



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : Structure

Thème :

L'isolation sismique dans une structure

PRESENTE PAR :

MR: BERREZAK MOHAMMED CHAKIB

MR: AMAR BENABDALLAH OMAR

SOUTENU LE : 21-06-2023

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : Pr AMARA.KH

EXAMINATEUR : Pr GUENANECHÉ BOUCIF

ENCADREUR : Dr LAZIZI AMINA

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022/2023

Remercîment

Ce mémoire est le résultat d'un travail de longues recherches rudes.

Dans la préface, nous remercierons Dieu soubhanou Wa talaa de nous avoir guidé dans ce travail, et les personnes qui ont pu communiquer avec nous et nous aider à rédiger ce mémoire.

Je remercie mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi et grâce à leurs encouragements et soutiens.

Sans oublier Madame LAZIZI, notre encadreur dans ce mémoire, pour son aide précieuse et pour le temps qu'elle nous n'a consacré.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et personnes qui ont contribué à mes recherches en m'apportant leur soutien et leur expertise. Leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont grandement guidé mes réflexions tout au long de mon travail. J'ai été extrêmement reconnaissant de leur disponibilité pour me rencontrer et répondre à mes questions, ce qui a été essentiel pour approfondir ma compréhension du sujet que j'étudiais.

Enfin, je remercie mon binôme

A tous, je présent mon respect et ma gratitude.

Résumé

L'analyse des structures sous l'effet des séismes est un domaine de recherche actuel important dans les pays à forte activité sismique tels que l'Algérie. Conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA), qui considère le nord de l'Algérie comme une zone à risque sismique élevé, le pays est exposé à ces dangers potentiels.

Cette étude a pour but d'approfondir la compréhension de la conception paramétrique d'une structure en béton armé avec et sans système d'isolation utilisant des appuis parasismiques tel que les isolateurs en pendules glissants. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel ETABS.

Une comparaison des déplacements et des efforts tranchants à la base des structures a été réalisée. Les résultats obtenus démontrent que l'utilisation d'un système d'isolation parasismique permet de réduire les accélérations sismiques et augmenter les déplacements entre les étages et prolonger la période de la structure isolée en raison de sa grande flexibilité horizontale.

Mots clés : Structures, activité sismique, système d'isolation, étude paramétrique, pendules glissants, modélisation.

ملخص:

تحليل الهياكل تحت تأثير الزلازل هو مجال بحث حالي مهم في البلدان ذات نشاط زلزالي كبير مثل الجزائر. ووفقًا للوائح الزلازل الجزائرية التي تعتبر شمال الجزائر منطقة ذات مخاطر زلزالية عالية، فإن البلد معرض لهذه المخاطر المحتملة

هدف هذه الدراسة إلى تعميق فهم التصميم القابل للتعديل لهيكل من الخرسانة المسلحة مع وبدون نظام عزل يستخدم دعائم مضادة للزلازل مثل المعزلات الانزلاقية المعلقة. يتم إجراء النمذجة باستخدام برنامج (ايتابس).

تم إجراء مقارنة للتحركات والقوى القطعية في قاعدة الهياكل. أظهرت النتائج المستخلصة أن استخدام نظام عزل مضاد للزلازل يؤدي إلى تقليل كبير في التحركات بين الطوابق وتمديد فترة الهيكل المعزول بسبب مرونته الأفقية العالية.

الكلمات المفتاحية: الهيكل، العمل الزلزالي، نظام العزل، الأرصعة المنزقة. النمذجة.

Abstract:

The analysis of structures under the effect of earthquakes is an important current research field in countries with high seismic activity such as Algeria. According to the Algerian Seismic Design Code (RPA), which considers northern Algeria as a high seismic risk zone, the country is exposed to these potential hazards.

This study aims to deepen the understanding of the parametric design of a reinforced concrete structure with and without an isolation system using seismic supports such as sliding pendulum isolators. The modeling is performed using the ETABS.

A comparison of displacements and shear forces at the base of the structures was carried out. The results obtained demonstrate that the use of a seismic isolation system can reduce seismic accelerations and increase displacements between floors and extend the period of the isolated structure due to its high horizontal flexibility.

Keywords: Structures, seismic action, isolation system, parametric study, sliding pendulums.

Notations

U_g : Déplacement au sol.

m : Masse de la structure.

β : Facteur d'amortissement.

C : Matrice d'amortissement de la structure.

K : Matrice de rigidité de la structure.

U, \dot{U}, \ddot{U} : Vecteurs des déplacements, Vitesses et accélérations des degrés à la base.

A : Surface de l'isolateur.

t_r : Epaisseur totale des couches d'élastomère.

D : Déplacement horizontal.

K_v : Rigidité verticale.

E_c : Module de compression.

S : facteur de forme.

t : Epaisseur d'une seule couche d'élastomère.

d : Diamètre de l'isolateur.

G : Module de cisaillement.

F_y : Charge de plastification.

K_{eff} : Rigidité effective de l'isolateur.

D_y : Déplacement de rupture.

T : Période effective.

R : Rayon de courbure.

μ : Coefficient de frottement.

Z : Coefficient de zone sismique.

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active.

S_I : Coefficient caractérisant le type de sol.

D_T : Déplacement total.

D_{TM} : Déplacement total maximum.

g : Accélération de la pesanteur.

C_{VD}, C_{VM} : Coefficients sismiques.

T_D : Période en seconde de la structure isolée correspondant au déplacement minimum.

T_M : Période en seconde de la structure isolée correspondant au déplacement maximum.

K_{Dmin} : Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement minimum.

K_{Mmin} : Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement maximum.

W : Poids total de la structure. **e** : Excentricité.

V_B : Force sismique.

V_s : Force du cisaillement minimale.

I : Moment d'inertie de l'isolateur.

B : Largeur de l'appui.

DBE : tremblements de terre de conception (Design Basis Earthquake).

MCE : Tremblements de terre maximum (Maximum Capable Earthquake).

RI : un facteur de réduction de la force de conception (facteur de ductilité)

Sommaire

| | |
|--|----------|
| Introduction générale..... | 1 |
| 1^{ère} Partie : Étude de la structure sans système d’isolation (encastrée) | |
| Chapitre I : Présentation du projet | |
| I.1.Présentation de l’ouvrage : | 3 |
| I .2. Paramètres de calcul dynamique :..... | 3 |
| I .2.1. Données du site et caractéristiques géotechniques du sol :..... | 3 |
| I .3. La conception de la structure :..... | 4 |
| I .3.1. Plancher :..... | 4 |
| I .3.1.1Plancher à corps creux | 4 |
| I .3.1.2. Plancher dalle pleine : | 4 |
| I .3.2. Maçonnerie : | 5 |
| I .3.3. Escalier : | 5 |
| I .3.4. Revêtements : | 5 |
| I .3.5. L’acrotère : | 5 |
| I .4.Hypothèses de calcul : | 5 |
| I .4.1. Résistance du béton :..... | 5 |
| I .4.1.1. Résistance du béton à la compression :..... | 5 |
| I .4.1.2. La résistance du béton à la traction : BAEL (Art 2.1.12)..... | 6 |
| I .4.2. Aciers : | 6 |
| I .4.2.1. Différents types d’aciers :..... | 6 |
| I .5. Matériaux utilisés :..... | 6 |
| I .5.1. Béton :..... | 6 |
| I .5.2. Les composants du béton : | 7 |
| I .6. Résistance mécanique : | 7 |
| I .6.1. Résistance à la compression :..... | 7 |
| I .6.2. Résistance à la traction : BAEL (Art A.2.1.12)..... | 8 |
| I .7. Module de déformation longitudinal :..... | 8 |
| I .7.1. Module de déformation instantanée : CBA93 (Article A.2.1.2.1). | 8 |
| I .7.2. Module de déformation différée : CBA93 (Article A.2.1.2.2)..... | 8 |
| I .8. Coefficient de poisson : CBA 93 (Art 2.1.3) | 8 |
| I .9. Module limite de service d’acier : | 8 |

| | |
|---|-----------|
| I .9.1. Fissuration peu préjudiciable : | 8 |
| I .9.2. Fissuration préjudiciable : | 9 |
| I .9.3. Fissuration très préjudiciable : | 9 |
| I .10. Déformation et contrainte de calcul : | 9 |
| Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments | |
| II.1. Introduction : | 10 |
| II.2. Les planchers : | 10 |
| II.2.1. Plancher corps creux..... | 10 |
| II.2.2. Plancher à dalle pleine : (balcons)..... | 11 |
| II.3. Les poutres : | 12 |
| II.3.1. La poutre principale : | 13 |
| II.3.2. La poutre secondaire :(sens Y) | 13 |
| II.4. Les poteaux : | 14 |
| II.5. Les escaliers : | 16 |
| II.6.les voiles : | 17 |
| Chapitre III : Descente des charges | |
| III.1. Introduction : | 20 |
| III.2. Système porteur d'une structure : | 20 |
| III.3. Descente des charges : | 21 |
| III.3.1. Plancher terrasse inaccessible | 21 |
| III.3.2. Plancher d'étage courant | 21 |
| III.3.3. Le palier | 22 |
| III.3.4. Paillasse | 22 |
| III.3.5. Murs : | 23 |
| III.3.5. 1.Murs extérieures : (double paroi) | 23 |
| III.3.5.2. Murs intérieurs : (simple paroi) | 23 |
| III.3.6. L'acrotère | 24 |
| Chapitre IV : Étude des planchers | |
| IV.1. Introduction : | 25 |
| IV.2. Caractéristique géométrique des poutrelles : | 25 |
| IV.3 Plancher niveau terrasse inaccessible: | 25 |
| IV.3.1 Corps creux:..... | 25 |
| IV.3.2 Plancher en Dalle pleine:..... | 26 |
| IV.3.3. Plancher étage courant : | 26 |

| | |
|--|-----------|
| IV.4. Prédimensionnement des planchers : | 27 |
| IV.5 Poutres principales: | 27 |
| IV.5.1. Chainage secondaire : | 28 |
| IV.5.2 Dimensions de poutres et chaînages adoptés: | 29 |
| <u>Chapitre V : Étude des escaliers</u> | |
| V.1. Introduction : | 30 |
| V.2. Les types des escaliers : | 30 |
| V.2.1. Pré dimensionnement : | 30 |
| V.2.2. Combinaison d'action : | 32 |
| V.2.3. Calcul des sollicitations : | 33 |
| <u>Chapitre VI : Étude des éléments non structuraux</u> | |
| VI.1. Étude de l'acrotère : | 35 |
| VI.1.1. Introduction : | 35 |
| VI.1.2. Calcul des excentricités : | 35 |
| VI.1.3. Calcul des sections d'aciers : | 37 |
| VI.1.3.1. Calcul des aciers en flexion simple : | 37 |
| VI.1.3.2. Vérification des contraintes : | 38 |
| <u>Chapitre VII : Étude Sismique</u> | |
| VII.1. Introduction : | 39 |
| VII.2. L'objectif : | 39 |
| VII.3. Méthode de calcul : | 39 |
| VII.3.1. Principe de la méthode dynamique modale spectrale : | 40 |
| VII.3.2. Détermination des coefficients et les facteurs : | 40 |
| VII.4. Justification de sécurité : | 44 |
| VII.4.1. Justification de la force sismique totale de calcul : | 44 |
| VII.4.2. Vérification de déplacement : | 45 |
| VII.4.3. L'effort normal réduit : | 46 |
| VII.4.4. Justification de l'effet P- Δ : | 47 |
| <u>Chapitre VIII : Étude des éléments structuraux</u> | |
| VIII.1. Le poteau : | 50 |
| VIII.1.1. Introduction : | 50 |
| VIII.1.2. Recommandations de RPA : | 50 |
| VIII.1.2.1. Armatures longitudinales : | 50 |

| | |
|--|-----------|
| VIII.1.2.2. Armatures transversales : | 51 |
| VIII.1.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes : | 52 |
| VIII.1.4. Sollicitations de calcul : | 53 |
| VIII.1.5. Calcul de ferrailage : | 54 |
| VIII.2: poutres et chainages: | 54 |
| VIII.3. Les voiles : | 55 |
| VIII.3.1. Introduction : | 55 |
| VIII.3.2. Recommandations de RPA : | 55 |
| VIII.3.2.1. Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales : | 55 |
| VIII.3.2.2. Longueur de recouvrement : | 55 |
| VIII.3.3. Sollicitations de calcul : | 56 |
| VIII.3.4. Ferrailage : | 56 |

2^{ème} Partie : Étude de la structure avec système d'isolation (isolée)

Chapitre I : Notions de base sur des appuis parasismiques

| | |
|--|-----------|
| I.1 Introduction | 59 |
| I.2 Historique | 59 |
| I.3. L'objectif de l'isolation parasismique : | 60 |
| I.4. Principe de l'isolation parasismique | 60 |
| I.5. Champs d'application des appuis parasismiques : | 61 |
| I.6. Les différents types des appuis parasismiques : | 61 |
| I.6.1. Appuis à déformation : | 62 |
| I.6.2. Appuis à glissement : | 63 |
| I.6.3. Les appuis à déformation et glissement : | 64 |
| I.6.4. Les appuis à roulement : | 65 |
| I.7. Critères de choix des appuis parasismiques : | 66 |
| I.8. Les avantages et les inconvénients des appuis parasismique : | 66 |
| I.8.1. Les avantages des appuis parasismiques : | 66 |
| I.8.2. Les inconvénients : | 67 |
| I.9. Incidence sur le coût : | 67 |

Chapitre II : Théories de base sur les appuis parasismiques

| | |
|---|-----------|
| II.1. Fonctionnement et modélisation mathématique des appuis parasismiques | 68 |
| II-1-1- Appuis en pendules glissants : | 68 |

Chapitre III : Méthodes de calcul des structures isolées

| | |
|---------------------------------------|-----------|
| III.1. Code parasismique : | 70 |
| III.1.1. Critères de classification : | 70 |

| | |
|---|-----------|
| III.2. Méthodes de calcul des structures isolées | 71 |
| III.2.1- Méthode statique | 71 |
| III.2.2. Méthodes dynamiques..... | 75 |
| III.2.2.1. La méthode modale spectrale :..... | 75 |
| III.2.2.2. La méthode d'analyse par accélérogrammes | 76 |

Chapitre IV : Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

| | |
|--|-----------|
| IV.1. Méthodologie : | 78 |
| IV.1.1. Appuis en pendules glissants | 78 |
| IV.1.1.1 Dimensionnement | 78 |
| IV.1.1.2. Vérification..... | 79 |
| IV.1.2 Exemple de calcul :..... | 79 |
| IV.2. Conclusion : | 83 |

3^{ème} Partie : Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation avec l'influence de la hauteur

Chapitre I : Étude comparative de la structure avec et sans système d'isolation

| | |
|---|-----------|
| I .1. Introduction : | 84 |
| I .2. Etude comparative : | 84 |
| I .2.1. Périodes et facteurs de contribution modale : | 84 |
| I .2.2. Déplacement : | 86 |
| I .2.3. L'effort tranchant : | 87 |
| I .3. Conclusion : | 89 |

Chapitre II : L'influence de la hauteur des structures sur les appuis parasismiques

| | |
|--|-----------|
| II .1. Introduction : | 90 |
| II .2 Présentation d'étude : | 90 |
| II .3. Description des structures : | 90 |
| II .4. Résultats : | 92 |
| II .4.1. Périodes :..... | 92 |
| II .4.2. Les facteurs de contribution modale : | 93 |
| II .4.3. Les déplacements relatifs :..... | 93 |
| II .4.4. Les efforts tranchants :..... | 94 |
| II .5. Conclusion : | 94 |
| Conclusion générale | 95 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 1 : Plancher corps creux | 4 |
| Figure 2: Plancher dalle pleine | 4 |
| Figure 3: Les escaliers..... | 5 |
| Figure 4: plancher à corps creux | 10 |
| Figure 5: la poutrelle..... | 11 |
| Figure 6: Plancher a dalle pleine | 12 |
| Figure 7 : poteau..... | 15 |
| Figure 8: schéma en plan des escaliers | 16 |
| Figure 9: les différents types de voile | 18 |
| Figure 10: Vue en 2D de la structure R+5 sans système d'isolation | 19 |
| Figure 11: Transfert de charges de la superstructure vers le sol..... | 20 |
| Figure 12: L'acrotère | 24 |
| Figure 13: plancher à corps creux | 25 |
| Figure 14: terminologie d'escalier | 30 |
| Figure 15: les dimensions d'escalier | 30 |
| Figure 16: Diagramme Des Sollicitations De L'escalier | 33 |
| Figure 17: Schéma réel de l'acrotère | 35 |
| Figure 18: Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 38 |
| Figure 19: Spectre de réponse | 44 |
| Figure 20: vue en 3D de la structure De R+5 sans système d'isolation | 49 |
| Figure 21: Zone nodale | 51 |
| Figure 22: Schéma du ferrailage du voile | 58 |
| Figure 23: L'effet des appuis parasismique [12]..... | 61 |
| Figure 24: Les différents types d'appuis à déformation [12] | 63 |
| Figure 25: Les différents types d'appuis à glissement [12]..... | 64 |
| Figure 26: Appui à déformation et glissement [12] | 65 |
| Figure 27: Appuis à roulements [13] | 65 |
| Figure 28: Principe de fonctionnement | 68 |
| Figure 29: Modèle mathématique [17] | 69 |
| Figure 30: Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique | 74 |
| Figure 31: Déplacements du système d'isolation..... | 75 |
| Figure 32: Dimensions en plan pour la détermination du déplacement total..... | 75 |
| Figure 33: les déplacements de deux structures selon la direction X | 86 |
| Figure 34: les déplacements de deux structures selon la direction Y | 87 |
| Figure 35: les efforts tranchants de deux structures selon la direction X..... | 88 |
| Figure 36: les efforts tranchants de deux structures selon la direction Y | 88 |
| Figure 37: Vue en 3D de la structure R+10 sans système d'isolation | 92 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau 1: Les sections des poteaux | 16 |
| Tableau 2: Evaluation des charges " Plancher terrasse inaccessible " | 21 |
| Tableau 3: Evaluation des charges " Plancher d'étage courant " | 21 |
| Tableau 4: Evaluation des charges " Le palier " | 22 |
| Tableau 5: Evaluation des charges " Paillasse " | 22 |
| Tableau 6: Evaluation des charges " Murs extérieure " | 23 |
| Tableau 7: Evaluation des charges " Murs intérieure " | 23 |
| Tableau 8: valeurs de pénalités | 42 |
| Tableau 9: Vérification du déplacement de chaque niveau | 46 |
| Tableau 10: Vérification de l'effort normal réduit | 47 |
| Tableau 11: Vérificatio-n de l'effet $P-\Delta$ Selon X | 48 |
| Tableau 12: Vérification de l'effet $P-\Delta$ Selon Y | 48 |
| Tableau 13: vérification vis-à-vis du RPA | 52 |
| Tableau 14: L'effort normal réduite | 53 |
| Tableau 15: Sollicitations de calcul | 53 |
| Tableau 16: tableau de ferrailage poteaux | 54 |
| Tableau 17: ferrailage des poutres | 54 |
| Tableau 18: Ferrailage des voiles | 57 |
| Tableau 19: Périodes et facteurs de contribution modale | 82 |
| Tableau 20: les déplacements selon les directions x et y | 82 |
| Tableau 21: les efforts tranchants selon x et y | 83 |
| Tableau 22: Périodes et facteurs de contribution modale | 84 |
| Tableau 23: Périodes et facteurs de contribution modale | 85 |
| Tableau 24: les déplacements de deux structures selon les directions X et Y | 86 |
| Tableau 25: les efforts tranchants de deux structures selon les directions X et Y | 87 |
| Tableau 26: Les dimensions des poteaux | 91 |
| Tableau 27: Les périodes obtenues pour les différentes structures | 92 |
| Tableau 28: Les modes propres à considérer pour les différentes structures | 93 |
| Tableau 29: Déplacements des derniers niveaux selon X | 93 |
| Tableau 30: Déplacements des derniers niveaux selon Y | 93 |
| Tableau 31: Les efforts tranchants à la base selon X | 94 |
| Tableau 32: Les efforts tranchants à la base selon Y | 94 |

Introduction générale

Dans ce projet, nous a mis à l'épreuve toutes les connaissances que j'ai acquises au cours de mes études dernières années. Cependant, ce travail m'a également permis de comprendre le comportement des bâtiments lors d'un séisme et l'importance d'une étude approfondie et d'une exécution rigoureuse. En tant qu'ingénieurs civils, nous avons la responsabilité de garantir la sécurité des milliers de personnes dont la vie dépend de nos décisions.

Dans la plupart des régions sismiques, des techniques de construction visant à réduire les risques liés aux tremblements de terre sont utilisées pour augmenter la résistance des structures. Mais la question est de savoir comment et par quels moyens il est possible de renforcer la structure sous sollicitation sismique, et quel mode est le plus rentable, en termes de résistance, et bien sûr les bâtiments.

Effectivement, l'utilisation de la technologie sismique moderne telle que l'isolation sismique, qui comprend des amortisseurs et des isolateurs sismiques, est considérée comme l'un des meilleurs moyens d'assurer la sécurité des bâtiments face à des tremblements de terre violents. Cette technologie peut être appliquée à divers types de structures, y compris les structures en béton armé, les ponts, les installations lourdes telles que les centrales nucléaires, ainsi que les bâtiments stratégiques comme les hôpitaux et les centres de décision en cas de catastrophe.

En Algérie, le Centre Technique de Construction de Chlef (CTC-Chlef) a été pionnier dans l'introduction de cette technologie. Ils ont construit leur siège d'agence à Ain Defla.

Le présent travail consiste à étudier les structures avec et sans systèmes d'isolation thermique (basés sur le pendule glissant) et à comparer et évaluer leur rôle dans la réduction du risque sismique des superstructures. Cette mémoire s'articule autour de trois parties :

La première partie sera une étude sans système d'isolation d'un bâtiment RDC+5 étages à usage d'habitation situé à EL AMRIA wilaya de AIN TEMOUCHENT, cette région est classée en zone sismique moyenne II a, pendant l'analyse de notre structure nous avons relevé les points suivants :

- Il semble que nous souhaitons effectuer un prédimensionnement des éléments structuraux de votre étude en utilisant les références des normes RPA99/2003, BAEL91 et

CBA. De plus, nous mentionnons que les éléments tels que les poteaux et les poutres sont ferrailés selon les exigences minimales proposées par la norme RPA99/2003. Cependant, nous estimons que le règlement parasismique algérien nécessite une réforme importante et laissera la structure intacte pour une longue période de temps même en cas du séisme.

- Il semble que nous ayons choisi d'utiliser des semelles isolées pour notre structure, ce qui est souvent un choix courant en fonction de la charge provenant de la structure et de la nature du sol.

La deuxième partie sera une étude de la structure avec système d'isolation de type pendule glissant. On a présenté quelques définitions, généralités des appuis parasismiques ou l'isolateur parasismique les plus utilisées, aussi la théorie de base sur l'isolation parasismique avec leur comportement mécanique qui va nous permettre de formuler les équations du mouvement et des formulations mathématiques et des différentes méthodes de calcul des structures isolées selon le code Américain UBC97, pour déterminer leurs efforts et leurs déplacements ainsi le dimensionnement des appuis parasismiques, les isolateurs sismiques a été effectuées pour examiner son comportement lorsqu'elle est doté d'isolateur.

Dans la troisième partie de l'étude comparative, nous allons analyser les différences entre une structure avec système d'isolation et une structure sans système d'isolation, en mettant l'accent sur l'influence de la hauteur des appuis. Nous évaluerons également les performances des structures isolées par rapport à celles contreventées par des voiles

Enfin, il se termine par une conclusion générale, qui contient une discussion des résultats de l'étude.

1^{ère} Partie :

**Étude de la structure sans
système d'isolation
(encastrée)**

Chapitre I

Présentation du Projet

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet de notre étude est une réalisation des logements promotionnels a EL AMRIA VILLE daïra de EL AMRIA wilaya de AIN TEMOUCHENT (étude une bâtiment de R+5) . Cette zone est considérée comme une zone de moyenne sismicité (ZONE II, selon le Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).

Notre structure comporte :

- La structure de nos blocs est en béton armé avec poteaux poutre, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.
- On désigne sous ces dénominations des planchers constitués par des corps creux avec des poutres, supportés directement par des poteaux en béton armé.
- Le système de fondation est assuré par des semelles isolée avec contrainte admissible de sol de 2.20 bars pour le site 01 et 2.50 bars pour le site 02.

I .2. Paramètres de calcul dynamique :

Bloc du projet :

- Longueur du bâtiment : 28.80 m
- Largeur du bâtiment = 12.60 m.
- Hauteur d'étage : +3.06m
- Hauteur du bâtiment : BLOCA « B » et « C » :18.36m.

I .2.1. Données du site et caractéristiques géotechniques du sol :

Le bâtiment est implanté dans une zone moyenne sismicité (zone II a). (RPA 99/version 2003).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2.20$ bars.

I .3. La conception de la structure :

I .3.1. Plancher :

C'est un ouvrage plan séparant les niveaux d'une habitation. il existe pour le but de supporter les charges et transmettent à l'élément porteurs d'un bâtiment.

I .3.1.1 Plancher à corps creux

C'est un plancher en béton préfabriqué, constitué de trois éléments : une structure porteuse, des hourdis et une dalle de compression.

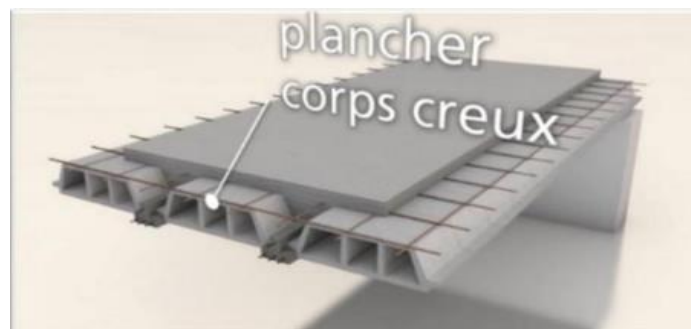


Figure 1 : Plancher corps creux

Nous avons choisi pour des dalles en corps creux pour le but de :

- La facilité de réalisation.
- Raison économique.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

I .3.1.2. Plancher dalle pleine :

Pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme dans la dalle de sous-sol et le palier de repos des escaliers. et constitué d'une épaisseur de béton armé de 20 cm en moyenne.

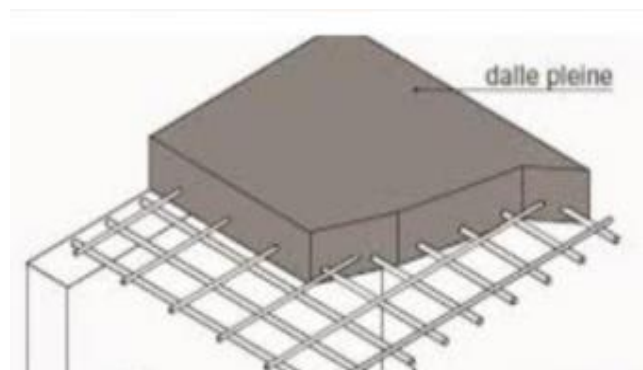


Figure 2: Plancher dalle pleine

I .3.2. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses dans (les murs extérieurs et les murs intérieurs)

I .3.3. Escalier :

Suite de degrés permettant de passer d'un niveau à un autre

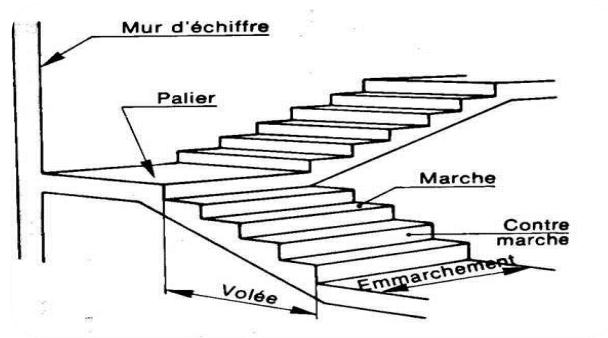


Figure 3: Les escaliers

I .3.4. Revêtements :

Cette opération est approuvée par le maître d'œuvre et elle contient des choix pour le bâtiment concernant la peinture et de composition et des défauts de fabrication devront être rejetés.

I .3.5. L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur. C'est pour le but de la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales

I .4.Hypothèses de calcul :

I .4.1. Résistance du béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 MPa

I .4.1.1. Résistance du béton à la compression :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

Et puisque les voiles sont attachés par des poteaux donc le voile doit être au 30 MPA à la réalisation.

I .4.1.2. La résistance du béton à la traction : BAEL (Art 2.1.12)

La résistance du béton à la traction simple à 28 jours est :

$$f_{cj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \Rightarrow 2.1 \text{ MPa}$$

I .4.2. Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Ces aciers sont appelés « armatures ».

I .4.2.1. Différents types d'aciers :

- a) **Les ronds lisses (R.L)** : Les ronds lisses sont des aciers doux laminés à chaud. Ils existent en deux nuances et sont caractérisés par leur limite d'élasticité désignée par feE215 et feE235. Les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.
- b) **Les aciers à haute adhérence (H.A)** : sont des types d'acier utilisés dans la construction pour leur résistance et leur adhérence accrues On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même
- c) **Treillis soudés** : sont des structures métalliques composées de barres d'acier longitudinales et transversales soudées ensemble pour former des panneaux en treillis. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances Les armatures longitudinales doivent être : de haute adhérence avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$.

Dans notre ouvrage on utilise :

- Armatures longitudinales et transversales en barre HA de nuance Fe E400 ($f_e = 400 \text{ MPa}$)
- Dalles en Treillis soudé de nuance TLE 520 ($\varnothing \leq 6 \text{ mm}$) ($f_e = 520 \text{ MPa}$)

I .5. Matériaux utilisés :

I .5.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, d'eau, de granulats (sable, gravier, pierre concassée, etc.) et éventuellement d'adjuvants (produits chimiques ajoutés au mélange pour améliorer certaines propriétés du béton). Le mélange est coulé dans des moules ou des coffrages pour prendre une forme donnée, puis il durcit et se solidifie en quelques heures ou quelques jours.

I .5.2. Les composants du béton :

- a) **Le ciment** : Le ciment est un matériau de construction composé principalement de calcaire, d'argile, de sable et de minerai de fer. Il est utilisé pour lier ensemble des matériaux de construction
- b) **L'eau de gâchage** : est un terme utilisé dans le domaine de la construction et désigne l'eau qui est ajoutée aux mélanges de ciment ou de béton pour ajuster leur consistance et faciliter leur travail. Prenez garde à ne pas l'ajouter avec excès sous risque d'altérer les performances de votre béton
- c) **Les granulats** : Les granulats sont des matériaux solides d'origine minérale, utilisés pour la construction. Ils sont couramment utilisés dans la production de béton, d'asphalte, de mortier et d'autres matériaux de construction. Les granulats sont classés en différentes catégories en fonction de leur taille. Les plus petits sont appelés sable, les moyens sont appelés gravier et les plus gros sont appelés cailloux.
- d) **Les adjuvants** : les adjuvants sont des produits chimiques ajoutés au béton, à la chaux, au mortier et à d'autres matériaux de construction pour améliorer leurs propriétés physiques et mécaniques. Les adjuvants peuvent être classés en plusieurs catégories en fonction de leur fonction, notamment (réduction d'eau – retardement - d'accélération – résistance – fluidité)

I .6. Résistance mécanique :

I .6.1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm. Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. (BAEL)

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = (j / 4.76 + 0.83j) f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = (j / 1.40 + 0.95j) f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

I .6.2. Résistance à la traction : BAEL (Art A.2.1.12)

La résistance à la traction à j jours f_{tj} est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

I .7. Module de déformation longitudinal :

il y'a deux module de déformation du béton

I .7.1. Module de déformation instantanée : CBA93 (Article A.2.1.2.1).

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{pour les charges de courtes durées (} t \leq 24\text{h)}$$

$$\text{d'ou pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{i28} = 32\,164 \text{ MP}$$

I .7.2. Module de déformation différée : CBA93 (Article A.2.1.2.2).

$$E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{pour les charges de longues durées (} t > 24\text{h)}$$

$$\text{d'où pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{i28} = 10\,819 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \quad E_{i28} = 11\,496 \text{ MPa}$$

I .8. Coefficient de poisson : CBA 93 (Art 2.1.3)

Le coefficient de poisson est pris égal a :

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (E.L.S.)
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (E.L.U.)

I .9. Module limite de service d'acier :

I .9.1. Fissuration peu préjudiciable :

Est une fissure qui n'affecte pas de manière significative la performance ou la sécurité d'un objet d'une structure

$$\sigma_{st} = f_e$$

σ_{st} : Contrainte de traction d'aciers

f_e : Limite d'élasticité des aciers

I .9.2. Fissuration préjudiciable :

Peut se produire en raison de divers facteurs tels que la contrainte, la déformation, la corrosion ou les changements de température, entre autres.

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(2/3f_e ; 110 \sqrt{(\eta \times f_{tj})}) \quad \text{et} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

I .9.3. Fissuration très préjudiciable :

Les éléments dans un milieu agressif (sol, acide)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(1/2f_e ; 90 \sqrt{(\eta \times f_{tj})})$$

η : Coefficient de fissuration

{ $\eta=1$ ronds lisses

{ $\eta= 1.6$ armatures hauts adhérences

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_{st}$ Tel que : $f_e = 400$ MPA (f_e : la limite élastique de l'acier).

I .10. Déformation et contrainte de calcul :

Depuis BAEL91 (Art A4.3. 41)

$$\sigma_{bc} = (0.85 / \theta \cdot \gamma_b) f_{c28}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ (situation durable)

$\gamma_b = 1,15$ (situation accidentelle)

θ : varie en fonction de la durée probable de la combinaison d'action considérée.

$\theta = 1,0$ si $t > 24h$

$\theta = 0,9$ si $1 < t \leq 2h$

$\theta = 0,85$ si $t < 1h$

Chapitre II

Pré dimensionnement Des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux est définir les dimensions des différents éléments de la structures Pour assurer la stabilité et une bonne tenue de l'ouvrage, il faut que tous les éléments soient

Bien dimensionnés :

- **Sollicitations verticales** : dues aux charges permanentes surcharges du plancher, poutrelles et poutres.
- **Sollicitations horizontales** : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA99-VERSION2003**), (**BAEL**) et du **CBA 93**.

II.2. Les planchers :

C'est une surface horizontale sépare deux niveaux successifs d'une construction et est capable de supporter des charges.

Notre projet dispose deux types de planchers :

II.2.1. Plancher corps creux

C'est un plancher en béton préfabriqué, constitué de trois éléments : une structure porteuse, des hourdis et une dalle de compression

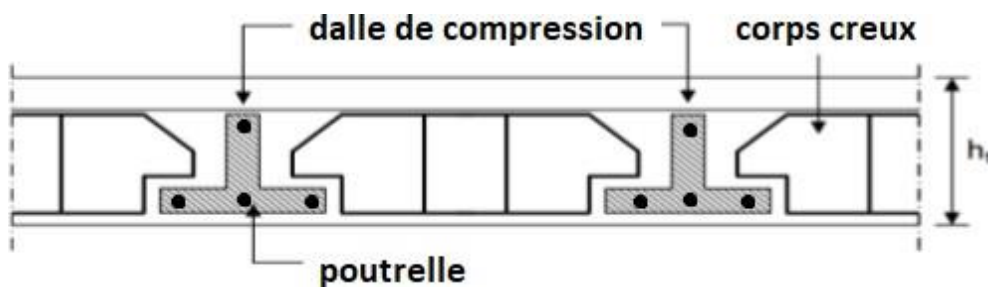


Figure 4: plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

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

$L_{max} = 4,05 \text{ m}$

Application numérique :

$$\frac{405}{25} \leq Ht \leq \frac{405}{20}$$

$$16,20 \leq Ht \leq 20,2$$

Donc on opte pour un plancher en corps creux de 16+5 cm d'épaisseur.

- **Condition d'isolation thermique :**

$$Ht = 21 > 16 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

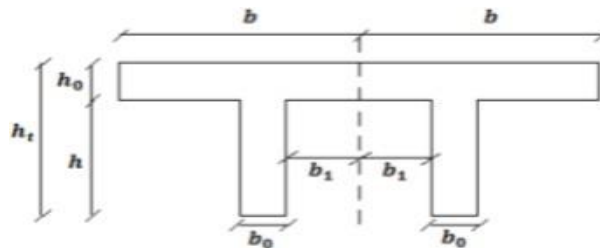
- **Dimension des poutrelles :**

Figure 5: la poutrelle

$$b_1 \leq \frac{b-b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{60-12}{2}$$

$$b_1 \leq 24$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min$$

$$b_1 = \frac{L}{10}$$

$$b_1 = \frac{405}{10}$$

$$b_1 = 40.5$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$6 \times 5 \leq b_1 \leq 8 \times 5$$

$$30 \leq b_1 \leq 40$$

Donc : $b_1 = 24 \text{ cm}$

- **Vérification :**

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

II.2.2. Plancher à dalle pleine : (balcons)

Un plancher dalle est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux.

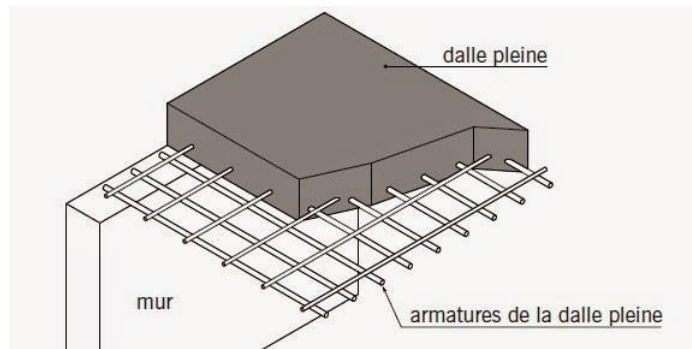


Figure 6: Plancher a dalle pleine

Calculer selon la relation suivante :

$$\frac{L(D.P)}{35} \leq h(D.P) \leq \frac{L(D.P)}{30}$$

L(D.P): Largeur de balcon.

Application numérique :

L (D.P) = 130 cm

$$\frac{130}{35} \leq h(D.P) \leq \frac{130}{30}$$

$$3,71 \leq h(D.P) \leq 4,33$$

On prend généralement : e = 15 cm.

II.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les Surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux, Appelées aussi, Pannes, Frames...

Les poutres sont près dimensionnées d'après le règlement BAEL 91 et les prescriptions Proposées par R.P.A.

II.3.1. La poutre principale :

Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposantes.

- Critère de rigide :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

- Application numérique : (le sens X)

$$L_{max} = 5,00 \text{ m}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33,33 \leq h \leq 50$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{PP (30} \times \text{40)}$

- **Vérification de RPA99 :**

$$b = 30 \geq 20 \quad \text{C.V}$$

$$h = 40 \geq 30 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,3 \leq 4 \quad \text{C.V}$$

II.3.2. La poutre secondaire :(sens Y)

- Critère de rigidité :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : la plus grande portée (entre nus d'appuis).

- **Application numérique :**

$$L_{max} = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{PS (30} \times \text{30)}$

- Vérification de RPA 99 :

$$b = 30 \geq 20 \quad \text{C.V}$$

$$h = 30 \geq 30 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

II.4. Les poteaux :

Élément vertical portant la structure située au-dessus de cet élément. Les efforts appliqués le mettent en compression.

- Critère de résistance :

Critère de flambement : $l = l_f / i$ (Article B 8.4.1 BAEL91).

Avec : l : L'élançement mécanique d'une pièce comprimée

l_f : Longueur de flambement d'une pièce

$l_f = 0.7 \cdot l_0$ (Article B 8.3.31 BAEL91).

l_0 : Longueur libre de l'élément verticale appartenant à un bâtiment à étage multiple est comptée entre faces supérieures de deux planchers ou de ses jonctions avec la fondation à la face supérieure du premier plancher (Art B.3.1 BAEL91).

i : Rayon de giration de la section droite du béton seul.

I : Moment d'inertie

B : Section du béton.

$$i = (I/B)^{1/2}$$

$$I_{xx} = \frac{axb^3}{12}$$

$$I_{yy} = (a^3xb)/12$$

Données saisies :

Hauteur de poteaux : 3.06 m

Longueur de flambement : 2.16 m

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Donc :

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right) \Rightarrow \beta = 1.2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{1}{100} = 1\% \Rightarrow A : \text{section d'acier.} \quad B : \text{section du béton.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

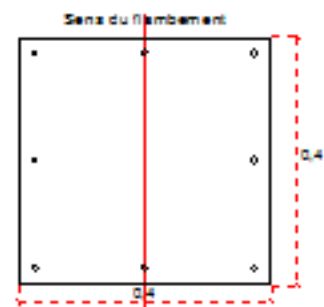
Résultats des calculs :

Section d'armatures : 12.32 cm

Effort critique : 2.078 KN

Elancement géométrique : 18.78

Donc :

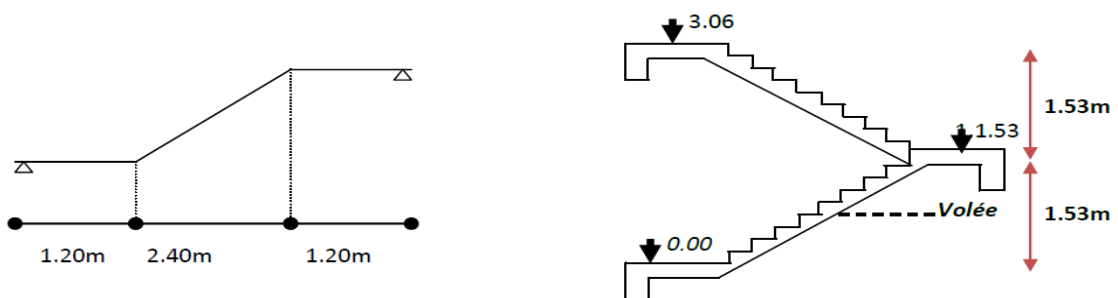
On prend : $h=b=40\text{cm} \Rightarrow$ le poteau est de **(40×40)**.**Figure 7 : poteau**

- Récapitulation des Pré – dimensionnement des poteaux :

| Niveau | Poteaux (cm ²) |
|------------------------|----------------------------|
| R.D.C | 45× 45 |
| 1 ^{ère} étage | 40× 40 |
| 2 ^{ème} étage | 40× 40 |
| 3 ^{ème} étage | 35× 35 |
| 4 ^{ème} étage | 35× 35 |
| 5 ^{ème} étage | 30× 30 |

Tableau 1: Les sections des poteaux**II.5. Les escaliers :**

Ouvrage de circulation verticale comprenant une suite de degrés (marches ou paliers) destiné à relier deux plans horizontaux placés à différentes hauteurs.

**Figure 8: schéma en plan des escaliers**

D'après la relation de BAEL

$$60 \leq 2h+g \leq 66\text{cm.}$$

On prend : $h=15\text{cm}$ $g=30\text{cm}$

Soit : $2h+g=64\text{cm.}$

Donc : $60 \leq 2h+g=60 \leq 66\text{cm} \Rightarrow \text{C.V}$

a) Nombre des contremarches :

$$h = \frac{H}{n} \rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{1.65}{0.15} = 11$$

Donc le nombre contre marches = 11

Le nombre de marches : $n-1 = 10$ marches

b) Inclinaison de la pailleasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{15}{30} \Rightarrow \alpha = 27^\circ$$

c) Longueur de la pailleasse :

$$L = \frac{300}{\cos \alpha} = \frac{300}{\cos(27)} \Rightarrow L = 4.65 \text{ m.}$$

d) Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L = (3.45 + 1.37) = 4.82\text{cm}$$

$$\Rightarrow \frac{3.45}{30} \leq e \leq \frac{3.45}{20} \Rightarrow 11 \leq e \leq 17.29$$

On prend : $e = 15 \text{ cm.}$

II.6.les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

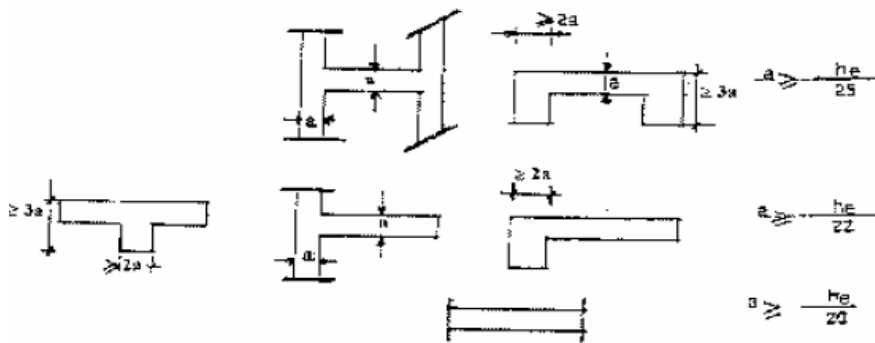


Figure 9: les différents types de voile

- Dimensions des voiles :

D'après RPA99/V2003 [7.7.1.], les dimensions minimales des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4a.$$

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

a : épaisseur du voile.

L : La largeur du voile : L = 388 cm.

h_e : Hauteur libre entre deux étages.

Application numérique :

$$L = 388 \text{ cm.}$$

$$h_e = 306 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } a \geq \frac{306-30}{25} \quad \Rightarrow \quad a \geq 11.04$$

On prend : a = 20cm.



Figure 10: Vue en 2D de la structure R+5 sans système d'isolation

Chapitre III

Descente des Charges

III.1. Introduction :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Étant donné que toute structure est soumise à des charges de gravité, le chemin de la force va du niveau le plus élevé (toit) au niveau le plus bas (fondation).

III.2. Système porteur d'une structure :

La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur, il correspond au squelette du bâtiment. Le reste constitue l'enveloppe du bâtiment.

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (Planchers ou dalles, poutres).
- Les porteurs verticaux (Poteaux, murs ou voile).
- Les charpentes.

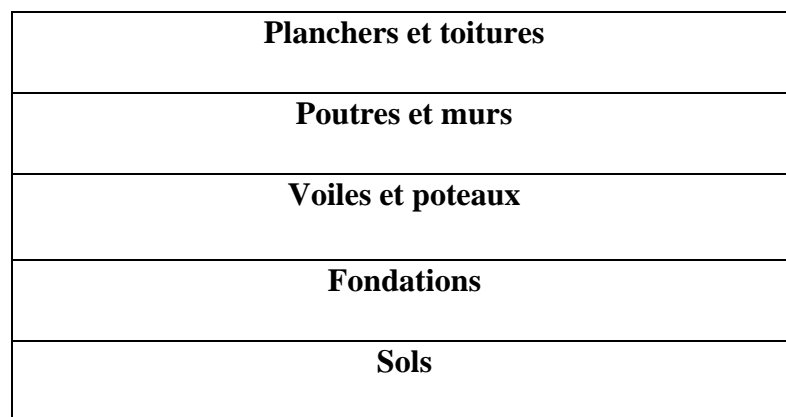


Figure 11: Transfert de charges de la superstructure vers le sol

La descente de charges consiste à répartir les charges sur la structure de haut en bas. Cela permet de dimensionner chaque élément en fonction des charges appliquées. L'objectif est d'assurer la stabilité de la structure.

III.3. Descente des charges :**III.3.1. Plancher terrasse inaccessible**

- Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

- Charges permanentes :

| Matériaux | | G (KN/m ²) |
|--------------------------|--|------------------------|
| 1 | Gravillon de protection (4 cm) | 0.80 |
| 2 | Etanchéité en multiple couche | 0.12 |
| 3 | Isolation thermique en polystyrène | 0.16 |
| 4 | Par vapeur en feutre | 0.04 |
| 5 | Béton de la forme de pente (ep = 15cm) | 2.20 |
| 6 | Corps creux (16+5) cm | 2.94 |
| 7 | Enduit en ciment | 0.36 |
| Charge permanente | | 6.62 |

Tableau 2: Evaluation des charges " Plancher terrasse inaccessible "

III.3.2. Plancher d'étage courant

- Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation d'un plancher d'étage courant est estimée à : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

- Charges permanentes :

| Matériaux | | G (KN/m ²) |
|--------------------------|----------------------------------|------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.50 |
| 2 | Lit de sable y/c Mortier de pose | 0.66 |
| 3 | Plancher corps creux (16+5) | 2.94 |
| 4 | Enduit en ciment | 0.36 |
| 5 | Cloisons de séparation | 1.00 |
| Charge permanente | | 5.46 |

Tableau 3: Evaluation des charges " Plancher d'étage courant "

III.3.3. Le palier

- Charges d'exploitation :

Pour un bâtiment à usage de bureaux la charge d'exploitation est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

| Matériaux | G (KN/m ²) |
|----------------------------------|------------------------|
| Carrelage | 0,50 |
| Lit de sable y/c mortier de pose | 0,66 |
| Poids propre | 3,75 |
| Enduit en ciment | 0,36 |
| Cloisons de séparation | 1.00 |
| Charge permanente | 6.27 |

Tableau 4: Evaluation des charges " Le palier "

III.3.4. Paillasse

- Charges d'exploitation :

De même que pour le palier, la charge d'exploitation est de : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

- Charges permanentes :

| Matériaux | G (KN/m ²) |
|-----------------------------|------------------------|
| Carrelage horizontale | 0,44 |
| Carrelage verticale | 0,29 |
| Mortier de pose horizontal | 0,22 |
| Mortier verticale 20 × 0,02 | 0,22 |
| Marches 25×0.17/2 | 2,12 |
| Paillasse 25×0.15/0.85 | 4,31 |
| Enduit en ciment 18 × 0,02 | 0,36 |
| Garde-corps | 1 |
| Charge permanente | 8,96 |

Tableau 5: Evaluation des charges " Paillasse "

III.3.5. Murs :**III.3.5. 1. Murs extérieures : (double paroi)**

| Matériaux | G (KN/m²) |
|----------------------------------|-----------------------------|
| Enduit intérieur en ciment (2cm) | 0.36 |
| Brique creuse (10 cm) | 0.90 |
| Lame d'air (5 cm) | 0.00 |
| Brique creuse (15 cm) | 1.30 |
| Enduit extérieur en ciment | 0.36 |
| Charge permanente | 2.92 |

Tableau 6: Evaluation des charges " Murs extérieure "**III.3.5.2. Murs intérieurs : (simple paroi)**

| Matériaux | G (KN/m²) |
|----------------------------------|-----------------------------|
| Enduit intérieur en ciment (2cm) | 0.36 |
| Brique creuse (10 cm) | 0.90 |
| Enduit extérieur en ciment | 0.36 |
| Charge permanente | 1.62 |

Tableau 7: Evaluation des charges " Murs intérieure "

III.3.6. L'acrotère

- Charges d'exploitation :

$$Q=1 \text{ KN/ml.}$$

- Charges permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = [(0.1 \times 0.5) + (0.05 \times 0.22)] + \frac{0.05 \times 0.12}{2} + 0.05 \times 0.1$$

$$S = 0,0618m^2.$$

$$G = 0,0618 \times 2500 \rightarrow G = 1.55 \text{ KN/ml.}$$

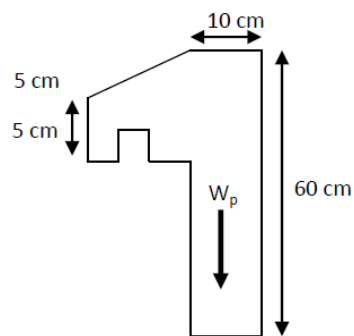


Figure 12: L'acrotère

Chapitre IV

Étude des Planchers

IV.1. Introduction :

Les planchers sont des surfaces horizontales qui constituent la base des étages et des pièces dans le bâtiment. Ils sont Généralement construits en bois, béton ou en acier. Ils peuvent également être renforcés pour résister aux charges l'ours et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique
- Fonction d'isolation thermique et phonique
- Transmettre les charges verticales aux éléments porteurs et repartis les charges horizontales au système de contreventement

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation à cause de :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Economie
- Plus légère que la dalle pleine.

IV.2. Caractéristique géométrique des poutrelles :

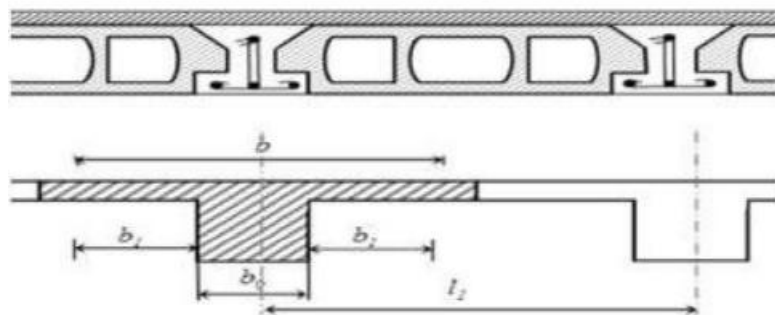


Figure 13: plancher à corps creux

IV.3 Plancher niveau terrasse inaccessible:

IV.3.1 Corps creux:

Gravillon de protection (4 cm) = 0.80 KN/m²

Etanchéité en multiple couche = 0.12 KN/m²

Isolation thermique en polystyrène = 0.16 KN/m²

Par vapeur en feutre = 0.04 KN/m²

Béton de la forme de pente (ep =15cm) = 2.20 KN/m²

Corps creux (16+5) cm = 2.94 KN/m²

Enduit en ciment = 0.36 KN/m²

Gt = 6.62 KN/m²

IV.3.2 Plancher en Dalle pleine:

Gravillon de protection (4 cm) = 0.80 KN/m²

Etanchéité en multiple couche = 0.12 KN/m²

Isolation thermique en polystyrène = 0.16 KN/m²

Par vapeur en feutre = 0.04 KN/m²

Béton de la forme de pente (ep =15cm) = 3.30 KN/m²

Dalle plein eps 15 cm = 3.75 KN/m²

Enduit en ciment = 0.36 KN/m²

Gt = 8.53 KN/m²

IV.3.3. Plancher étage courant :

Plancher en Corps creux :

Revêtement en carrelage = 0.50 KN/m²

Lit de sable y/c Mortier de pose = 0.66 KN/m²

Plancher corps creux (16+5) = 2.94 KN/m²

Enduit en ciment = 0.36 KN/m²

Cloisons de séparation = 1.00 KN/m²

Gt : 5.46 KN/m²

Plancher en DALLE PLEINE :

Revêtement en carrelage = 0.50 KN/m²

Lit de sable y/c Mortier de pose = 0.66 KN/m²

Dalle pleine EPS=15 cm = 2.50 KN/m²

Enduit en ciment = 0.36 KN/m²

Cloisons de séparation = 1.00 KN/m²

Gt : 5.04 KN/m²

IV.4. Prédimensionnement des planchers :

Il y a trois méthodes de calcul pour la détermination des sollicitations des poutres continues :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Calcul :

$$l/20 \geq HT \geq l/25$$

L : portée de la poutrelle entre nu

$$L_{\max} = 4.05 \text{ m}$$

$$405/20=20.2 \geq HT \geq 405/25=16.20$$

Donc on opte pour un plancher en corps creux de 16+5 cm d'épaisseur. C'est le produit disponible dans le marcher nationale

IV.5 Poutres principales:a) **Poutre type 01 :**

Selon le critère de rigidité : $L/15 \leq h \leq L/10$

L : le porté maximal entre nu

h : hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 5.00 \text{ cm} \quad \text{d'où} \quad 50\text{cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte h = 40 cm

La largeur de la poutre sera :

$$b \geq h/3 = 13.30 \text{ cm on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification selon le RPA 99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h/b = 2 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de flexibilité (selon le BAEL91)

$$h/l \geq 40/505 \text{ ----- } h \geq L/16$$

$$h \geq 505 / 16 \text{ ----- } h \geq 31 \text{ cm}$$

On a $h = 40$ donc la condition est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc la section (30x 40) cm² est convenable

b) **Poutre type 02 :**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L_{\max} = 300 \text{ cm d'ou } 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte $h = 30 \text{ cm}$

La largeur de la poutre sera :

$$b \geq h/3 = 10.00 \text{ cm on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification selon le RPA 99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h/b = 2 < 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de flexibilité (selon le BAEL91) :

$$h/l \geq 30/300 \text{ ----- } h \geq L/16$$

$$h \geq 300 / 16 \text{ ----- } h \geq 19 \text{ cm} \quad \text{On a } h = 30$$

Donc la condition est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc la section (30x 30) cm² est convenable

IV.5.1. Chainage secondaire :

a) **Chainage type 01 :**

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L_{\max} = 405 \text{ cm d'ou } 27 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte $h = 30 \text{ cm}$

La largeur de la poutre sera :

$$b \geq h/3 = 10.00 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

Les conditions du RPA 99 sont vérifiées.

Vérification de flexibilité (selon le BAEL91)

$$h/l \geq 30/405 \text{ -----} h \geq L/16$$

$$h \geq 30 /16 \text{-----} h \geq 18.7 \text{ cm}$$

On a $h = 30$ donc la condition est vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc la section (30x 30) cm² est convenable

IV.5.2 Dimensions de poutres et chaînages adoptées:

D'après le Chap. 7.7 du RPA99/Version 2003, sont considérés comme voiles les éléments Satisfaisant à la condition : $l \geq 4a$. Min des voiles sera de 80 cm (condition assurée) L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur Libre d'étage hé et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante.

On adopte l'épaisseur des voiles 20cm

Chapitre V

Étude des Escaliers

V.1. Introduction :

Un escalier dans un bâtiment est un élément architectural qui permet de se déplacer verticalement entre différents niveaux, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

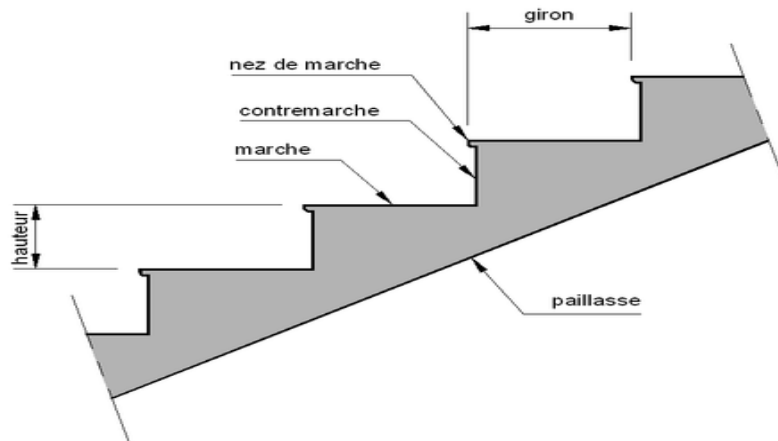


Figure 14: terminologie d'escalier

V.2. Les types des escaliers :

Dans notre cas les escaliers sont à marches droites et ceci surtout leurs facilités d'exécution, et on a un seul type.

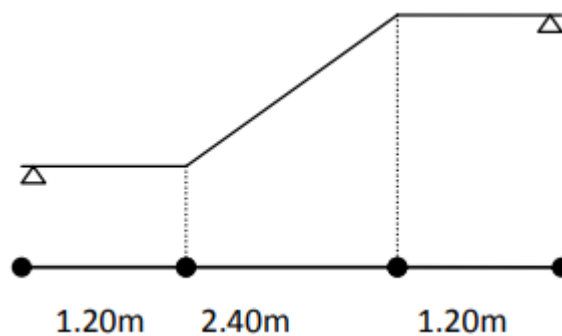


Figure 15: les dimensions d'escalier

V.2.1. Pré dimensionnement :

D'après la formule de "BLONDEL " :

$$60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : la largeur de la marche : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : $h=15 \text{ cm}$ $g=30 \text{ cm}$

Soit : $2h+g=60 \text{ cm}$

Donc : $60 \leq 2h+g=60 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Détermination de nombres des contres marches :

$h=H/n \rightarrow n=H/h \rightarrow H=1.65/0.15=11$, donc le nombre contre marche = 11

Nombre des contremarches

$n-1 = 10$ marches

Angle d'inclinaison :

$\tan \alpha = 15/30=0.5 \Rightarrow \alpha = 27^\circ$

Longueur de volée :

$L=300/\cos \alpha \Rightarrow L=4.65$

Epaisseur :

$e = \text{moy} (L/30, L/20)$ Avec $L = (3.45 + 1.37) = 4.82 \text{ cm}$

$e = \text{moy} (3.45/30, 3.45/20) = \text{moy} (11, 17.29)$

$e = 15 \text{ cm}$

Volée :

Poids propre de la pailleasse $(2500 \times 0.15) / \cos \alpha = 431.03 \text{ Kg /m}^2$

Poids propre de la marche $(2500 \times 0.17)/2 = 212.5 \text{ Kg /m}^2$

Chape (2cm) $0.02 \times 2000 = 40 \text{ Kg /m}^2$

Revêtement carrelage (2 cm) $0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg /m}^2$

Enduit de ciment (2cm) $0.02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$

Palier :

- Poids propre du palier (15cm)0.15×2500 =375 Kg /m2
- Lit de sable (3cm) 0.03×1700 =51Kg /m2
- Chape (2cm)0.02×2000 = 40Kg /m2
- Carrelage (2cm)0.02×2200 = 44Kg /m2
- Enduit ciment (1.5cm)0.015×1800 =27 Kg/m2

G_v=763.53 kg/m2

G_p= 537 kg/m2

Volée. Q_v= 2.50 kg/m2

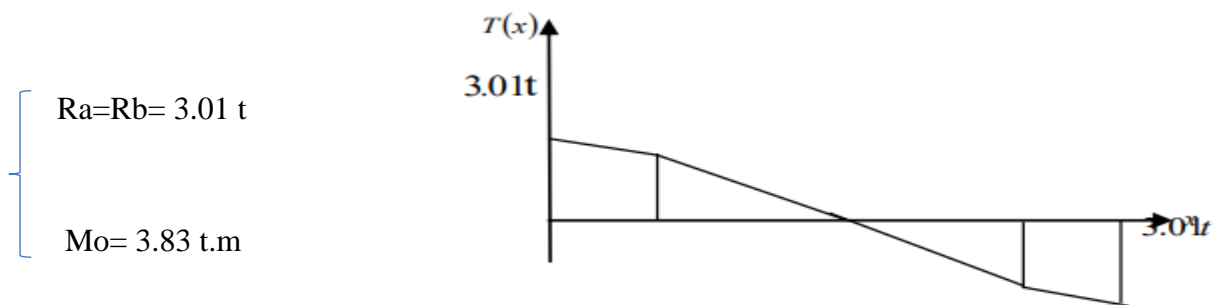
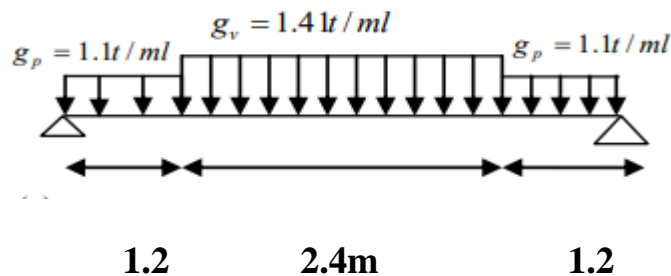
Palier Q_p= 4.00 kg/m2

V.2.2. Combinaison d'action :

$g_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 1,35 \times 537 + 1,5 \times 400 = 1.13 \text{ t/ml}$

$g_v = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = 1,35 \times 763.53 + 1,5 \times 400 = 16.30 \text{ k/ml.}$

Schéma statique :



V.2.3. Calcul des sollicitations :

$$M_{app} = 0,3 M_{O_{max}}$$

$$M_{Travée} = 0.85 M_{O_{max}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appuis : } M_{app} = 1.15 \text{ t.m} \\ \text{En travée : } M_t = 3.26 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

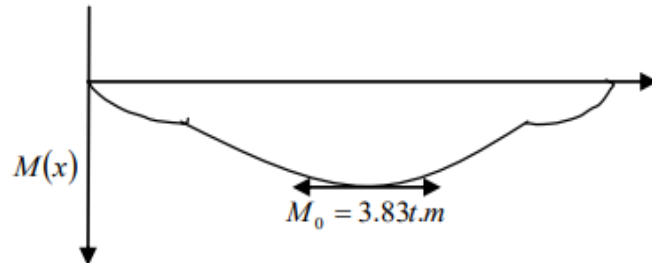


Figure 16: Diagramme Des Sollicitations De L'escalier

Calcul des armatures :

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 0.18 - 0.025 = 0.155 \text{ m}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$F_{bu} = 16.30 \text{ MPA}$$

$$F_{t28} = 2.1 \text{ MPA} \quad \sigma_{s10} = f_e / \gamma_s = 347.82 \text{ MPA}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

a) Armatures longitudinales :**-Sur appui :**

$$\mu_{bu} = M_{app} / (b \times d^2 \times F_{bu}) = 0.0366 < 0.186 \quad \text{pivot A donc } \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha = 0.0466 \rightarrow Z = 0.151 \text{ m}$$

$$A_{sa} = M_{app} / (Z \times \sigma_{s10}) = 2.366 \text{ cm}^2$$

-En travée :

$$\mu_{bu} = M_t / (b \times d^2 \times F_{bu}) = 0.103 < 0.186 \quad \text{pivot A donc } \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha = 0.137 \rightarrow Z = 0.147 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_{app} / (Z \times \sigma_{s10}) = 6.92 \text{ cm}^2$$

-Vérifications nécessaires :

Selon le CBA93 :

$$A_{cnf} = (0.23 \times b_0 \times d \times F_{t28}) / F_e = 2.152 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,8\% \text{ b.h } ((3 - \rho)/2)$$

Les conditions sont vérifiées
Les deux cas d'armature

$$\rho = L_x/L_y = 1.20/4.80 = 0.25 \text{ en travée et sur appuis}$$

$$A_{min} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté :

$$\text{Sur appui : } A_s = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 6T8/\text{ml}$$

$$St=15$$

$$\text{En travée : } A_s = 6.92 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 7 T12/\text{m}$$

$$St=15$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \max (A'_{st} / 4 ; A'_{sap} / 4) = 1.73 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage adopté :

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 5T8 \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

c) Armatures transversales :

Selon le BAEL (art A-5-22) les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

Pas de reprise de bétonnage → vérifiée.

$$\tau_u = (V_{Umax} / (B_0 \times d)) = (0.0327 / (1 \times 0.155)) = 0.211 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.07 f_{e28} / (\gamma \times b) = 1.167 \text{ MPA}$$

Donc les escaliers et le palier de repos seront de dimension 15 cm d'épaisseur et ferrailé avec T12 esp =15 cm.

Chapitre VI

Étude des Éléments non Structuraux

VI.1. Étude de l'acrotère :

VI.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse, elle est soumise à son poids propre « W_p » et un moment dû à une force horizontale « F_p ».

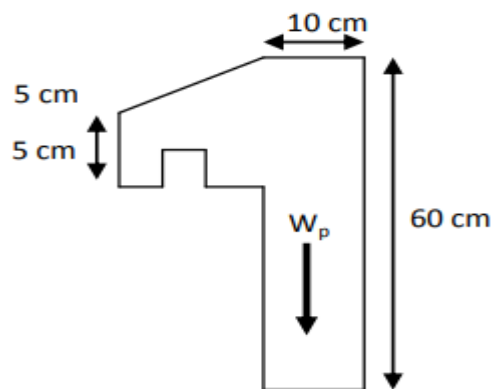


Figure 17: Schéma réel de l'acrotère

D'après les règles du R.P.A 99 versions 2003

$$F_p = 4.A.C_p.W_p. \quad (\text{Art 6.2.3})$$

A : coefficient d'accélération des zones (Zone II, groupe 1B $\rightarrow A = 0.20$).

C_p : facteur de force horizontale $\rightarrow C_p = 0,8$.

$$W_p = 25[(0.6 \times 0.2) + (0.2 \times 0.05) + (1/2 \times (0.1 \times 0.05))]$$

$$W_p = 3.21 \text{ kN/mL.}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.21 = 1.54 \text{ kN/mL}$$

VI.1.2. Calcul des excentricités :

A E.L.U :

L'effort normal : $N_u = 1.35. G$

$$N_u = 1.35 \times 3.21$$

$$N_u = 4.33 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant : $M_u = 1.5.F_p.h$

$$M_u = 1,5 \times 1,54 \times 0,6$$

$$M_u = 1.38 \text{ kN.mL.}$$

a) **Excentricité de 1^{ère} ordre :**

- **A ELU :**

$$e_1 = M_u/N_u + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales après exécutions

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a = \max - 2\text{cm} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \\ L/250 = 60/250 = 0.24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc :

$$E_1 = M_u/N_u = 1,38/4,33 = 0,31\text{cm}$$

b) **Elancement géométrique :**

l_f : La longueur de flambement

$$L_f = 2 L_0$$

$$L_f = 2 \times 0.6 = 1.20\text{m}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$l_f/h = 1.2/0.1 = 12\text{cm} < \max (15 , (20^e_1/h))$$

$$l_f/h = 12\text{cm} < \max (15 , 61,2)$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

c) **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2 :**

$$e_2 = (3l_f^2) / h.10^4). [2 + (\alpha. \phi)]$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = MG / (MG + MG) = WP / (WP + FP)$$

$$e_2 = 0,00108 .L^2/0,1 = 1.55\text{cm}$$

d) Sollicitation ultimes corrigés pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 4,33 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1 \text{ KN.}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e_0 = 70.80 \text{ cm.}$$

e) Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :

$$E_A = e_0 + (d - (h/2)) = 71,19 \text{ cm}$$

$$M_{UA} = N_u \cdot e_A.$$

Donc:

$$M_{UA} = 2.04 \times 0.7119 = 1.45 \text{ kN.m.}$$

- A.E.L.S:

$$\text{Effort normal : } N_{ser} = 3.21 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_{se} = 0.82 \text{ kN.m.}$$

VI.1.3. Calcul des sections d'aciers :Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{M_{ua} b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = 0.027$$

0.027 < 0.187 (pivot A donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

VI.1.3.1. Calcul des aciers en flexion simple :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.034$$

$$Z = 0.08(1 - 0.4 \cdot 0.034) = 0.079 \text{ m}$$

$$f_{ed} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq M_{au} / Z \cdot \sigma_{st} = 1,38 \cdot 10^{-3} / 0.079 \cdot 348$$

$$A_{st} \geq 1.8 \text{ cm}^2$$

a) **Armatures en flexion composée :**- Section minimale :

Dans Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23b.d. (F_{t28}/F_c) = 0,966\text{cm}^2$

On adopte $A_{\min} = 0,966\text{cm}^2 \rightarrow$ soit 5T10 = 3,14 cm²/mL.

b) **Espacement :**

On adoptera un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

c) **Les armatures de répartitions A_r :**

$A_r = A/4 = 3,14 / 4 = 0,78\text{cm}^2 \rightarrow$ soit 5T8 cm²/mL. \rightarrow esp=20cm

VI.1.3.2. Vérification des contraintes :

$$\gamma = M_u / M_s$$

$$\gamma = 1,13$$

$$\alpha = 0,010 < (\gamma - 1) / 2 + (F_{c28} / 100) = 0,5$$

Condition vérifiée

Donc : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

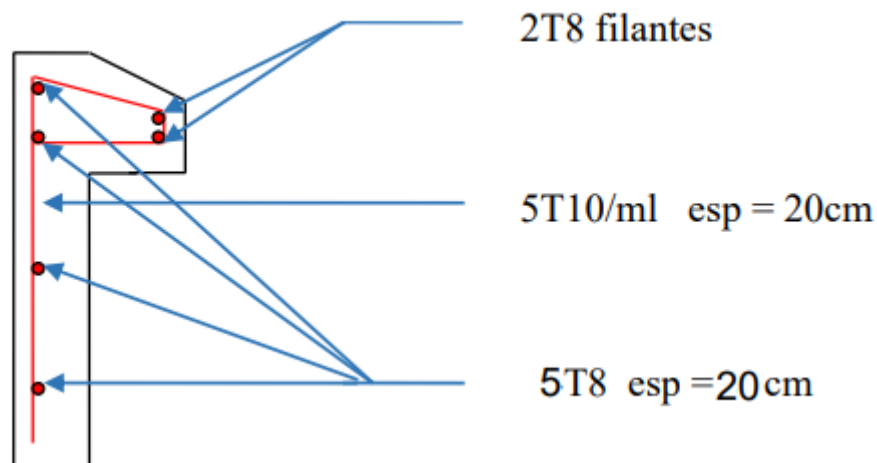


Figure 18: Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre VII

Étude Sismique

VII.1. Introduction :

Les tremblements de terre sont provoqués par une rupture brutale des roches de long d'un plan de faille.

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produisant des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines.

L'étude de génie civil d'un bâtiment consiste à déterminer les différentes actions qui agissent sur cet ouvrage, pour cette raison l'étude des efforts sismiques est indispensable pour assurer la sécurité des biens et des personnes.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique
- Mise en œuvre soignée.

VII.2. L'objectif :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

VII.3. Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Donc pour notre projet et vu que l'ensemble des conditions sont applicable, le chargement sismique a été introduit sous forme d'une analyse par méthode dynamique spectrale.

VII.3.1. Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme est représentée par un spectre permettant d'évaluer la réponse d'une structure à un séisme

VII.3.2. Détermination des coefficients et les facteurs :

Les valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après les tableaux par RPA99 Version 2003.

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau 4.1).

$$A = \begin{cases} \text{Zone sismique: II a} \\ \text{Groupe d'usage : 02} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

La valeur de ce facteur est en fonction de T et T_2 :

T : la période fondamentale.

T_1, T_2 : La période caractéristique associée à la catégorie du site donné par le tableau (4.7)

Puisque on a un site ferme donc :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donne la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7$$

ε: Pourcentage d'amortissement.

Suivant RPA tableau (4.2) la valeur de ε (%) et remplissage dense avec un système de voiles ε = 10% donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = \eta = 0.882 > 0.7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure T :

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

Avec : CT = 0.05 (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

$h_n = 18.36\text{m}$ (la hauteur totale de la structure).

Donc :

$$T = 0.05 \times (18.36)^{3/4} = 0.44 \text{ sec}$$

$$T = 0.9 h_n / \sqrt{D}$$

Sens x :

$$T = 0.05 \times (18.36)^{3/4} = 0.44\text{s}$$

$$T = 0.09 \times 18.36 / (28.80)^{1/2} = 0.30 \text{ s}$$

$$T = \min(0.44; 0.30) = 0.30 \quad T_1 < T \leq T_2$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5\eta \quad D_x = 2.5 \times 0.882 = 2.204$$

Sens Y :

$$T = 0.05 \times (18.36)^{3/4} = 0.40\text{s}$$

$$T = 0.09 \times 18.36 / (12.60)^{1/2} = 0.46 \text{ s}$$

$$T = \min(0.46; 0.40) = 0.40 \quad T_1 < T \leq T_2$$

Donc : $D_y = 2.5\eta$ $D_y = 2.5 \times 0.882 = 2.204$

R : coefficient de comportement global de la structure. les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure. (Art 4.2.3 tableaux (4.3))

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de Voiles porteurs : $R_x = R_y = 3.5$

Q : le facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau (4.4)

| Critère q | La valeur de P_q suivant X | La valeur de P_q suivant Y |
|---|------------------------------|------------------------------|
| 1. Conditions minimales sur les filles de contreventement | 0,05 | 0,05 |
| 2. Redondance en plan | 0,05 | 0,05 |
| 3. Régularité en plan | 0,05 | 0,05 |
| 4. Régularités en élévation | 0,05 | 0,05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0 |
| $\sum_{q=1}^9 P_q$ | 0,20 | 0,20 |

Tableau 8: valeurs de pénalités

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{q=1} = 1 + 0.30 = 1.30 \Rightarrow Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{q=1} = 1 + 0.30 = 1.30 \Rightarrow Q_x = 1.20$$

W : Poids totale de la structure.

Egale à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

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

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le (tableau 4.5).

Dans notre cas on a un bâtiment d'habitation donc : $\beta = 0.2$ (Coefficient de pondération)

Puisque w : c'est le poids total de la structure, il est tiré d'une manière automatique du logiciels ETABS.

Donc : **$W = 23714.18\text{KN}$**

| | |
|---|---------------------------------|
| $1.25 \cdot A \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1\right)\right)$ | $0 \leq T \leq T_1$ |
| $2.5\eta(1.25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R}\right)$ | $T_1 \leq T \leq T_2$ |
| $2.5\eta(1.25 \cdot A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$ | $T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec}$ |
| $2.5 \cdot \eta(1.25 \cdot A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}$ | $T > 3 \text{ sec}$ |

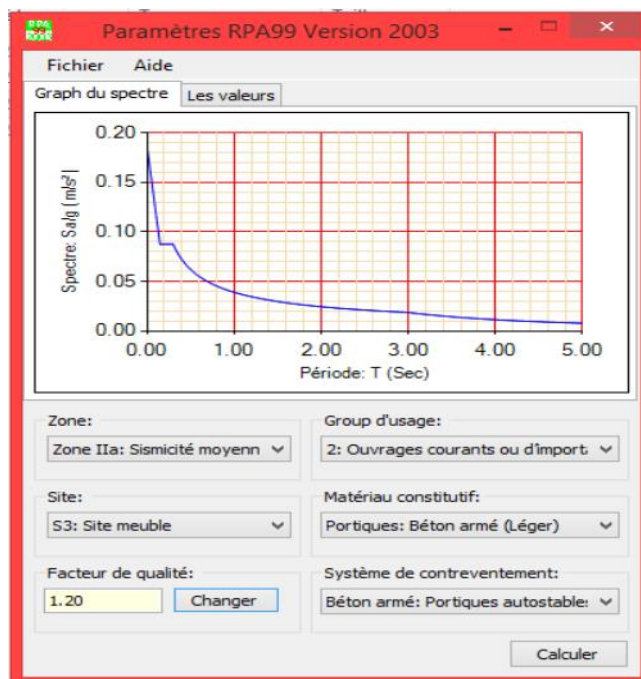


Figure 19: Spectre de réponse

VII.4. Justification de sécurité :

Combinaison d'action :

| | |
|-------------|--|
| 1.35G+1.50Q | E.L.U |
| G+Q | E.L.S |
| G+Q+E | Combinaisons accidentelles (D'après le RPA99 (5-1)). |
| 0.8G±E | Combinaisons accidentelles (D'après le RPA99 (5-2)). |

VII.4.1. Justification de la force sismique totale de calcul :

Le résultat des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80 % du résultat des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalentes. $V_{dyn} > 0.8V_{sta}$

Nous allons :

Sens x-x :

$$V_{dynamique} = 2229.43 \qquad 0.8xV_{statique} = 2759.75$$

Sens y-y :

$$V_{dynamique} = 2314 \qquad 0.8xV_{statique} = 2759.75$$

Après majorations :

V_x^{dyn} (KN) 2794.06

V_y^{dyn} (KN) 2784.49

VII.4.2. Vérification de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (Art 4.43)}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l 'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

Il faut que : $\Delta_k < 1\% \cdot \text{hauteur étage}$ (article 5.10 RPA99/v2003)

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

On compare cette valeur au déplacement relatif admissible qui est égale à 1%he :

Sens x-x :

| Sens x-x | δ_{ek} | δ_{ek-1} | Δ_k | Vérification 1%he | Vérification |
|------------------------|---------------|-----------------|------------|----------------------|--------------|
| niveau | m | m | m | m | |
| 5 ^{ème} étage | 0.0088 | 0.0069 | 0.00665 | 0.0306 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 0.0069 | 0.0051 | 0.0063 | 0.0306 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 0.0051 | 0.0033 | 0.0063 | 0.0306 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 0.0033 | 0.0018 | 0.00525 | 0.0306 | C.V |
| 1 ^{ère} étage | 0.0018 | 0.0006 | 0.0042 | 0.0306 | C.V |
| R.D.C | 0.0006 | 0 | 0.0021 | 0.0306 | C.V |

Sens y-y

| Sens y-y | δ_{ek} | δ_{ek-1} | Δk | Vérification 1%he | Vérification |
|------------------------|---------------|-----------------|------------|----------------------|--------------|
| niveau | m | m | m | m | |
| 5 ^{ème} étage | 0.0082 | 0.001 | 0.0252 | 0.0306 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 0.0064 | 0.0011 | 0.0224 | 0.0306 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 0.0047 | 0.0013 | 0.0119 | 0.0306 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 0.0031 | 0.0004 | 0.00945 | 0.0306 | C.V |
| 1 ^{ème} étage | 0.0016 | 0.0002 | 0.0049 | 0.0306 | C.V |
| R.D.C | 0.0005 | 0 | 0.00175 | 0.0306 | C.V |

Tableau 9: Vérification du déplacement de chaque niveau

VII.4.3. L'effort normal réduit :

Les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.3$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : est l'air (Section brute) du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28} = 25 MPa).

Dans notre cas les dimensions des poteaux sont :

- Nive RDC : 45 x45 cm²
- 1^{er} et 2^{ème} étage : 40x40 cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage : 35x35 cm²
- 5^{ème} étage : 30 x 30 cm²

| A | B | Nmax (KN) | FC28 (Mpa) | $\nu = N_d / (B_c \times FC28)$ | $\nu \leq 0.3$ |
|----|----|-----------|------------|---------------------------------|----------------|
| 45 | 45 | 1500 | 25 | 0,30 | Vérifier |
| 40 | 40 | 1200 | 25 | 0,30 | Vérifier |
| 35 | 35 | 910 | 25 | 0,30 | Vérifier |
| 30 | 30 | 670 | 25 | 0,30 | Vérifier |

Tableau 10: Vérification de l'effort normal réduit

VII.4.4. Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : (Art 5.9)

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

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

$$\sum_{i=k}^n (WGi + \beta Wqi)$$

V_k : L'effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n Fi$

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

| sens X-X | W | VX | δ_{ek} | δ_{ek-1} | Δk | Hk | θ | $\theta < 0.1$ |
|------------------------|----------|---------|---------------|-----------------|------------|------|----------|----------------|
| NIVEAU | KN | KN | m | m | m | m | | |
| 5 ^{ème} étage | 3364.82 | 953.69 | 0.0088 | 0.0069 | 0.00665 | 3,06 | 0.008 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 7055.76 | 1580.89 | 0.0069 | 0.0051 | 0.0063 | 3,06 | 0.009 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 10927.62 | 2058.85 | 0.0051 | 0.0033 | 0.0063 | 3,06 | 0.011 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 14799.49 | 2414.67 | 0.0033 | 0.0018 | 0.00525 | 3,06 | 0.011 | C.V |
| 1 ^{ère} étage | 18778.56 | 2661.93 | 0.0018 | 0.0006 | 0.0042 | 3,06 | 0.010 | C.V |
| R.D.C | 22792.4 | 2793.13 | 0.0006 | 0 | 0.0021 | 3,06 | 0.006 | C.V |

Tableau 11: Vérification de l'effet P- Δ Selon X

| sens Y-Y | W | VY | δ_{ek} | δ_{ek-1} | Δk | Hk | θ | $\theta < 0.1$ |
|------------------------|----------|---------|---------------|-----------------|------------|------|----------|----------------|
| NIVEAU | KN | KN | m | m | m | m | | |
| 5 ^{ème} étage | 3364.82 | 954.34 | 0.0082 | 0.0064 | 0.0063 | 3,06 | 0.007 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 7055.76 | 1579.34 | 0.0064 | 0.0047 | 0.00595 | 3,06 | 0.009 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 10927.62 | 2047.96 | 0.0047 | 0.0031 | 0.0056 | 3,06 | 0.010 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 14799.49 | 2399.73 | 0.0031 | 0.0016 | 0.00525 | 3,06 | 0.011 | C.V |
| 1 ^{ère} étage | 18778.56 | 2648.98 | 0.0016 | 0.0005 | 0.00385 | 3,06 | 0.009 | C.V |
| R.D.C | 22792.4 | 2783.54 | 0.0005 | 0 | 0.00175 | 3,06 | 0.005 | C.V |

Tableau 12: Vérification de l'effet P- Δ Selon Y

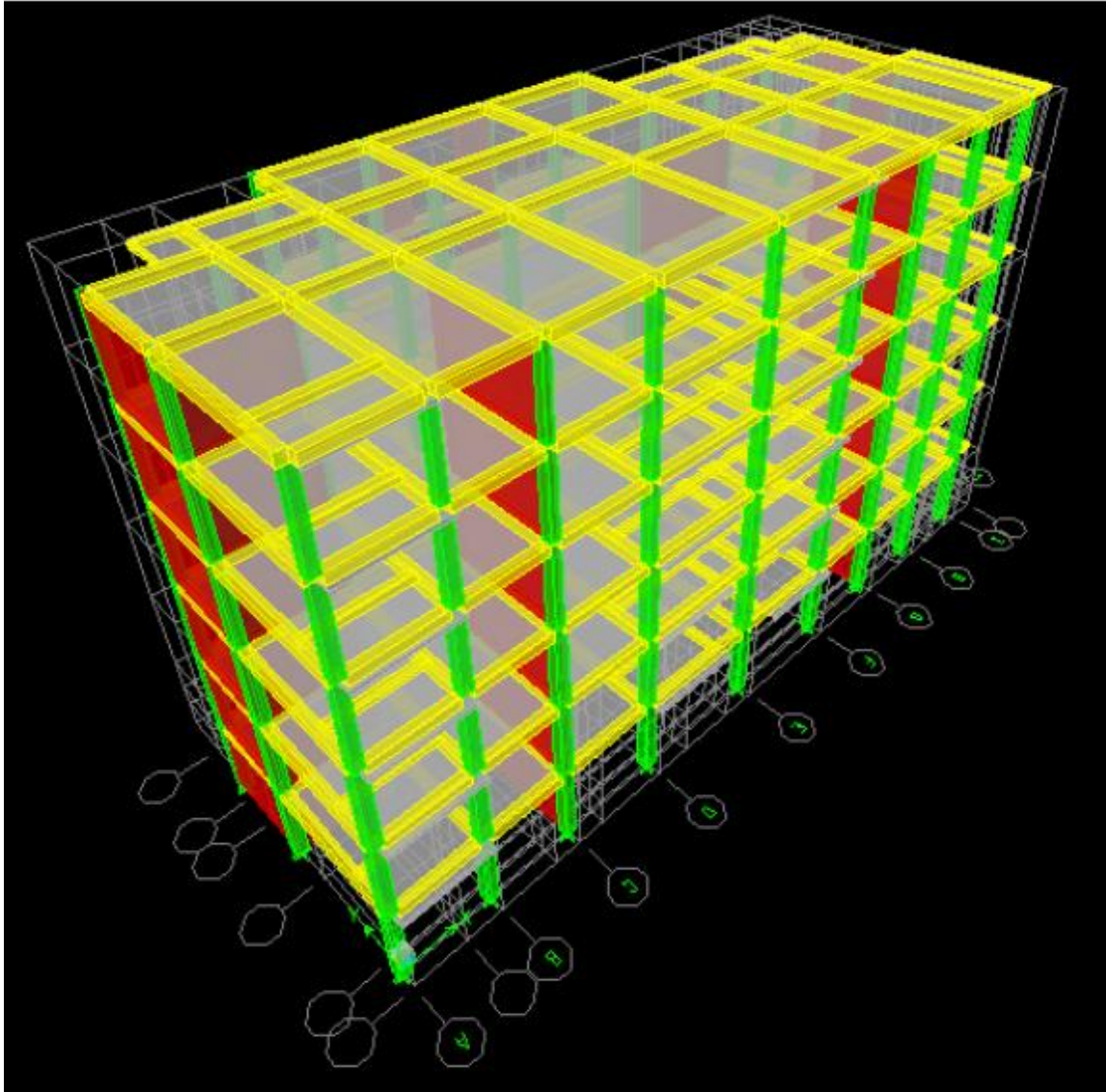


Figure 20: vue en 3D de la structure De R+5 sans système d'isolation

Chapitre VIII

Étude des Éléments Structuraux

La stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis aux charges horizontales et verticales est assurée par ces éléments porteurs principaux (poteaux, poutres et voiles).[4]

ces derniers doivent être dimensionnés, ferrailés et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.[4]

VIII.1. Le poteau :

VIII.1.1. Introduction :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres.

En considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

$$0.8G \pm E$$

VIII.1.2. Recommandations de RPA :

VIII.1.2.1. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de : 0.8% de la section du poteau (Zone II a).
- Leur pourcentage maximal est : 4% en zones courante et 6 % de la section du poteau en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de $\phi_{\min} \geq 12 \text{ mm}$
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (Zone II a).
- La distance entre les barres verticales dans une force du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone II a).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (Zone critique). La zone nodale est définie l' et h.

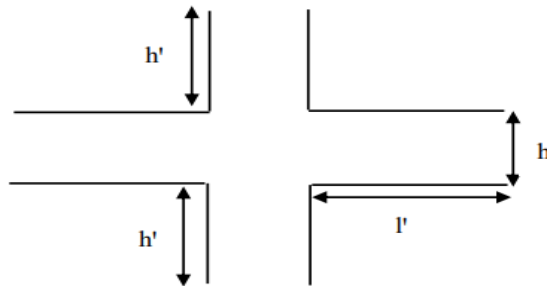


Figure 21: Zone nodale

$$l' = 2h$$

$$h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$$

$(b_1 \times h_1)$: Section de poteau.

H_e : Hauteur d'étage.

VIII.1.2.2. Armatures transversales :

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$A_t/t = \rho \times V_u / h_1 \times f_e$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ (Zone nodale) .}$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \text{ (Zone courante).}$$

Φ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t / t.b_1$ en % en pourcentage est de :

$$\underline{\text{Si}} \lambda_g > 5 : 0.3\%$$

$$\underline{\text{Si}} \lambda_g < 3 : 0.8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

VIII.1.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur suivante :

$$\Gamma_{bu} = p_d \cdot f_{c28} \quad \text{RPAversion2003}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ p_d = 0.040 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = (L_f/b, L_f/h) \quad \text{RPA99 version 2003.}$$

λ_g : L'élancement géométrique de poteau

Coffrage minimal exigé par le RPA :

Min (b1, h1) \geq 25 cm zone I et II a

Dans notre cas les dimensions des poteaux sont :

| Niveau | Section | Vérification vis-à-vis de RPA |
|--|-------------------------|-------------------------------|
| Nive RDC | 45 × 45 cm ² | Condition vérifiée |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 40 × 40 cm ² | Condition vérifiée |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 35 × 35 cm ² | Condition vérifiée |
| 5 ^{ème} étage | 30 × 30 cm ² | Condition vérifiée |

Tableau 13: vérification vis-à-vis du RPA

EFFORE NORMALE REDUITE :

| A | B | Nmax (KN) | F _{c28} (Mpa) | $u=Nd/(Bc \times FC28)$ | $u \leq 0.3$ |
|----|----|-------------|------------------------|-------------------------|--------------|
| 45 | 45 | 1500 | 25 | 0.30 | Vérifiée |
| 40 | 40 | 1200 | 25 | 0.30 | Vérifiée |
| 35 | 35 | 910 | 25 | 0.30 | Vérifiée |
| 30 | 30 | 670 | 25 | 0.30 | Vérifiée |

Tableau 14: L'effort normal réduite**VIII.1.4. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS.

Sollicitation tangente :

$$\tau_b = V_{\max} / (b_0 \cdot d) \leq \tau_b \text{ lim} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\lambda_g = l_f/b = 4.7 \text{ (poteau } 40 \times 45) \text{ et } \lambda_g = l_f/b = 5.28 \text{ poteau } (40 \times 40)$$

Dans notre cas l'élancement géométrique est inférieur à 5 donc $\rho_d = 0.04$ pour le poteau (40 x 45) et supérieur à 5

Donc $\rho_d = 0.075$ pour les autres

$$\tau_{b \text{ lim}} = 0.04 \cdot f_{c28} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b \text{ lim}} = 0.075 \cdot f_{c28} = 1.875 \text{ MPa}$$

| b ₀ | d | τ_b (MPa) | $\tau_b \text{ lim}$ (MPa) | Condition |
|----------------|-----------|----------------|----------------------------|-----------------|
| 45 | 45 | 0.1 | 1 | Vérifiée |
| 35 | 35 | 0.247 | 1.875 | Vérifiée |
| 30 | 30 | 0.245 | 1.875 | Vérifiée |

Tableau 15: Sollicitations de calcul

VIII.1.5. Calcul de ferrailage :

Ferrailage minimal exigé par le RPA :

0.8% zone I et II a avec un diamètre minimum de 12 mm

Et pour le ferrailage maximal :

3% zone courante

6% zone de recouvrement

| Niveau | Coffrage adopté | Ferrailage adopté | Ferrailage min 0.8% | Vérification vis-à-vis du RPA |
|---|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-------------------------------|
| RDC, et 1 ^{ère} étage | 45×45 cm ² | 04T20+04T16=18.33cm ² | 16.20 cm ² | Condition vérifiée |
| RDC, 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 40×40 cm ² | 8T16=16.08cm ² | 12.8 cm ² | Condition vérifiée |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 35×35 cm ² | 4T16+4T14=14.20cm ² | 9.8 cm ² | Condition vérifiée |
| 5 ^{ème} étage | 30×30 cm ² | 8T14=12.32cm ² | 7.2 cm ² | Condition vérifiée |

Tableau 16: tableau de ferrailage poteaux

VIII.2: poutres et chainages:**Ferrailage minimal exigé par le RPA :**

0.5% en toute section

Et pour le ferrailage maximal :

4% zone courante

6% zone de recouvrement

| Élément | Coffrage adopté | Ferrailage adopté | Ferrailage minimal 0,5% | Vérification vis-à-vis du RPA |
|----------|-------------------------|---------------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| Poutre | 30 × 40 cm ² | 2 × 3T12 = 6,78 cm ² | 6 cm ² | Condition vérifiée |
| Poutre | 30 × 30 cm ² | 2 × 3T12 = 6,78 cm ² | 5,25 cm ² | Condition vérifiée |
| Chainage | 30 × 30 cm ² | 2 × 3T12 = 6,78 cm ² | 4,25 cm ² | Condition vérifiée |

Tableau 17: ferrailage des poutres

Des chapeaux en 03 T12 sont rajoutés en appuis dans le plan pour plus de sécurité.

VIII.3. Les voiles :

VIII.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre la majeure partie des efforts horizontaux dus entre autres au séisme.

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant V2 et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M, ces derniers seront tirés à partir du logiciel ETABS sous les combinaisons d'actions suivantes :

-Selon le règlement BAEL 91(situation durable) :

- E L U 1,35 G + 1,5 Q
- E L S G + Q

-Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :

- G + Q + EX G + Q + EY
- 0,8G ± EX 0,8G ± EY

VIII.3.2. Recommandations de RPA :

VIII.3.2.1. Pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales :

0.15% de la section globale du voile.

0.10% en zone courante.

L'espacement de barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 1.5 a \\ St \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VIII.3.2.2. Longueur de recouvrement :

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VIII.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, d'une flexion composée (effort normal (N) et un moment de flexion (M)

VIII.3.4. Ferrailage :

Tous les voiles seront ferrailés avec T12 esp 15 cm

Le Ferrailage vertical des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le RPA99v2003 : Ferrailage vertical : (art 7.7.4.1. RPA)

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ♣ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%
- ♣ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ♣ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets
- ♣ A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

Selon le BAEL :

D'après B.A.E.L 91 (chap. 7 Art 3-1) la section A_t des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$K=0$: (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

Selon le RPA : (Art 7.7.2 du RPA99 V2003) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Où :

$$\tau_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec } \bar{V} = 1.4 \times V_{u\text{calcul}}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$A_{\min} = 0.15\% \text{ Globalement dans la section du voile}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \text{ En zone courante}$$

| Voile | A (cm) | L (cm) | V_{\max} (KN) | F_{c28} (MPA) | T_b (MPA) | T_{blim} (MPA) | $t_b < t_{blim}$ |
|-------|--------|--------|-----------------|-----------------|-------------|------------------|------------------|
| V1 | 20 | 388 | 1032 | 25 | 1,48 | 5 | Vérifiée |
| V2 | 20 | 388 | 1032 | 25 | 1,48 | 5 | Vérifiée |
| V3 | 20 | 130 | 98 | 25 | 0,42 | 5 | Vérifiée |
| V4 | 20 | 130 | 109 | 25 | 0,47 | 5 | Vérifiée |
| V5 | 20 | 190 | 114 | 25 | 0,33 | 5 | Vérifiée |

Tableau 18: Ferrailage des voiles

Donc on adopte un ferrailage horizontal en HA12 avec un espacement de 15cm.

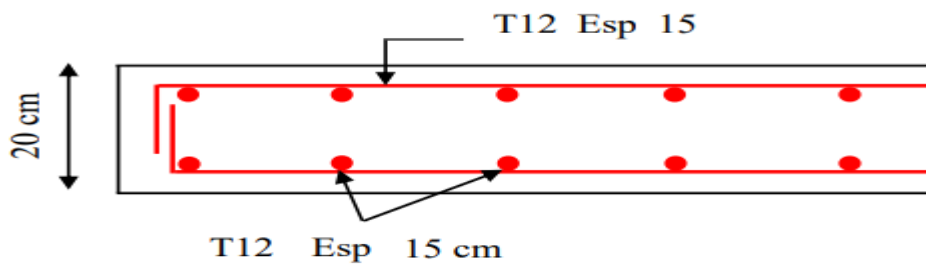


Figure 22: Schéma du ferrailage du voile

2^{ème} Partie :

**Étude de la structure avec
système d'isolation (isolée)**

Chapitre I

**Notions de base sur des
appuis parasismiques**

I.1 Introduction

L'isolation sismique représente l'un des moyens les plus efficaces pour réduire les dommages structurels et sauver des vies lors d'un séisme, tant pendant qu'immédiatement après. Elle constitue également une solution rentable pour répondre aux critères de dommages minimales ou réparables dans la conception basée sur les performances.

Les dispositifs d'appuis parasismiques ou isolateurs sont conçus pour assurer une isolation partielle entre la fondation et la superstructure, limitant les forces transmises aux éléments structuraux. Ils sont conçus pour permettre de grands déplacements horizontaux grâce à leur faible rigidité horizontale par rapport à la rigidité de la structure. De plus, ces dispositifs offrent une rigidité verticale élevée pour supporter les charges gravitationnelles de la structure pendant et après un séisme. Une structure reposant sur des appuis sismiques est appelée structure isolée

I.2 Historique

L'isolation parasismique est une technique relativement récente par rapport aux méthodes traditionnelles de protection contre les séismes. L'idée d'isoler la structure à sa base remonte au début du 20^{ème} siècle. Cependant, les premières applications modernes ont été réalisées dans les années 70 et 80. Cela est principalement dû au développement de techniques de calcul plus puissantes, disponibles sur support informatique, ainsi qu'à la mise en place d'installations d'essais telles que les simulateurs sismiques (tables vibrantes).

La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique à la base a été réalisée sur une école élémentaire à Skopje (ex-Yougoslavie) dont la réalisation a été achevée en 1969.

- En Amérique, la première application remonte à 1980. [6]
- Au Japon, les recherches dans ce domaine ont pris beaucoup d'ampleur. Le premier grand bâtiment à base isolée a été accompli en 1980. [7]
- En Nouvelle Zélande, les recherches ont commencé en 1967. La réalisation a commencé au début des années 80. [8]
- En France, les premières réalisations remontent à la fin des années 70. Le lycée de Lambesc construit en 1977 a été réalisé par la technique de l'isolation parasismique. [9]

- En Chine, beaucoup de recherches théoriques et expérimentales ont été menées ces dernières années. La majorité de ces bâtiments sont bien comportés lors des tremblements de terre de **1994** et **1995**. [10]
- En Italie, les recherches ont commencé en **1988**, pour développer cette technique et son utilisation assurée dans la réalisation des constructions civiles et industrielles et prendre en considération le risque nucléaire et chimique. [9]
- En Algérie, Le CTC-Chlef a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla, située dans une zone à forte sismicité et le deuxième projet c'est la mosquée d'Alger.

I.3.L'objectif de l'isolation parasismique :

Les objectifs fondamentaux de la construction parasismique consistent à :

- Appréhender l'impact de l'interaction entre les édifices ou autres infrastructures de génie civil et le sol lors d'un séisme.
- Anticiper les éventuelles conséquences des tremblements de terre.
- Concevoir et construire des structures conformes aux normes de construction locales, capables de résister aux tremblements de terre.
- Assurer la protection des structures face aux forces sismiques.

I.4.Principe de l'isolation parasismique

L'isolation parasismique repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants considérablement réduites. En revanche l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur Dès l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) dont l'objectif de contrôler les déplacements, un compromis satisfaisant sera réalisé entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. [11]

La figure suivante montre l'effet des appuis parasismiques :

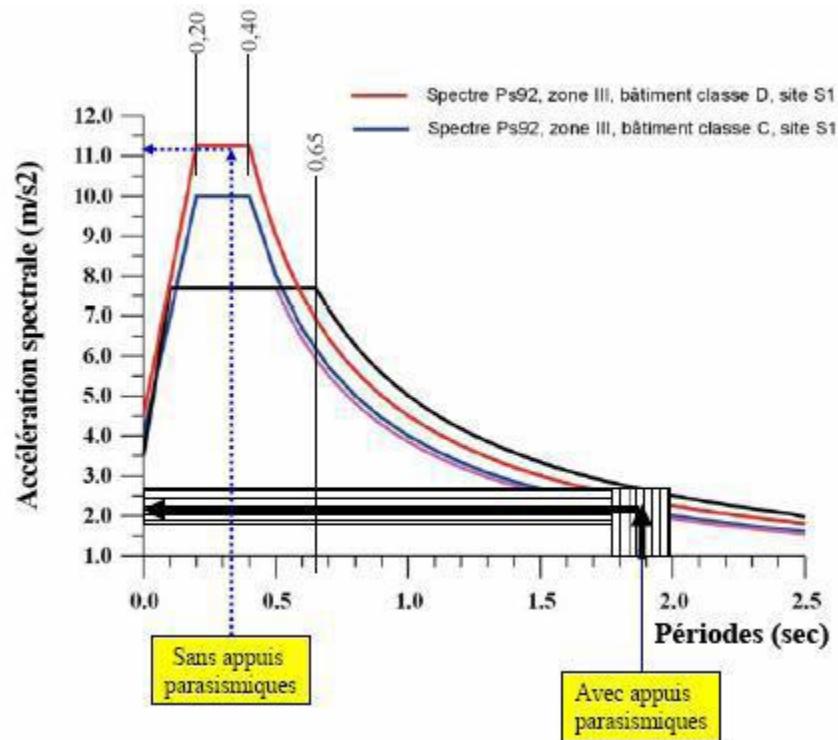


Figure 23: L'effet des appuis parasismique [12]

I.5.Champs d'application des appuis parasismiques :

Les appuis parasismiques peuvent être utilisés pour n'importe quel type de structure que l'on désire protéger efficacement contre les dommages dus aux séismes. Particulièrement, pour les bâtiments stratégiques qui doivent demeurer opérationnels suite d'un séisme majeur tels que les hôpitaux, les bases nucléaires et les centres de décision des catastrophes, ainsi les bâtiments à forte densité de population. Sachant toujours que le recours à la technique d'isolation parasismique est préférable lorsque cette dernière fournit des avantages technico-économiques face à d'autres techniques de protection.[13]

I.6.Les différents types des appuis parasismiques :

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories :

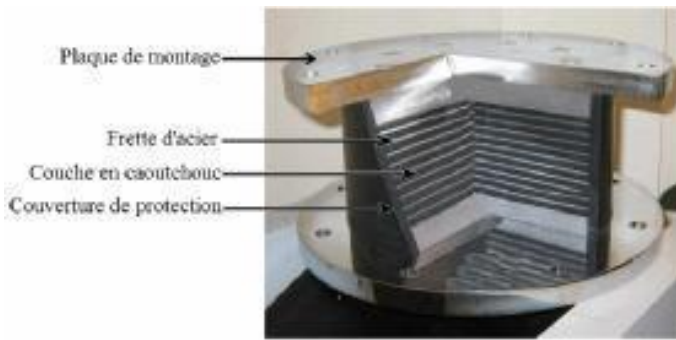
- Appuis à déformation.
- Appuis à glissement.
- Appuis à déformation et glissement
- Appuis à roulement, etc.

I.6.1. Appuis à déformation :

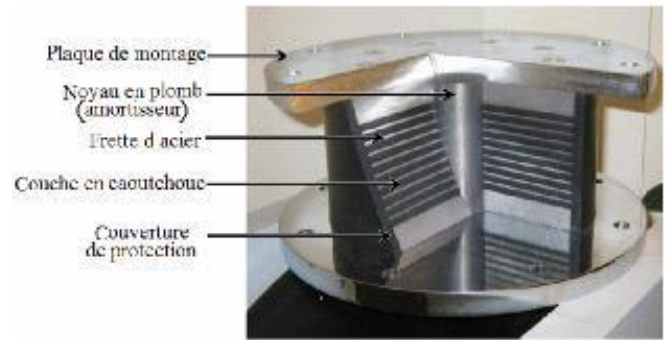
Ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère, caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes)), ils sont caractérisés par les propriétés suivantes :

- La déformabilité horizontale est assurée par les couches d'élastomère, la rigidité verticale des appuis est assurée par la présence des frettes.
- L'amortissement correspondant varie entre 4% et 12%, un amortissement plus élevé peut être obtenu pour certains types d'élastomères, par conséquent ils sont sujets d'un fluage important : il est à noter que les élastomères sont défavorablement affectés par les variations de température.
- La résistance à la fatigue du caoutchouc est très élevée puisqu'une éprouvette de caoutchouc peut supporter sans rupture plus d'un million de cycles de chargement et de déchargement en traction avec une élongation de 100%.
- Le vieillissement du caoutchouc est actuellement très satisfaisant. Le caoutchouc est protégé contre l'ozone et l'oxygène de l'air par des produits incorporés dans le mélange au moment de la vulcanisation : en outre, les plaques d'acier sont revêtues d'une peinture anticorrosion à haute résistance et les amortisseurs sont protégés du rayonnement solaire direct. Il en résulte une durée de vie attendue au moins égale à celle de l'immeuble.
- Ces appuis sont très compacts, ils ne s'échauffent et ne brûlent que très lentement. En cas d'incendie, ils continueraient à supporter la charge bien après que l'immeuble soit hors d'usage. Néanmoins, il est prévu un certain nombre de butées limitant la flèche et, sur demande, les appuis peuvent être munis d'une coquille de protection spéciale.[12]

On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.



Appui en élastomère fretté



Appui en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb

Figure 24: Les différents types d'appuis à déformation [12]

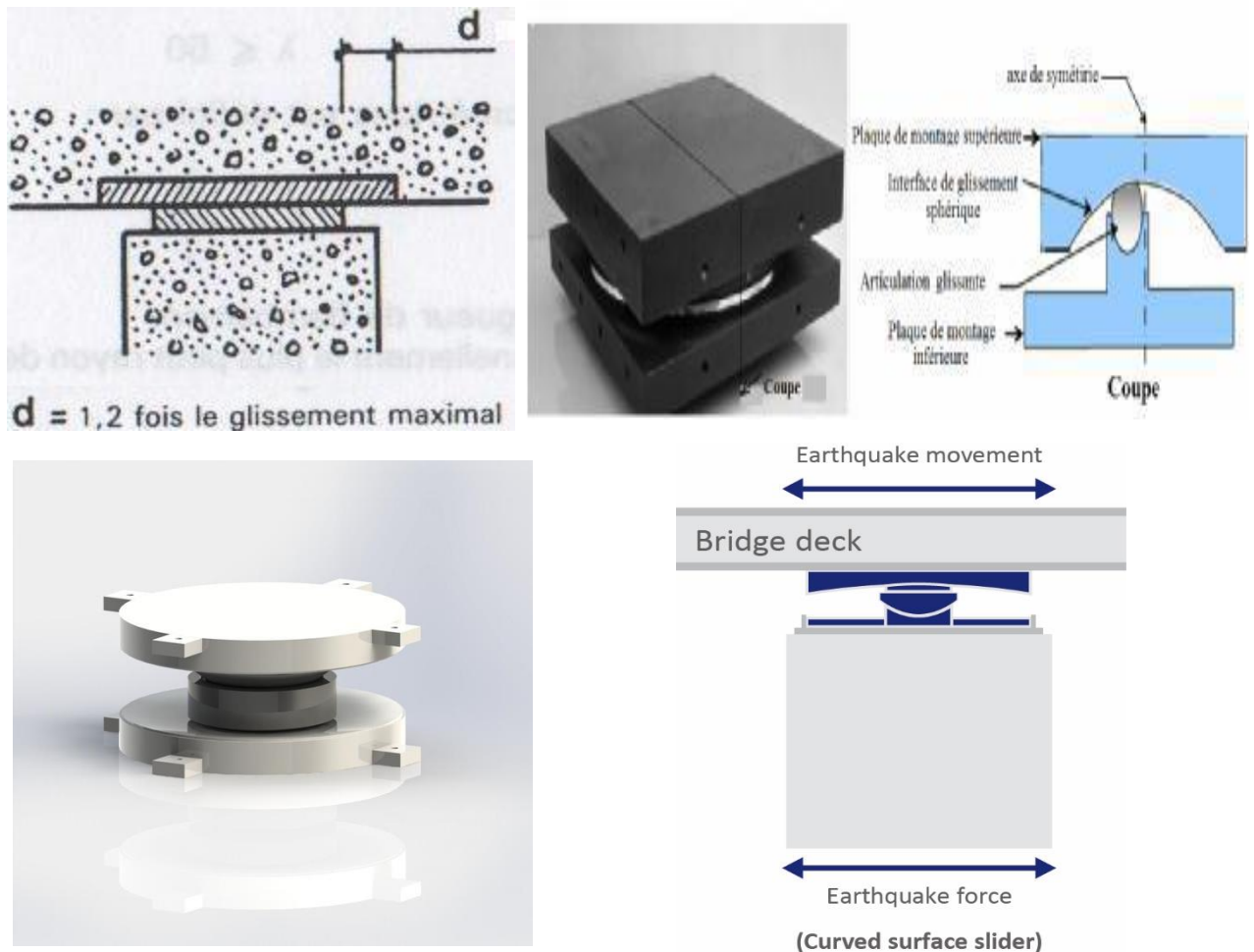
I.6.2. Appuis à glissement :

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement. Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Le débord de la plaque la plus grande doit au moins être égal à 1.2 fois le glissement maximal pour éviter la formation d'empreinte en cas d'absence durable de secousses, la plaque le plus grand doit être plus dure que la petite plaque (voir **Figure 25 (a)**).

La réponse d'un bâtiment reposant sur ce type d'appui est conditionnée par le coefficient de frottement entre les plaques ainsi que la masse du bâtiment. L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure est inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Le déplacement résiduel après un séisme de ces plaques est un problème qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage.

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique.[12]

Parmi ces appuis, on peut citer les appuis en pendules glissants qui comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule (voir **Figure 25 (b)**).



a) Appui à glissement

b) Appui en pendule glissant

Figure 25: Les différents types d'appuis à glissement [12]

I.6.3. Les appuis à déformation et glissement :

Il s'agit d'un dispositif combinant les deux types d'appuis, par l'association des plaques de Glissement et des appuis à déformation (voir **Figure 26**). Dans un premier temps, les isolateurs se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère.

Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent, il peut se produire plusieurs glissements.

Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements de la Superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à sa base. Ceci est particulièrement avantageux dans le cas des constructions sur fondations profondes, plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles.[12]

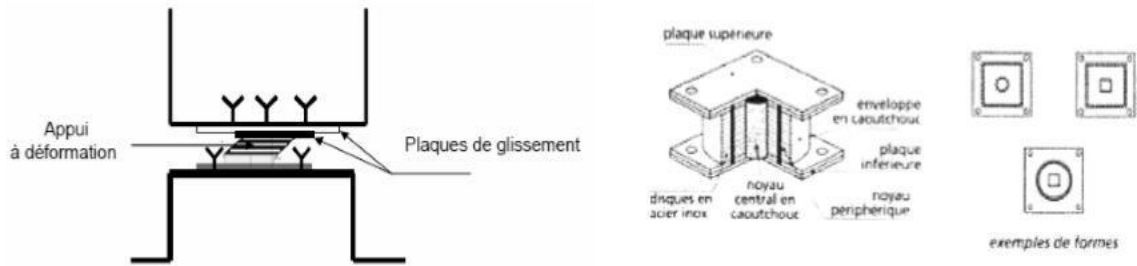
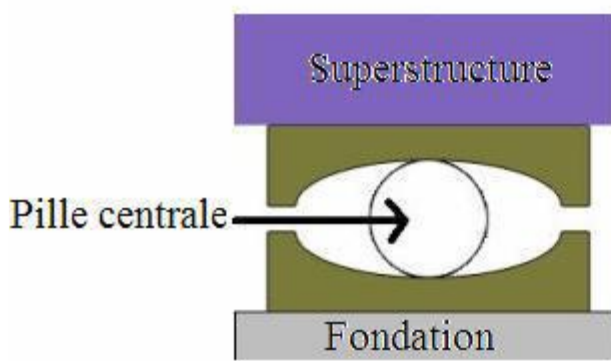


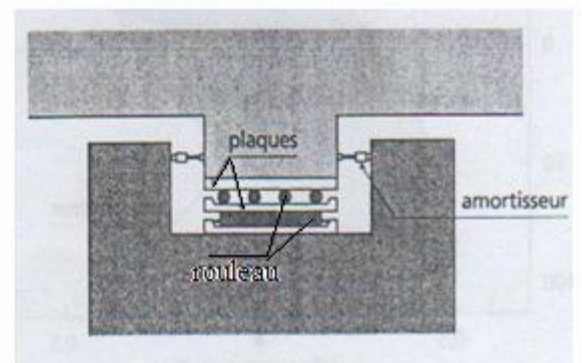
Figure 26: Appui à déformation et glissement [12]

I.6.4. Les appuis à roulement :

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques en acier ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (voir **Figure 27**). Selon la qualité du matériau du rouleau ou du roulement à billes, la résistance du système peut être suffisante pour pallier aux charges de services. Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.[13] Ce système est souvent utilisé pour la fabrication des machines contenant des vibrations. Et il est rarement utilisé dans les constructions de bâtiments à cause de son inconvénient majeur qui réside dans le blocage et le non mobilité de la bille centrale durant les années sans séisme, ce qui s'expose à son grippage en perdant sa capacité initiale pour un roulement correct pendant un séisme.



a) Appui à billes



b) Appui à rouleaux

Figure 27: Appuis à roulements [13]

I.7.Critères de choix des appuis parasismiques :

La sélection des types d'appuis appropriés pour isoler la base des constructions nécessite une évaluation des caractéristiques mécaniques, des normes de performance sismique et des coûts de ces appuis parasismiques. Il est par ailleurs nécessaire de prendre en considération le rendement et l'entretien à long terme de ces appuis. Puisque l'élastomère synthétique (néoprène) peut durcir ou s'étirer, il est nécessaire d'effectuer des inspections périodiques afin d'assurer en tout temps de sa souplesse.

Par contre, les appuis à glissement ne nécessitent généralement aucun entretien. En plus, une autre considération qui régit le choix entre les appuis est l'état du sol. Les appuis à déformation perdent en grande partie leurs efficacités dans les sols mous, à longue période d'oscillation.

En effet, leurs périodes propres sont dans ce cas proches de la période d'excitation, donc proche de la résonance. Sur ces sols, les appuis à glissement conviennent mieux car pour des faibles coefficients de frottement des plaques, la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. D'autre part, l'association de plaques de glissement et d'appuis à déformation supprime les inconvénients que représentent ces appuis à déformation dans les sols meubles.

Les appuis à roulement sont très peu utilisés en raison de leurs inconvénients, dont les principaux sont le grippage éventuel du système en l'absence durable de mouvement et leur faible capacité d'amortissement ainsi leur sensibilité à l'action du vent.[14]

I.8.Les avantages et les inconvénients des appuis parasismique :

I.8.1. Les avantages des appuis parasismiques :

- Le degré de protection pouvant être acquit est très éminent au niveau requis Une large réduction des forces sismiques agissantes sur la structure.
- Les ouvrages restent habituellement exploitables, même après les séismes terribles.
- Les dégâts sont faibles ou presque nuls à l'équipement et aux éléments non structuraux.
- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis de nouvelle secousse.
- Structure plus légère que pour une construction traditionnelle.
- La diminution des charges sismiques permet de calculer la structure en hypothèse de comportement élastique. Ce calcul est bien maîtrisé et plus fiable que celui des constructions

habituellement susceptibles de subir des déformations plastiques, qui font concept d'hypothèses approximatives.[14]

I.8.2. Les inconvénients :

- Les bâtiments construits sur des appuis parasismiques (escaliers, tuyauterie, etc.) ou reliant la structure avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures) doivent être élaborés de façon à admettre sans préjudices les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Ces proportions sont impérieuses dans le cas des réseaux de gaz, de défense contre l'incendie et des réseaux réceptifs des fluides polluants.
- La largeur des joints de séparation entre deux bâtiments doit être considérable car les déplacements des blocs pouvant atteindre des valeurs décimétriques.
- Les changements à venir de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas rectifier d'une façon expressive le comportement dynamique original du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des appuis, sous peine de provoquer des montants d'adaptation élevés. [14]

I.9. Incidence sur le coût :

L'isolation parasismique augmente sensiblement le coût des bâtiments mais elle offre une protection supérieure à la protection réglementaire. Toutefois, on peut sensiblement réduire ce surcoût en optimisant ses différents paramètres du projet. On doit rapprocher ce surcoût au coût de l'endommagement évité, rapporté à la probabilité de récurrence des séismes pouvant provoquer ces niveaux de pertes.[15]

Chapitre II

Théories de base

**Sur les appuis
parasismiques**

II.1. Fonctionnement et modélisation mathématique des appuis parasismiques

Parmi les étapes les plus importantes dans les études dynamiques des structures isolées est la transformation de leur fonctionnement en un modèle mathématique.

L'analyse du comportement dynamique d'une structure sur isolateur parasismique permet de déterminer la réponse dynamique de la structure en cas de sollicitation sismique, en prenant en compte l'effet des isolateurs sur le comportement de la structure.

II-1-1- Appuis en pendules glissants :

Le principe de fonctionnement de ce système est décrit dans la **Figure 28** :

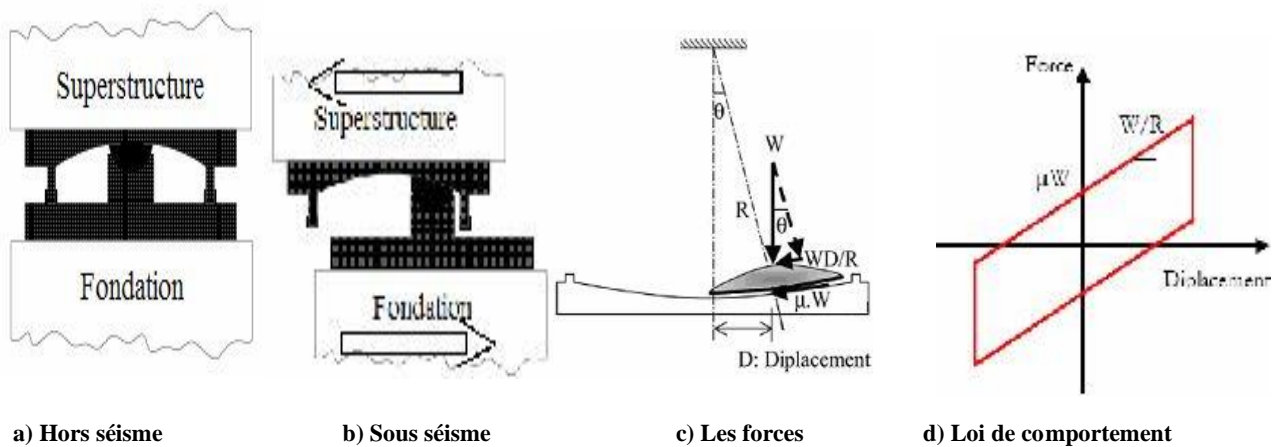


Figure 28: Principe de fonctionnement

Le modèle mathématique de ce système est représenté dans la **Figure 29** :

La force latérale développée dans ce système est donnée comme suit :

$$f = \frac{W}{R} u + \mu W \operatorname{sgn}(u)$$

R : Rayon de courbure de la surface sphérique.

W : Poids de la structure.

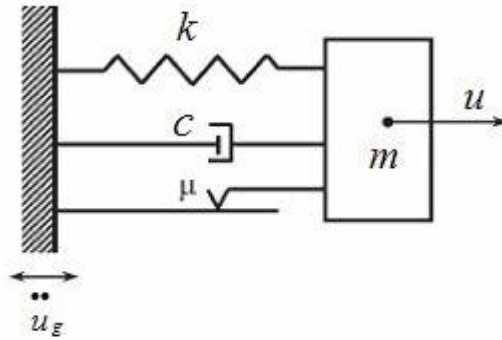


Figure 29: Modèle mathématique [17]

L'équation du mouvement est donnée comme suit :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + F = 0$$

$$m\ddot{u} + m\ddot{u}_g + \frac{W}{R}u + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{u})$$

On remarque dans cette équation que la rigidité du système est donnée par le rapport du poids

sur le rayon de courbure. Donc l'équation du mouvement devient :

$$\ddot{u} + \omega_0^2 u + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{u}) = -\ddot{u}_g$$

$$\text{Avec : } \omega_0^2 = \frac{g}{R}$$

Chapitre III

Méthodes de calcul des structures isolées

III.1. Code parasismique :

Alors que les principes généraux de la technique d'isolation sismique sont bien établis, les directives spécifiques peuvent varier d'un pays à l'autre, notamment en ce qui concerne les critères tels que l'action sismique, la méthode de calcul, le système d'isolation et la superstructure.

Les règles parasismiques algériennes, connues sous le nom de RPA99 version 2003, décrivent les principes de conception et de calcul généraux nécessaires à l'étude des structures résistant aux séismes. Ces règles s'appliquent à la plupart des constructions courantes, mais ne sont pas directement applicables aux ouvrages de grande envergure tels que les ponts, barrages, grands réservoirs de stockage ou les bâtiments de très grande hauteur. De plus, le code ne fournit aucune indication spécifique sur le calcul des bâtiments reposant sur des appuis parasismiques. Par conséquent, il est nécessaire de se référer à d'autres codes internationaux pour effectuer des calculs sur les structures isolées. Dans notre étude, nous avons choisi de nous baser sur les codes américains, tels que l'UBC-97 et l'IBC-2000, parmi les plus connus à travers le monde.

III.1.1. Critères de classification :

❖ Niveaux du mouvement sismique

Les différents codes prévoient des niveaux d'intensité différents pour les mouvements sismiques. L'UBC-97, par exemple, adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, à savoir :

1. Le tremblement de terre de conception (DBE, Design Basis Earthquake) : ce niveau de mouvement sismique a une probabilité de 10% d'être dépassé en 50 ans (période de retour de 475 ans). Il est utilisé pour concevoir le système d'isolation, la superstructure et l'infrastructure de la structure.
2. Le tremblement de terre maximum (MCE, Maximum Capable Earthquake) : il s'agit du niveau maximum de secousse sismique qui pourrait affecter le site où se trouve la structure. Le MCE est considéré comme ayant une probabilité de 10% d'être dépassé en 100 ans (période de retour de 1000 ans). Il est utilisé pour vérifier la stabilité du système d'isolation.

Ces deux niveaux sont importants pour garantir la conception et la stabilité des structures isolées selon les normes de l'UBC-97. [18]

III.2. Méthodes de calcul des structures isolées

L'analyse d'une structure isolée qui permet le calcul des forces sismiques peut être menée suivant les mêmes méthodes de calcul des structures non isolées avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation. Selon le code

Américain UBC 97 et le code international IBC, les structures isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes à savoir :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.2.1- Méthode statique

La méthode statique équivalente, définit en générale le mouvement sismique par un simple jeu de coefficients sismiques où les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Du fait que les critères de cette méthode sont restrictifs, elle ne peut être appliquée que dans la phase préliminaire de conception et qu'aux systèmes d'isolation linéaires pour l'établissement d'un niveau minimum de déplacements de conception.

La structure doit satisfaire les critères suivants :

- La structure est située à plus de 10Km d'une faille active.
- La structure est située sur un site avec $SI \leq 0.6g$ (SI est l'accélération spectrale de 5% d'amortissement au niveau MCE).
- La structure est située sur un site de classe A (roche dure), B (roche), C (Sol très dense et roche meuble) ou D (sol ferme).
- La structure au-dessus du plan d'isolation n'excède pas quatre étages ou 20m de hauteur.
- La période maximale du système d'isolation (TM) ne dépasse pas les 3.0 secondes.

- La période de conception de la structure isolée (T_D) est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est régulière en plan et en élévation.

Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement maximum.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel.
- Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge bilatérale.

a- Calcul des déplacements

Les deux déplacements de conception de base du système d'isolation à calculer sont D_D et D_M correspondants aux niveaux DBE et MCE respectivement. Ces déplacements sont calculés au centre de rigidité du système d'isolation en utilisant les formules suivantes:

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D}$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M}$$

D_D : Déplacement minimal au centre de rigidité du système d'isolement dans la direction considérée.

D_M : Déplacement maximal.

g : Accélération de la pesanteur.

C : Coefficient sismique prévus pour définir les ordonnées spectrales minimales à employer dans la conception.

T_D, T_M : sont les périodes effectives de la structure isolée aux niveaux DBE et MCE respectivement et sont déterminées comme suit selon UBC-97 article 14.7.3

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{Dmin}}}$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK_{Mmin}}}$$

T_D : Période en seconde correspondante au déplacement minimal de conception.

T_M : Période en seconde correspondante au déplacement maximal.

W : Poids de la structure.

$K_{D,min}, K_{M,min}$: Les valeurs minimales des rigidités effectives ($K_{D,eff}, K_{M,eff}$) du système d'isolation en (KN/m) correspondant au déplacement de conception D_D et D_M respectivement.

Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles D'hystérésis (force-déplacement) représentés sur la figure ci-dessous obtenue à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype. Ces rigidités au déplacement minimum de conception D_D et au déplacement maximum D_M sont données par les équations suivantes :

$$K_{Def} = \frac{F_D^+ + F_D^-}{D_D^+ + D_D^-}$$

$$K_{Meff} = \frac{F_M^+ + F_M^-}{D_M^+ + D_M^-}$$

Avec : $F_D^+, F_D^-, F_M^+, F_M^-, D_D^+, D_D^-, D_M^+, D_M^-$: Sont respectivement les forces et les déplacements maximum ou minimum correspondant aux niveaux de réponse de DBE ou MCE sur les systèmes d'isolation de prototype employés dans les essais sous chargements cycliques.

Par suite, les rigidités $K_{D,min}$ et $K_{D,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximale de $K_{D,eff}$ correspondant au déplacement minimum de conception D_D et $K_{M,min}, K_{M,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{M,eff}$ au correspondant déplacement Maximum D_M .

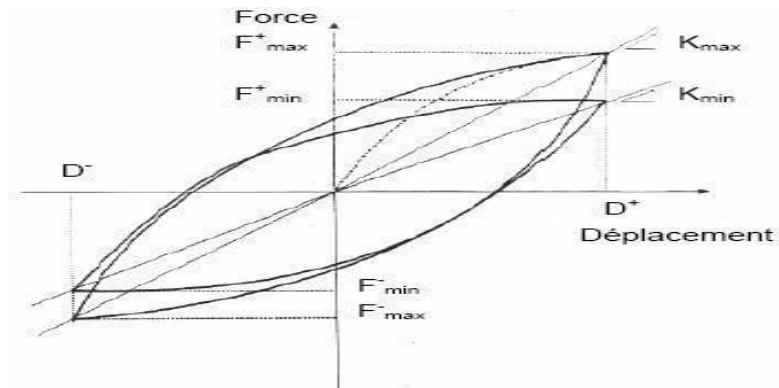


Figure 30: Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique

B_D, B_M : ont des coefficients reliés aux amortissements effectifs β_D et β_M du système d'isolation correspondant respectivement aux niveaux de réponse DBE et MCE, qui sont calculés par les formules suivantes :

$$B_D = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{la surface totale de la boucle hystérésis}}{K_{Dmax} D_D^2} \right)$$

$$B_M = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\text{la surface totale de la boucle hystérésis}}{K_{Mmax} D_D^2} \right)$$

Les coefficients d'amortissement B_D et B_M sont donnés en termes d'amortissement effectif β dans le tableau A-16-C de l'UBC-97. De même, une approche d'approximation des valeurs du tableau est donnée par : $\frac{1}{B} = 0.25(1 - \ln \beta)$

b- Calcul du déplacement total :

Il y a deux autres déplacements à calculer, qui sont le déplacement total minimum de conception D_{TD} et le déplacement maximum total D_{TM} qui incluent la torsion, ce sont des déplacements d'un appui placé sous un poteau d'angle, il sont donnés par les formules suivantes :

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right]$$

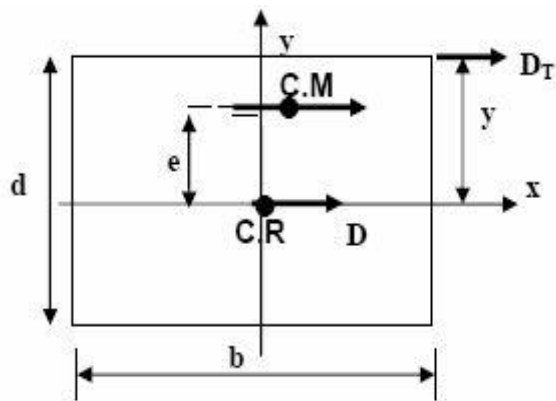


Figure 32: Dimensions en plan pour la détermination du déplacement total

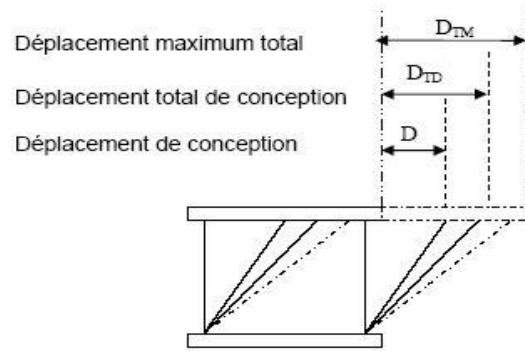


Figure 31: Déplacements du système d'isolation

III.2.2. Méthodes dynamiques

L'analyse dynamique est exigée dans beaucoup de cas, en particulier dans les cas où les Exigences mentionnées pour l'analyse statique ne sont pas satisfaites. Cette analyse peut être effectuée sous forme d'une analyse modale spectrale ou d'une analyse de réponses temporelles (analyse par accélérogrammes).

III.2.2.1. La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale consiste en la recherche du maximale de réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximale probable des efforts. Elle Nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique. En effet, à l'opposé de la méthode statique équivalente, cette méthode permet d'analyser de nombreuses structures isolées.

L'application de la méthode dynamique modale spectrale est exigée dans les cas suivants :

- La structure au-dessus du plan d'isolation est irrégulière.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.
- La période effective de la structure isolée (T_D) est trois fois plus grande que la période Fondamentale de la structure à base fixe ($T_D > 3 T_F$).

a- Calcul des déplacements

La méthode dynamique modale spectrale devrait produire presque les mêmes déplacements et les mêmes forces de conception comme ceux calculés en utilisant les formules statiques puisque les deux méthodes sont basées sur la même rigidité effective et le même amortissement du système d'isolation. Si les déplacements et les forces de conception prévus par l'analyse modale spectrale sont inférieurs aux valeurs trouvées par la méthode

statique équivalente, des valeurs minimales doivent être prises en considération par les codes pour les déplacements et les forces de conception et les déplacements inter étages obtenus par la méthode dynamique modale spectrale. Par exemple, le déplacement total de conception D_{TD} pour le système d'isolation peut être réduit par la méthode dynamique pas moins de 90% de celui donné par la formule statique et le déplacement maximum total D_{TM} peut être réduit pas moins de 80% de celui donné par la formule statique.

Les codes autorisent une autre réduction en remplaçant les déplacements de conception D_D et D_M des formules statiques par D'_D et D'_M comme suit :

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + (T/T_D)^2}}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_M)^2}}$$

Avec T étant la période de la superstructure dans le cas conventionnel avec une base fixe Calculée par la formule empirique du code.

Cette réduction tient compte de la flexibilité de la superstructure parce que les formules statiques supposent que la superstructure est rigide, par contre n'importe quelle flexibilité et déplacement de la superstructure tendraient à diminuer le déplacement dans le système d'isolation.

III.2.2.2. La méthode d'analyse par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées ; elle nécessite un ou plusieurs accélérogrammes ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure.

Les codes exigent l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme dans les cas suivants :

La structure située sur un site de classe E (sols meuble ; mouvement de longue période) ou F (sols sujets aux problèmes de liquéfaction).

- La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30% (Parce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes Supérieurs dans la réponse)
- La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel Significative. Les codes exigent d'autres conditions sur la manière dont les mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles doivent être appliqués dans la conception et l'analyse des structures isolées, ces conditions sont :
 - Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées Devraient être choisies et employées.
 - Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts Conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.
 - Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des Failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.
 - Si les enregistrements appropriés ne sont pas disponibles, des enregistrements simulés appropriés peuvent être employés pour composer tout le nombre des enregistrements requis.
 - Pour chaque composante des paires du mouvement du sol horizontal, un spectre de 5% D'amortissement doit être construit et le spectre résultant doit être combiné selon la combinaison SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) des deux spectres.
 - Par suite, les réponses temporelles doivent être normalisées (multipliées par un facteur) telle que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne tombe pas au-dessous de 1.3 du spectre de conception correspondant à 5% d'amortissement (DBE ou MCE) et par un excédent de plus de 10% sur un intervalle de période de $0.5T_D$ à $1.25T_M$ où T_D et T_M sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.
 - Si trois réponses temporelles sont employées, la conception doit être basée sur les valeurs maximales de réponse. Si sept réponses temporelles sont employées, la conception peut être basée sur les valeurs moyennes de réponse.

Chapitre IV

Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

IV.1. Méthodologie :

Pour le dimensionnement des isolateurs parasismiques, nous allons utiliser la conception Suivante :

- 1- Chercher à utiliser le nombre minimum d'appuis parasismiques qui doivent être placés sous les poteaux de grandes charges gravitaires.
- 2- Calculer les dimensions de l'isolateur de telle sorte que la période de la structure va être allongée afin de réduire les efforts sismiques.
- 3- Choisir le coefficient d'amortissement de l'isolateur de telle sorte que le déplacement de la structure soit limité vis-à-vis le vent et les ouvrages adjacents.
- 4- Vérifier la performance de l'isolateur sous les différentes charges de gravité, vent, Température, séisme ...etc.

Dans ce qui suit, nous allons exposer la méthode de dimensionnement des appuis en Pendule glissant, ayant un amortissement élevé.

IV.1.1. Appuis en pendules glissants

IV.1.1.1 Dimensionnement

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

- 1- Déterminer le rayon de la surface sphérique R à partir de la valeur de la période T_D (T_D est Calculé selon le code UBC par exemple) :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \rightarrow R = g \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2$$

- 2- Calculer K_{eff} et \mathcal{E}_{eff} par les formules suivantes :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{mW}{D}$$

$$\mathcal{E}_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}}$$

Avec :

μ : Est une donnée.

D : Est le déplacement horizontal de conception (calculé par un code de calcul).

- 3- Calculer le déplacement vertical νd de l'appui par l'équation suivante :

$$\delta_v \cong \frac{D^2}{R}$$

- 4- Calculer le diamètre d de la surface sphérique :

$$d > 2D_D$$

IV.1.1.2. Vérification

La vérification est faite par la condition suivante :

« La force de rappel $\frac{W}{R}D$ doit être supérieure à la force de frottement μW afin d'assurer le recentrage du système d'isolation ».

$$\text{C.à.d. : } \frac{D}{R} \geq \mu$$

IV.1.2 Exemple de calcul :

L'étude est appliquée sur une structure R+5 sur les appuis en pendules glissants, ils comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule.

- Méthode statique équivalente :

Vu que la structure est vérifiée tous les critères d'application de la méthode statique équivalente, donc elle est applicable.

- Les données :

Le coefficient d'accélération de zone : $A = 0.15$.

Le facteur de qualité : $Q = 1.30$.

Le coefficient de comportement : $R = 3.5$.

Le pourcentage d'amortissement : $\varepsilon = 7 \%$.

$$T_1 = 0.15 \text{ sec.}$$

La catégorie du site S_2 :

$$T_2 = 0.40 \text{ sec.}$$

La période calculée : $T_x = 0.30 \text{ sec}$.

La période calculée : $T_y = 0.46 \text{ sec}$.

• **Description et dimensionnement du système d'isolation**

Parmi les appuis passés en revue, notre choix est porté sur les appuis en pendules glissants, ils comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule.

1- Le rayon R de la surface sphérique :

La période de conception du système d'isolation (T_D) est choisie de tel façon qu'elle soit supérieure à 3 fois T (T : est la période de la structure encastree).

Avec :

$$T = 0.39s$$

On prend $T_D = 2s$

$$R = g \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2 = 9.81 \left(\frac{2}{2\pi} \right)^2 = 0.99$$

2- La rigidité effective K_{eff} et le coefficient d'amortissement effectif :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{mW}{D}$$

Calcul rigidité horizontale :

$$k = \frac{w}{R}$$

m est choisi dans notre exemple égale à 0,07

D est calculé selon le code UBC

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) C T_D}{B_D}$$

On choisit un $\xi_{eff} = 20\%$ donc le corrigé ci-après $\Rightarrow B_D = 1.5$

$$C = ZNS_I$$

$Z = 0.15$ (Zone II a).

$N = 1$ (distance à la faille ≥ 15 Km).

$S_1 = 1.4$

$$C = 0.15 \times 1 \times 1.4 = 0.21$$

$$D = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \times 0.21 \times 2}{1.5} = 0.07$$

La charge verticale W supportée par l'appui est égale à : 1500KN

$$K_{eff} = \frac{1500}{0.99} + \frac{0.07 \times 1500}{0.99} = 3015.15$$

3- Le déplacement vertical de l'appui δv :

$$\delta v = \frac{D^2}{2R} = \frac{0.07^2}{2 \times 0.99} = 0.00247$$

4- Le diamètre d de la surface sphérique :

$$d > 2D \rightarrow d > 2 \times 0.07 = 0.14$$

On prend $d = 20$ cm

5- Vérification :

La vérification de la condition de recentrage de la structure est :

$$\frac{D}{R} \geq m \rightarrow \frac{0.07}{0.99} = 0.08 > 0.07 \rightarrow Ok$$

Donc les dimensions de l'appui sont :

$$R = 0.99 \text{ m}$$

$$\delta v = 0.00247 \text{ m}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus après introduction des appuis parasismique sont classes dans les Tableaux ci- dessous :

• Périodes et facteurs de contribution modale :

| Mode | Période | UX | UY | SumUX | SumUY | SumRZ |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 1,216708 | 16,2672 | 18,6684 | 16,2672 | 18,6684 | 55,6819 |
| 2 | 1,178014 | 4,1464 | 70,3077 | 20,4136 | 88,9761 | 70,6415 |
| 3 | 0,917403 | 68,7947 | 0,0001 | 89,2083 | 88,9763 | 90,0785 |
| 4 | 0,402292 | 0,3923 | 4,5903 | 89,6006 | 93,5666 | 92,55 |
| 5 | 0,388093 | 1,081 | 3,2506 | 90,6816 | 96,8172 | 95,3163 |
| 6 | 0,325844 | 6,2331 | 0,0151 | 96,9146 | 96,8323 | 97,255 |
| 7 | 0,22184 | 0,0124 | 1,4514 | 96,927 | 98,2837 | 97,544 |
| 8 | 0,2144 | 0,3419 | 0,3988 | 97,2689 | 98,6825 | 98,3257 |
| 9 | 0,191755 | 1,4899 | 0,011 | 98,7588 | 98,6935 | 98,8894 |
| 10 | 0,142676 | 0,0533 | 0,3773 | 98,812 | 99,0707 | 99,1527 |
| 11 | 0,13911 | 0,1476 | 0,4137 | 98,9596 | 99,4844 | 99,3245 |
| 12 | 0,124368 | 0,5423 | 0,0085 | 99,5019 | 99,493 | 99,5892 |

Tableau 19: Périodes et facteurs de contribution modale

• Les déplacements :

| Niveau | Diaphragme | U_x | δ_{ekx} | U_y | δ_{eky} |
|----------|------------|--------|----------------|--------|----------------|
| Niveau 6 | D6 | 0,0551 | 0,1929 | 0,0812 | 0,2842 |
| Niveau 5 | D5 | 0,0496 | 0,1736 | 0,0735 | 0,2573 |
| Niveau 4 | D4 | 0,0432 | 0,1512 | 0,064 | 0,224 |
| Niveau 3 | D3 | 0,0349 | 0,1222 | 0,0617 | 0,2160 |
| Niveau 2 | D2 | 0,0295 | 0,1033 | 0,0588 | 0,2058 |
| Niveau 1 | D1 | 0,0206 | 0,0721 | 0,0502 | 0,1757 |

Tableau 20: les déplacements selon les directions x et y

• **Les efforts tranchants :**

| Niveau | V_{kx} (KN) | V_{ky} (KN) |
|-----------------|----------------------------|----------------------------|
| Niveau 1 | 822,08 | 779,91 |
| Niveau 2 | 746,43 | 709,74 |
| Niveau 3 | 647,73 | 616,93 |
| Niveau 4 | 533,99 | 509,08 |
| Niveau 5 | 397,47 | 226,36 |
| Niveau 6 | 239,54 | 226,36 |

Tableau 21: les efforts tranchants selon x et y

IV.2. Conclusion :

Les dispositifs de support parasismique jouent un rôle essentiel dans les structures isolées, améliorant ainsi leur fiabilité lors d'un séisme. Ils offrent une réduction plus efficace des effets sismiques sur le bâtiment en termes de déplacement relatif, de période, de facteurs de contribution modale et d'efforts tranchants.

3^{ème} Partie :

**Étude comparative de la
structure avec et sans
système d'isolation avec
l'influence de la hauteur**

Chapitre I

**Étude comparative de la
structure avec et sans
système d'isolation**

I .1. Introduction :

Etude comparative de la réponse dynamique (période, déplacement, cisaillement) d'une structure isolée et d'une même structure encastree. Cette comparaison a été réalisée à l'aide du même programme numérique d'analyse dynamique des structures (ETABS).

I .2. Etude comparative :

I .2.1. Périodes et facteurs de contribution modale :

Structure sans le système d'isolation :

1. Périodes et facteurs de contribution modale :

| Mode | Période | UX | UY | SumUX | SumUY |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 0,390407 | 65,8512 | 0,0076 | 65,8512 | 0,0076 |
| 2 | 0,376417 | 0,0008 | 69,2263 | 65,852 | 69,2339 |
| 3 | 0,313942 | 4,0731 | 0,231 | 69,9252 | 69,4649 |
| 4 | 0,096616 | 18,3818 | 0,0198 | 88,307 | 69,4847 |
| 5 | 0,087769 | 0,0344 | 20,3454 | 88,3414 | 89,8301 |
| 6 | 0,072143 | 1,5066 | 0,0293 | 89,848 | 89,8594 |
| 7 | 0,043909 | 6,1667 | 0,0017 | 96,0147 | 89,8611 |
| 8 | 0,039861 | 0,0032 | 6,4303 | 96,0179 | 96,2914 |
| 9 | 0,03334 | 0,2086 | 0,0105 | 96,2265 | 96,3019 |
| 10 | 0,02773 | 2,3855 | 0,0007 | 98,612 | 96,3026 |
| 11 | 0,025412 | 0,0002 | 2,4812 | 98,6123 | 98,7838 |
| 12 | 0,021672 | 0,1301 | 0,0034 | 98,7424 | 98,7872 |

Tableau 22: Périodes et facteurs de contribution modale

Structure avec le système d'isolation :

| Mode | Période | UX | UY | SumUX | SumUY | SumRZ |
|------|-----------------|---------|---------|----------------|----------------|---------|
| 1 | 1,216708 | 16,2672 | 18,6684 | 16,2672 | 18,6684 | 55,6819 |
| 2 | 1,178014 | 4,1464 | 70,3077 | 20,4136 | 88,9761 | 70,6415 |
| 3 | 0,917403 | 68,7947 | 0,0001 | 89,2083 | 88,9763 | 90,0785 |
| 4 | 0,402292 | 0,3923 | 4,5903 | 89,6006 | 93,5666 | 92,55 |
| 5 | 0,388093 | 1,081 | 3,2506 | 90,6816 | 96,8172 | 95,3163 |
| 6 | 0,325844 | 6,2331 | 0,0151 | 96,9146 | 96,8323 | 97,255 |
| 7 | 0,22184 | 0,0124 | 1,4514 | 96,927 | 98,2837 | 97,544 |
| 8 | 0,2144 | 0,3419 | 0,3988 | 97,2689 | 98,6825 | 98,3257 |
| 9 | 0,191755 | 1,4899 | 0,011 | 98,7588 | 98,6935 | 98,8894 |
| 10 | 0,142676 | 0,0533 | 0,3773 | 98,812 | 99,0707 | 99,1527 |
| 11 | 0,13911 | 0,1476 | 0,4137 | 98,9596 | 99,4844 | 99,3245 |
| 12 | 0,124368 | 0,5423 | 0,0085 | 99,5019 | 99,493 | 99,5892 |

Tableau 23: Périodes et facteurs de contribution modale

a) **Période :**

Basés sur l'analyse dynamique des deux structures, ces résultats montrent que la période obtenue pour la structure isolée est supérieur à celui obtenu pour la structure noyée, en effet, Cette variation périodique est la principale raison d'affecter l'efficacité du système d'isolation.

b) **Les facteurs de contribution modale :**

Pour la structure isolée, Il a été que la somme des masses modales dans la direction de l'excitation considérée atteint les 90 % de la masse totale vibrante. Et cela nous permet de conclure que la structure isolée réagit comme un corps rigide.

I .2.2. Déplacement :

Le tableau et les figures suivantes montrent une comparaison des déplacements des niveaux des deux structures encastree et isolée dans les deux directions X et Y.

| Niveau | Diaphragme | Sans le système d'isolation | | | | Avec le système d'isolation | | | |
|----------|------------|-----------------------------|----------------|--------|----------------|-----------------------------|----------------|--------|----------------|
| | | U_x | δ_{ekx} | U_y | δ_{eky} | U_x | δ_{ekx} | U_y | δ_{eky} |
| Niveau 6 | D6 | 0.0088 | 0.0069 | 0.0082 | 0.001 | 0,0551 | 0,1929 | 0,0812 | 0,2842 |
| Niveau 5 | D5 | 0.0069 | 0.0051 | 0.0064 | 0.001 | 0,0496 | 0,1736 | 0,0735 | 0,2573 |
| Niveau 4 | D4 | 0.0051 | 0.0033 | 0.0047 | 0.0013 | 0,0432 | 0,1512 | 0,064 | 0,224 |
| Niveau 3 | D3 | 0.0033 | 0.0018 | 0.0031 | 0.0004 | 0,0349 | 0,1222 | 0,0617 | 0,2160 |
| Niveau 2 | D2 | 0.0018 | 0.0006 | 0.0016 | 0.0002 | 0,0295 | 0,1033 | 0,0588 | 0,2058 |
| Niveau 1 | D1 | 0.0006 | 0 | 0.0005 | 0 | 0,0206 | 0,0721 | 0,0502 | 0,1757 |

Tableau 24: les déplacements de deux structures selon les directions X et Y

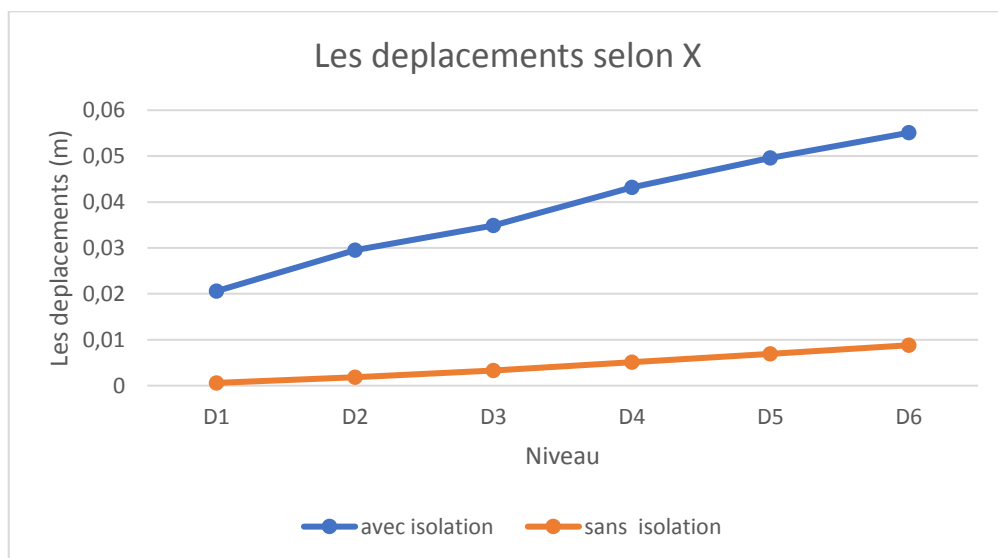


Figure 33: les déplacements de deux structures selon la direction X

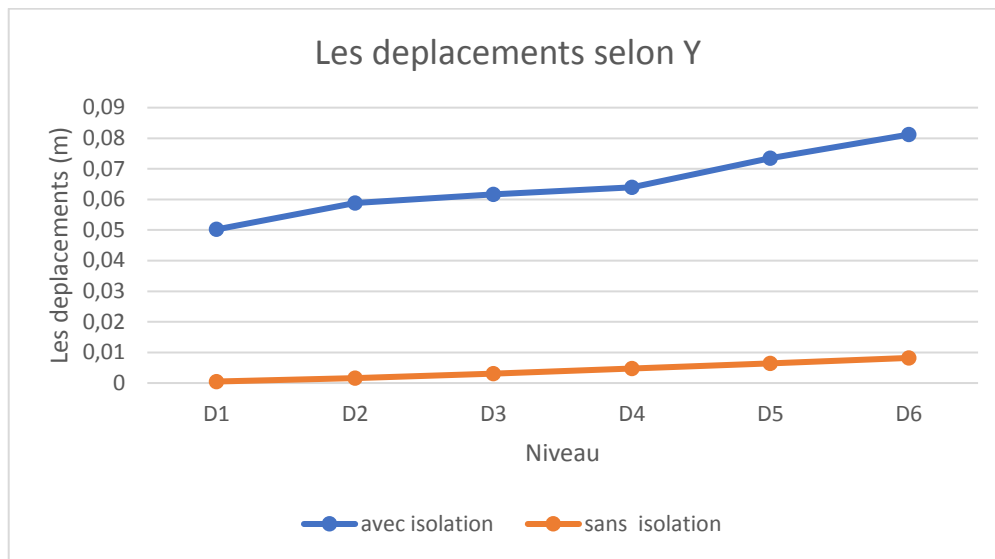


Figure 34: les déplacements de deux structures selon la direction Y

Il convient de noter que, selon X et Y, le déplacement de la structure d'isolation est plus important que le déplacement de la structure encastree, ce qui est la raison du grand déplacement du bas de la structure d'isolation, et la déformation est faible et une transition de conception significativement importante

I .2.3. L'effort tranchant :

Le tableau et les figures suivantes montre une comparaison des efforts tranchants de deux structures (isolée-encastree) à la base dans les deux directions X et Y :

| Niveau | Sans le système d'isolation | | Avec le système d'isolation | |
|-----------------|-----------------------------|---------------|-----------------------------|---------------|
| | V_{kx} (KN) | V_{ky} (KN) | V_{kx} (KN) | V_{ky} (KN) |
| Niveau 1 | 2793.13 | 2783.54 | 822,08 | 779,91 |
| Niveau 2 | 2661.93 | 2648.98 | 746,43 | 709,74 |
| Niveau 3 | 2414.67 | 2399.73 | 647,73 | 616,93 |
| Niveau 4 | 2058.85 | 2047.96 | 533,99 | 509,08 |
| Niveau 5 | 1580.89 | 1579.34 | 397,47 | 226,36 |
| Niveau 6 | 953.69 | 954.34 | 239,54 | 226,36 |

Tableau 25: les efforts tranchants de deux structures selon les directions X et Y

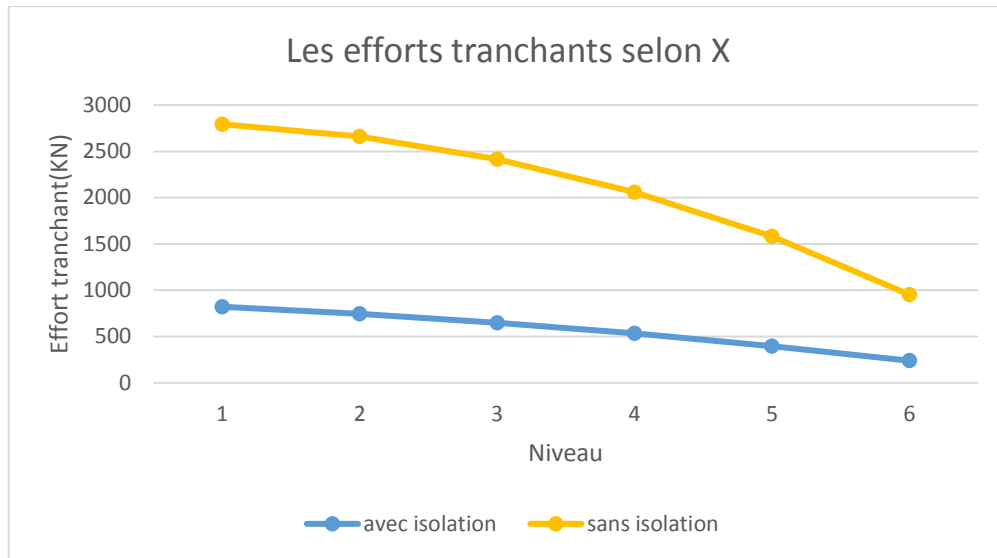


Figure 35: les efforts tranchants de deux structures selon la direction X

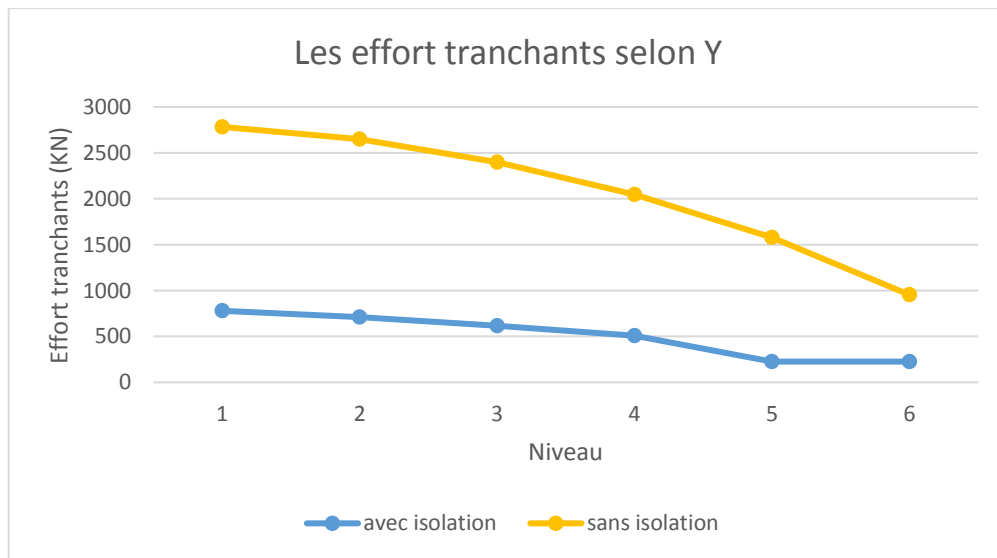


Figure 36: les efforts tranchants de deux structures selon la direction Y

On constate une différence significative dans les efforts tranchants à la base entre une structure encadrée et une structure isolée. Plus précisément, dans le cas d'une structure isolée qui utilise des appuis parasismiques, les efforts tranchants à la base sont réduits. Cela met en évidence l'utilité et l'importance de l'utilisation des appuis parasismiques dans la conception de structures.

I .3. Conclusion :

Les isolateurs jouent un rôle important dans la structure en termes de période, de déplacement et d'efforts tranchants.

D'après l'analyse comparative entre les deux structures, encadrée et isolée, voici un récapitulatif des résultats obtenus :

- Une augmentation remarquable dans la période de la structure isolée c'est-à-dire que les périodes de cette structure sont plus importants aux périodes de la structure encadrée
- Le déplacement de la structure d'isolation est supérieur à celui de la structure d'isolation Déplacement de structures encadrées. Par conséquent, le soutien dans ce cas doit être Associé à des pendules glissent pour contrer les grands déplacements de la structure .
- La réforme du système d'isolation peut avoir un impact significatif sur la réduction des efforts tranchants à la base d'une structure.

Chapitre II

L'influence de la hauteur des structures sur les appuis parasismiques

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons simuler une structure isolée sur un socle à l'aide d'un système d'isolation de même nature. Nous allons faire varier le nombre de couches de la structure afin d'évaluer les performances du système d'isolation en fonction du cycle naturel de la superstructure. Nous examinerons également comment le taux de décrémentation des efforts tranchants et des déplacements relatifs varie avec les changements de la hauteur de la structure.

II.2 Présentation d'étude :

Dans cette étude, nous allons effectuer une analyse sur la même structure présentée dans les parties 1 et 2. Cependant, nous allons modifier progressivement le nombre de niveaux de la structure. Plus précisément, nous utiliserons une structure de 11 niveaux comme point de départ, puis nous augmenterons ou réduirons le nombre de niveaux pour évaluer l'impact sur les performances du système d'isolation.

Pour ce système d'isolation, nous utiliserons des appuis en pendule glissent avec une période de conception de 2,5 secondes et un amortissement effectif de 20%. Ces paramètres sont importants pour déterminer la capacité de la structure à absorber les forces sismiques et à réduire les effets néfastes sur la superstructure.

Ce qui concerne dans l'augmentation de nombre des niveaux sont les changements de la période et le déplacement relatif et aussi l'effort tranchant à la base.

II.3. Description des structures :

Avant de faire cette étude paramétrique on doit faire le prédimensionnement et la descente des charges pour la structure. Parce que sont des étapes préliminaires essentielles avant de réaliser une étude paramétrique et de comparer les résultats des différentes structures. Ces étapes permettent de fournir une base solide pour l'analyse approfondie et l'optimisation des structures.

Les dimensions de la structure de 11 niveaux sont résumées dans le tableau ci-dessous :

| Niveau | Poteaux (cm²) |
|-------------------------------|---------------------------------|
| RDC | 60× 60 |
| 1^{ème} étage | 60× 60 |
| 2^{ème} étage | 55× 55 |
| 3^{ème} étage | 55× 55 |
| 4^{ème} étage | 50× 50 |
| 5^{ème} étage | 50× 50 |
| 6^{ème} étage | 45× 45 |
| 7^{ème} étage | 45× 45 |
| 8^{ème} étage | 40× 40 |
| 9^{ème} étage | 40× 40 |
| 10^{ème} étage | 35× 35 |

Tableau 26: Les dimensions des poteaux

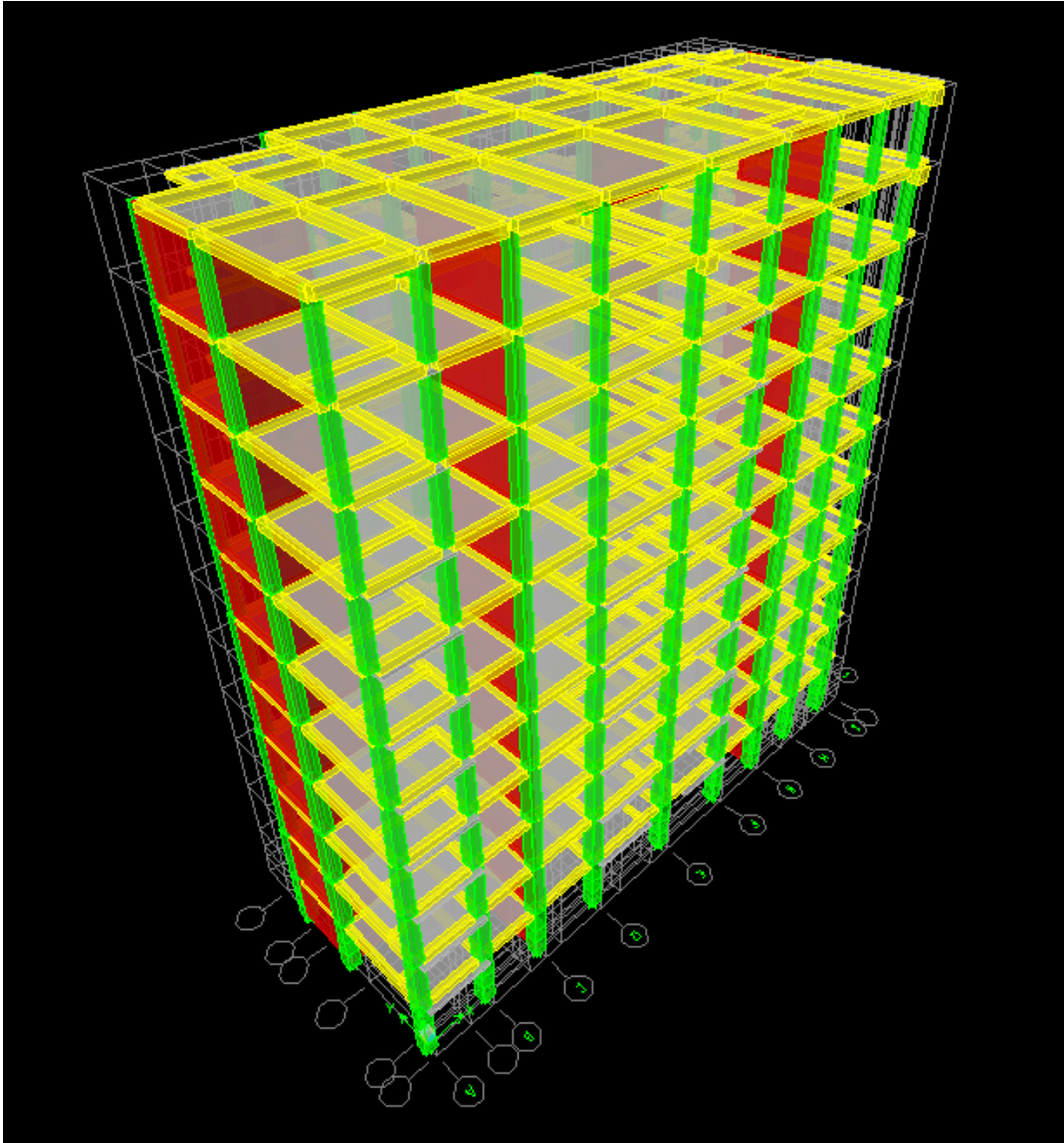


Figure 37: Vue en 3D de la structure R+10 sans système d'isolation

II .4. Résultats :

II .4.1. Périodes :

Les résultats des périodes obtenues pour les structures étudiées sont donnés par le **Tableau 26** :

| | | |
|--|----------|-----------|
| Nombre de niveaux | 6 | 11 |
| Période de la structure encastrée | 0,39 | 0,89 |
| Période de la structure isolée | 1,21 | 2,01 |

Tableau 27: Les périodes obtenues pour les différentes structures

II .4.2. Les facteurs de contribution modale :

| Nombre de niveaux | | 6 | 11 |
|-----------------------------|---------------------|---|----|
| Nombre de Modes à Considéré | Structure encastree | 7 | 8 |
| | Structure isolée | 4 | 4 |

Tableau 28: Les modes propres à considérer pour les différentes structures

II .4.3. Les déplacements relatifs :

Les tableaux suivants montrent une comparaison des déplacements du dernier niveau des différentes structures dans les deux directions X et Y.

| Nombre de niveaux | 6 | 11 |
|--|--------|---------|
| Déplacement maximal du dernier niveau de la structure encastree en (m) | 0.0088 | 0.01291 |
| Déplacement maximal du dernier niveau de la structure isolée en (m) | 0.0551 | 0.1371 |

Tableau 29: Déplacements des derniers niveaux selon X

| Nombre de niveaux | 6 | 11 |
|--|--------|--------|
| Déplacement maximal du dernier niveau de la structure encastree en (m) | 0.0082 | 0.0914 |
| Déplacement maximal du dernier niveau de la structure isolée en (m) | 0.0812 | 0.1290 |

Tableau 30: Déplacements des derniers niveaux selon Y

II .4.4. Les efforts tranchants :

Les tableaux suivants montrent comparaison des efforts tranchants à la base des différentes structures dans les deux directions X et Y.

| Nombre de niveaux | 6 | 11 |
|---|----------|-----------|
| Effort tranchant maximal de la structure encastrée en (KN) | 2793.13 | 3141.56 |
| Effort tranchant maximal de la structure isolée en (KN) | 822,08 | 2674.35 |

Tableau 31: Les efforts tranchants à la base selon X

| Nombre de niveaux | 6 | 11 |
|---|----------|-----------|
| Effort tranchant maximal de la structure encastrée en (KN) | 2783.54 | 3248.64 |
| Effort tranchant maximal de la structure isolée en (KN) | 779,91 | 2540.31 |

Tableau 32: Les efforts tranchants à la base selon Y

II .5. Conclusion :

Les résultats précédents montrent que :

- Une augmentation de la période avec le progressivement de nombre des étages selon les différentes structures.
- Le déplacement relatif d'une structure isolée est supérieur à celui d'une structure encastrée, ce qui signifie qu'une structure haute reposant sur des appuis sismiques se déforme moins qu'une structure encastrée équivalente.
- L'efficacité du système d'isolation dans la réduction des efforts tranchants à la base.

Conclusion générale

L'objectif principal de cette étude était d'examiner l'efficacité des dispositifs de support parasismique dans la réduction des effets des séismes sur les bâtiments, on a fait une étude comparative entre une structure sans isolation sismique et d'autre avec l'isolation sismique. Les résultats obtenus d'après cette étude montrant que l'isolation sismique est plus efficace pour minimiser les dommages structuraux et pour protégé la vie des personnes pendant et après un séisme.

L'étude comparative de la structure sans et avec système d'isolation nous a permis de conclure :

L'isolation sismique permet d'allonger les périodes de la structure isolée par rapport à la structure encadrée. C'est pourquoi les dispositifs de support parasismique à la base des structures sont recommandés en génie parasismique pour éviter la résonance. Les dispositifs de support parasismique ont une faible rigidité, ce qui allonge la période propre de la construction et diminue la vitesse d'oscillation.

Les déplacements des structures isolées sont contrôlés par les appuis et leur structure peut balancer plus en fonction du mouvement du sol par rapport aux structures non isolées. L'utilisation de voiles dans les structures encadrées permet de réduire les déplacements aux différents niveaux. De plus, les structures isolées vibrent comme un corps rigide car les déplacements inter-étages sont presque nuls.

En raison de l'utilisation de l'isolation sismique à la base de la structure, les efforts tranchants transmis aux membrures sont réduits, ce qui rend la structure plus stable. Cela est dû au fait que les dispositifs de support parasismique réduisent les efforts tranchants.

Ce que concerne l'influence de la hauteur des structures isolées sur l'efficacité du système d'isolation :

Les structures de grande hauteur qui reposent sur des dispositifs de support parasismique ont une période plus longue à mesure que le nombre d'étages augmente, par rapport aux structures encadrées de même niveau. En conséquence, ces structures de grande hauteur présentent une déformation moindre que les structures encadrées.

Lorsque des dispositifs de support parasismique sont utilisés pour des structures élancées (encadrées ou isolées), la réponse dynamique de ces structures ne dépend pas uniquement

des premiers modes. Au lieu de cela, il y a une contribution significative des modes supérieurs dans le mouvement global de ces structures.

Cette étude, qui se veut une introduction à l'isolation parasismique, nous a permis de comprendre les bases du calcul des bâtiments sur supports parasismiques. Bien que ce domaine ne soit pas encore totalement maîtrisé en Algérie, compte tenu de la forte sismicité de notre pays, ainsi que des avancées réalisées dans le domaine du génie parasismique, il est important d'adopter cette nouvelle technique dans la future réglementation algérienne pour les ouvrages qui doivent rester opérationnels pendant et après un séisme.

En fin de compte, les constructions parasismiques qui utilisent des systèmes d'isolation parasismique à la base offrent une protection améliorée contre les tremblements de terre. Les nouvelles constructions qui utilisent ces systèmes présentent immédiatement un comportement et une résistance adéquats aux séismes, ce qui permet de réduire significativement le risque sismique.

Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

- [1] Cours : Bâtiment 2 (12/13) – S6 LICENCE Génie Civil – Option : Construction Bâtiment
- Prof. **Amar KASSOUL** – UHBChlef.
- [2] Béton Arme IUP GCI3 - Option OS - 2004/05
- [3] **Calcul des éléments secondaires (non porteurs).**
- [4] Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. **Amar KASSOUL** –UHBChlef.
- [5] Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. **Amar KASSOUL** –UHBChlef (fondation).
- [6] **MCM** Cabinet Conseil (2003), «Les appuis parasismiques en caoutchouc» catalogue, journées scientifiques et techniques, Algérie.
- [7] **Kelly J.M.** (1998) «Base Isolation : Origines et Développement », University of California ,Berkeley.
- [8] **Skinner R.I., Robinsion W.H. & Mcverry G.H.**, (1993), «An Introduction Seismic Isolation », John Wiley & sons, New York.
- [9] **Alessandro Martelli, Massimo Forni, Giordano-Bruno Arato**, (2003), «Progress on r&d and application of seismic vibrations control technique for civil and industrial structures in the European union », 8th world Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration control of structures Yerevan, Armenia.
- [10] **Fulin Zhou & Qiaoling Xian**, (1999), «Recent developmenet on seismic isolation, energy dissipation, passive and semi-active control of structures in P.R.CHINA», proceedings of the China-us millennium symposium of earthquake, Beijing, Guangzhou University, china.
- [11] **Lotfi Guizani**, ing., M.Sc.A, «Sur l'isolation sismique des ponts au Canada», Les Industries Z-Tech Inc.
- [12] **MILAN ZACEK** « construire parasismique ». Edition parenthèses, 1996.

- [13] **Newmark, N.M,** Rosenbleuth, E, Fundamentals of Earthquake Engineering Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1971.
- [14] **R .Bencharif et B .Terchi,** Contribution des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments, Mémoire ingénieur, ENTP 2008.
- [15] **Patricia BALANDIER,** « LE SEISME ET LES BATIMENTS » Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3.
- [16] **BENAYAD, Karim.** Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base. Université Abou Bakr Belkaid, Diplôme de Magistère en Génie Civil, (Janvier 2013), Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen.
- [17] **ACHOUR, Farid.** Influence des isolateurs sismiques sur la réponse dynamique des bâtiments. L'Ecole Nationale des Travaux Publics, diplôme de magister en Génie Civil, (juin 2004), Université TIZI OUZOU.
- [18] **Ronald L. Mayes, Ph. D & Farzad Naeim, Ph. D. S. E** « Design of structures with seismic isolation- chapter 14 », Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [19] **Luc Davenne, Shahrokh Ghavamian, Nader Mezher, Ali Mikaël, Victor Davidovici** « Méthodologie de dimensionnement et de vérification des structures équipées d'appuis parasismiques en élastomère et d'amortisseurs » 7ème colloque national AFPS (2007)-Ecole centrale Paris.
- [20] **Zerari .M** « Calcul pratique des structures parasismiques ».

Articles et documents :

Christian Joris. « Cours béton armé »

Traite de physique du bâtiment. **Tome 2.** Mécanique des ouvrages. Edition du CSTB, 1999.

Précis de bâtiment. « Conception, mise en oeuvre et normalisation ». Edition Afnor, 1991.

J.P. Mougín. DTU associes. Edition Eyrolles, 1995.

Ouvrages en béton armé.**H.Renaud** et **F.Lettre**.Edition Foucher,1978.

« Recommandations AFPS 90 pour la rédaction des règles relatives aux ouvrages et installations à réaliser dans les régions sujettes aux séismes » **Tome 3**.

Mémoires des fins d'études :

MEGHOUCHE Djedjiga «Effet des conditions de contact sur la réponse dynamique des structures » Mémoire de Magister.

Lebib Loucif «Isolation sismique à la base des structures» Mémoire de fin d'études(2013).

Hadaji Asma «Utilisation des isolateurs sismiques dans la conception parasismique des structures : modélisation et performances» MEMOIRE DE FIN D'ETUDE (2017).

MECHRAOUI Nahla, BENMANSOUR Sarra « Etude de l'effet des systèmes de dissipation passive sur le comportement des ponts en zone sismique » Mémoire de fin d'études (2015).

M'ZYENE Ouarda« Dimensionnement et étude dynamique d'une clinique médicale équipée d'appuis parasismique » Mémoire de fin d'études(2020).

ADJOU Naima « INVESTIGATION NUMERIQUE SUR LES SYSTEMES D'ISOLATION SISMIQUE DES STRUCTURES CONTREVENTEES PAR PORTIQUES AUTOSTABLES EN BETON ARME » diplôme de magister (2013).

DJAMEL ZOUREIGUE « PERFORMANCE DES STRUCTURES EN BETON ARME ISOLEES A LA BASE » du diplôme MASTER ACADEMIQUE (2014).

Achour.F « Renforcement des structures de bâtiments à l'aide de dispositifs d'isolation a la base ».

Cherrak.O, Djouadi.S « Etude d'un bâtiment sur appuis parasismiques » thèse de fin d'étude (2004).

OUNIS,Hadj Mouhamed.«Conception des systèmes d'isolation parasismique des ouvrages», université Mohamed Khider, Diplôme de Doctorat en Science, (17 Juin 2014), Université Mohamed Khider– Biskra.

MEHRAZ KOUSSILA, AKKOUCHE REDOUANE « La technique d'isolation sismique est son influence sur la réponse dynamique d'un bâtiment en béton armé » Mémoire de fin d'études (2018).

SIDI OUIS MERIEM « Étude paramétrique d'une structure en béton armé avec système d'isolation » mémoire de fin d'études (2022)

Règlement :

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.

CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

DTR C.2-4.7 : Règlement neige et vent 99.

DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles.

Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.

Eurocode 1 : Actions sur les structures.

UBC-97 : 1997 UNIFORM BUILDING CODE.

IBC-2000 : International Building Code.

Logiciels :

ETABS.....Analyse des structures.

EXCEL 2016.....Calcul.

WORD 2016.....Traitement du texte.

Power point 2016.....Présentation de mémoire.

Site web:

<https://www.pointp.fr>

<HTTPS://BTP-COURS.COM/>

<HTTPS://CONSTRUCTION-MAISON.OOREKA.FR/DOSSIER/748149/MATERIAUX-DECONSTRUCTION>

<https://www.eqiom.com/betons/>

<https://www.becosan.com/fr/>

<http://coursexosup.blogspot.com/>

<https://www.infociments.fr/>

<http://forum-btp.blogspot.com/>

<https://www.editions-eyrolles.com/>

<https://www.reno-info-maison.com/>

<https://www.geniecivilstore.com/>

<http://constructionsparasismiques.blogspot.com/2014/03/le-genie-parasismique.html>

<http://www.cours-genie-civil.com/>