour de l'axe X	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + \psi\left(\frac{D}{B}\right)^3\left(\frac{L}{B}\right) + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + \psi\left(\frac{L}{B}\right)\right]\tilde{a}_0^2}{\frac{K_{xx,ent}}{GB^3}\left[\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + \tilde{a}_0^2\right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\psi\frac{L}{B} + 1\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\frac{K_{xx,ent}}{GB^3}}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_{xx}}\right]$

Tableau V.4 : Amortissement radiatif d'une fondation enterrée

Avec :

- $\boldsymbol{\psi = \sqrt{2(1-\upsilon)/(1-2\upsilon)}\ ;\ \psi \leq 2.5}$

V.10 Modélisation de l'interaction sol-structure :

V.10.1 Modèle généralisé à un seul degré de liberté (SDOF) :

Un système couramment utilisé dans les analyses simplifiées de l'interaction inertielle est illustré dans la figure. Ce système se compose d'une structure équivalente à un seul degré de liberté, avec une hauteur h, une rigidité K, une 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 u_f pivoter d'un angle θ.

Après avoir remplacé la couche de sol par une fonction d'impédance, le système se transforme en un système équivalent, où le sol est représenté par des ressorts linéaires et des amortisseurs tenant compte de sa flexibilité. 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.

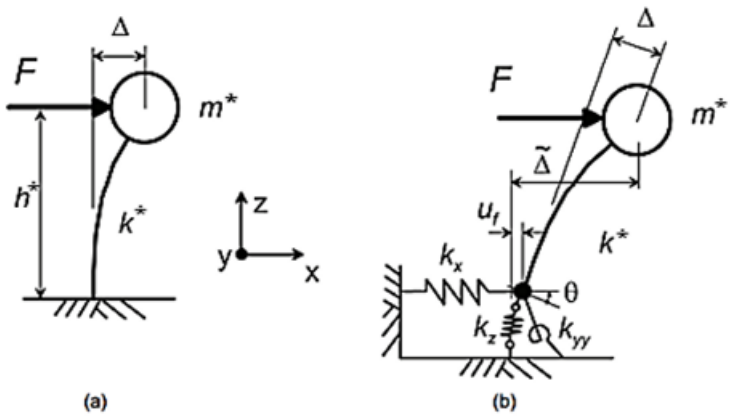


Figure V.4 : Représentation schématique des déformations provoquées par la force appliquée (a) structure à base fixe ; (b) structure avec flexibilité verticale ,horizontale et rationnelle à la base

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 .elle et calculée comme suit :

$$M^* = \frac{L_1^2}{\bar{m}_1}$$

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.

$$\bar{m}_1 = \emptyset_1^T [M] \emptyset_1$$

Où $[M]$ est la matrice de masse de la structure et $\emptyset_1$vecteur représentant la déformée de l'oscillateur au 1er mode.

L_1: vecteur de coefficient de participation modale correspondant au 1er mode

$$L_1 = \emptyset_1^T [M] \{r\}$$

Où {r} est le vecteur d'influence de la structure.

Sa rigidité K^*, est calculée comme suit :

$$K^* = 4\pi^2 \left(\frac{M^*}{T^2}\right)$$

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 :

$$h^* = \frac{L_1^\theta}{L_1}$$

Tel que : $L_1^\theta = \emptyset_1^T [M] \{h\}$ où $\{h\}$: vecteur hauteur d'étage.

Enfin son amortissement β_{st} est égal à l'amortissement structurel.

❖ **Allongement de la période :**

Pour la structure à base fixe (fondation rigide sur sol rigide), la période de l'oscillation de ce système sera :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}}$$

- 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.

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, représentant la rotation autour de l'axe rr, est notée k_{rr} .Si l'on applique la même force *F* sur ce système, il en résultera un déplacement de la masse Δ égal au déplacement de la structure à base fixe, ainsi qu'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 $F{\cdot}h$.

Ainsi, le déplacement total $\tilde{\Delta}$ de la masse M au sommet de la structure sera :

$$\tilde{\Delta} = \Delta + u_f + \theta.h$$

En remplaçant chaque déplacement par son rapport force/ rigidité, ensuite on divise chaque terme de l'équation par F on obtient :

$$\frac{F}{\tilde{k}} = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_r} + \frac{(F*h)}{k_{rr}} * h = \frac{1}{\tilde{k}} = \frac{1}{k} + \frac{1}{k_r} + \frac{h^2}{k_{rr}}$$

Où :

$$\frac{k}{\tilde{k}} = 1 + \frac{k}{k_r} + \frac{kh^2}{k_{rr}}$$

Ce qui donne :

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_r} + \frac{kh^2}{k_{rr}}} \geq 1$$

❖ **L'amortissement effectif du 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, on obtient :

$$\frac{1}{\tilde{k}(1+2i\tilde{\beta})}=\frac{1}{k(1+2i\beta_{st})}+\frac{1}{k_r(1+2i(\beta_r+\beta_s))}+\frac{h^2}{k_{rr}(1+2i(\beta_{rr}+\beta_s)}$$

Soient :

β_{st} L'amortissement structurel de la structure a base fixe, βs 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 :

$$\frac{(1-2i\beta_0)}{\tilde{k}(1+4{\beta_0}^2)}=\frac{(1-2i\beta_{st})}{k(1+4{\beta_{st}}^2}+\frac{\big(1-2i(\beta_r+\beta_s)\big)}{k_r(1+4(\beta_r+\beta_s)^2)}+\frac{(1-2i(\beta_{rr}+\beta_s))h^2}{k_{rr}(1+4(\beta_{rr}+\beta_s)^2)}$$

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 :

$$\tilde{\beta}=\frac{\tilde{k}}{k}\beta_{st}+\frac{\tilde{k}}{k}\left(\frac{k}{k_r}(\beta_r+\beta_s)+\frac{kh^2}{k_{rr}}(\beta_{rr}+\beta_s)\right)$$

Le ratio de rallongement de la période peut être obtenu à partir du rapport des rigidités comme suit :

$$\frac{K}{\tilde{K}}=\frac{K}{M}\frac{1}{\frac{\tilde{K}}{M}}=\frac{\tilde{\omega}^2}{\omega^2}=\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2$$

L'amortissement du système à base flexible peut maintenant être présenté en fonction de ratio d'allongement de la période :

$$\tilde{\beta}=\frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2}\beta_{st}+\frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_r}\right)^2}(\beta_r+\beta_s)+\frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_{rr}}\right)^2}(\beta_{rr}+\beta_s)$$

Avec : $T_r=2\pi\sqrt{\frac{M}{k_r}}$; $T_{rr}=2\pi\sqrt{\frac{M}{k_{rr}}}$

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 :

$$\beta_f = \left(1 - \frac{1}{\left(\tilde{T}/_T\right)^2}\right)\beta_s + \beta_{rd}$$

Où β_s l'amortissement interne du sol et β_{rd} l'amortissement radiatif représenté comme suit :

$$\beta_{rd} = \left(1 - \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_r}\right)^2}\right)\beta_r + \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_{rr}}\right)}\beta_{rr}$$

Selon l'ASCE 7-22, l'effet d'amortissement doit être représenté par le taux d'amortissement effectif du système sol-structure $\tilde{\beta}$ utilisant la formule suivante :

$$\tilde{\beta} = \beta_f + \frac{\beta_{st}}{\left(\tilde{T}/_T\right)^2_{eff}}$$

$\left(\tilde{T}/_T\right)^2_{eff}$: le taux d'allongement de la période effective.

$$\left(\tilde{T}/_T\right)^2_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu}\left[\left(\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right)\right]\right\}^{0.5}$$

μ: Demande de ductilité de la structure.

Remarque :

L'ASCE 7-22 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.

- **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 définit 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 7-22 :

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.

- **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 :

$$\tilde{\Delta} = \frac{\tilde{V}}{V}\left(\Delta + \frac{M.h}{K_\theta}\right)$$

- $\tilde{\Delta}$: 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.10.2 Modèle généralisé à plusieurs degrés de liberté (MDOF) :

Après avoir examiné comment obtenir un modèle généralisé avec un seul degré de liberté (DDL) pour une structure afin de calculer sa réponse sismique en tenant compte de l'interaction sol-structure (ISS), il est clair pour nous que si l'on étend cette méthode à plusieurs DDL, une approche plus précise serait obtenue, avec des résultats plus proches de la réalité.

Cette méthode implique également la fusion des caractéristiques du sol avec celles d'un oscillateur à plusieurs degrés de liberté (modèle brochette), toujours sur une base fixe représentative de la structure, afin d'obtenir un oscillateur à plusieurs DDL sur une base fixe représentatif du système sol-structure, puis de calculer sa réponse sismique.

Nous allons reprendre la démonstration mathématique qui permet d'étendre le modèle généralisé à un seul degré de liberté en un modèle à plusieurs degrés de liberté.

Reprenons la formule :

$$\frac{\mathbf{1}}{\widetilde{\boldsymbol{k}}} = \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{k}} + \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{k_r}} + \frac{\boldsymbol{h^2}}{\boldsymbol{k_{rr}}}$$

En multiplions les deux termes de l'équation par la masse on obtient :

$$\frac{\boldsymbol{m}}{\widetilde{\boldsymbol{k}}} = \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{k}} + \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{k_r}} + \frac{\boldsymbol{m\,h^2}}{\boldsymbol{k_{rr}}}$$

La structure à n degré de liberté est soumise à des réactions du sol sous la forme de ressorts de translation et de rotation. Pour un système à n degrés de liberté, l'équation ci-dessus peut être écrite sous la forme :

$$\frac{[\boldsymbol{m}]_{\boldsymbol{n\times n}}}{\left[\widetilde{\boldsymbol{k}}\right]_{\boldsymbol{n\times n}}} = \frac{[\boldsymbol{m}]_{\boldsymbol{n\times n}}}{[\boldsymbol{k}]_{\boldsymbol{n\times n}}} + \frac{[\boldsymbol{m}]_{\boldsymbol{n\times n}}}{[\boldsymbol{k_r}]_{\boldsymbol{n\times n}}} + \frac{[\boldsymbol{m}]_{\boldsymbol{n\times n}}[\boldsymbol{h^2}]_{\boldsymbol{n\times n}}}{[\boldsymbol{k_{rr}}]_{\boldsymbol{n\times n}}}$$

Tel que :

- $[\boldsymbol{m}]_{\boldsymbol{n\times n}}$: Matrice de masse de la structure ;
- $\left[\widetilde{\boldsymbol{k}}\right]_{\boldsymbol{n\times n}}$: Matrice de régidité équivalente du systéme sol-structure ;
- $[\boldsymbol{k}]_{\boldsymbol{n\times n}}$: Matrice de régidité de la structure à base fixe ;
- $[\boldsymbol{k_r}]_{\boldsymbol{n\times n}}$: Matrice de rigidité à la translation selon l'axe des fondations ;
- $[\boldsymbol{k_{rr}}]_{\boldsymbol{n\times n}}$: Matrice de rigidité à la rotation selon l'axe des fondations ;
- $[\boldsymbol{h^2}]_{\boldsymbol{n\times n}}$: Matrice des carrés des hauteurs d'étages de la structure ;

En extrayant le facteur commun $[\boldsymbol{m}]_{\boldsymbol{n\times n}}$ on aboutit à :

$$\frac{[\boldsymbol{I}]}{\left[\widetilde{\boldsymbol{k}}\right]} = \frac{[\boldsymbol{I}]}{[\boldsymbol{k}]} + \frac{[\boldsymbol{I}]}{[\boldsymbol{k_r}]} + \frac{[\,\boldsymbol{h^2}]}{[\boldsymbol{k_{rr}}]}$$

- $[\boldsymbol{I}]$: Matrice d'identité d'ordre n dont l'élément diagonal est 1 **;**

Définissons par la matrice de flexibilité du système avec les suffixes mentionnés précédemment pour les matrices de rigidité. Elle est définie par :

$$[\boldsymbol{F}] = [\boldsymbol{K}]^{-1}$$

L'équation devient :

$$\left[\widetilde{\boldsymbol{F}}\right] = [\boldsymbol{F}] + [\boldsymbol{F_r}] = [\boldsymbol{F_{rr}}]$$

- $\left[\widetilde{\boldsymbol{F}}\right]$: Matrice de flexibilité du système sol structure ;
- $[\boldsymbol{F}]$: Matrice de flexibilité de la structure ;
- $[\boldsymbol{F_r}]$: Matrice de la flexibilité à la translation selon l'axe des fondations ;
- $[\boldsymbol{F_{rr}}]$: Matrice de flexibilité à la rotation autour de l'axe des fondations ;

Connaissant la matrice de flexibilité du système sol structure, on peut déduire sa matrice de rigidité :

$$\left[\widetilde{\boldsymbol{k}}\right] = \left[\widetilde{\boldsymbol{F}}\right]^{-1}$$

De là, on procède à une analyse modale classique d'un système à plusieurs degrés de liberté pour déduire les modes et pulsations propres du système sol structure.

Afin de calculer la réponse sismique de ce système par analyse modale spectrale, il nous faut calculer sa matrice d'amortissement qui permettra de générer les spectres de réponses correspondant à chaque mode d'oscillation.

Pour démontrer la formule qui permet de calculer cette matrice, on revient au modèle généralisé à un seul degré de liberté.

$$\boldsymbol{\beta_0} = \frac{\mathbf{1}}{\left(\widetilde{\boldsymbol{T}}/\boldsymbol{T}\right)^2}\boldsymbol{\beta_i} + \left(\frac{\left(\widetilde{\boldsymbol{T}}/\boldsymbol{T}\right)^2 - \mathbf{1}}{\left(\widetilde{\boldsymbol{T}}/\boldsymbol{T}\right)^2}\right)\boldsymbol{\beta_s} + \frac{\mathbf{1}}{\left(\widetilde{\boldsymbol{T}}/\boldsymbol{T_r}\right)^2}\boldsymbol{\beta_r} + \frac{\mathbf{1}}{\left(\widetilde{\boldsymbol{T}}/\boldsymbol{T_{rr}}\right)^2}\boldsymbol{\beta_{rr}}$$

En multipliant les deux termes de l'équation par le carré de la période du système sol structure $\widetilde{\boldsymbol{T}}$ on obtient :

$$\widetilde{\boldsymbol{T}}^{\mathbf{2}}\boldsymbol{\beta_0} = \boldsymbol{T}^{\mathbf{2}}\boldsymbol{\beta_i} + \left(\widetilde{\boldsymbol{T}}^{\mathbf{2}} - \boldsymbol{T}^{\mathbf{2}}\right)\boldsymbol{\beta_s} + \boldsymbol{T_r}^{\mathbf{2}}\boldsymbol{\beta_r} + \boldsymbol{T_{rr}}^{\mathbf{2}}\boldsymbol{\beta_{rr}}$$

En convertissant les périodes en rapports masse-rigidité et en divisant par $\mathbf{4\pi^2}$ on aboutit sur :

$$\frac{\boldsymbol{m}}{\widetilde{\boldsymbol{k}}}\boldsymbol{\beta_0} = \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{k}}\boldsymbol{\beta_i} + \left(\frac{\boldsymbol{m}}{\widetilde{\boldsymbol{k}}} - \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{k}}\right)\boldsymbol{\beta_s} + \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{k_r}}\boldsymbol{\beta_r} + \frac{\boldsymbol{m}}{\boldsymbol{k_{rr}}}\boldsymbol{\beta_{rr}}$$

En divisant par la masse $\boldsymbol{m}$ et en transportant la rigidité $\widetilde{\boldsymbol{k}}$ du système sol structure on obtient :

$$\boldsymbol{\beta_0} = \widetilde{\boldsymbol{k}}\left[\frac{\boldsymbol{\beta_i}}{\boldsymbol{k}} + \left(\frac{\mathbf{1}}{\widetilde{\boldsymbol{k}}} - \frac{\mathbf{1}}{\boldsymbol{k}}\right)\boldsymbol{\beta_s} + \frac{\boldsymbol{\beta_r}}{\boldsymbol{k_r}} + \frac{\boldsymbol{\beta_{rr}}}{\boldsymbol{k_{rr}}}\right]$$

Pour une structure à n degrés de liberté, l'équation s'écrit :

$$\frac{[\boldsymbol{m}]_{n\times n}}{[\tilde{\boldsymbol{k}}]_{n\times n}}[\boldsymbol{\beta_0}] = \frac{[\boldsymbol{m}]_{n\times n}}{[\boldsymbol{k}]_{n\times n}}[\boldsymbol{\beta_i}] + \left(\frac{[\boldsymbol{m}]_{n\times n}}{[\tilde{\boldsymbol{k}}]_{n\times n}} - \frac{[\boldsymbol{m}]_{n\times n}}{[\boldsymbol{k}]_{n\times n}}\right)[\boldsymbol{\beta_s}] + \frac{[\boldsymbol{m}]_{n\times n}}{[\boldsymbol{k_r}]_{n\times n}}[\boldsymbol{\beta_r}] + \frac{[\boldsymbol{m}]_{n\times n}[\boldsymbol{h^2}]_{n\times n}}{[\boldsymbol{k_{rr}}]_{n\times n}}[\boldsymbol{\beta_{rr}}]$$

Ce qui nous donne la formule générale de la matrice d'amortissement total du système sol structure :

$$[\boldsymbol{\beta_0}] = [\tilde{\boldsymbol{k}}]\{[\boldsymbol{F}][\boldsymbol{\beta_i}] + ([\tilde{\boldsymbol{F}}] - [\boldsymbol{F}])[\boldsymbol{\beta_s}] + [\boldsymbol{F_r}][\boldsymbol{\beta_r}] + [\boldsymbol{F_{rr}}][\boldsymbol{\beta_{rr}}]\}$$

- $[\boldsymbol{\beta_0}]$: Matrice des taux d'amortissement totaux du système sol structure combiné à n nombre de modes ;

Il convient de souligner que la matrice $[\boldsymbol{\beta_0}]$ n'est pas proportionnelle et ne présente pas une structure diagonale ; elle contient des termes non diagonaux en fonction de l'opération matricielle décrite précédemment.

Une analyse des paramètres révèle que $[\boldsymbol{\beta_0}]$ tend à devenir quasi-diagonale (c'est-à-dire que les termes hors diagonale disparaissent ou tendent vers zéro) lorsque les taux d'amortissement de la structure et du système de fondation du sol sont presque identiques.

Cependant, lorsque les taux d'amortissement diffèrent considérablement, les termes hors diagonale persistent, mais leur amplitude est relativement plus faible que celle des termes diagonaux, qui exercent l'influence dominante sur le système.

Par conséquent, si une configuration de fondation peut être obtenue où les taux d'amortissement de la structure et des fondations sont très similaires, les taux d'amortissement modaux par mode peuvent être considérés comme précisément diagonaux.

Même en présence de termes non diagonaux dus à des valeurs variables dans la pratique de conception, les termes diagonaux sont considérés comme des valeurs réalistes, fournissant ainsi une base raisonnable pour estimer le rapport d'amortissement par mode plutôt que de le deviner empiriquement.

V.11 Application au cas d'étude :

L'ouvrage objet d'étude, est un bâtiment déjà réalisé, il repose actuellement sur une fondation rectangulaire (radier) :

- **Calcul de L et B :**

Moment d'inertie	Section	Centre de masse		Centre de rigidité	
		XCM	YCM	XCR	YCR
3925.887 m^4	285.448 m^2	13.95 m	7.35 m	12.91 m	8.17 m

$$A = B \times L = 285.448\ m^2 \qquad I = \frac{L \times B^3}{12} = 3925.887\ m^4$$

Les dimensions de rectangle équivalent à notre fondation (radier) qui vérifie l'inertie et section sont :

L= 22.23 m et **B = 12.84m**

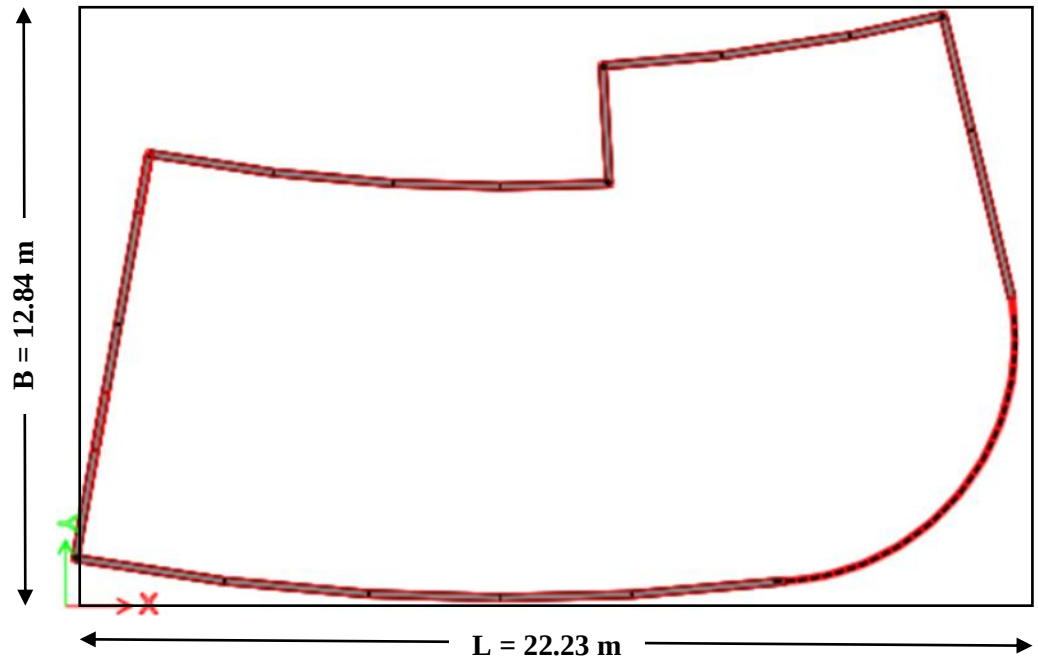


Figure V.5 : Dimension de la fondation « radier »

V.11.1 Données :

❖ **Caractéristiques de la structure :**

Caractéristique		valeur	unité
La masse de la structure M		2567.42	ton
La hauteur totale h		36.72	m
L'amortissement matériel β_{st}		10	%
Coefficient de comportement global R		5	-
Facteur de qualité Q		1.1	-
La ductilité	μ_x	2.705	-
	μ_y	2.712	

Tableau V.5 : Caractéristiques de la structure

❖ **Caractéristiques de la fondation rectangulaire :**

Caractéristique	valeur	unité
Semi largeur B	6.42	m
Semi longueur L	11.12	m
Enterrement D	0	m

Tableau V.6 : Caractéristiques de la fondation rectangulaire

❖ **Caractéristiques du sol :**

Caractéristique	Valeur	Unité
Densité du sol	17	KN/m^3
Vitesse des ondes de cisaillement V_s	300	m/s
Coefficient de poisson υ	0.4	-

Tableau V.7 : Caractéristiques du sol

❖ **Caractéristiques sismiques :**

Site	Meuble S3
Groupe d'usage	1B
Zone sismique	IIa
L'accélération de la zone	0.2

Tableau V.8 : Caractéristiques de la structure

V.11.2 Calcul des paramètres effectifs du sol :

a) Classification de sol selon l'ASCE :

Site Class	$\bar{v}_s$ Calculated Using Measured or Estimated Shear Wave Velocity Profile (ft/s)
A. Hard rock	>5,000
B. Medium hard rock	>3,000 to 5,000
BC. Soft rock	>2,100 to 3,000
C. Very dense sand or hard clay	>1,450 to 2,100
CD. Dense sand or very stiff clay	>1,000 to 1,450
D. Medium dense sand or stiff clay	>700 to 1,000
DE. Loose sand or medium stiff clay	>500 to 700
E. Very loose sand or soft clay	≥500
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.2.1

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s.

Tableau V.9 : Classification du sol

$$V_s = \frac{300\,m/s}{0.3048} = \mathbf{984.25\,ft/s} > 700\ to\ 1000\ \ ft/s$$

Donc la classe du site : **D**

b) Module de cisaillement du sol :

	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^{a,c}$			
Site Class	$S_{DS}/2.5 = 0$	$S_{DS}/2.5 = 0.1$	$S_{DS}/2.5 = 0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
BC	1.00	0.97	0.84	0.73
C	1.00	0.95	0.75	0.60
CD	1.00	0.92	0.62	0.25
D	1.00	0.90	0.50	0.10
DE	1.00	0.73	0.16	0.03
E	1.00	0.60	0.05	[b]
F	[b]	[b]	[b]	[b]

Tableau V.10 : valeurs de rapport du module de cisaillement effectif (G/G_0)

$0.9 < SDS/2.5 < 0.5$

Du tableau et après interpolation on déduit que :

$$G/G_0 = 0.77$$

$G_0 = \rho_s . V_s^2 = \frac{17}{9.81} . 300^2 = 155963.3$ KN/m^2

Alors : **G = 120091.74 KN/m^2**

c) La vitesse des ondes de cisaillement :

	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^{a,c}$			
Site Class	$S_{DS}/2.5 = 0$	$S_{DS}/2.5 = 0.1$	$S_{DS}/2.5 = 0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.97	0.95
BC	1.00	0.98	0.92	0.86
C	1.00	0.97	0.87	0.77
CD	1.00	0.96	0.79	0.50
D	1.00	0.95	0.71	0.32
DE	1.00	0.86	0.40	0.18
E	1.00	0.77	0.22	[b]
F	[b]	[b]	[b]	[b]

Tableau V.11 : valeurs du rapport de vitesse de cisaillement

Du tableau et après interpolation on déduit que :

$$V_s / V_{s_0} = 0.87$$

Ce qui donne : **V_s = 261 m/s**

d) L'amortissement matériel du sol :

	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^{a}$			
Site Class	$S_{DS}/2.5 = 0$	$S_{DS}/2.5 = 0.1$	$S_{DS}/2.5 = 0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
C	0.01	0.01	0.03	0.05
CD	0.01	0.01	0.05	0.09
D	0.01	0.02	0.07	0.15
DE	0.01	0.03	0.12	0.20
E	0.01	0.05	0.20	[b]
F	[b]	[b]	[b]	[b]

Tableau V.12 : valeur de l'amortissement matériel du sol

Du tableau et après interpolation on déduit que :

$$\boldsymbol{\beta_s = 0.0367 = 3.67\ \%}$$

V.11.3 Prise en compte de l'interaction sol-structure :

Calculons le rapport de rigidité de la structure et celle du sol :

$$\frac{h}{V_s . T_x} = \frac{36.72}{300 \times 1.37} = \mathbf{0.089} > 0.05$$

$$\frac{h}{V_s . T_y} = \frac{36.72}{300 \times 1.154} = \mathbf{0.106} > 0.05$$

Il y'a une faible interaction sol structure.

V.11.4 Calcul des paramètres du système à un seul degré de liberté :

V.11.4.1 1er mode : Translation suivant x (T_x= 1.37 sec) :

- La masse effective de la structure :

$$M^* = \mathbf{0.63} \times M = \mathbf{1617.47}\ \boldsymbol{t}$$

- La hauteur effective de la structure :

$$h^* = 0.7 \times h = \mathbf{25.70}\ \boldsymbol{m}$$

- La rigidité effective de la structure :

$$K^* = 4\pi^2 \left(\frac{M^*}{T^2}\right) = 4\pi^2 \left(\frac{1617.47}{1.37^2}\right) = \mathbf{34021.61\ KN/m}$$

V.11.4.2 2éme mode : Translation suivant y (T_y= 1.154 sec) :

- La masse effective de la structure :

$$M^* = \mathbf{0.4} \times M = \mathbf{1026.97}\ \boldsymbol{t}$$

- La hauteur effective de la structure :

$$h^* = 0.7 \times h = \mathbf{25.70}\ \boldsymbol{m}$$

- La rigidité effective de la structure :

$$K^* = 4\pi^2 \left(\frac{M^*}{T^2}\right) = 4\pi^2 \left(\frac{1026.97}{1.154^2}\right) = \mathbf{30444.29\ KN/m}$$

V.11.4.3 Calcul de l'allongement de la période suivant la translation selon x :

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 et présenté ci-dessous et en supposant $\tilde{T} = T$, pour éclairer le processus.

Calcul illustratif (supposant $\tilde{T} = T$) : (Voir Annexe B.1)

A. Calcul des rigidités dynamique de la fondation rectangulaire enterré :

- **Raideur de translation suivant x :**

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\upsilon}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4\right]\eta_x.\alpha_x$$

Facteur d'enterrement :

$$\eta_x = \eta_y = \left[1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$$

$$\eta_x = \eta_y = 1$$

$$\alpha_x = 1$$

D'où la rigidité dynamique de translation :

$$\mathbf{K_{x,emb} = 5\ 839\ 303{,}18 \quad KN/m}$$

- **Raideur de balancement suivant yy :**

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\upsilon}\left[3.73\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27\right]\eta_{yy}\alpha_{yy}$$

Facteur d'enterrement :

$$\eta_{yy} = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B}\right)^4}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2\right]$$

Ce qui donne : $\eta_{yy} = 1$

Modificateurs dynamiques de raideurs statiques :

$$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55\ \tilde{a}_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + \tilde{a}_0^2}\right]$$

$$\tilde{a}_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} v_s} = \frac{2\pi \times 6.42}{1.37 \times 300} = \mathbf{0.113}$$

D'où :

$$\boldsymbol{\alpha_{yy} = 0.9921}$$

D'où la rigidité dynamique de balancement autour de l'axe yy :

$$\mathbf{K_{yy,emb} = 748081446{,}73\ KN/m}$$

B. L'allongement de la période :

$$\tilde{T} = T\sqrt{1 + \frac{k}{k_{x_{tot}}} + \frac{kh^2}{k_{yy_{tot}}}}$$

Avec :

- La hauteur effective de la structure : h = 25.70 m
- La rigidité effective de la structure : K = 34021.61 KN/m
- La rigidité dynamique totale des fondations du mode de translation :

$k_{x_{tot}} = K_{\text{x,emb}}$ = 5839303,18 KN/m

- La rigidité totale dynamique des fondations du mode de rotation :

$k_{yy_{tot}} = \text{K}_{\text{yy,emb}}$ = 748081446,73 KN/m

Application Numérique :

$$\tilde{T} = 1.37\sqrt{1 + \frac{34021.61}{5839303.18} + \frac{34021.61 \times 25.70^2}{748081446.73}}$$

$$\boldsymbol{\tilde{T} = 1.3943\ sec}$$

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 présentes dans le tableau suivant :

Paramètres en fonction de $\tilde{T}$	**valeur**
$\tilde{a}_0$	0.111
α_{yy}	0.9923
K_{yy}	748236517.44 **KN/m**
$k_{x_{tot}}$	5839303,18 **KN/m**
$k_{yy_{tot}}$	748236828.30 **KN/m**

Application dans la formule d'allongement de la période :

$$\tilde{T} = 1.37\sqrt{1 + \frac{34021.61}{5839303.18} + \frac{34021.61 \times 25.70^2}{748236517.44}}$$

$$\tilde{T} = 1.394\ sec$$

On répète le processus pour $\tilde{T} = 1.394\ sec$, 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 $\boldsymbol{\tilde{T} = 1.394\ s}$.

Interprétation :

En tenant compte de l'interaction sol-structure (base flexible), on a enregistré une augmentation de **1.75 %** de la période.

C. Calcul de l'amortissement radiatif équivalent de la fondation rectangulaire :

Après avoir calculé la période à base flexible, on utilise la fréquence adimensionnelle trouvée $\tilde{a}_0$= 0.096 , pour calculer l'amortissement radiatif de la fondation rectangulaire.

Translation suivant x :

$$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,ent}/GB)}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_x}\right]$$

Avec $\psi = \sqrt{2(1-\upsilon)/(1-2\upsilon)}$; $\psi \leq 2.5$ d'où : ψ = 2.4495

$$\beta_x = 0{,}05069 = \mathbf{5.07}\ \%$$

Balancement autour de l'axe yy :

$$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{L}{B}\right)^3\left(\frac{D}{B}\right) + \psi\left(\frac{D}{B}\right)^3\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right)^2 + \psi\left(\frac{L}{B}\right)^3\right]\tilde{a}_0^2}{\frac{K_{yy,ent}}{GB^3}\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)}\right)+\tilde{a}_0^2\right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\frac{L}{B}+\psi\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\frac{K_{yy,ent}}{GB^3}}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_{yy}}\right]$$

$$\boldsymbol{\beta_{yy} = 0.61\ \%}$$

D. Calcul de l'amortissement de la fondation :

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_x}\right)^2}\beta_x + \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_{yy}}\right)}\beta_{yy}$$

Calcul des périodes sol-structure des modes de translation et de balancement respectivement :

$T_x = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k_x}}$ ce qui donne : $\boldsymbol{T_x = 0.105\ sec}$

$T_{yy} = 2\pi\sqrt{\frac{Mh^2}{k_{yy}}}$ ce qui donne : $\boldsymbol{T_{yy} = 0.237\ sec}$

$$\beta_{rd} = 0.031\ \%$$

De plus :

$$\beta_f = \left(1 - \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2}\right)\beta_s + \beta_{rd}$$

D'où l'amortissement totale de fondation :

$$\boldsymbol{\beta_f = 0.16\ \%}$$

E. Calcul de l'amortissement total de système sol-structure :

Appliquons la formule :

$$\tilde{\beta} = \beta_f + \frac{\beta_{st}}{\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2_{eff}}$$

$$\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu_x}\left[\left(\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right)\right]\right\}^{0.5}$$

$$\left(\tilde{T}/_{T}\right)^{2}_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{2.705}\left[\left(\left(\frac{1.394}{1.37}\right)^{2} - 1\right)\right]\right\}^{0.5}$$

$$\boldsymbol{\left(\tilde{T}/_{T}\right)^{2}_{eff} = 1.006}$$

Alors, l'amortissement totale du système sol-structure :

$$\boldsymbol{\tilde{\beta} = 10.03\ \%}$$

Interprétation :

Passant de la structure à base fixe à la structure à base flexible, on a enregistré une faible augmentation de **0.3 %** de taux d'amortissement globale de notre ouvrage.

Conclusion : l'interaction sol structure est très faible suivant l'axe x.

F. Calcul de l'effort tranchant à la base :

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 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\beta}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = \boldsymbol{0.763}$$

On a pour : $T_2 < T = 1.37\ s < 3s$

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = \mathbf{0.9742}$$

Ce qui donne :

$$\boldsymbol{C_S = 0.043}$$

L'effort tranchant à base fixe :

V = 1100.52 KN

G. Calcul de la réduction de l'effort tranchant :

$$\Delta V = \left[C_S(T,\beta) - \frac{C_S(\tilde{T},\tilde{\beta})}{B_{SSI}}\right] W^*$$

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 $\tilde{\eta}$:

$$\tilde{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2+\tilde{\beta}}} = \sqrt{\frac{7}{2+10.03}} = \mathbf{0.763}$$

On a pour : $T_2 \leq \tilde{T}$ = 1.394 s ≤ 3s

$$\tilde{D} = 2.5\tilde{\eta}\left(\frac{T_2}{\tilde{T}}\right)^{2/3} = \mathbf{0.962}$$

Alors :

$$\tilde{\boldsymbol{C}}_{\boldsymbol{S}} = \mathbf{0.041}$$

Calcul de B_{SSI} :

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100\tilde{\beta})}$$

$$\boldsymbol{B_{SSI}} = \mathbf{1.214}$$

La réduction de l'effort tranchant :

$$\boldsymbol{\Delta V = 141.70\ KN}$$

H. L'effort tranchant à base flexible :

$$\tilde{V} = V - \Delta V$$

$$\tilde{V} = 1100.52 - 141.70$$

$$\tilde{\boldsymbol{V}} = \mathbf{958.82\ KN}$$

Interprétation :

Tenant compte de l'interaction sol-structure, on a enregistré une réduction significative de 12.87 **%** l'effort tranchant à la base de la structure.

I. Calcul du déplacement au sommet de la structure :

$$\tilde{\Delta} = \frac{\tilde{V}}{V}\left(\Delta + \frac{M.h}{K_\theta}\right)$$

Le déplacement au sommet à base fixe :

$$\Delta = \frac{V}{K} = \frac{1100.52}{54002.706} = 0.02 \text{ m} = \mathbf{2\ cm}$$

Avec : $K = 4\pi^2 \frac{M}{T^2} = 4\pi^2 \times \frac{2567.42}{1.37^2} =$ **54002.706 KN/m**

Le moment de renversement à la base de la structure à base fixe :

$$M = V \times h = 1100.52 \times 36.72 = \mathbf{40411.09\ KN.m}$$

La rigidité au balancement de la fondation :

$K_\theta = K_{yy} = 748236828.3$ KN/m

Le déplacement au sommet à base flexible :

$$\tilde{\Delta} = \frac{958.82}{1100.52} \times \left(0.02 + \frac{40411.09 \times 36.72}{748236828.3}\right)$$

$$\tilde{\Delta} = 1.9\ cm$$

Le déplacement réel au sommet du système sol structure :

$\tilde{\Delta}_{réel} = \tilde{\Delta} \times \mu = 1.9 \times 2.705 = 5.14$ cm

Interprétation :

Tenant compte l'interaction sol-structure, on a enregistré une réduction de **5 %** de déplacement au sommet de la structure.

V.11.4.4 Calcul de l'allongement de la période suivant la translation selon y :

Un calcul détaillé et présenté ci-dessous et en supposant $\tilde{T} = T$, pour éclairer le processus.

Calcul illustratif (supposant $\tilde{T} = T$) : (Voir Annexe B.2)

A. Calcul des rigidités dynamique de la fondation rectangulaire enterré :

- **Raideur de translation suivant y :**

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\upsilon}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right]$$

Facteur d'enterrement :

$$\eta_y = \left[1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B}\right)\left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right]$$

$$\eta_y = 1$$

$$\alpha_y = 1$$

D'où la rigidité dynamique de translation :

$$\mathbf{K_{y,emb} = 6121481.048\ KN/m}$$

- **Raideur de balancement suivant xx :**

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-v}\left[3.2\left(\frac{L}{B}\right) + 0.8\right]$$

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 :

$$\eta_{xx} = 1$$

Modificateurs dynamiques de raideurs statiques :

$$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}\right)\ \tilde{a}_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + \ \tilde{a}_0^2}\right]$$

$$\tilde{a}_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} v_s} = \frac{2\pi \times 6.42}{1.154 \times 261} = \mathbf{0.134}$$

D'où :

$$\boldsymbol{\alpha_{xx} = 0.9957}$$

D'où la rigidité dynamique de balancement autour de l'axe xx :

$$\mathbf{K_{xx,emb} = 114832800\ KN/m}$$

B- 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 = 25.70 m
- La rigidité effective de la structure : K = 30444.29 KN/m
- La rigidité dynamique totale des fondations du mode de translation :

$k_{y_{tot}} = K_{\text{y,emb}}$ = 6121519481.048 KN/m

- La rigidité totale dynamique des fondations du mode de rotation :

$k_{xx_{tot}} = \text{K}_{\text{xx,emb}}$ = 114832800 KN/m

D'où : $\boldsymbol{\tilde{T} = 1.253\ sec}$

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 présentes dans le tableau suivant :

Paramètres en fonction de $\tilde{T}$	**valeur**
$\tilde{a}_0$	0.124
α_{xx}	0.9963
K_{xx}	114857399 KN/m
$k_{y_{tot}}$	6121481.048 KN/m
$k_{xx_{tot}}$	334897407 KN/m

Application dans la formule d'allongement de la période on trouve :

$$\tilde{T} = 1.2535\ sec$$

On répète le processus pour $\tilde{T} = 1.2535\ sec$, 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 $\tilde{T} = \mathbf{1.2535\ s}$.

Interprétation :

En tenant compte de l'interaction sol-structure (base flexible), on a enregistré une augmentation de **8.7 %** de la période.

C- Calcul de l'amortissement radiatif équivalent de la fondation rectangulaire :

Après avoir calculé la période à base flexible, on utilise la fréquence adimensionnelle trouvée $\tilde{a}_0$= 0.096 , pour calculer l'amortissement radiatif de la fondation rectangulaire.

Translation suivant x :

$$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi\, L/B)]}{(K_{y,ent}/GB)}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_y}\right]$$

Avec $\psi = \sqrt{2(1-\upsilon)/(1-2\upsilon)}$; $\psi \leq 2.5$ d'où : ψ = 2.4495

$$\beta_y = 0{,}0539 = \mathbf{5.39}\ \%$$

Balancement autour de l'axe xx :

$$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3)\left[\left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^3 + \psi\left(\frac{D}{B}\right)^3\left(\frac{L}{B}\right) + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + \psi\left(\frac{L}{B}\right)\right]\tilde{a}_0^2}{\frac{K_{xx,ent}}{GB^3}\left[\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + \tilde{a}_0^2\right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left(\psi\frac{L}{B} + 1\right)\left(\frac{D}{B}\right)^3}{\frac{K_{xx,ent}}{GB^3}}\right]\left[\frac{\tilde{a}_0}{2\alpha_{xx}}\right]$$

$$\boldsymbol{\beta_{xx} = 0.07\ \%}$$

D- Calcul de l'amortissement de la fondation :

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_y}\right)^2}\beta_y + \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T_{xx}}\right)}\beta_{xx}$$

Calcul des périodes sol-structure des modes de translation et de balancement respectivement :

$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k_y}}$ ce qui donne : $\boldsymbol{T_y = 0.081\ sec}$

$T_{xx} = 2\pi\sqrt{\frac{Mh^2}{k_{xx}}}$ ce qui donne : $\boldsymbol{T_{xx} = 0.283\ sec}$

$$\beta_{rd} = 0.03\ \%$$

De plus :

$$\beta_f = \left(1 - \frac{1}{\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2}\right)\beta_s + \beta_{rd}$$

D'où l'amortissement totale de fondation :

$$\boldsymbol{\beta_f = 0.58\ \%}$$

E- Calcul de l'amortissement total de système sol-structure :

Appliquons la formule :

$$\tilde{\beta} = \beta_f + \frac{\beta_{st}}{\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2_{eff}}$$

$$\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu_y}\left[\left(\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right)\right]\right\}^{0.5}$$

$$\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{2.712}\left[\left(\left(\frac{1.2535}{1.154}\right)^2 - 1\right)\right]\right\}^{0.5}$$

$$\boldsymbol{\left(\tilde{T}/_{T}\right)^2_{eff} = 1.033}$$

Alors, l'amortissement totale du système sol-structure :

$$\boldsymbol{\tilde{\beta} = 9.96\ \%}$$

Interprétation :

Passant de la structure à base fixe à la structure à base flexible, on a enregistré une diminution de **0.4 %** de taux d'amortissement globale de notre ouvrage.

F- Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V = C_s(T,\beta)W^* + C_s(T,\beta)(W - W^*)$$

Calcul du coefficient sismique C_s :

$$C_S = \frac{A\ D(T,\beta)Q}{R}$$

Calcul de facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \mathbf{0.763}$$

On a pour : $T_2 < T = 1.154\ s < 3s$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = \mathbf{1.092}$$

Ce qui donne :

$$\boldsymbol{C_S = 0.048}$$

L'effort tranchant à base fixe : **V = 1233.59 KN**

G- Calcul de la réduction de l'effort tranchant :

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 $\tilde{\eta}$:

$$\tilde{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2+\tilde{\beta}}} = \sqrt{\frac{7}{2+9.96}} = \mathbf{0.765}$$

On a pour : $T_2 \leq \tilde{T}$ = 1.2535 s ≤ 3s

$$\widetilde{D} = 2.5\tilde{\eta} \left(\frac{T_2}{\tilde{T}}\right)^{2/3} = \mathbf{1.036}$$

Alors :

$$\boldsymbol{\widetilde{C_S} = 0.046}$$

Calcul de B_{SSI} :

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100\tilde{\beta})}$$

$$\boldsymbol{B_{SSI} = 1.211}$$

La réduction de l'effort tranchant :

$$\boldsymbol{\Delta V = 107.10\ KN}$$

H- L'effort tranchant à base flexible :

$$\tilde{V} = V - \Delta V$$

$$\tilde{V} = 1233.59 - 107.10$$

$$\boldsymbol{\tilde{V} = 1126.49\ KN}$$

Interprétation :

Tenant compte de l'interaction sol-structure, on a enregistré une réduction significative de **8.68 %** l'effort tranchant à la base de la structure.

I- Calcul du déplacement au sommet de la structure :

$$\tilde{\Delta} = \frac{\tilde{V}}{V}\left(\Delta + \frac{M.h}{K_\theta}\right)$$

Le déplacement au sommet à base fixe :

$$\Delta = \frac{V}{K} = \frac{1233.59}{76110.58} = 0.016 \text{ m} = \textbf{1.6 cm}$$

Le déplacement au sommet à base flexible :

$$\tilde{\Delta} = 1.4\ cm$$

Le déplacement réel au sommet du système sol structure :

$\tilde{\Delta}_{réel} = \tilde{\Delta} \times \mu = 1.4 \times 2.712 = 3.79$ cm

Interprétation :

Tenant compte l'interaction sol-structure, on a enregistré une réduction importante de **12.5 %** de déplacement au sommet de la structure.

V.12 Conclusion :

En conclusion, notre analyse met en évidence que l'interaction entre le sol et la structure varie considérablement selon les axes spatiaux. Nous observons que cette interaction est négligeable dans la direction x, tandis qu'elle demeure présente, bien que marginale, selon l'axe y. Cependant, l'impact global de cette interaction sur notre structure reste quasi insignifiant. Ainsi, notre objectif principal réside désormais dans la réalisation d'une recherche bibliographique approfondie sur l'interaction sol-structure, en vue d'une application numérique spécifique à notre cas.

CONCLUSION GENERALE :

À la clôture de ce projet de fin d'études portant sur l'analyse sismique d'une tour de grande hauteur, nous avons exploré divers aspects fondamentaux de l'analyse et de la conception structurelle. La pertinence de cette étude sismique réside dans son rôle crucial pour assurer la sécurité des occupants du bâtiment face aux risques sismiques potentiels, qui constituent une menace réelle dans de nombreuses régions. Concevoir une structure capable de résister aux séismes est essentiel pour prévenir les pertes humaines et matérielles.

Ce projet nous a permis d'acquérir des compétences précieuses dans le domaine de la dynamique des structures et des sols. Nous avons exploré en profondeur les principes de la dynamique des structures, incluant 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 interactions entre le sol et la structure et leurs effets sur la réponse sismique.

En tant qu'ingénieur en Travaux publics, ce projet de fin d'études a été une occasion précieuse pour mettre en pratique nos connaissances théoriques et techniques dans un contexte concret. Nous avons pu appliquer les principes de conception parasismique en intégrant les réglementations et normes pertinentes, telles que le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

Grâce à la richesse et à la diversité de son contenu, notre mémoire a conclu de manière remarquable nos cinq années d'études, nous dotant ainsi d'un bagage de connaissances et de compétences solides pour aborder le monde professionnel ou poursuivre nos études de troisième cycle avec assurance et qualification.

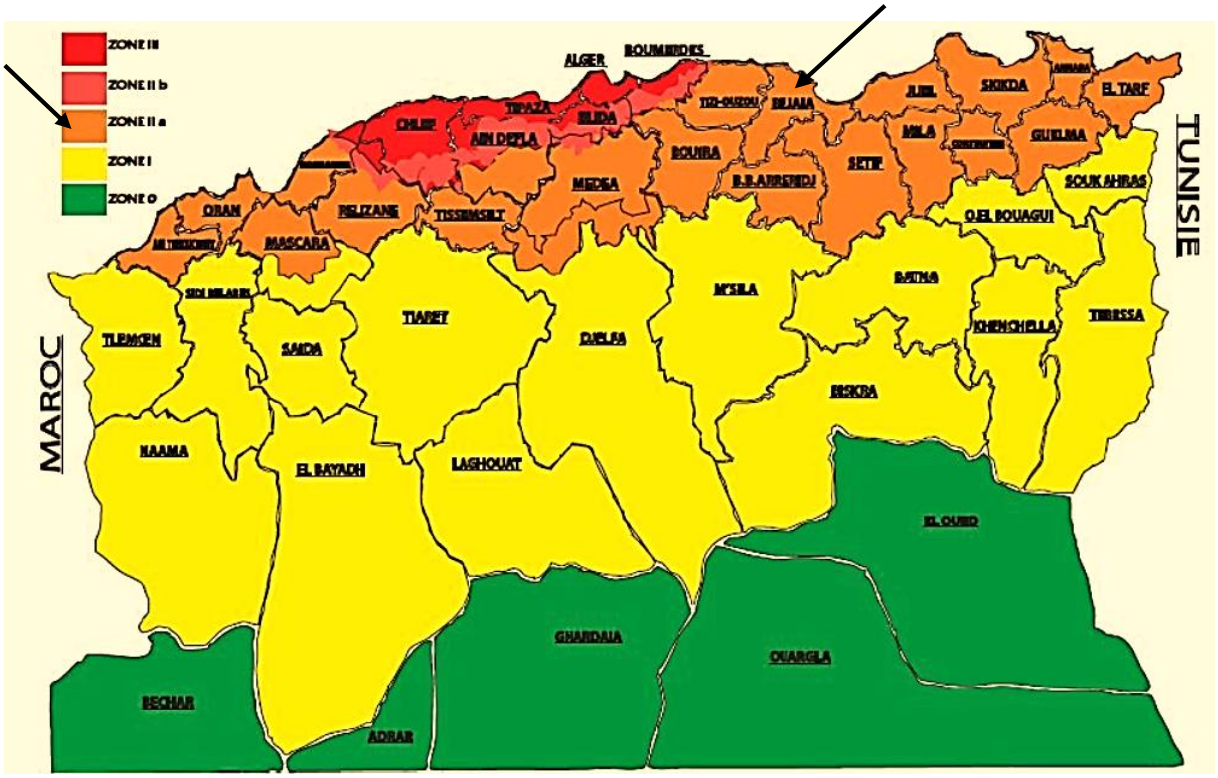
BIBLIOGRAPHIE

- **DTR-BC-2.41_**[**1993**]_Règles de conception et de calcul en béton armé (CBA)
- **DTU _**[**1999**]**_**Béton armé aux états limites (BAEL)
- **DTU-BC-2.48_**[**2003**]_Règlement parasismique algérien (RPA)
- **Jean Perchat et Jean Roux** pratique du BAEL _ cours avec exercices corrigés_
- **Y. Cheriat_**calcul des ouvrages en béton armé Régles CBA 93 RPA 2003
- **American society of civil engineers_**[**2022**]**_** ASCE 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
- **André PLUMIER, _**[**2006**]_ Construction en zone sismique, Chapitre 5. Conception parasismique des bâtiments, Université de liège, Belgique
- **Hugo Bachmann, _**[**2002**]**_**Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG
- **J.Betbeder Matibet_**[**2003**]**_**prévention parasismique volume 03,lavoisier
- **National Earthquake Hazards Reduction Program_**[2012]_ (NEHRP)
- **Vector Davidovici (**conception-construction et réhabilitation parasismique**)**
- **Vector Davidovici** (le projet de construction parasismique)
- **Pratique du calcul sismique** Sous la direction de Victor Davidovici, avec Dominique Corvez, Alain Capra, Shahrokh Ghavamian, Véronique Le Corvec et Claude Saintjean.
- **Amine Bou Mehdi _**[**2015**]**_** interaction dynamique sol-structure
- **Pr Hadid Mohamed _**[**2023**]**_ENSTP_** Cours de dynamique des structures
- **Mr Tounsi Khaled et Pr Hadid Mohamed_**[**2023**]**_ENSTP_** cours dynamique des sols
- **Mme M.Oumoussa _**[**2022**]**__**[**2023**]**_ ENSTP_** cours de bâtiment
- **Dr A.Messaoudi _**[**2023**]**_ENSTP_** cours mécanique des structures
- **Mr Hassan Aknouche _**[**2023**]**_ENSTP_** Esquisse Bâtiment
- **Mr Belaoura Mebarek _**[**2022**]**_ENSTP_** cours de béton armé
- **Bella Rami_**[**2022**]**_ENSTP_** Projet fin d'étude
- **Akeb Mohamed Ramzi_**[**2018**]**_ENSTP_**Projet fin d'étude
- **Hellal Mustapha _**[**2021**]**_ENSTP_** Projet fin d'étude
- **Bouzouina Anes _**[**2017**]**_ENP_** Projet fin d'étude (interaction sol-structure)

ANNEXES

ANNEXE (A) :

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	Ouvrages d'importance vitale : sécurité – hôpitaux
1B	0.12	**0.20**	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance :scolaire et bureaux
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants Habitations –bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faibles importance : Hangars

3. Valeurs des taux d'amortissement ξ (%) : (RPA 2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	**10**
Dense	7	5	

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	**Béton armé**	5
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	
1b	Portiques auto stables avec remplissage 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	Consoles verticale à masse réparties	2
6	Pendule inverse	2

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 :	
	- Salle d'exposition, de sport, lieux de culte, salle de réunions, avec places debout	0.30
	- Salle 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	Autre locaux non visé ci-dessus	0.60

6- Valeurs de coefficient C_T : (RPA 2003)

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	**0.075**
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	**0.085**
3	**Portiques auto stables 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 triangulés et des murs en maçonnerie	**0.050**

7- Valeurs de T_1 et T_2 :

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	**0.15**	0.15
T2(sec)	0.30	0.40	**0.50**	0.70

8- Valeurs de la pénalité sur le facteur de qualité P_q :

Critère q	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

ANNEXE (B) :

1- Interaction sol structure Suivant x :

		STATIC	DYNAMIC
		Kz	Kz
Stiffness	KN/m	**10480886**	**8054010**
Winkler	KN/m^3	**36703**	**28204**
		Ky	Ky
Stiffness	KN/m	**7950024**	**6121519**
Winkler	KN/m^3	**27840**	**21437**
		Kx	Kx
Stiffness	KN/m	**7 583 510,69**	**5 839 303,18**
Winkler	KN/m^3	**26556**	**20448**
		Kzz	Kzz
Stiffness	KNm/rad	**841324551**	**644130997**
Winkler	KN/m/rad	**2946210**	**2255664**
		Kyy	Kyy
Stiffness	KNm/rad	**977425244**	**748 081 446,73**
Winkler	KN/m/rad	**3422818**	**2619685**
		Kxx	Kxx
Stiffness	KNm/rad	**436263612**	**334935851**
Winkler	KN/m/rad	**1527739**	**1172902**

symbol	resultat de calcul
βsol	0,0367
T	1,37
μ	2,705
$\tilde{T}$	1,394346515
Tyy	0,237
TX	0,104519482
βrd	0,000302573
($\tilde{T}$ /T)eff	1,006606306
βf	0,001573012
β0	0,100264729
Bssi	1,21404488

Donnée RPA	Valeur
A	0,2
Q	1,1
D	0,9742
Ď	0,962
R	5
W (KN)	25674,2
Résultat	**valeur**
Cs	0,0428648
$\widetilde{Cs}$	0,042328
V (KN)	1100,519448
ΔV (KN)	129,3900317
$\tilde{V}$ (KN)	971,1294165

2- Interaction sol structure suivant y :

		STATIC	DYNAMIC
		Kz	Kz
Stiffness	KN/m	10480886	8046569
Winkler	KN/m^3	36703	28178
		Ky	Ky
Stiffness	KN/m	7950024	6121481
Winkler	KN/m^3	27840	21437
		Kx	Kx
Stiffness	KN/m	7583511	5839303
Winkler	KN/m^3	26556	20448
		Kzz	Kzz
Stiffness	KNm/rad	841324551	642480386
Winkler	KN/m/rad	2946210	2249884
		Kyy	Kyy
Stiffness	KNm/rad	977425244	744250247
Winkler	KN/m/rad	3422818	2606269
		Kxx	Kxx
Stiffness	KNm/rad	436263612	114832800
Winkler	KN/m/rad	1527739	402130

symbole	resultat de calcul
βsol	0,0367
T	1,154
μ	2,712
$\tilde{T}$	1,253588194
Txx	0,283
Ty	0,081
βrd	0,000260478
($\tilde{T}$ /T)eff	1,03266058
βf	0,00585994
β0	0,09963445
Bssi	1,211725711

Donnée RPA	Valeur
A	0,2
Q	1,1
D	1,092
Ď	1,036
R	5
W (KN)	25674,2
Résultat	**valeur**
Cs	0,048048
$\widetilde{Cs}$	0,045584
V (KN)	1233,593962
ΔV (KN)	107,1019344
$\tilde{V}$ (KN)	1126,492027