**République Algérienne Démocratique et Populaire**
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**UNIVERSITE d'ADRAR**
**FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**
**DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME**

**DE MASTER EN GENIE CIVIL**

**OPTION : Géo Matériaux et Structures**

# Thème

# *Etude des performances sismique des bâtiments De grandes hauteurs en portique auto-stable munis des système d'isolation à la base*

Soutenu le : Octobre 2020

**Présenté par :**

**SELLOUHI FOUZIA**

**BOUAMI AMAL**

| **Encadré par :** | **Examinateurs** |
|---|---|
| **Mr. IHKLEF BOUALEM** | **Dr: Balegh Benamar** |
| | **Mr : Bekraoui Khadija** |

**Année Universitaire : 2019 /2020**

# Sommaire

1.1. Introduction ..... 3
1.2. Objectifs de l'isolation parasismique ..... 3
1.3. Principe de base de l'isolation sismique : ..... 3
1.4. Conditions d'application des appuis parasismiques : ..... 4
1.5. Champs d'application des appuis parasismiques ..... 6
1.6. Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation ..... 6
1.7. Appuis parasismiques : ..... 6
1.7.1. Les appuis à déformation : ..... 7
1.7.2. Les appuis à glissement ..... 8
1.7.3. Les appuis à déformation et glissement ..... 8
1.7.4. Les appuis à roulement ..... 9
1.8. Système d'amortisseur parasismique : ..... 10
1.9. Avantages de l'isolation parasismique : ..... 11
1.10. Inconvénients de l'isolation parasismique : ..... 12
1.11.Conclusion ..... 13
2.1. Méthodologie ..... 15
2.2. Appuis en élastomère fretté ayant un amortissement élevé ..... 15
2.2.1. Dimensionnement ..... 15
2.2.2. Vérification des conditions de résistance et de stabilité ..... 20
2.3. Appuis en pendules glissants ..... 23
2.3.1. Dimensionnement ..... 23
2.3.2. vérification ..... 23
3.1. Introduction ..... 25
3.2. Détermination de l'épaisseur du plancher : ..... 26
3.3. Descente de charge : ..... 27
3.4. Les Poutres ..... 34
3.4.1. Poutre principal : ..... 34
3.4.2. Poutre secondaire ..... 34
3.5. Pré-dimensionnées des poteaux: ..... 35
3.5.1.La Surface afférent: ..... 37
3.5.2.Effort normal Nu: ..... 38
3.6. Calcul l'effort normal $N_u$: ..... 39

3.6.1. Niveau terrasse inaccessible ..... 39
3.6.2. Niveau étage courant : ..... 39
3.6.3. Dégression des charges en fonctions du nombre d étage :..... 40
3.7. Vérification des poteaux :..... 46
3.7.1 Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicite : ..... 46
3.7.2. Vérification des conditions de RPA : ..... 47
3.7.3. Vérification au flambement : ..... 47
3.8. Conclusion:..... 50
4.1. Introduction ..... 52
4.2. Model station Mathématique..... 52
4.3. Méthode De Calcule ..... 52
4.3.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique. ..... 53
4.4. Classification De L'ouvrage Selon Les RPA99/V2003..... 53
4.4.4. Classification des systèmes de contreventement ..... 54
4.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration..... 54
4.5.2. Modélisation de la structure..... 55
4.5.3. Calcule de la force sismique totale. ..... 55
4.5.4. Coefficient d'accélération de zone A ..... 55
4.5.5. Facteur d'amplification dynamique moyen D ..... 56
5.5.6. Estimation empirique de la période fondamentale..... 57
4.5.7. Coefficient de comportement global de la structure R ..... 58
4.5.8. Facteur de qualité Q..... 58
4.5.9. Poids total de la structure..... 59
4.6. Méthode dynamique modale spectrale : ..... 61
4.6.2. Modalisation : ..... 62
5.1. Présentation du Programme Sap2000..... 64
5.2. Modélisation de la structure fixe à la base ..... 64
5.3. Etapes de modélisation ..... 65
5.4. Vérification Réglementaire..... 65
5.4. 1.Vérification de la période fondamentale du bâtiment portique fixe à la base : ..... 65
5.4.2 Vitrification de la participation de la masse modale effective..... 67
5.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base : ..... 68
5.4.4. L'Effort Normal Réduit ..... 68

5.4.5. Vérification des déplacements : ..... 69
5.4.6. Vérification de l'effet P- Delta (P-Δ) ..... 72
5.5. Présentation de la structure isolée à leur base ..... 73
5.5.1. Méthodologie de travail ..... 74
5.5.2. Présentation de la structure et pré -dimensionnement ..... 74
5.5.3. Dimensionnement du système d'isolation ..... 75
5.5.4. Définition des propriétés des isolateurs dans Sap2000 ..... 78
5.6. Méthode dynamique utulisée dans l'analyse dynamique de du batiment isolée à la base ..... 79
5.6.1. La méthode modale spectrale. ..... 79
5.7.Présentation des résultats de la structure isolée à leur base ..... 81
5.7.1 Les périodes. ..... 81
5.7.2. Participation des masses modales effectives ..... 82
5.7.3.Efforts tranchant à la base ..... 82
5.7.4. Déplacement des étages et déplacement inter-étage ..... 83
5.8. Comparaison de résultats des deux bâtiments fixes et isolée à la base ..... 84
5.8.1. Les périodes : ..... 84
5.8.2. Participation des masses modales effectives ..... 85
5.8.3. Efforts tranchant à la base. ..... 86
5.8.4. Déplacement des étages et déplacement inter-étage ..... 87
5.8.5. Efforts internes dans les poteaux et les poutres. ..... 88
- Bâtiment isolée à la base : ..... 88
- Bâtiment fixe à la base : ..... 92
5.9. Conclusion : ..... 96
Conclusion général ..... 98
References ..... 101

## LISTE DES TABLEAUX

**Tableau 1-1 :** conditions de convenance des structures à l'isolation sismique……..….6

**Tableau.2.1:** Les constantes G,E, k…….……...…20.

**Tableau 3.1** charges permanente à la Plancher terrasse……..……...29

**Tableau 3.2** charges permanente à la Plancher étage courant……..30

**Tableau 3.3** descente des charges des balcons …….……31

**Tableau 3.4** charges permanente des cloisons extérieurs…….33

**Tableau 3.5 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le palier ……33

**Tableau 3.6 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse ……...36

**Tableau 3.7 :** les sections des poteaux…….38

**Tableau 3.8 :** Les sections des poteaux (centrales, rives, angles)…….....41

**Tableau 3.9** : Dégression des Surcharges d'exploitation……..…....42

**Tableau 3.10 :** Evaluation des charges G et Q pour le Poteau plus sollicité……..….43

**Tableau 3.11** : Vérification des poteaux à la compression simple……..…48

**Tableau 3.12 *:*** Vérification des poteaux au flambement des poteaux……...50

**Tableau 4.1** Coefficients d'accélération de zone A……..…58

**Tableau 4.2** Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel…..60.

**Tableau 4.3** Valeurs des pénalités Pq**……61**

**Tableau 4.4** : Poids de chaque niveau**…….62**

**Tableau 5.1**: résume des résultats……68

**Tableau 5.2** *:* participation modal massique ……..……..…..69

**Tableau 5.3 :** force sismique a la base……..……..…...72

**Tableau 5.4 :** Vérification l'effort normal réduit **.....**..73

**Tableau 5.5 :** Vérification le déplacement dans le sens X-X……..…75.

**Tableau 5.6** : Vérification le déplacement dans le sens Y-Y……..…77

**Tableau 5.7 :** Vérification de l'effet P- Delta dans le sens X-X……78

**Tableau 5.8 :** Vérification de l'effet P- Delta dans le sens Y-Y**……80**

**Tableau 5.9 :** les paramètres mécaniques et géométriques de l'appui intermédiaire……84

**Tableau 5.10:** Période de la structure isolée……...…85

**Tableau .5.11:** Participation des masses modales effectives……..…….**86**

**Tableau 5.12:** Efforts tranchant à la base de la structure isolée……..…86

**Tableau 5.13:** Déplacement des étages et déplacement inter-étage……87

**Tableau 5.14:** Comparaison de Les périodes…….…….89

**Tableau 5.15**: Comparaisons de Participation des masses modales effectives……..…90

**Tableau 5.16:** Comparaisons des efforts tranchant à la base**……...…91**

**Tableau 5.17:** Comparaisons des Déplacement des étages et déplacement inter-étage….91

**Tableau 5.18:** Comparaisons Efforts internes dans les poteaux et les poutres**……92**

**Liste des figures**

**Figure 1.1 :** Oscillation des structures avec et sans appuis parasismique [3]…….…...2

**Figure 1.2 :**Décalage des périodes par l'effet des appuis parasismiquues……..3

**Figure 1.3 :**Las appuis à déformation……..…...9

**Figure 1.4 :** Appuis groupés…….9

**Figure 1.5:** appui à glissement [4]…….…10

**Figure 1.6 :** Appuis à déformation et glissement……...…11

**Figure 1.7:** Appuis à roulements…….……...12

**Figure 1.8 :** Amortisseur à frottement à l'université de Concordia, Montréal **……13**

**Figure 1.9 :** Schématisation d'un amortisseur hydraulique visqueux…….15

**Figure1.10 :** Amortisseur hystérétique……..……..15

**Figure.2.1 :** La surface chargée surface Libre…….19

**Figure.2.2** : La section réduite……21

**Figure.2.3** : Position de l'appui sous séisme……..….24

**Figure.2.4 :** Organigramme de dimensionnement des appuis parasismiques en élastomère fretté……....25

**Figure: 3.1** Dalle à corps creux ……..……..…29

**Figure 3.2 :** Plancher terrasse …….……..30

**Figure 3.3 :** Plancher courant …….…….31.

**Figure 3.4 :** Balcon …….…32

**Figure 3.5 :** Remplissage en double cloisons …….…….…32.

**Figure .3.6:** Schéma statique d'acrotére ……..….33

**Figure 3.7 :** schéma d'un escalier **…….33**

**Figer3.8:** Poutre principal **…….……...35**

**Figure.3.8:** Poutre secondaires ……...36.

**Figure 3.10:** Coupe du poteau…….……..…37

**Figure.3.11**: surface afférent de poteaux le plus sollicité…….39.

**Figure 3.12:** Dégression des charges……42.

**Figure 5.1 :**la structure sur le « sap2000 »……66

**Figure 5.2:** structure isolée à la base……82

**Figure 5.3:**Dimensionnement des appuis en élastomère frété avec barreau de plomb…88

**Figure (5.4) :** vue en 3D de bâtiment isolée à la base……..……90

**Figure (5.5) :** vue en plan Y-Z de bâtiment isolée à la base……90

**Figure (5.7) :** vue en 3D de bâtiment fixe à la base…….96

**Résumé :**

Les bâtiments contreventés par des portiques poteaux-poutres en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs. La conception parasismique de ces derniers exige une attention particulière. En effet, les codes parasismiques exigent dans le cas des constructions en portique de grande hauteur, la présence de voiles de béton armé afin de limiter les déformations latérales et par là les déplacements relatifs des étages. Par contre, le domaine du génie parasismique a connu des percées importantes favorisées par l'émergence de plusieurs technologies innovatrices telles que l'introduction des dispositifs spéciaux d'isolation entre les fondations et la superstructure. Pour illustrer l'effet du système d'isolation sismique sur les réponses des structures en portiques de grands hauteur , une comparaison entre les réponses dynamiques d'une structure isolée à la base et une structure encastrée à la base a été faite à l'aide d'un programme numérique d'analyse dynamique des structures (SAP 2000).Les résultats numériques obtenus encouragent l'utilisation de systèmes d'isolation sismique à la base de ces types de structures au lieu d'ajouter des voiles en béton armé.

**Mots clefs:** systèmes d'isolation sismique ; réponses sismique.

## Samarie:

Buildings braced by rienforced concrete post-beam porticoes have often suffered extensive damage during major earthquakes. The earthquake-resistant design of the earthquake –resistant codes require the presence of reinforced concrete walls in order to limit lateral deformations and thereby the relative displacements of the floors .On the other hand , the field of earthquake engineering has experienced significant breakthroughs fostered by the emergence of several innovative technologies such as the introduction of special isolation devices between the foundations and the superstructure To illustrate the effect of the seismic isolation system on the responses of an tall portal structures , a companion between the dynamic responses of an isolated structure at the base and an embedded structure at the base was made using of a digital dynamic structural analysis program (SAP2000°).The numerical results obtained encourage the use of seismic isolation systems at the base of these types of structures instead of adding reinforced concrete walls.

**Summary:** Seismic isolation ; systèmes Seismic résponses

الملخص:

غالبا ما تتعرض المباني المدعمة بأروقة من الخرسانة المسلحة لأضرار جسيمة أثناء الزلازل الكبيرة يتطلب تصميمها المقاوم للزلازل اهتماما خاصا في الواقع ، في حالة الإنشاءات العملاقة الشاهقة ، تتطلب قوانين مقاومة الزلازل وجود جدران ،خراسانية مسلحة من اجل الحد من التشوهات الجانبية بالتالي النزوح ألنسبيي للأرضيات .من ناحية أخرى ، شهد مجال هندسة الزلازل اختراقات كبيرة عززها ظهور العديد من التقنيات المبتكرة مثل إدخال أجهزة عزل خاصة بين الأساسات والبنية الفوقية .لتوضيح تأثير نظام العزل الزلزالي على استجابات هياكل البوابة العالية ، ثم إجراء مقارنة بين الاستجابات الديناميكية لهيكل معزول في القاعدة والهيكل المدمج في القاعدة باستخدام لبرنامج .النتائج العديدة التي تم الحصول عليها تشجع على استخدام أنظمة العزل الزلزالي في القاعدة هده الأنواع من الهياكل بلا من إضافة الجدران الخرسانة المسلحة .

**الكلمات المفتاحية** : نظام العزل الزلزالي - الاستجابات الزلزالية

# Introduction générale

# Introduction générale *:*

Un tremblement de terre, ou séisme, résulte de la libération brusque d'énergie accumulée par les déplacements et les frictions (frottements mécaniques) des différentes plaques de la croûte terrestre (tectonique des plaques), Ce manifestent à la surface du sol par un mouvement de va-et-vient. Le mouvement est caractérisé par le déplacement et l'accélération du sol.les constructions sont liées au sol au moins par leurs fondations, éventuellement par leurs parties enterrées (sous-sol). Les éléments de construction solidaires du sol suivent ces déplacements; par inertie les parties en élévation ne suivent pas instantanément le mouvement et il s'ensuit une déformation de la structure. Si les constructions ont été conçues et réalisées suivant les règles de l'art en zone sismique, elles passeront par leur position initiale et se mettront à osciller. Au cours du mouvement, le bâtiment isolé doit réagir dans un temps très court (quelques dizaines de secondes) sans dommage majeur.

Le système d'isolation à la base offre une alternative attrayante pour protéger la structure contre le séisme en limitant les déformations plastiques par le biais de systèmes artificiels à coût économique raisonnable, réagit à l'action du sol et se déforme sous l'effet des forces d'inertie. Dans ce cas ce sont les isolateurs, «infiniment» plus flexibles, qui se déforment et pas le bâtiment.
Cette discipline est de plus en plus encadrée par des normes où plusieurs pays ont incorporé dans leurs codes parasismiques des chapitres relatifs aux isolateurs.
Ces codes de construction ont introduit ce système de protection en élaborant des modèles simplifiés pour l'analyse des réponses sismiques des structures.
Avec l'accroissement des codes et normes, l'ingénieur praticien devrait envisager sérieusement l'isolation sismique comme alternative à la conception conventionnelle à base fixe.

Ce travail permet d'analyser et d'étudier l'effet de l'isolation parasismiques sur les bâtiments afin d'éclairer et de comprendre aisément cette nouvelle technique.
Généralement cette dernière n'est pas appliquée en Algérie et de même n'est pas incorporée dans le code parasismique Algérien (RPA). Par le comportement dynamique des structure dans état de base
fixe et isolée.

# chapiter : 01

# L'isolation sismique

## 1.1. Introduction

L'isolation sismique est une stratégie de conception fondée sur l'idée qu'il est possible de séparer la structure du mouvement du sol en introduisant des éléments souples entre la structure et les fondations. Les isolateurs permettent de réduire sensiblement la rigidité structurelle du système, offrant une période fondamentale de la structure isolée beaucoup plus grande que celle de la même structure sans isolateurs. [1]

## 1.2. Objectifs de l'isolation parasismique

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

- comprendre l'effet d'interaction entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol ;
- prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre ;
- concevoir et construire des structures résistantes aux tremblements de terre, conformément aux normes de construction locales.

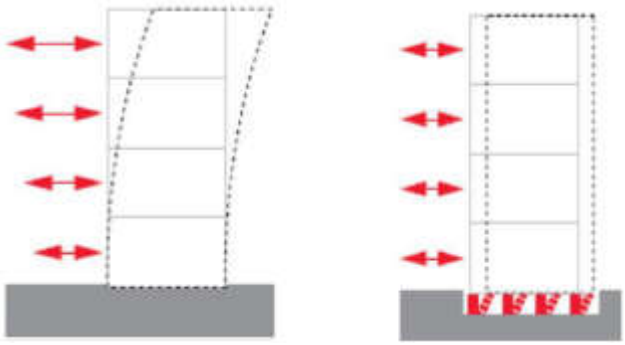


**Figure 1.1 :** Oscillation des structures avec et sans appuis parasismique [3]

## 1.3. Principe de base de l'isolation sismique :

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 concentrés au niveau de l'isolateur. [6]

Dès lors l'incorporation aux unités d'isolation ou l'usage d'un dispositif parallèle et externe d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) est requise afin de contrôler les déplacements et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. [2]

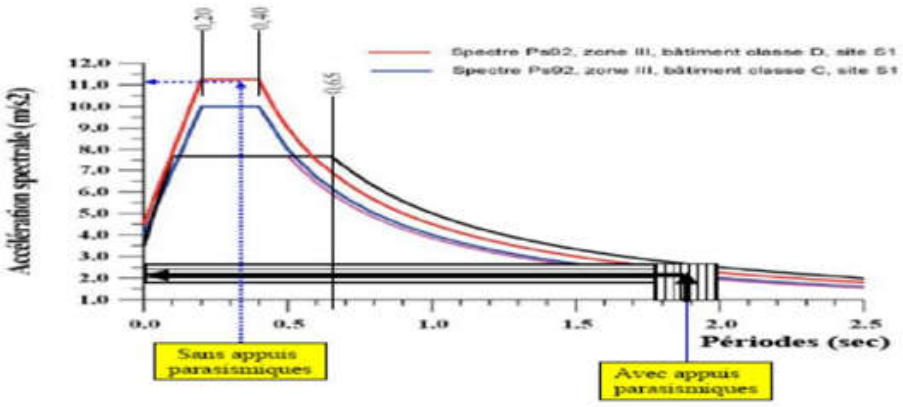



**Figure 1.2 :** Décalage des périodes par l'effet des appuis parasismiques

## 1.4. Conditions 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 tel que les hôpitaux et les centres de gestion 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. , le tableau I-1 donne une meilleure façon pour évaluer la convenance des structures à l'isolation sismique par une simple lecture [3].

**La structure :**

La première considération pour l'évaluation de la convenance d'un nouveau projet en isolation sismique est la structure elle-même qui est conditionnée par les éléments suivants:

Pour obtenir une isolation efficace, nous devons réaliser une longue période de réponse. La période est proportionnelle à la racine carrée de la masse **m** et inversement proportionnelle à la racine carrée de la rigidité **k**.

$\mathbf{T= 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}}$ Cette relation montre que l'isolation fonctionne mieux avec des structures lourdes. Par conséquent, les bâtiments très lourds ont une l isolation simple et une longue période de2.5 à3.0 secondes. Dans le cas des structures très légères, il sera difficile de les isoler dans des périodes supérieures 1,0 à 1,5 secondes.

L'isolation sismique donne une diminution des forces sismiques en rallongeant la période de vibration. Les avantages les plus importants pour l'isolation de la base sont obtenus dans le cas des structures pour lesquelles la période fondamentale de vibration

sans isolation est de moins de 1 sec .En pratique, les systèmes d'isolement offrent une période secondes. Si la structure est déjà dans cet intervalle de période, nous n'obtiendrons pas beaucoup d'avantages, bien que quelques systèmes de dissipation d'énergie à la base puissent y contribuer.

La période naturelle d'un bâtiment croit avec l'augmentation de la hauteur.

Par conséquent, l'isolation sismique est plus applicable pour les bâtiments de faible ou moyenne hauteur et devient moins efficace pour les tours.

La coupure dépend principalement du type de système de contreventement encadrant les structures .

Un des aspects qui touche profondément le système d'isolation correspond à l'effet du plan de la faille sur les constructions voisines, qui est caractérisé par des valeurs très élevées d'accélération et de vitesse. Par conséquent, le système d'isolation ne fonctionne pas si la structure est située à moins de 5 km de la faille. En réalité, l'isolation est employée pour n'importe quelle structure proche d'une faille, mais avec un coût plus important et une évaluation plus complexe.

**Conditions du sol :**

Une autre considération pour l'évaluation de la convenance d'une structure pour l'isolation sismique est l'état du sol. Généralement, plus le sol est ferme, plus l'isolation est efficace. La forme du mouvement du séisme engendrée à la base d'une structure peut être modifiée par les propriétés du sol. Dans le cas des sols meubles (alluvions et sédiments peu consolidés), le contenu de hautes fréquences du mouvement peut être filtré en dehors et ils transmettent principalement les basses fréquences, c'est-à-dire les oscillations de longues période

**Tableau 1-1 :** conditions de convenance des structures à l'isolation sismique

| **Facteur** | **Condition de convenance** |
|---|---|
| Période de la structure | >2 seconde |
| Hauteur de la structure | Faible |
| Poids de la structure | Lourd |
| Distance à partir de la faille | > 5 km |
| Type de sol | Ferme |

| | |
|---|---|
| Système d'isolation | Une rigidité horizontale plus faible que celle de la structure, une grande rigidité verticale et effectuer un contrôle de conformité avant mise en place. |

## 1.5. 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 (par exemple le contreventement par voiles…).

## 1.6. Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation

Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation sont :

- Un appui capable de transmettre les charges verticales (une rigidité verticale très élevée) avec une faible rigidité horizontale (dans la direction isolée) : c'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction de des forces sismique.
- Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur sismique): ce mécanisme peut être soit incorporé à l'appui soit installé en parallèle. Le but est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au-dessus.

- Un système de retenue (fusible) : le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent. [2].

## 1.7. Appuis parasismiques :

Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories : [2] ; [4]

- Appuis à déformation;

- Appuis à glissement;

- Appuis à déformation et glissement;

-Appuis à roulement, etc

### 1.7.1. Les appuis à déformation :

Les appuis à déformation, utilisés pour isoler les constructions des vibrations, ont toujours montré un comportement satisfaisant. Ils sont en général réalisés en élastomère fretté, c'est-à-dire en plots composés de couches alternées d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène) et de plaques d'acier (frettes)

La déformabilité horizontale des couches d'élastomère autorise des déplacements notables de la superstructure par rapport à ces fondations (Figure 1-2). On admet en général pour élastomère une déformation de cisaillement de 45%. La rigidité verticale L'amortissement relatif procuré par l'élastomère varie entre 4% et 12% de l'amortissement critique. Ils existent des élastomères qui possèdent un amortissement plus élevé, mais ils sont sujets à un fluage important. Il est noté que les élastomères sont défavorablement affectés par des variations de température. [2]

La réduction des charges sismiques croit avec la flexibilité horizontale des appuis.

Or celle-ci diminue leur stabilité.

Le problème d'instabilité se pose plus particulièrement dans le cas des constructions légères qui, pour être efficacement isolées des déplacements du sol, nécessitent des appuis avec une forte épaisseur d'élastomère.

Il peut être résolu en couplant plusieurs isolateurs, ce qui augmente le moment d'inertie de l'appui (Figure 1-3).

Les parties métalliques des isolateurs doivent recevoir une protection contre la corrosion et contre l'incendie, assurée en général par une enveloppe en élastomère.

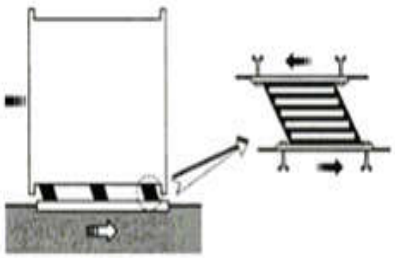


**Figure 1.3 :**Les appuis à déformation

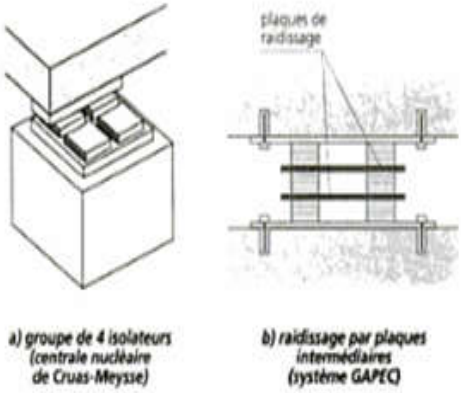



**Figure 1.4 :** Les appuis groupés

### 1.7.2. Les 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 (Figure II.6). Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. 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 et 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.

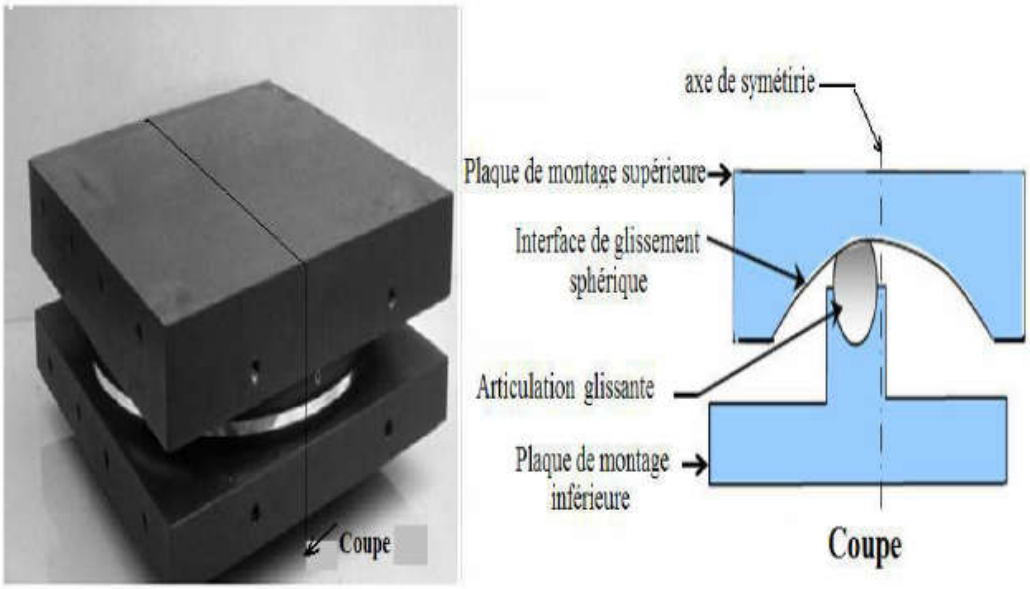



Figure 1.5: appui à glissement [4].

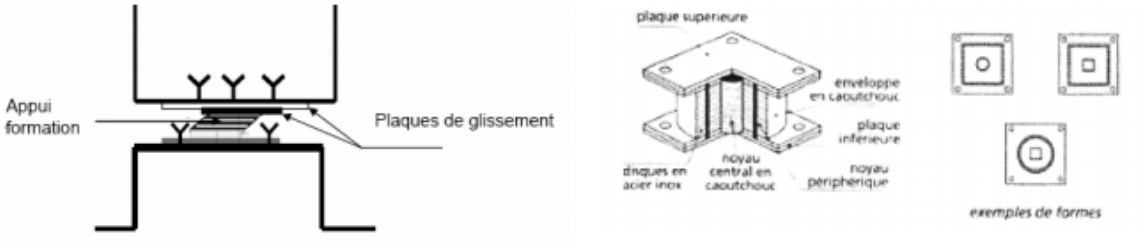
Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques, la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Parmi ces appuis.

### 1.7.3. Les appuis à déformation et glissement

L'association de plaques de glissement et des appuis à déformation (Figure 1-5) supprime l'inconvénient que représente pour ces derniers la présence de sols mous. 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, le glissement commence. Pendant un séisme violant, il peut se produire plusieurs glissements. Ce système entraine 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 partiellement avantageux dans le cas des constructions sur des fondations profondes, plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles.

Les appuis à déformation et glissement constituent un système de protection sismique très efficace.

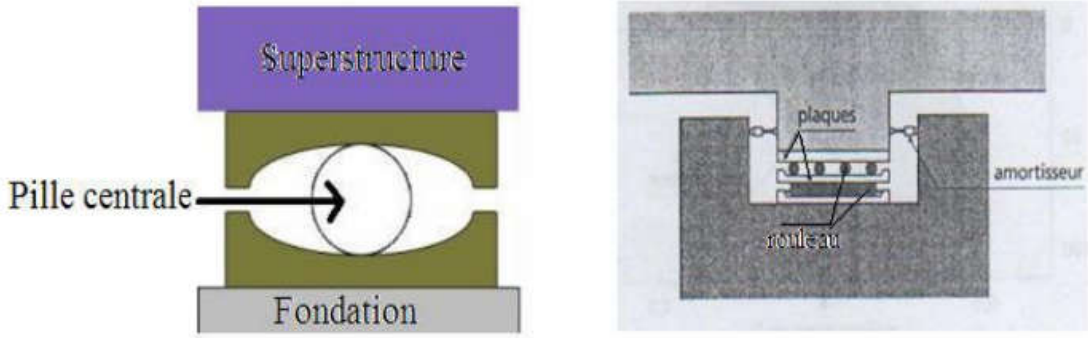



a)appui utilisé par l'EFD b) appui proposé par N.MOSTGHAL

**Figure 1.6** : Appuis à déformation et glissement

### 1.7.4. Les appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (voir Figure 1-6). Des appuis ovoïdaux ont été utilisés pour un bâtiment expérimental de 7 niveaux à Sébastopol(Ukraine) Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Cessy stèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du ventainsi que des amortisseurs peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.




a) Appui à billes b) Appui à rouleaux

**Figure 1.7 :** Appuis à roulements

Bien que plusieurs systèmes d'appuis à roulement aient été proposés, il n'existe que trè speu de réalisations de ce type en raison des inconvénients qu'ils comportent, dont les principaux sont le grippage après une période prolongée sans sollicitation et leur faible amortissement.

## 1.8. Système d'amortisseur parasismique :

La dissipation d'énergie est une technique de protection sismique des structures; elle est regroupée avec les techniques d'amortissements passifs, c'est-à-dire, les vibrations structurales dues à l'excitation sont amorties sans aucune intervention extérieure supplémentaire. Les systèmes de dissipation d'énergie passive sont très effaça.

c'est dans le but de la réduction des pulsations et l'augmentation d'amortissement de la structure vibrante .La réalisation de cette technique se fait par l'ajout des matériaux ou des systèmes qui possèdent la capacité de dissiper l'énergie, soit par la transmission d'énergie cinétique en une énergie thermique, soit par la conversion d'énergie en un autre mode de vibration.

**a)-Amortisseur à frottement** :

Les amortisseurs à friction (frottement) Comprennent une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance et spécialement traitées pour produire un degré de friction maximale. Le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction. Lors d'un tremblement de terre, il permet la déformation du bâtiment tout en la maîtrisant son système mécanique coulissant fait qu'il reste toujours porteur. Ces amortisseurs se révèlent être les plus efficaces et les plus durables, puisqu'ils reprennent leur position initiale sans dommages.

**Figure 1.8:** Amortisseur à frottement à l'université de Concordia, Montréal

**b)-Amortisseurs Visqueux**

L'amortisseur visqueux est assimilable à un vérin hydraulique à double effet et à forte capacité de dissipation d'énergie il se constitue d'un cylindre creux rempli avec un fluide à base d'huile de silicone qui est forcé de s'écouler à travers de petits orifices Le fluide circule à des vitesses élevées, résultant du frottement entre les particules de fluide et la tête de piston. Les forces de frottement donnent lieu à une dissipation d'énergie sous la forme de chaleur. Le fluide a généralement une viscosité relativement faible. Tout comme les

connecteurs, les amortisseurs visqueux ont donc un comportement qui dépend de la vitesse de sollicitation.

L'appareil se présente sous la forme suivante :

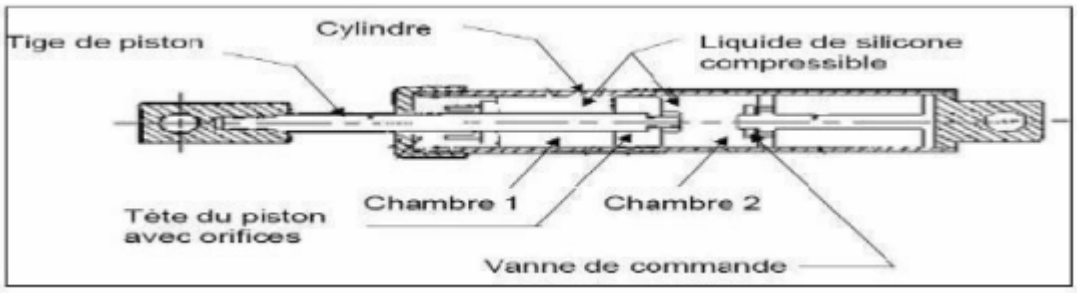



**Figure 1.9 :** Schématisation d'un amortisseur hydraulique visqueux

**c)-Amortisseurs Hystérétiques (élasto-plastique) :**

Ils constituent un assemblage de pièces en acier doux ou bien en plomb soit des alliages malléables. Lorsque les fondations et la structure sont en mouvement, ces matériaux dé forment de manière à dissiper l'énergie sismique. Ces amortisseurs ne demandent pas d'entretien et sont faciles à remplacer. Ils se présentent, comme celle de fluide visqueux, sous forme de barreaux en acier, en plomb ou bien grâce à des poutres.

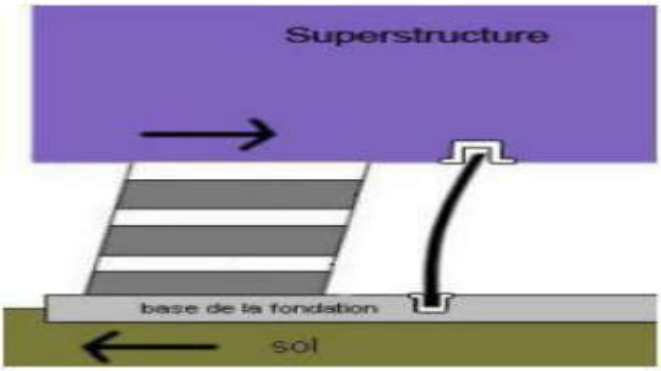



**Figure 1.10 :** Amortisseur hystérétique

## 1.9. Avantages de l'isolation parasismique :

- Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé par les règles parasismiques pour les ouvrages à risque normal.
- Les ouvrages restent normalement opérationnels, même après les séismes violents.

- Les dégâts aux éléments non structuraux et à l'équipement, qui représentent parfois un investissement considérable (dans le cas des hôpitaux par exemple), sont faibles ou nuls.
- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis des nouvelles secousses (répliques du séisme principal par exemple).

## 1.10. Inconvénients de l'isolation parasismique :

Tous les ouvrages traversant le plan des appuis (escaliers, tuyauterie,…) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures,…) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Ces mesures sont impératives dans le cas des réseaux de gaz, de protection contre l'incendie et des réseaux contenant des fluides polluants.

Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur isolateurs nécessitent des largeurs importantes en raison des déplacements de chaque bloc, pouvant atteindre des valeurs décimétriques.

Les transformations ultérieures de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas modifier d'une manière significative le comportement dynamique initial du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des isolateurs, sous peine d'entraîner des coûts d'adaptation élevés.

## 1.11.Conclusion

Dans ce chapitre on a vu que l'isolation sismique à la base, qui consiste à introduire des appuis parasismique à la base des structures est une technique très efficace pour réduire les effets des séismes sur les constructions. Toutes fois, il a été aussi souligné que les appuis parasismiques nécessitent d'introduire des amortisseurs qui ont le rôle de dissiper l'énergie et de stabiliser la structure isolée face aux divers vibrations. Par ailleurs, nous avons cités plusieurs paramètres qui influent sur l'efficacité des isolateurs telle que le type de sol (ferme, maux……etc.), la hauteur de la structure, la distance par rapport à la faille…. etc.

# chapiter : 02

# Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

## 2.1. 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 placer 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 allonger 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 limiter 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 élastomère fretté, ayant un amortissement élevé, et des appuis en pendules glissants.

## 2.2. Appuis en élastomère fretté ayant un amortissement élevé

Ce système d'appuis est caractérisé par son amortissement élevé à cause de la bonne qualité du caoutchouc utilisée.

### 2.2.1. Dimensionnement

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

1- Spécifier le type de sol.

2- Choisir la déformation angulaire max *g* et le coefficient d'amortissement effectif *eff x* de l'appui ainsi que la valeur de la période de conception *TD* de la structure isolée.

3- Utiliser le code (UBC par exemple) pour déterminer la rigidité horizontale effective *eff k* et le déplacement maximum de conception *D* de l'appui.

4- Choisir les propriétés matérielles, *E* (module de Young) et *G* (module de cisaillement) à partir d'un tableau des données (voir **Tableau.2.1**).

5- Calculer la hauteur totale du caoutchouc (*tr*) par la formule suivante :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}}$$

6- Calculer la surface *A* de l'appui et l'épaisseur *t* d'une seule couche de caoutchouc:

a- Choisir le facteur de forme *S* qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{k_v}{k_h} = \frac{\frac{E_c.A}{t_r}}{\frac{G.A}{t_r}} = \frac{E_c}{G} = \frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \quad \text{pour} \quad S > 10$$

Où :

$k_v$: La rigidité verticale effective de l'appui.

$k_h$: La rigidité horizontale effective de l'appui.

*Ec*: Le module de compression de l'ensemble (caoutchouc- frette),

$E_c = E(1+2kS^2)$

A :La section transversale (la surface chargée) de l'appui (voir **Fig.2.1**).

K :Facteur de modification

S:Facteur de forme=$\frac{A}{A_f}$

$A_f$ : La surface latérale (la

Surface libre) de l'appui.

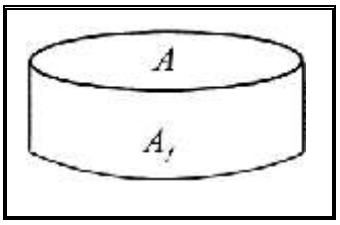



**Fig.2.1 : La surface chargée surface Libre**

La condition :$\frac{k_v}{k_h}$ ³ 400 *pour S* > 10doit être vérifier afin que l'effet *P -δ*

devient négligeable dans le calcul de .

Les constantes *G, E, k* sont reliées à la qualité du caoutchouc (voir **Tableau.III.5**).

**Tableau.2.1:** Les constantes *G, E, k*

| Qualité du caoutchouc IRHD ± 2 | E(N/cm²) | G(N/cm²) | K |
|---|---|---|---|
| 30 | 92 | 30 | 0.93 |
| 35 | 118 | 37 | 0.89 |
| 40 | 150 | 45 | 0.85 |
| 45 | 180 | 54 | 0.8 |
| 50 | 220 | 64 | 0.73 |
| 55 | 325 | 81 | 0.64 |
| 60 | 445 | 106 | 0.57 |
| 65 | 585 | 137 | 0.54 |
| 70 | 753 | 173 | 0.53 |
| 75 | 940 | 222 | 0.52 |

b- Déterminer la section $A_0$de l'appui par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84\ MN/m^2$$

Où :

$\sigma_c$: La contrainte admissible.

$P_u$: La combinaison des charges verticales *G* et *Q* à l'E.L.U.

c- Déterminer la section $A_1$ de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale $P_u$ :

$$\gamma_c = 6.S\varepsilon_c = 6S\frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \rightarrow A_1$$

Où :

$\varepsilon_b$ : L'allongement du caoutchouc à la rupture, Il est limiter à$\frac{\varepsilon_b}{3}$par une association américaine.

$\varepsilon_c$ : La déformation verticale de compression, elle est donnée par :$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P_u}{E_c A}$

$\Delta_c$ : Le déplacement de l'appui dù à la compression

d-* Obtenir la section minimale *Asf*à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement

$$A_{sf} = \frac{k_{eff}.\, t_r}{G}$$

* Utiliser *Asf*pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section

*A2 = Are* par la formule suivante :

$A_{re} = L.(B - \Delta_S)$pour un appui rectangulaire.

$A_{re} = \frac{d^2}{4}.(\beta - \sin\beta)$pour un appui circulaire

Avec :$\beta = 2\cos^{-1}(\frac{\Delta_s}{d})$

Où :

*L,B*: Les dimensions en plan de l'appui perpendiculaire et parallèle audéplacement respectivement.

$\Delta_s$ : Le déplacement horizontal de conception de l'appui.

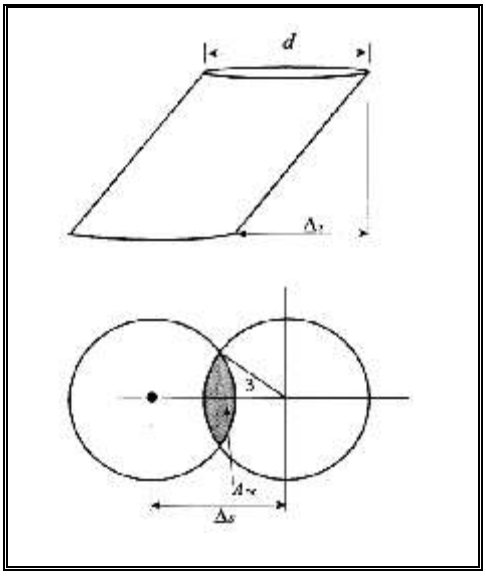



**Fig.2.2 :** La section réduite

e- La section *A* de l'appui est le maximum des valeurs calculées : *A0, A1 et A*.

f- Déterminer les dimensions de l'appui à partir de la section calculée *A*.

7- Calculer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc *t* et le nombre *N* des couches de Caoutchouc. $N=\frac{t_r}{t}$

a- Utiliser le facteur de forme *S* et les dimensions de l'appui pour déterminer

l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc *t*

$$\begin{cases} S = \dfrac{L.B}{2(L+B).t} & \text{pour un appui rectangulaire} \\ S = \dfrac{\pi d^2/4}{\pi.d/4} = \dfrac{d}{4t} & \text{pour un appui circulaire} \end{cases}$$

Où :

*L,B* : Les dimensions en plan de l'appui rectangulaire ($L \leq B$) .

*d*: Le diamètre de l'appui circulaire.

b- Utiliser *tr =N x t* pour déterminer le nombre *N*.

8- Calculer l'épaisseur d'une seule frette d'acier *ts*par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}).P_U}{A_{re}.F_s} \geq 2mm$$

Où :

$t_i, t_{i+1}$ : Les épaisseurs des couches de caoutchouc situées en dessous et en dessus d'une frette d'acier.

Fs : =0.6Fy

Fy : La limite d'élasticité des frettes (=274.4MN/m²).

9- Tous les paramètres déterminés de l'appui doivent vérifier une autre fois les conditions de résistance au cisaillement et de stabilité expliquées ci-après. Si cette vérification n'est pas satisfaisante, il faut refaire toutes les étapes de 2 à 8.

### 2.2.2. Vérification des conditions de résistance et de stabilité

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

1- La résistance au cisaillement sous la charge verticale *Pu* :

$$\gamma_c = 6S\frac{P_u}{E_c\ A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

2- La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \begin{cases} \dfrac{\pi G.S.d}{2\sqrt{2}.t_r} & \text{pour un appui rectangulaire} \\ \dfrac{\pi.G.S.L}{\sqrt{6}.t_r} & \text{pour un appui circulaire} \end{cases}$$

Où :

$\sigma_c$:La contrainte de compression appliquée sur l'appui.

$\sigma_{cr}$: La contrainte critique de flambement.

3- La résistance au cisaillement sous séisme :

$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75\varepsilon_b$Tel que :

$$\gamma_{sc} = 6S.\frac{P'_u}{E_C.A_{re}}$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r}$$

$$\theta = \frac{12D_e}{b^2 + d^2}$$

Où :

$\gamma$: Le cisaillement dû à la compression.

$\gamma_{eq}$ : Le cisaillement dû au séisme.

$\gamma_{sc}$ : Le cisaillement dû à la rotation.

$\theta$: L'angle de rotation de l'appui produit par le séisme.

*e*: L'excentricité théorique + (l'excentricité

*b*, *d* : Les dimensions en plan de la structure

accidentelle=5%).

4- D $\leq \delta_{roll-out} = \frac{P'_u L}{P'_u + k_{eff} \cdot h}$

Où :

*h*: La hauteur totale de l'appui

(Caoutchouc + frette).

$F.h = P'_u(L - \delta_{roll-out}) \longrightarrow F = k_{eff} \cdot \delta_{roll-out}$

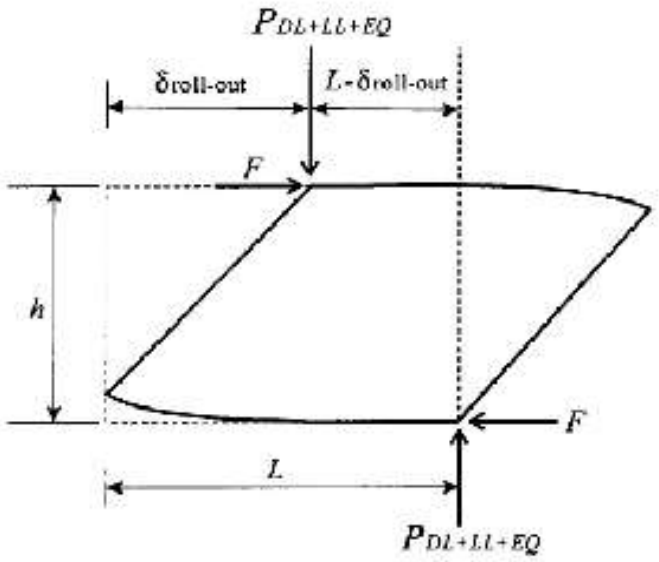



**Fig.2.3 : Position de l'appui sous séisme**

L'organigramme suivant résume la démarche de dimensionnement des appuis en élastomèrefretté:

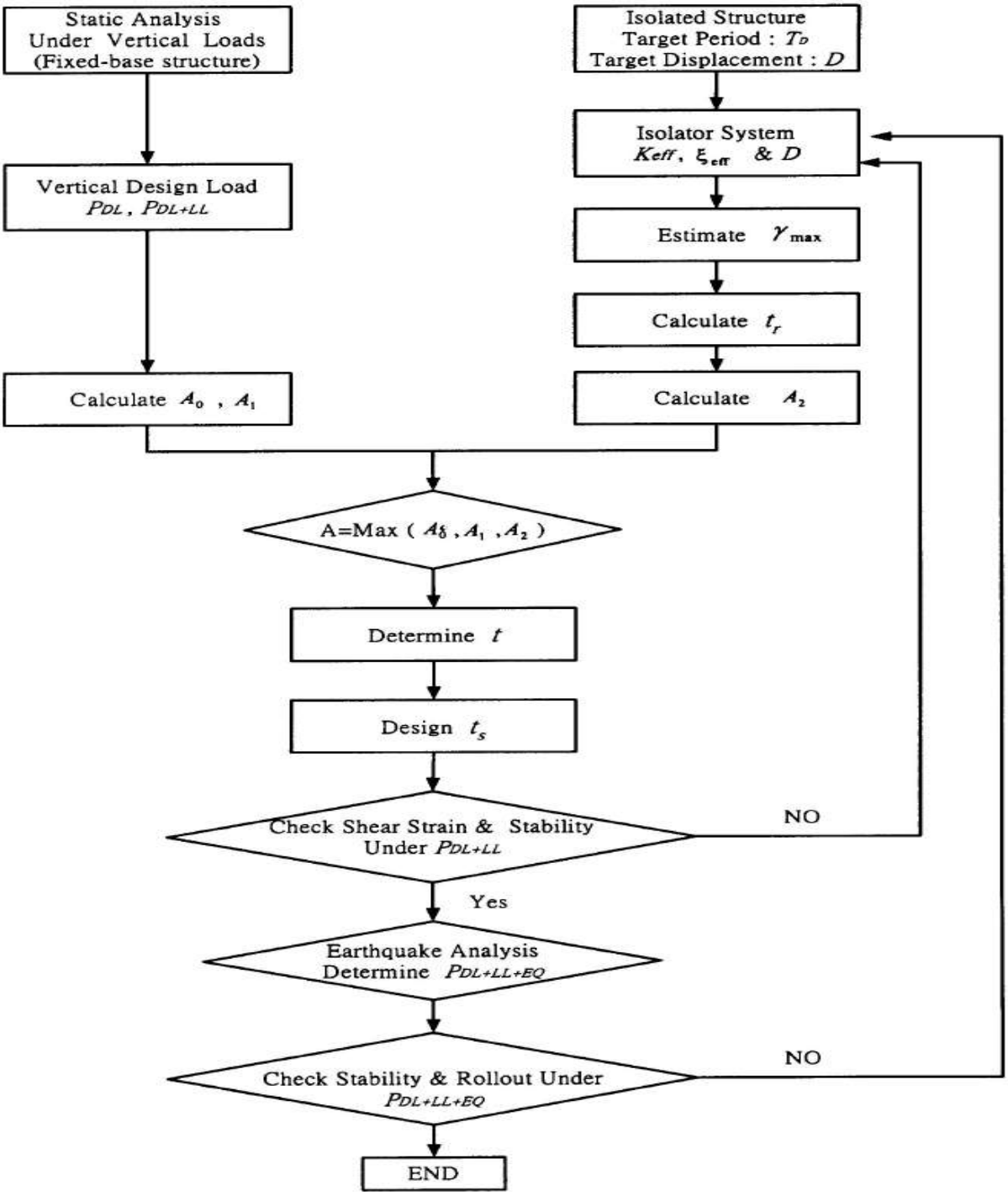



**Fig.2.4 :** Organigramme de dimensionnement des appuis parasismiques en élastomère fretté

## 2.3. Appuis en pendules glissants

### 2.3.1. Dimensionnement

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

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

2- Calculer , $k_{eff}, \xi_{eff}$ par les formules suivantes :

$$k_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D}$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi}\frac{\mu}{\mu + D/R}$$

Où :

*m*: Est une donnée.

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

3- Calculer le déplacement vertical *v d* de l'appui par l'équation suivante :

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

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

$$d > 2D_D$$

### 2.3.2. 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 $\mu W$ afin d'assurer le recentrage du système d'isolation ».

C.à.d :

$$\frac{D}{R} \geq \mu$$

# chapaiter:03
# Présontation et
# Pré -dimensionnement
# des éléments

## 3.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant :

- les règlements RPA99/ version2003
- C.B.A 93 (B.A.E.L 91).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes

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

requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

## 3.2. Présentation et description de la structure (variante d'origine) :

- La structure étudiée est un bâtiment en (R+16) à usage d'habitations, symétrique et régulier,

- Ce bâtiment possède 7 travées dans le directions X et 3 travées dans le directions Y , et une hauteur de chaque étage uniforme de 3.35 m.

- Le bâtiment est supposé être localisé dans la wilaya **CHLF** de la zone sismique III (moyenne sismicité) selon la classification du RPA99/V2003, implantés sur un sol de fondation supposé être ferme, sol de type S2 et classé dans le {groupe d'usage 2}, selon le même code.

- Les planchers ont une épaisseur de 20cm (16+4) (Corps creux+ dalle de compression), assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.

- Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national
  « règlement parasismique algérien RPA 99/2003 »
  **Les dimensions du bâtiment sont** :
  - Longueur.....X = 28.2 m
  - Largeur..... .Y = 11.4 m

- La hauteur total est..... Z = 56.95 m
- La hauteur d'étage ..... $h_e$ = 3,35 m

Le béton est de classe C25, et les aciers Fe E400.

*** Le béton:**

- Resistance à la compression.....Fc28=25 MPA
- Resistance à la traction.....Ft28=2.1 MPA
- Module d'élasticité.....E=32164.2 MPA

*** L'acier:**

- La limite élastique.....Fy= 400 MPA
- Module d'élasticité.....E=210000 MPA

**Charges gravitaires :**

Les charges gravitaires considérées sont les charges permanentes (G) et d'exploitations (Q), et

elles sont évaluées comme suit:

❖ **Charges permanentes:**

- Plancher terrasse: G = 6.69 KN/m2
- Plancher étage courant: G = 4.87 KN/m²

❖ **Charges d'exploitations:**

- Plancher terrasse: Q = 1KN/m²
- Plancher étage courant: Q = 1.5 KN/m²

## 3.3. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➢ L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $h \geqslant \frac{l}{22.5}$

$l$ : plus grande portée dans le sens considéré ($l$ =3.85 m)

$h \geqslant \frac{3.85}{22.5} = 0.17$ on prend: ⟶ **h= 20cm**

notre dalle est d'épaisseur (16+4)cm

16cm ⟹ pour le corps creux.

4 cm ⟹ pour le dalle de compression.

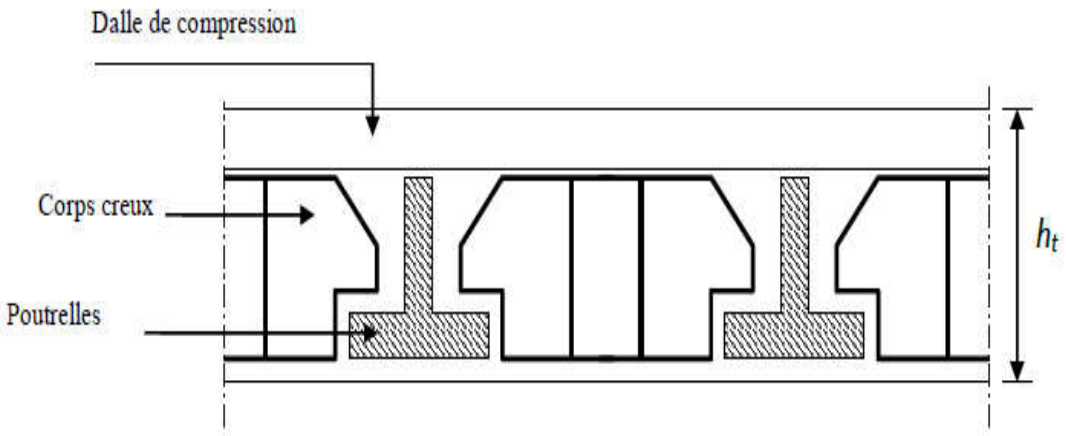



**Figure: 3.1** Dalle à corps creux

## 3.4. Descente de charge :

La descente de charge a pour but la détermination de charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher .

**a) Plancher terrasse.**

**Tableau 3.1 :** charges permanente à la Plancher terrasse

| Les composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique ($Kg/m^3$) | Le poids Surfaciqu e ($Kg/m^2$ ) |
|---|---|---|---|
| Protection en gravillon roulés | 0,05 | 1700 | 85 |
| Enchiété multicouches | - | - | 12 |
| Béton forme de pente | 0,12 | 2200 | 264 |
| Isolation thermique au liége | 0,04 | 400 | 16 |
| Dalle en béton armé | 0,02 | 2500 | 400 |
| Dalle en corps creux | 0,02 | 1360 | 272 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Enduit en plâtre | 0,02 | 1000 | 20 |
| | | **La charge Permanente (Kg/m²)** | G=669 |
| | | **La charge exploitation (Kg/m²)** | Q=100 |

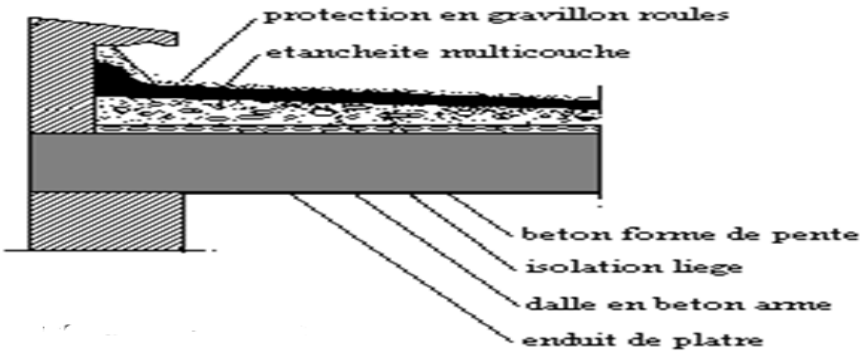



**Figure 3.2 :** Plancher terrasse

**b) Plancher étage courant.**

**Tableau 3.2 :** charges permanente à la Plancher étage courant

| Les composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique ($Kg/m^3$) | Le poids Surfacique ($Kg/m^2$ ) |
|---|---|---|---|
| Revêtement en carrelage | 0,02 | 2200 | 44 |
| Mortier de pose | 0,02 | 2000 | 40 |
| Lit de sable | 0,02 | 1800 | 36 |
| Dalle en béton armé | 0,16 | 2500 | 400 |
| Dalle en corps creux | 0,20 | 1360 | 272 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Enduit en plâtre | 0,02 | 1000 | 20 |
| Cloisons légers | - | - | 75 |
| | | **La charge permanente ($kg/m^2$)** | G= 487 |
| | | **la charge exploitation ($kg/m^2$)** | Q=150 |

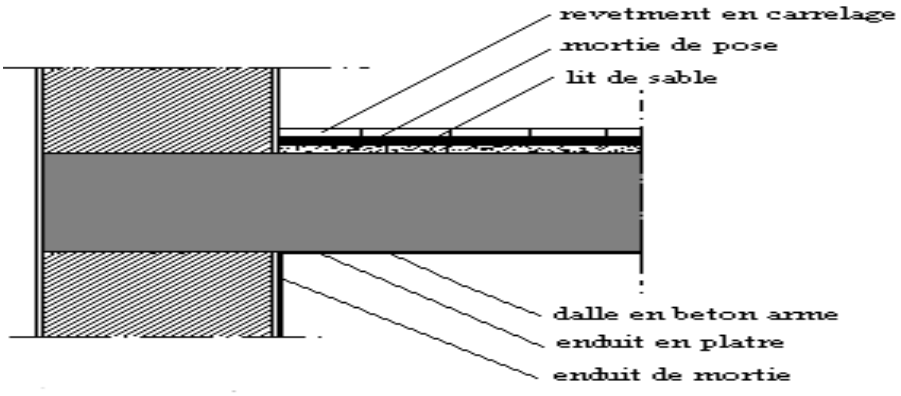



**Figure 3.3 :** Plancher courant

**c) Balcons.**

**Tableau 3.3** Descente des charges des balcons

| Les composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique ($Kg/m^3$) | Le poids Surfacique ($Kg/m^2$ ) |
|---|---|---|---|
| Revêtement en carrelage | 0,02 | 2200 | 44 |
| Mortier de pose | 0,02 | 2000 | 40 |
| Lit de sable | 0,02 | 1800 | 36 |
| Dalle en béton armé | 0,16 | 2500 | 400 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Dalle en corps creux | 0,20 | 1360 | 272 |
| Enduit en plâtre | 0,02 | 1000 | 20 |
| Cloisons légers | 0.1 | 1000 | 100 |
| | | **La charge permanente ($kg/m^2$)** | G= 512 |
| | | **la charge exploitation ($kg/m^2$)** | Q=150 |

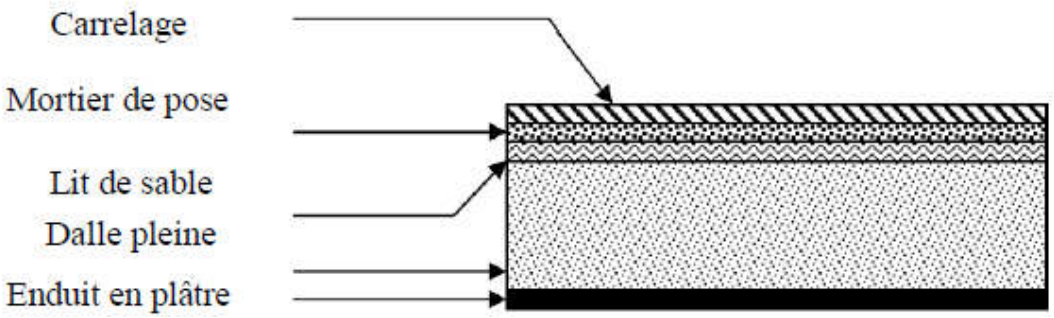



**Figure 3.4 :** Balcon

**c) cloisons extérieurs.**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30%d'ouverture :

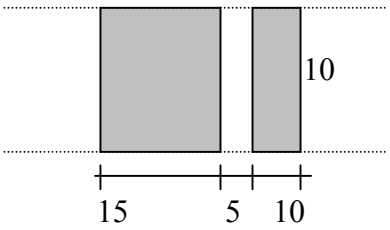



**Figure 3.5 :** Remplissage en double cloisons

**Tableau 3.4 :** charges permanente cloisons extérieurs

| Les composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique ($Kg/m^3$) | Le poids Surfacique ($Kg/m^2$ ) |
|---|---|---|---|
| Enduit extérieure | 0,02 | 2000 | 40 |
| Briques creuses | 0,15 | 1400 | 210 |
| Brique d'aire | 0,10 | 1400 | 140 |
| Enduit intérieur | 0,015 | 1200 | 18 |
| Avec 30% d'ouverture :…….408×0,7=287,6 kg/m² **G=285,6 kg/m².** | | | $\sum$ 408 kg/m² . |

**a) Acrotére.**

P=(0,0675×2500) =168,75 kg/m².

G=168,75 kg/m

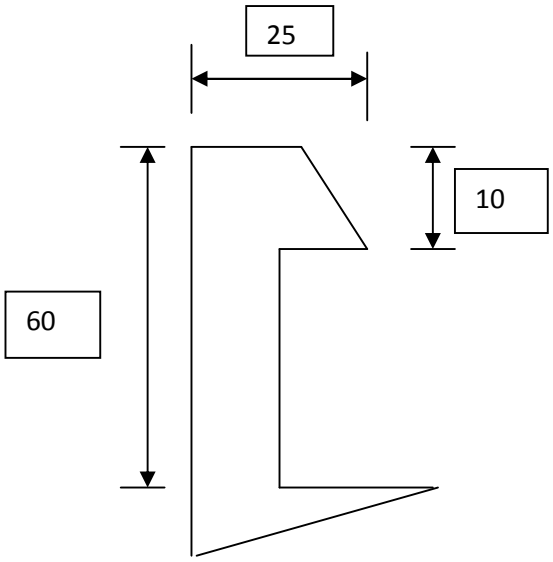



**Figure .3.6:** Schéma statique d'acrotére

**b) escaliers .**

D'apres la formule de "BLONDEL" : 59≤ 2h+g ≤ 66cm

Comme h : la hauteur de la contremarche : 14 ≤ h ≤ 20cm

g : la largeur de la marche : 25≤g≤32cm

On prendra : **g =30cm** ⟶ **h=17cm**

Soit : 2h+g=64cm

Donc :

60 ≤2h+g = 64 ≤ 66cm.⟶ C.V

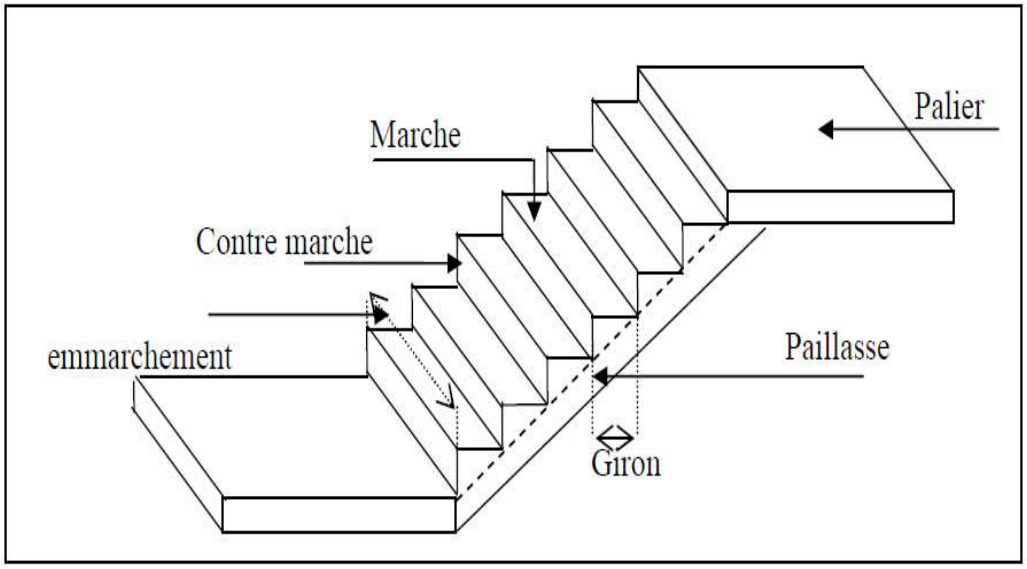



**Figure 3.7 :** schéma d'un escalier

- **Nombre des contremarches :**

$$n = \frac{H}{h}$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

**H** = 3.35m ⟶ $n = \frac{3.35}{0.17} = 19.70$

Donc :

Nombre des contremarches = **26** marches.

- **Inclinaison de la paillasse** :

$$tg\alpha = \frac{H}{L}$$

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

**L** = (n-1).g ⟶ L= (20-1)*0.30

**L**= 5.7 m

Donc :

$tg\ \alpha = \frac{3.35}{5.7} = 0.587 \longrightarrow \alpha = 30.413°$ ⇨ **cos $\alpha$** = 0.867

Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier :

- **Palier** :

**Tableau 3.5 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le palier :

| **Eléments** | **e "m"** | g **kN/m3** | **G "kg/m2"** |
|---|---|---|---|
| 1- Poids propre de la paillasse | 0,18 | 25 | 4,5 |
| 2- Poids propre de carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 3- L'enduit de ciment | 0,01 | 20 | 0,20 |
| 4- Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| | | **Charge permanente:** | **5,54** |
| | | **surcharge d'exploitation** | **2.5** |

- **La paillasse**

**Tableau 3.6 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le paillasse:

| **Eléments** | **e "m"** | **gk N/m3** | **G "kg/m2"** |
|---|---|---|---|
| Poids propre de la paillasse | cos 51,32<br>18,0 | 25 | 5,34 |
| Poids propre des marches | 217,0 | 22 | 1,870 |
| Poids propre de carrelage | 0,02 | 22 | 0,440 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| L'enduit de ciment | 0,01 | 20 | 0,2 |
| garde corps métallique | 0,100 | - | - |

| | |
|---|---|
| **Charge permanenteG.Tot** | 8,35 |
| **La charge d'exploitation** | 2.5 |

## 3.5. Les Poutres :

### 3.5.1. Poutre principal :

On a : $L/15 \leq h \leq L/10$

$0.3h \leq b \leq 0.7\ h$

Où :

h, b : sont la hauteur et la largeur de la poutre.

L : longueur libre entre nus d'appuis.

Mais il faut toutefois respecter les conditions de l'article 7.5.1 du RPA99 version 2003 suivantes : • $b \geq 20$cm.

• $h \geq 30$cm.

• $h/b \leq 4$. H

On a : L = 5.20m

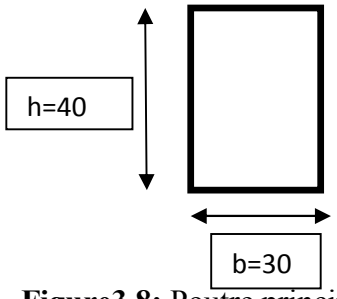



**Figure3.8:** Poutre principal

$520/15 \leq h \leq 520/10 \rightarrow 34 \leq h \leq 52$

On retient donc : h = 40 cm

$0.3h \leq b \leq 0.7\ h \rightarrow 14 \leq b \leq 32$

On retient donc : b = 30 cm, ce qui vérifie les conditions du RPA.

### 3.5.2. Poutre secondaire

On a :

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

$0.3h \leq b \leq 0.7\ h$

Où :

h, b : sont la hauteur et la largeur de la poutre.

L : longueur libre entre nus d'appuis.

Mais il faut toutefois respecter les conditions de l'article 7.5.1 du RPA99 version 2003 suivantes :

On a :L=5.10m

510/15 ≤ h ≤ 510/10 → 34 ≤ h ≤ 51 On retient

Donc :

0.3h ≤ b ≤ 0.7 h → 12 ≤ b ≤ 28

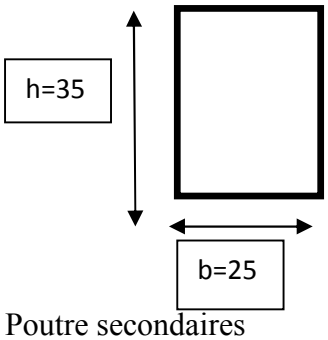



**Figure3.9:** Poutre secondaires

On retient donc : b = 25 cm, ce qui vérifie les conditions du RPA

Finalement, Nous adapterons les poutres de dimensions suivantes :

- Poutres principales : (30 ; 40) cm
- Poutres secondaires : (25 ; 35) cm

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

- b ≥ 20 cm→ 30 cm > 20 cm →Vérifiée.
- h ≥ 20 cm →50 cm > 20 cm → Vérifiée.
- h /b < 4 → 40 / 30 < 4 →Vérifiée.

## 3.6. Pré-dimensionnées des poteaux:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (art,7.4.1,P47,RPA99«version2003»).

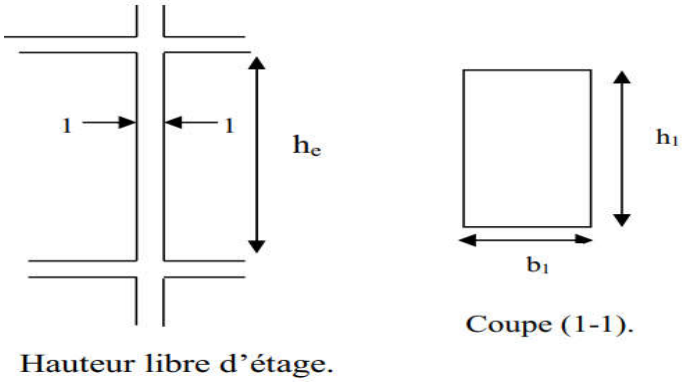



**Figure 3.10:** Coupe du poteau

- min (b1, h1) ≥ 30 cm (Zone III)

- min (b1, h1) ≥ he / 20

- 1/4 ≤ h1/b1≤ 4

Talque :

$h_e$: Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e$=3.35m Pour les étages

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :

**Tableau 3.7 :** Les sections des poteaux

| Étages | RDC et 1 | 2,3 et 4 | 5,6, et 7 | 8,9 et 10 | 11,12et13 | 14, 15 et 16 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| (bxh) cm2 | 55 x 55 | 50 x 50 | 45 x 45 | 40 x 40 | 35x35 | 30 x 30 |

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centré , les règles CBA 93préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton .

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteaux doit être au plus égale à la valeur suivante :

$Nu \leq \alpha ((B_r.f_{c28}/0,9\ \gamma_b)+(A.f_e/\gamma_s))$.

tel que :

$B_r$ : section du poteau (en cm²).

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c28}$: résistance à la compression de béton .⟹($f_{c28}$=25MPa)

fe :limite d'élasticité de l'acier utilisé .⟹(FeE=400MPa)

$\gamma_b$ =1,5 ; $\gamma_s$ =1,15.

α :coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$\alpha=0,85/(1+0,2(\lambda/35)^2)$ si $\lambda \leq 50$.

$\alpha=0,60\ (50/\lambda)^2$ si $50 < \lambda < 70$.

- On se fixe l'élancement mécanique λ=35 pour rester toujours dans la compression centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'oû :

  $\alpha = 0,85/(1+0,2x1) = 0,7$

- On suppose que A=0 (cas le plus défavorable) .

Donc:

$Nu \leq \alpha (B_r.f_{c28}/0,9\ \gamma_b)$.

➢ On prend le pourcentage d'armature:

$$\frac{A}{B_r} = 0.8\% \Rightarrow A = 0.008B_r \text{ (RPA2003)}$$

La formule devient :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha\left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{0.01 * f_e}{\gamma_s}\right]}$$

Après application numérique on obtient:

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.7\left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.01 * 400}{1.15}\right]}$$

Donc :

$B_r = 0.064*10^4 N_u$

Avec:

Nu = $\sum G$ des charges verticales agissant sur le poteau plus sollicité.

### 3.6.1.La Surface afférent:

La Surface afférent de poteau le plus sollicité:

$$S_{aff} = \left(\frac{3.4}{2} + \frac{4}{2}\right) * \left(\frac{4}{2} + \frac{4.2}{2}\right)$$

$S_{aff}$=(1.7+2)*(2+2.1)

$$S_{aff} = 15.17m^2$$

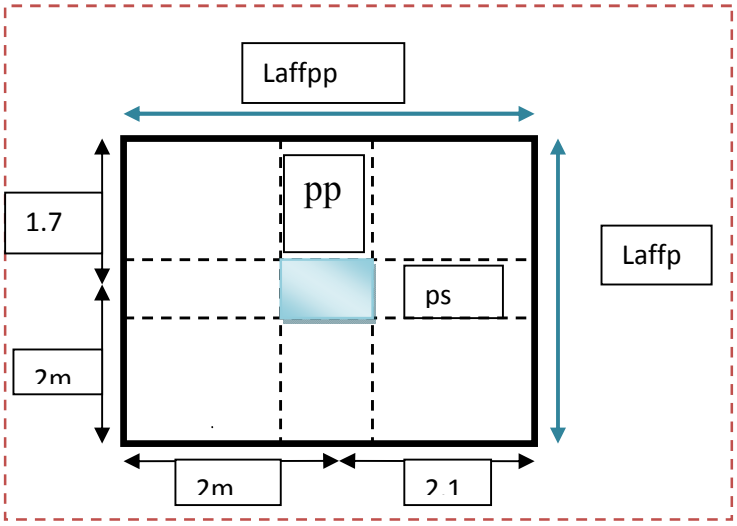



**Figure3.11**: surface afférent de poteaux le plus sollicité

**Tableau 3.8 :** Les sections des poteaux (centrales, rives, angles).

| | Poteaux centrales | Sections S (m2) | Poteaux rives | Sections S (m2) | Poteaux d'angles | Sections S (m2) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Les Poteaux | $P_{O1}=P_{O2}$ | S=14.8m² | $P_{D1}=P_{D2}$ | S=9.07m² | $P_{A1}=P_{A2}$ | S=4m² |
| | $P_{X1}=P_{X2}$ $P_{W1}=P_{W2}$ | S=14.25 m² | $P_{H1}=P_{H1}$ $P_{N1}=P_{N2}$ | S=7.28m² | $P_{B1}=P_{B2}$ | S=4.47m² |
| | $P_{Y1}=P_{Y2}$ | S=15.17 m² | $P_{M1}=P_{M2}$ | S=9.27m² | $P_{E1}=P_{E2}$ | S=11.87 m² |
| | | | $P_{Z1}=P_{Z2}$ | S=7.4m² | $P_{C1}=P_{C2}$ | S=5.07m² |
| | | | | | $P_{F1}=P_{F2}$ | S=4.1m² |
| | | | | | $P_{G1}=P_{G2}$ | S=11.17 m² |

résumés dans le tableau Les résultats des surfaces afférentes des poteaux centrales, rives et d'angles sont suivant:

### 3.6.2.Effort normal Nu:

$$N_u[MN] = 1.15 \times 10^{-3} q_u$$

**1,15 :** Coefficient de sécurité.

$$q_u[KN] = 1.35G + 1.5q$$

$$G = q_1 + q_2 + q_3$$

**G** [KN]:charge permanente ⇒ **G** = $\Sigma q_1$+q2 +$q_3$

$q_1$ [KN]: poids du plancher ⇒ $q_1$= Saff× Gterrasse

$q_2$[KN]: poids de la poutre principale ⇒ $q_2 = Y_{ba} \times b \times h \times L_{affpp}$

$q_3$[KN]: poids de la poutre secondaire ⇒ $q_3 = Y_{ba} \times b \times h \times L_{affps}$

**q** [KN]:charge exploitation ⇒ $q = S_{aff} \times Q$

$Y_{ba}$ [KN/m3] : poids volumique du béton ⇒ $Y_{ba}$=25 KN/m3

**b**[m]: Largeur de la poutre considérée.

**h**[m]: Hauteur de la poutre considérée.

$\mathbf{L_{affpp}}$[m]: Longueur afférent de la poutre principale.

$\mathbf{L_{affps}}$[m]: Longueur afférent de la poutre secondaire.

## 3.7. Calcul l'effort normal $N_u$:

$\mathbf{N_u}$ [MN] = $1,15 \times 10^{-3} q_u$

$\mathbf{q_u}$[KN] = 1,35 G + 1,5 q

$\mathbf{G = q_1 + q_2 + q_3}$

### 3.7.1. Niveau terrasse inaccessible

- Poids du plancher:

$$\mathbf{q_1} = S_{aff} \times G_{\mathbf{terrasse}} = 15.17 \times 6,69 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{q_1} = 101.48 \text{ KN}$$

- poids de la poutre principale:

$$\mathbf{q_2} = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff\,pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (2.1 + 2) \Rightarrow \mathbf{q_2} = 12.3\text{KN}$$

- poids de la poutre secondaire:

$$\mathbf{q_3} = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{affps} = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times (2 + 1.7) \Rightarrow \mathbf{q_3} = 8.09\text{KN}$$

- charge permanente: $\mathbf{G} = q_1 + q_2 + q_3 \quad \Rightarrow \quad$ **G = 121.87 KN**
- charge exploitation: $\mathbf{q} = S_{aff} \times Q_0 = 15.17 \times 1 \Rightarrow$ **q = 15.17 KN**

### 3.7.2. Niveau étage courant:

- Poids du plancher: $\mathbf{q_1} = S_{aff} \times G_{terrasse} = 15.17 \times 4.87 \Rightarrow q_1 = 73.88$ KN

- poids de la poutre principale: $\mathbf{q_2} = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{aff\,pp} = 25 \times 0.3 \times 0,4 \times (2,1 + 2) \Rightarrow q_2 = 12.3$KN

- poids de la poutre secondaire: $\mathbf{q_3} = \gamma_{ba} \times b \times h \times L_{affps} = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times (2 + 1.7)$

$$\Rightarrow q_3 = 8.09\text{KN}$$

- charge permanente: $\mathbf{G} = q_1 + q_2 + q_3 \quad \Rightarrow \quad$ **G =94.27 KN**
- charge exploitation: $\mathbf{q} = S_{aff} \times Q_0 = 15.17 \times 1,5 \quad \Rightarrow \quad$ **q = 22.76 KN**

### 3.7.3. Dégression des charges en fonctions du nombre d étage :

**Condition** :

Bâtiment d'habitation a étage (n>5)en générale on àn=7donc la condition est vérifié.

Dans ce cas les charges sentir en tiques:

**Q1 = Q2 = Q3 = ……. = Q= 1.5 KN/**

- Sous terrasse **Q0.**
- Sous dernier étage **Q0 + Q1.**
- Sous étage immédiatement inférieur **Q0 + 0,95 (Q1 + Q2).**
- Sous troisième étage **Q0 + 0,9 (Q1 + Q2 + Q3)**.
- Sous le quatrième étage **Q0 + 0,85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4).**
- Sous le cinquième étage et les suivants **Q0 + (3+n)/2n + (Q1 + Q2 +…+ Qn).**

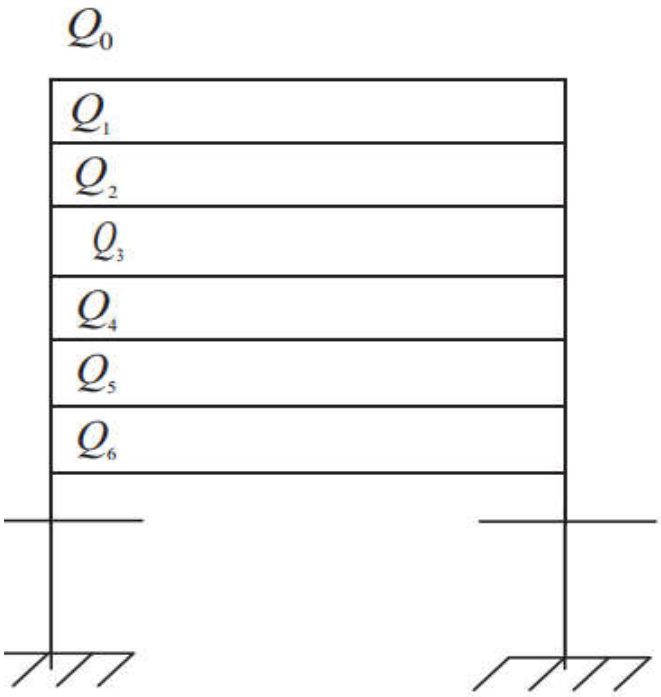



**Figure 3.12:** Dégression des charges

**Tableau 3.9** : Dégression des Surcharges d'exploitation

| | Dégression | Q(KN) |
|---|---|---|
| Terrasse | Q0 | **15.17** |
| 16éme étage | Q0+Q2 | **37.93** |
| 15éme étage | Q0+0.95(Q1+Q2) | **58.41** |
| 14éme étage | Q0+0.9(Q1+Q2+Q3) | **76.62** |
| 13éme étage | Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4) | **92.55** |
| 12éme étage | Q0+0.8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q4+Q5) | **106.21** |
| 11éme | Q0+0.75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6) | **117.59** |
| 10éme étage | Q0+0.71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7) | **128.29** |
| 9éme étage | Q0+0.68(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8) | **140.35** |
| 8éme étage | Q0+0.66(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9) | **151.73** |
| 7éme étage | Q0+0.65(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10) | **163.11** |
| 6éme étage | Q0+0.63(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+ Q8+Q9+Q10+Q11) | **174.49** |
| 5éme étage | Q0+0.62(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+ Q8+Q9+Q10+Q11+Q12) | **185.87** |
| 4éme étage | Q0+0.61(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+ Q8+Q9+Q10+Q11+Q12+Q13) | **197.25** |
| 3éme étage | Q0+0.607(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9 Q10+Q11+Q12+Q13+Q14) | **208.63** |
| 2éme étage | Q0+0.60(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9 Q10+Q11+Q12+Q13+Q14+Q15) | **220.63** |
| 1éme étage | Q0+0.59(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10 Q11+Q12+Q13+Q14+Q15+Q16) | **231.39** |
| RDC | Q0+0.58(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+ Q11+Q12+Q13+Q14+Q15+Q16+Q17) | **242.77** |

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé:

**Tableau 3.10 :** Evaluation des charges G et Q pour le Poteau plus sollicité **:**

| Niveau | Eléments | G (KN) | Q (KN) |
|---|---|---|---|
| **N1** | Plancher terrasse | 101.49 | 15.17 |
| | (6.69*15.17) | | |
| | Gpp (0.4*0.3*5.5*25) | 16.5 | |
| | ²Gps 0.35*0.25*5.1*25 | 11.16 | |
| **Total** | | **129.15** | **15.17** |
| **N2** | Venant de N1 | 129.15 | 15.17 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.3x0.3x3.35x25) | 7.54 | |
| **Total** | | **238.23** | **37.93** |
| **N3** | Venant de N1 | 238.23 | 37.93 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.3x0.3x3.35x25) | 7.54 | |
| **Total** | | **347.31** | **60.69** |
| **N4** | Venant de N2 | 347.31 | 60.69 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) 11.16 | 11.16 | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | Poteau (0.35x0.35x3.35x25) | 10.26 | |
| **Total** | | **459.11** | **83.45** |
| N5 | Venant de N4 | 459.11 | 83.45 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.35x0.35x3.35x25) | 10.26 | |
| **Total** | | **570.91** | **106.21** |
| N6 | Venant de N5 | 570.91 | 106.21 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.35x0.35x3.35x25) | 10.26 | |
| **Total** | | **682.71** | **128.97** |
| N7 | Venant de N6 | 682.71 | 128.97 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.4x0.4x3.35x25) | 13.4 | |
| **Total** | | **797.65** | **151.73** |
| N8 | Venant de N7 | 797.65 | 151.73 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.4x0.4x3.35x25) | 13.4 | |
| **Total** | | **912.59** | **174.49** |

| | | | |
|---|---|---|---|
| N9 | Venant de N8 | 912.59 | 174.49 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.4x0.4x3.35x25) | 13.4 | |
| **Total** | | **1027.53** | **197.25** |
| N10 | Venant de N9 | 1027.53 | 197.25 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.45x0.45x3.35x25) | 16.96 | |
| **Total** | | **1241.07** | **220.01** |
| N11 | Venant de N10 | 1241.07 | 220.01 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.45x0.45x3.35x25) | 16.96 | |
| **Total** | | **1359.57** | **242.77** |
| N12 | Venant de N11 | 1359.57 | 242.77 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.45x0.45x3.35x25) | 16.96 | |
| **Total** | | **1478.07** | **265.53** |
| | Venant de N12 | 1478.07 | 265.53 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| N13 | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | 22.76 |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.5x0.5x3.35x25) | 20.93 | |
| **Total** | | **1600.54** | **288.29** |
| N14 | Venant de N13 | 1600.54 | 288.29 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.5x0.5x3.35x25) | 20.93 | |
| **Total** | | **1723.01** | **311.05** |
| N15 | Venant de N14 | 1723.01 | 311.05 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.5x0.5x3.35x25) | 20.93 | |
| **Total** | | **1845.48** | **333.81** |
| N16 | Venant de N14 | 1845.48 | 333.81 |
| | Plancher étage (4.87*15.17) | 73.88 | 22.76 |
| | Gpp (0.4x0.3x5.5x25) | 16.5 | |
| | Gps (0.35x0.35x5.1x25) | 11.16 | |
| | Poteau (0.55x0.55x3.35x25) | 25.33 | |
| **Total** | | **1972.35** | **356.57** |
| N17 | Venant de N14 | 1972.35 | 356.57 |
| | Poteau (0.55x0.55x3.35x25) | 25.33 | |
| **Total** | | **1997.68** | **356.57** |

Le calcul montrent que le poteau voisin de la cage d'escalier est le plus sollicite sous charges verticales.

Nu=1.35G+1.5Q

Nu=1.35×1997.68+1.5×56.57=3231.72KN

Selon le **CBA93 (article B .8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort normal de compression ultime Nude10% talque:

Nu=1.1(1.35G+1.5Q)

L'effort normal maximum Nu=3231.72KN.

Donc :

Nu = 1.1 × 3231.72 = 3554.89KN

## 3.8. Vérification des poteaux :

### 3.8.1 Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicite :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\frac{N_U}{B} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Talque $\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 * f_{C28}}{1.5} = 14.2MPa$

B: Section du poteau

$$B \geq \frac{N_U}{\overline{\sigma_{bc}}} \Rightarrow \frac{3554.89 * 10^{-3}}{14.2} = 0.25m^2$$

On a B=0.55x0.55=0.30m²

$$B = 0.30m^2 > 0.25m^2 \quad C.V$$

**Tableau 3.11** : Vérification des poteaux à la compression simple.

| Niveau | Nu*(KN) | Section | B (m²) | BCalculé (m2) | Observation |
|---|---|---|---|---|---|
| RDC | 3554.89 | 55*55 | 0.30 | 0.25 | C.V |
| 1er | 3517.28 | 55*55 | 0.30 | 0.24 | C.V |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 2éme | 3291.32 | 50*50 | 0.25 | 0.23 | C.V |
| 3éme | 3071.91 | 50*50 | 0.25 | 0.22 | C.V |
| 4éme | 2852.48 | 50*50 | 0.25 | 0.20 | C.V |
| 5éme | 2633.06 | 45*45 | 0.20 | 0.19 | C.V |
| 6éme | 2419.53 | 45*45 | 0.20 | 0.17 | C.V |
| 7éme | 2206.01 | 45*45 | 0.20 | 0.16 | C.V |
| 8éme | 1851.34 | 40*40 | 0.16 | 0.13 | C.V |
| 9éme | 1643.10 | 40*40 | 0.16 | 0.12 | C.V |
| 10éme | 1434.86 | 40*40 | 0.16 | 0.10 | C.V |
| 11éme | 1226.62 | 35*35 | 0.12 | 0.09 | C.V |
| 12éme | 1023.05 | 35*35 | 0.12 | 0.07 | C.V |
| 13éme | 819.95 | 35*35 | 0.12 | 0.06 | C.V |
| 14éme | 615.89 | 30*30 | 0.09 | 0.04 | C.V |
| 15éme | 416.39 | 30*30 | 0.09 | 0.03 | C.V |
| 16éme | 216.82 | 30*30 | 0.09 | 0.02 | C.V |

### 3.8.2. Vérification des conditions de RPA :

- min (b1, h1) ≥ 30 cm
- min (b1, h1) ≥ he / 20
- 1/4 ≤ h1/b1≤ 4

Les trois conditions vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

### 3.8.3. Vérification au flambement :

❖ ELU de stabilité de forme :

D'après le (BAEL91), on doit faire la vérification suivante :

$$N_U \leq \overline{N_U} = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s}\right] \ldots\ldots\ldots\ldots CBA\ 93\ (Article\ B.8.2.1)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad pour \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad pour \quad 50 < \lambda \leq 70$$

Br: Section réduite du béton

As: Section des armateures

$\alpha$: Coefficient en fonction de l'élancement .

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f = 0.7 * l_0$: la longueur de flambement.

$l_f$: Longueur de flambement

$l_0$: Longueur du poteau.

$i$: Rayon de giration$i = \sqrt{\frac{I}{B}}\ I = \frac{b * h^3}{12}$

$A_S \geq 0.8\% * B_r$

On prend $A_S = 1\% * Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_U}{\alpha\left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s}\right]}$$

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

Il faut vérifier que :Br ≥Br cal

❖ Vérification du poteau du RDC 1 :

$L_f$= 0.7*3.35=2.35m

B =0.55*0.55=0.3025m²

$I = \frac{0.55 * 0.55^3}{12} = 0.0076 m^4$

$i = \sqrt{\frac{0.007}{0.303}}$=0.15

$$\lambda = \frac{2.35}{0.15} = 15.67 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{15.67}{35}\right)^2} = 0.817$$

D'après le **(BAEL91),** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_U}{\alpha * \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s}\right]}$$

$$B_r \geq \frac{3554.89 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15}\right]} = 0.199 m^2$$

Br =(55-2)*(55-2)=0.281m²

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

**Tableau 3.12 :** Vérification des poteaux au flambement des poteaux.

| Niveau | Nu*(KN) | Section | B (m²) | BCalculé (m2) | Observation |
|---|---|---|---|---|---|
| RDC | 3554.89 | 55*55 | 0.30 | 0.25 | C.V |
| 1er | 3517.28 | 55*55 | 0.30 | 0.24 | C.V |
| 2éme | 3291.32 | 50*50 | 0.25 | 0.23 | C.V |
| 3éme | 3071.91 | 50*50 | 0.25 | 0.22 | C.V |
| 4éme | 2852.48 | 50*50 | 0.25 | 0.20 | C.V |
| 5éme | 2633.06 | 45*45 | 0.20 | 0.19 | C.V |
| 6éme | 2419.53 | 45*45 | 0.20 | 0.17 | C.V |
| 7éme | 2206.01 | 45*45 | 0.20 | 0.16 | C.V |
| 8éme | 1851.34 | 40*40 | 0.16 | 0.13 | C.V |
| 9éme | 1643.10 | 40*40 | 0.16 | 0.12 | C.V |
| 10éme | 1434.86 | 40*40 | 0.16 | 0.10 | C.V |
| 11éme | 1226.62 | 35*35 | 0.12 | 0.09 | C.V |
| 12éme | 1023.05 | 35*35 | 0.12 | 0.07 | C.V |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 13éme | 819.95 | 35*35 | 0.12 | 0.06 | C.V |
| 14éme | 615.89 | 30*30 | 0.09 | 0.04 | C.V |
| 15éme | 416.39 | 30*30 | 0.09 | 0.03 | C.V |
| 16éme | 216.82 | 30*30 | 0.09 | 0.02 | C.V |

## 3.9. Conclusion:

Le pré dimensionnement des éléments à consister en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements, ainsi au terme de ce chapitre, les sections adoptées sont les suivantes :

- Poutre principales : (45 × 30) cm2.
- Poutre secondaires : (35 × 25) cm2.
  - Poteaux intermédiaires :
- Poteau du RDC : (55 × 55) cm2
- Poteau du 1er Etage : (55 × 55) cm2
- Poteau du 2eme Etage : (50 × 50) cm2
- Poteau du 3eme Etage : (50 × 50) cm2
- Poteau du 4eme Etage : (50 × 50) cm2
- Poteau du 5eme Etage : (45 × 45) cm2
- Poteau du 6eme Etage : (45 × 45) cm2
- Poteau du 7eme Etage : (45 × 45) cm2
- Poteau du 8eme Etage : (40 × 40) cm2
- Poteau du 9eme Etage : (40 × 40) cm2
- Poteau du 10eme Etage : (40 × 40) cm2
- Poteau du 11eme Etage : (35 × 35) cm2
- Poteau du 12eme Etage : (35 × 35) cm2
- Poteau du 13eme Etage : (35 × 35) cm2
- Poteau du 14eme Etage : (30 × 30) cm2
- Poteau du 15eme Etage : (30x30) cm2
- Poteau du 16eme Etage : (30x30) cm2

# chapiter :04

# Etude Sismique

## 4.1. Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de construction, raison pour laquelle une **démarche globale de conception parasismique** dan construction doit être mise en place.
Elle doit s'appuyer sur trois points :

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

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des 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.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi déviation dans le temps de ces forces.
Le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposée parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- méthode statique équivalente.
- méthode dynamique (modale spectrale).
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## 4.2. Model station Mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

## 4.3. Méthode De Calcule

### 4.3.1. Choix de la Condition d'application de la méthode statique équivalent

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées Successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori parle projeteur.

**Remarque**

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article (4.1.2.a) RPA99/version 2003 car la structure dépasse 30m de hauteur D'où, méthode utilisée est celle de l'analyse dynamique modale spectrale.

### 4.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maxime d'efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en Particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### 4.3.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode de statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

## 4.4. Classification De L'ouvrage Selon Les RPA99/V2003.

### 4.4.1. Classification des zones sismiques.

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya espar commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage et implantée dans la wilaya d'Alger donc en zone III.

### 4.4.2. Classification de l'ouvrage selon son importance.

Le bâtiment est à usage d'habitation et considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, il est donc classé dans le Groupe 2.En retrouve dans groupe les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A,1B ou2, 3tel que :

- Les bâtiments d'habitation bâtiments collective ou à usage de bureaux dont la

hauteur industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives né dépassent 48m.

- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément talque, bâtiments à usage de bureaux, bâtiment industriels.
- Parkings de stationnement publics.

### 4.4.3. Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2. On retrouve dans cette catégorie les dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec Vs≥400 m/s à partir de 10 m.

### 4.4.4. Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cet classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

Notre structure contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques.

Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique voiles.

Pour ce faire on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage de profondeur.

#### 4.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration.

La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses. Ainsi on peut dire que le bâtiment est régulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé régulier.

## 4.5. Méthode Statique Equivalente.

### 4.5.1. Principe de la méthode.

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives.

Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions.

### 4.5.2. Modélisation de la structure.

La modélisation du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions est le modèle brochette qui considère, la masse de chaque niveau comme étant concentrée au centre de gravité du plancher. Un seul degré de liberté en translation horizontale est affecté à chaque niveau pour les deux directions.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées des éléments structuraux.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de Laforce sismique totale principales du bâtiment.

### 4.5.3. Calcule de la force sismique totale.

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau[4-1])en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

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

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux…..etc.).

### 4.5.4. Coefficient d'accélération de zone A .

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [5.1])

**Tableau 4.1 : Coefficients d'accélération de zone A**

| Groupe D'usage | ZONE | | | |
|---|---|---|---|---|
| | I | Iia | Iib | III |
| 1A | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 1B | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 2 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |
| 3 | 0,07 | 0,10 | 0,14 | 0,18 |

Dans notre cas, on a un

groupe d'usage 2 en zone III donc : A = 0,25

### 4.5.5. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ($\eta$) et de la période fondamental de la structure T.

ce coefficient est donné par :

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

Avec :

T2 = 0,4 sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ : Facteur de correction de l'amortissement.

$\xi$(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$ est donné par le tableau [5-2] présenté ci-après.

**Tableau 4.2 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel**

| | Pourtique | | Voiles ou murs |
|---|---|---|---|
| Remplissege | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Nous avons un contreventement mixte voiles portiques donc on prend $\xi$ =7 %. D'où :

$\eta = 0,88 > 0,7$

### 4.5.6. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

On a donc :

$$T = min\left\{C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 * h_N}{\sqrt{D}}\right.$$

hN : Hauteur en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

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

- **Pour le sens transversal**

$h_N = 56.95m$ *et* $d = 11.4m$

Alors: T=min(1.55s;1.52s) ⇒ T=1.52s

Et $T_2$=0.40s $T_2 \leq T \leq 3s$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$

Donc : D = 0.903 S

- **Pour le sens longitudinal :**

$h_N = 56.95m$et d=28.2m

Alors: T=min(1.55s;0.97s) ⇒ T=0.97s

Et $T_2$=0.40s $T_2 \leq T \leq 3s$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$

D = 1.218s

**4.5.7. Coefficient de comportement global de la structure R**

Selon le tableau [4.3] des RPA99/Version 2003 ; Pour une structure en béton armé à Contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a : R = 5

**4.5.8. Facteur de qualité Q**

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} p_q$$

: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou n $p_q$

Sa valeur est donnée par le tableau [4.4] des RPA 99/Version. 2003

**Tableau 4.3** : Valeures des penalties Pq

| **Critère q** | ***Pq*** |
|---|---|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 (Observé) |
| 2. Redon dance en plan | 0 (Observé) |
| 3. Régularité en plan | 0 (Observé) |
| 4. Régularité en élévation | 0 (Observé) |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0,05 (N/observé) |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0,10 (N/observé) |
| **Q** | **1.15** |

### 4.5.9. Poids total de la structure

Le poids de la structure **W** est égal à la Somme des poids **Wi** de chaque niveau (i)

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

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanents et aux equipments fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$ : Poids dû aux charges d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pond ration, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. des RPA99/Version 2003.Dans notre cas et pour un bâtiment à usage habitant β = 0,20

**Tableau 4.4** : Poids de chaque niveau

| Etages | Poids (KN) |
|---|---|
| Terrasse | 132.184 |
| 15 | 245.816 |
| 14 | 359.448 |
| 13 | 475.8 |
| 12 | 592.152 |
| 11 | 708.504 |
| 10 | 827.996 |
| 9 | 947.488 |
| 8 | 1066.38 |
| 7 | 1285.072 |
| 6 | 1408.124 |
| 5 | 1531.176 |
| 4 | 1658.198 |

| | |
|---|---|
| 3 | 1785.372 |
| 2 | 1912.242 |
| 1 | 2043.664 |
| RDC | **2068.994** |
| Total | **19048.61** |

- Poids total de la structure $W_t = 19048.61KN$

**Tableau 4.5** : résumé des resultants

| **Paramètres** | **A** | $D_{tr}; D_{lon}$ | **Q** | **R** | **W(KN)** | $T_L$ | $T_T$ | $\eta$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Résultats** | 0.25 | 0.903-1.218 | 1.15 | 5 | 19048.61 | 0.97 | 1.52 | 0.88 |

Donc les calculs seront donnés :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} W \Rightarrow \begin{cases} V_T = \frac{(0.25 * 0.903 * 1.15 * 19048.61)}{5} = 989.051KN \\ V_L = \frac{(0.25 * 1.218 * 1.15 * 19048.61)}{5} = 1334.069KN \end{cases}$$

### 4.6. Méthode dynamique modale spectrale :

C'est une méthode dynamique de la structure sous des force sismique représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par ces forces, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### 4.6.1.Conditions d'application de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### 4.6.2. Modalisation :

Pour notre structure l'irrégularité en plan mène à un phénomène de torsion et comportant des planchers rigides, alors elle doit être représentée par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec (03)DDL (2translation horizontales et une rotation verticale).

### 4.6.3. Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul définit dans l'Art (4.3.3) du RPA 99/v2003 par les formules (4.13):

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

A: Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$: Coefficient de correction d'amortissement.

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

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003).

Q : Facteur de qualité.

$T_1$ ,$T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

# Chapitre: 05
# Comparaison
# des réponses dynamiques des deux bâtiments de grande hauteur contreventée par des portiques fixes et isolée à leur base

Chapitre: 05
Comparaison
des réponses dynamiques des deux bâtiments
de grande hauteur contreventée par
des portiques fixes et isolée à leur base

## 5.1. Présentation du Programme Sap2000

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteauxd'eau….) et des travaux publics (ponts, tunnels…), Il offre de nombreuses possibilitésd'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, modélisation et l'exploitation des résultats.

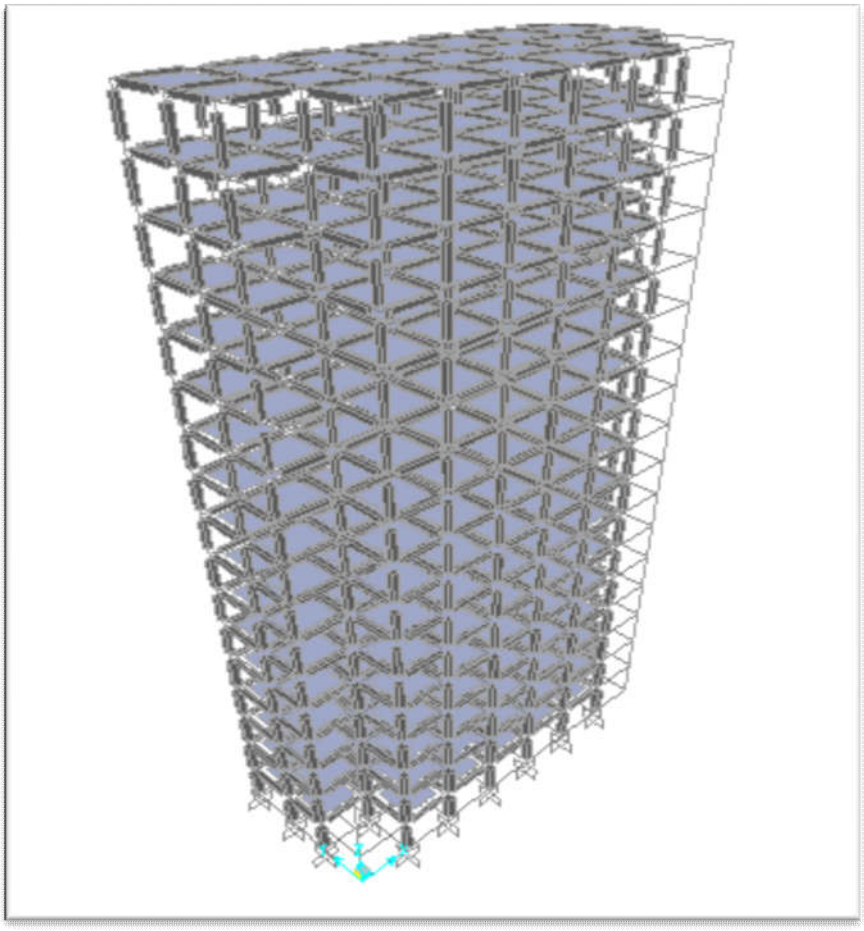


**Figure 5.1 :**la structure sur le « sap2000 »

## 5.2. Modélisation de la structure fixe à la base

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

## 5.3. Etapes de modélisation.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments «Frame » Les poutres entredeux nœuds de même niveau « i », Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i eti+1 », Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds, Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, La masse de chaque niveau es répartie sur les nœuds du niveau considéré, Pourtours les éléments non modélisés, leu masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

On admet dans tout les ces après les conventions des signe suivant:

## 5.4. Vérification Réglementaire

### 5.4. 1.Vérification de la période fondamentale du bâtiment portique fixe à labase:

Le tableau 5.1 représente les résultats des périodes du bâtiment fixe à la base

**Tableau 5.1 :**la période fondamentale

| Mode | Fréquence(HZ) | Période (S) |
|---|---|---|
| 1 | 0.33354 | 2.998133 |
| 2 | 0.37313 | 2.680041 |
| 3 | 0.40466 | 2.47124 |
| 4 | 0.95217 | 1.050229 |
| 5 | 1.0617 | 0.941846 |
| 6 | 1.1406 | 0.876737 |
| 7 | 1.6461 | 0.607479 |
| 8 | 1.869 | 0.53506 |
| 9 | 1.9862 | 0.503467 |
| 10 | 2.3714 | 0.421696 |

| | | |
|---|---|---|
| 11 | 2.6684 | 0.374757 |
| 12 | 2.8375 | 0.352426 |

- **Estimation de la période fondamentale expérimentale ( $T_{exp}$) :**

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

On a :

**T**=0.976 sec $C_T = 0.075 h_n = 56.95$ m

**T**=1.52 sec $C_T = 0.075 h_n = 56.95$ m

Selon l'article **4,2,4 (4) RPA99/version 2003**, la période doit être majorée de **30%**

D'ou :

$1.3 * T_{exp} = 1.3T$ ⟹ $T_{exp} = 1.98$ sec

- **Vérification de la période fondamentale numérique ($T_{Num}$):**

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique, et elle doit être inférieur à la période empirique ($T_{exp}$).

Il faut que : $T_{Num} \leq 1.3 * T_{exp}$

On a:

$T_{Num} = 2.99$ sec

$3 * T_{exp} = 1.98\ s = 2.68$ sec

$2.99 \geq 1.98$

$T_{Num} > 1.3 * T_{exp}$……..*La période est non vérifiée.*

### 5.4.2 Vitrification de la participation de la masse modale effective

Le tableau 5.2 représente les résultats du de la participation de la masse modale effective bâtiment fixe à la base.

**Tableau 5.2** *:* participation des masses modales effective

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses cumulées UX [%] | Masses cumulées UY [%] | Masse modale UX [%] | Masse modale UY [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.33354 | 2.998133 | 0.75497 | 1.855E-20 | 0.75497 | 1.85E-20 |
| 2 | 0.37313 | 2.680041 | 2.118E-20 | 0.7364 | 0.75497 | 0.7364 |
| 3 | 0.40466 | 2.47124 | 0.00035 | 6.801E-20 | 0.75533 | 0.7364 |
| 4 | 0.95217 | 1.050229 | 0.11014 | 2.831E-18 | 0.86547 | 0.7364 |
| 5 | 1.0617 | 0.941846 | 5.005E-20 | 0.12933 | 0.86547 | 0.86573 |
| 6 | 1.1406 | 0.876737 | 0.0000136 | 1.167E-19 | 0.86548 | 0.86573 |
| 7 | 1.6461 | 0.607479 | 0.04131 | 4.146E-16 | 0.9068 | 0.86573 |
| 8 | 1.869 | 0.53506 | 1.952E-17 | 0.04326 | 0.9068 | 0.90899 |
| 9 | 1.9862 | 0.503467 | 1.538E-07 | 5.188E-18 | 0.9068 | 0.90899 |
| 10 | 2.3714 | 0.421696 | 0.02201 | 4.018E-15 | 0.92881 | 0.90899 |
| 11 | 2.6684 | 0.374757 | 5.639E-17 | 0.02212 | 0.92881 | 0.93111 |
| 12 | 2.8375 | 0.352426 | 9.828E-08 | 1.218E-17 | 0.92881 | 0.93111 |

Le pourcentage de participation des masses modales dépasse les 90% pour le nombre de modes retenus dans le sens X et le sens Y. Donc le nombre de modes prendre dans l'étude est suffisant.

### 5.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base $V_t$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique approprie

**Tableau 5.3:** force sismique a la base

| | **0.8V statique (KN)** | **V dynamique (KN)** | |
|---|---|---|---|
| Suivant X | 4031.54 | 2188.13 | Condition non vérifié |
| Suivant Y | 4031.54 | 2326.753 | Condition non vérifié |

Donc, par le règlement de **RPA99/Version 2003 page 50,** si $V_t$< **0.80 V,** il faudra augmentes tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement moments….) dans le rapport **0.8 V/V.,** mais dans notre cas en vérifier ces résultats avec les résultats du même bâtiment avec un système d'isolation sismique à la base.

### 5.4.4. L'Effort Normal Réduit

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times fc_{28}} \leq 0.30 \ldots\ldots\ldots (I)$$

$N_d$ : 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).**

Le tableau 5.4 : Vérification l'effort normal réduitde la structure fixe la basse.

**Tableau 5.4** : Vérification l'effort normal réduit

| Nu (KN) | a (m) | b (m) | B (m²) | V | Observation |
|---|---|---|---|---|---|
| 3330.624 | 0.55 | 0.55 | 0.3025 | 0.44 | Non Vérifiée |
| 3117.311 | 0.55 | 0.55 | 0.3025 | 0.41 | Non Vérifiée |
| 2905.36 | 0.5 | 0.5 | 0.2500 | 0.46 | Non Vérifiée |
| 2700.344 | 0.5 | 0.5 | 0.2500 | 0.43 | Non Vérifiée |
| 2496.817 | 0.5 | 0.5 | 0.2500 | 0.40 | Non Vérifiée |
| 2294.03 | 0.45 | 0.45 | 0.2025 | 0.45 | Non Vérifiée |
| 2097.24 | 0.45 | 0.45 | 0.2025 | 0.41 | Non Vérifiée |
| 1901.918 | 0.45 | 0.45 | 0.2025 | 0.38 | Non Vérifiée |
| 1706.836 | 0.4 | 0.4 | 0.1600 | 0.43 | Non Vérifiée |
| 1413.184 | 0.4 | 0.4 | 0.1600 | 0.35 | Non Vérifiée |
| 1327.675 | 0.4 | 0.4 | 0.1600 | 0.33 | Non Vérifiée |
| 1138.309 | 0.4 | 0.4 | 0.1600 | 0.28 | Vérifiée |
| 952.206 | 0.4 | 0.4 | 0.1600 | 0.24 | Vérifiée |
| 767.179 | 0.4 | 0.4 | 0.1600 | 0.19 | Vérifiée |
| 582.821 | 0.35 | 0.35 | 0.1225 | 0.19 | Vérifiée |
| 398.818 | 0.35 | 0.35 | 0.1225 | 0.13 | Vérifiée |

### 5.4.5. Vérification des déplacements :

- Le déplacement horizontale à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

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

$\delta_{ek}$:Déplacement dû 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 égale à:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les résultats de vérification le déplacement dans le sens X-X sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau 5.5 :** Vérification le déplacement dans le sens X-X

| | ***Dans le sens X-X*** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Niveaux*** | $\delta_{ek}$ (cm) | (cm) $\delta_k$ | $\delta_{k-1}$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | (cm) $h_k$ | $\Delta_k / h_k$ | ***Observation*** |
| RDC | 0.44 | 2.2 | 0 | 2.20 | 335.0 | 0.657 | Vérifiée |
| ETAGE 1 | 1.35 | 6.75 | 2.2< | 4.55 | 335.0 | 1.358 | non vérifiée |
| ETAGE 2 | 2.42 | 12.1 | 6.75 | 5.35 | 335.0 | 1.597 | non vérifiée |
| ETAGE 3 | 3.63 | 18.15 | 12.1 | 6.05 | 335.0 | 1.806 | non vérifiée |
| ETAGE 4 | 4.78 | 23.9 | 18.15 | 5.75 | 335.0 | 1.716 | non vérifiée |
| ETAGE 5 | 5.95 | 29.75 | 23.9 | 5.85 | 335.0 | 1.746 | non vérifiée |
| ETAGE 6 | 7.07 | 35.35 | 29.75 | 5.60 | 335.0 | 1.672 | non vérifiée |
| ETAGE 7 | 8.13 | 40.65 | 35.35 | 5.30 | 335.0 | 1.582 | non vérifiée |
| ETAGE 8 | 9.21 | 46.05 | 40.65 | 5.40 | 335.0 | 1.612 | non vérifiée |
| ETAGE 9 | 10.2 | 51 | 46.05 | 4.95 | 335.0 | 1.478 | non vérifiée |
| ETAGE 10 | 11.11 | 55.55 | 51 | 4.55 | 335.0 | 1.358 | Vérifiée |
| ETAGE 11 | 12.06 | 60.3 | 55.55 | 4.75 | 335.0 | 1.418 | Vérifiée |
| ETAGE 12 | 12.88 | 64.4 | 60.3 | 4.10 | 335.0 | 1.224 | Vérifiée |
| ETAGE 13 | 13.57 | 67.85 | 64.4 | 3.45 | 335.0 | 1.030 | Vérifiée |
| ETAGE 14 | 14.13 | 70.65 | 67.85 | 2.80 | 335.0 | 0.836 | Vérifiée |
| ETAGE 15 | 14.53 | 72.65 | 70.65 | 2.00 | 335.0 | 0.597 | Vérifiée |
| ETAGE 16 | 14.78 | 73.9 | 72.65 | 1.25 | 335.0 | 0.373 | Vérifiée |

Les résultats de vérification le déplacement dans le sens Y-Y sont donnés par le tableau suivant des tableaux

**Tableau 5.6**: Vérification le déplacement dans le sens Y-

| | ***Dans le sens Y-Y*** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveaux** | $\delta_{ek}$ (cm) | $\delta_k$ (cm) | $\delta_{k-1}$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | $h_k$ (cm) | $\Delta_k / h_k$ | **Observation** |
| RDC | 0.37 | 1.85 | 0 | 1.85 | 335.0 | 0.552 | Vérifiée |
| ETAGE 1 | 1.09 | 5.45 | 1.85 | 3.60 | 335.0 | 1.075 | non vérifiée |
| ETAGE 2 | 1.96 | 9.8 | 5.45 | 4.35 | 335.0 | 1.299 | non vérifiée |
| ETAGE 3 | 2.86 | 14.3 | 9.8 | 4.50 | 335.0 | 1.343 | non vérifiée |
| ETAGE 4 | 3.74 | 18.7 | 14.3 | 4.40 | 335.0 | 1.313 | non vérifiée |
| ETAGE 5 | 4.67 | 23.35 | 18.7 | 4.65 | 335.0 | 1.388 | non vérifiée |
| ETAGE 6 | 5.57 | 27.85 | 23.35 | 4.50 | 335.0 | 1.343 | non vérifiée |
| ETAGE 7 | 6.44 | 32.2 | 27.85 | 4.35 | 335.0 | 1.299 | non vérifiée |
| ETAGE 8 | 7.36 | 36.8 | 32.2 | 4.60 | 335.0 | 1.373 | non vérifiée |
| ETAGE 9 | 8.24 | 41.2 | 36.8 | 4.40 | 335.0 | 1.313 | non vérifiée |
| ETAGE 10 | 9.06 | 45.3 | 41.2 | 4.10 | 335.0 | 1.224 | non vérifiée |
| ETAGE 11 | 9.95 | 49.75 | 45.3 | 4.45 | 335.0 | 1.328 | non vérifiée |
| ETAGE 12 | 10.76 | 53.8 | 49.75 | 4.05 | 335.0 | 1.209 | non vérifiée |
| ETAGE 13 | 11.47 | 57.35 | 53.8 | 3.55 | 335.0 | 1.060 | non vérifiée |
| ETAGE 14 | 12.07 | 60.35 | 57.35 | 3.00 | 335.0 | 0.896 | Vérifiée |
| ETAGE 15 | 12.55 | 62.75 | 60.35 | 2.40 | 335.0 | 0.716 | Vérifiée |
| ETAGE 16 | 12.89 | 64.45 | 62.75 | 1.70 | 335.0 | 0.507 | Vérifiée |

### 5.4.6. Vérification de l'effet P- Delta (P-Δ)

Les effets de second ordre (effet **P-Δ)** peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$(article 5.9 RPA99/version 2003).

Les résultats de vérification de(effet **P-Δ)** dans *sens X-X et* sens Y-Y sont donnés par suivant des doux tableaux

**Sens X-X :**

**Tableau 5.7 :** Vérification de l'effet P- Delta dans le sens X-X

| *Niveaux* | $h_K(cm)$ | $P_K(KN)$ | $\Delta_K(cm)$ | $V_K(KN)$ | $\theta_K$ | *Observation* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *RDC* | 335.0 | 25334.848 | 2.20 | 5039.262 | 0.033 | Vérifiée |
| *Etage 1* | 335.0 | 22118.852 | 4.55 | 3434.386 | 0.087 | Vérifiée |
| *Etage 2* | 335.0 | 18902.857 | 5.35 | 3161.067 | 0.095 | Vérifiée |
| *Etage 3* | 335.0 | 15781.08 | 6.05 | 2865.713 | 0.099 | Vérifiée |
| *etage4* | 335.0 | 12659.303 | 5.75 | 2534.255 | 0.086 | Vérifiée |
| *etage5* | 335.0 | 9537.526 | 5.85 | 2178.312 | 0.076 | Vérifiée |
| *etage6* | 335.0 | 6415.749 | 5.60 | 1790.172 | 0.060 | Vérifiée |
| *etage7* | 335.0 | 3293.972 | 5.30 | 1316.824 | 0.040 | Vérifiée |
| *etage8* | 335.0 | 52419.563 | 5.40 | 714.156 | 1.183 | non vérifiée |
| *etage9* | 335.0 | 48845.536 | 4.95 | 4998.839 | 0.144 | non vérifiée |
| *etage10* | 335.0 | 45403.415 | 4.55 | 4890.684 | 0.126 | non vérifiée |
| *etage11* | 335.0 | 41961.295 | 4.75 | 4732.245 | 0.126 | non vérifiée |
| *etage13* | 335.0 | 38519.174 | 4.10 | 4552.751 | 0.104 | non vérifiée |
| *etage13* | 335.0 | 35196.397 | 3.45 | 4369.088 | 0.083 | Vérifiée |
| *etage14* | 335.0 | 31873.62 | 2.80 | 4169.527 | 0.064 | Vérifiée |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *etage15* | 335.0 | 28550.843 | 2.00 | 3940.779 | 0.043 | Vérifiée |
| *Etage 16* | 335.0 | 0 | 1.25 | 3693.101 | 0.000 | Vérifiée |

**Sens Y-Y :**

**Tableau 5.8 :** Vérification de l'effet P- Delta dans le sens Y-Y

| Niveaux | $h_K(cm)$ | $P_K(KN)$ | $\Delta_K(cm)$ | $V_K(KN)$ | $\theta_K$ | Observation |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **RDC** | 335.0 | 25334.848 | 1.85 | 5039.746 | 0.028 | Vérifiée |
| **Etage 1** | 335.0 | 22118.852 | 3.60 | 3435.352 | 0.069 | Vérifiée |
| **Etage 2** | 335.0 | 18902.857 | 4.35 | 3178.409 | 0.077 | Vérifiée |
| **Etage 3** | 335.0 | 15781.08 | 4.50 | 2904.127 | 0.073 | Vérifiée |
| **etage4** | 335.0 | 12659.303 | 4.40 | 2590.54 | 0.064 | Vérifiée |
| **etage5** | 335.0 | 9537.526 | 4.65 | 2244.198 | 0.059 | Vérifiée |
| **etage6** | 335.0 | 6415.749 | 4.50 | 1855.646 | 0.046 | Vérifiée |
| **etage7** | 335.0 | 3293.972 | 4.35 | 1371.9 | 0.031 | Vérifiée |
| **etage8** | 335.0 | 52419.563 | 4.60 | 747.645 | 0.963 | Vérifiée |
| **etage9** | 335.0 | 48845.536 | 4.40 | 4994.403 | 0.128 | non vérifiée |
| **etage10** | 335.0 | 45403.415 | 4.10 | 4877.797 | 0.114 | non vérifiée |
| **etage11** | 335.0 | 41961.295 | 4.45 | 4709.393 | 0.118 | non vérifiée |
| **etage12** | 335.0 | 38519.174 | 4.05 | 4521.031 | 0.103 | non vérifiée |
| **etage13** | 335.0 | 35196.397 | 3.55 | 4.40 | 0.049 | Vérifiée |
| **etage14** | 335.0 | 31873.62 | 3.00 | 5039.746 | 0.028 | Vérifiée |
| **etage15** | 335.0 | 28550.843 | 2.40 | 3435.352 | 0.069 | Vérifiée |
| **Etage 16** | 335.0 | 0 | 1.70 | 3178.409 | 0.077 | Vérifiée |

.

## 5.5. Présentation de la structure isolée à leur base

### 5.5.1. Méthodologie de travail

Au début, on rappelle que le problème posé réside dans le mauvais contact entre la fondation et le sol au cours d'un séisme, et que notre solution est d'installer des isolateurs entre l'infrastructure et la superstructure pour absorber l'énergie sismique. Ce travail est structuré comme suite :

- ✓ Présentation de la structure (bâtiment) et pré-dimensionnement : dans cette partie, la structure proposée à l'étude, est dimensionnée suivant les règles de l'art(CBA93).
- ✓ Description des excitations sismiques : Dans ce projet, on va s'intéresser à la description des excitations sismiques. On a utilisé la méthode sismique dynamique spectrale avec l'utilisation de spectre de réponse du règlement RPA 99/version 2003
- ✓ Description des systèmes d'isolation : Dans cette partie, les isolateurs seront dimensionnés suivant les étapes de dimensionnement expliquer dans le chapitre …..et utilisant ensuit un programme de dimensionnement pour vérification, aprè son fait une comparaison des résultats des deux bâtiments fixe à la base et isolée à la base.

### 5.5.2. Présentation de la structure et pré -dimensionnement

L'étude est menée sur un bâtiment administratif, de quatre étages avec une hauteur d'étage de 3.35m, et une hauteur totale de 56.95m. La structure portante est un système poteaux-poutres auto-stables en béton armé, avec en largeur 28.2 m , et en longueur 11.4m .Le système d'isolation utilisé dans l'analyse est celui du caoutchouc fretté avec barreau de plomb (30 appuis) .

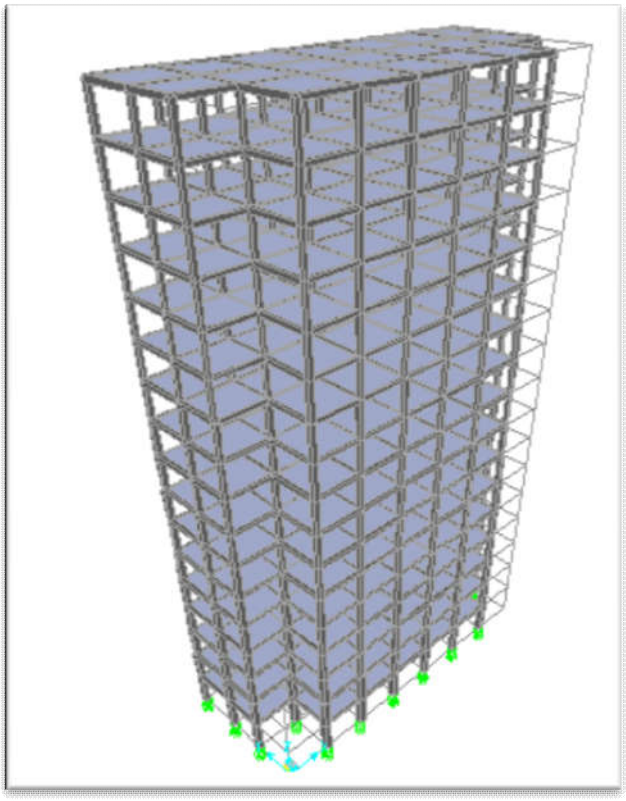


**Figure 5.2:** structure isolée à la base

### 5.5.3. Dimensionnement du système d'isolation

Parmi les appuis passés en revue, notre choix est porté sur les appuis en élastomère fretté (LRB) avec barreau de plomb. Le système d'isolation consiste donc en 28 appuis placés de façon concentrique sous chaque Poteau. Chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient. À cause de la régularité de la structure en plan et en élévation ainsi que la symétrie du chargement, le calcul va être réduit à un appui qui supporte la plus grande charge verticale.

**a) Les données :**

La déformation angulaire max =50%.

Le coefficient d'amortissement effectif de l'appui eff = 10%

BD=1.2.

La période de conception *TD* =3.

Le coefficient sismique : C= ZSNI=0.4.

la qualité du caoutchouc choisit est : IRHD =60 correspond les valeurs suivantes :

*E*=4.45 Mpa ; *G* = 1.06 Mpa ; *K* = 0.57

L'allongement à la rupture b=500%.

**b) les paramètres mécaniques et géométriques :**

**keff :**La rigidité horizontale effective

**D :**déplacement maximum de conception de l'appui

**tr :** La hauteur des couches de caoutchouc

**$Q_d$ :** Force élastique

**S :** Le facteur de forme

**A :** La surface choisis

**A0 :** La surface correspondant la charge vertical

**A1 :**la surface correspondant la condition de résistance au cisaillement

**A2** : la surface transversale effective

**t :** L'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc

**N :** le nombre des couches de caoutchouc

**ts :**L'épaisseur d'une seule frette d'acier

**Ap :** : la surface de barreau de plomb

**dp :** diamètre de l'appui

**Kd :** Rigidité élasto-plastique

Les résultats obtenus sont donnée dans le tableau 5.9 et la figure 5.3

**Tableau 5.9 :** les paramètres mécaniques et géométriques de l'appui intermédiaire

| k eff (KN/m) | D (m) | QD (KN) | Kd (KN) | Ap (cm)² | Dp (cm) | Tr (cm) | S (cm²) | T (cm) | N | Ts (cm) | H (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1482.9 | 0.24 | 57.73 | 1250.1 | 0.006 | 0.091 | 0.49 | 9.094 | 0.01 | 50 | 0.0037 | 60 |

Pour le cas de notre travail nous avons utilisée un programme de dimensionnement de trois types d'appuis « LRB, HDR et FPS » [7] pour la vérification de notre calcule.

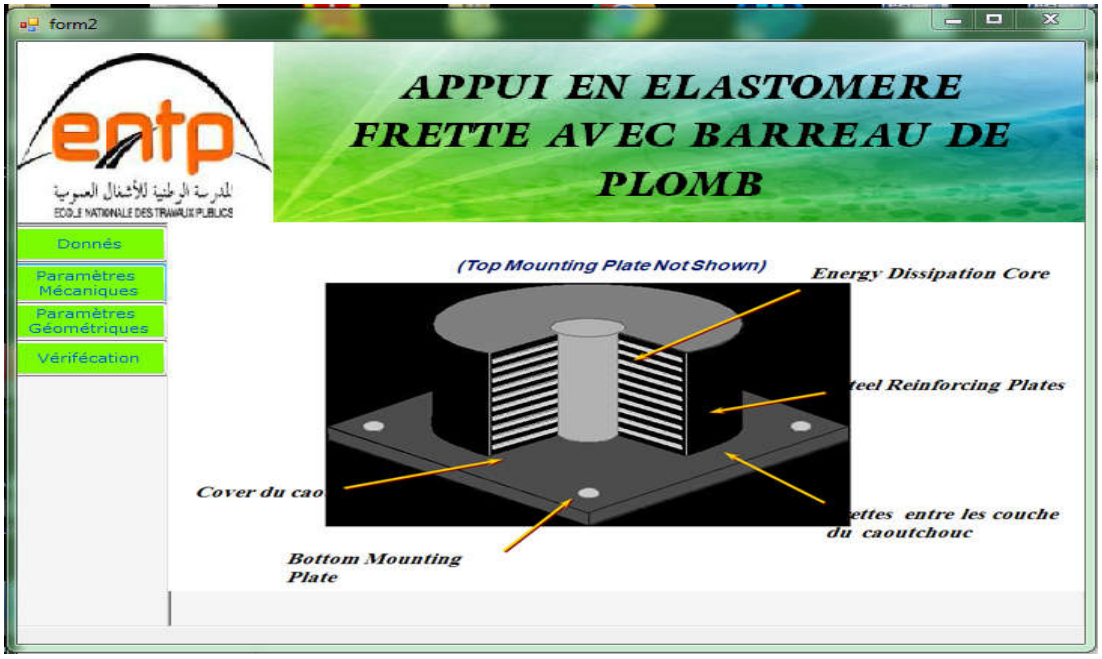
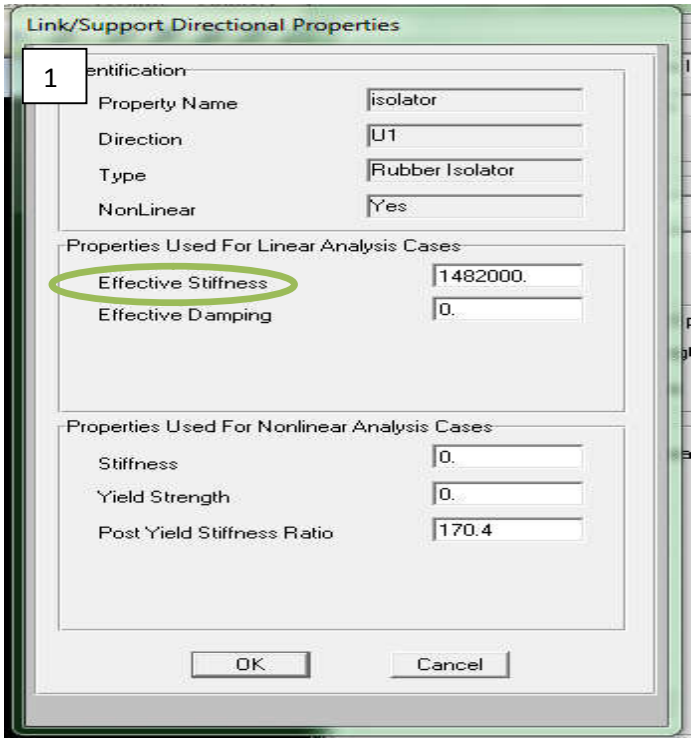
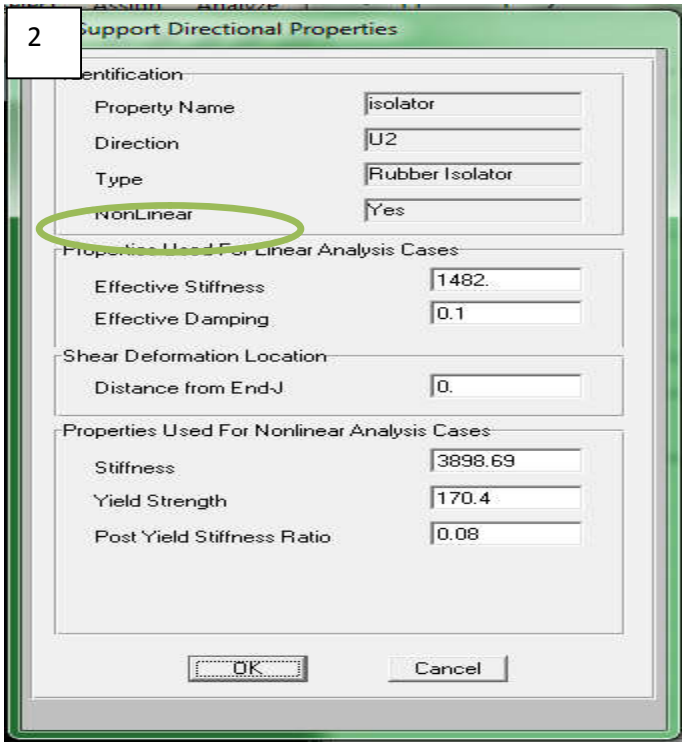
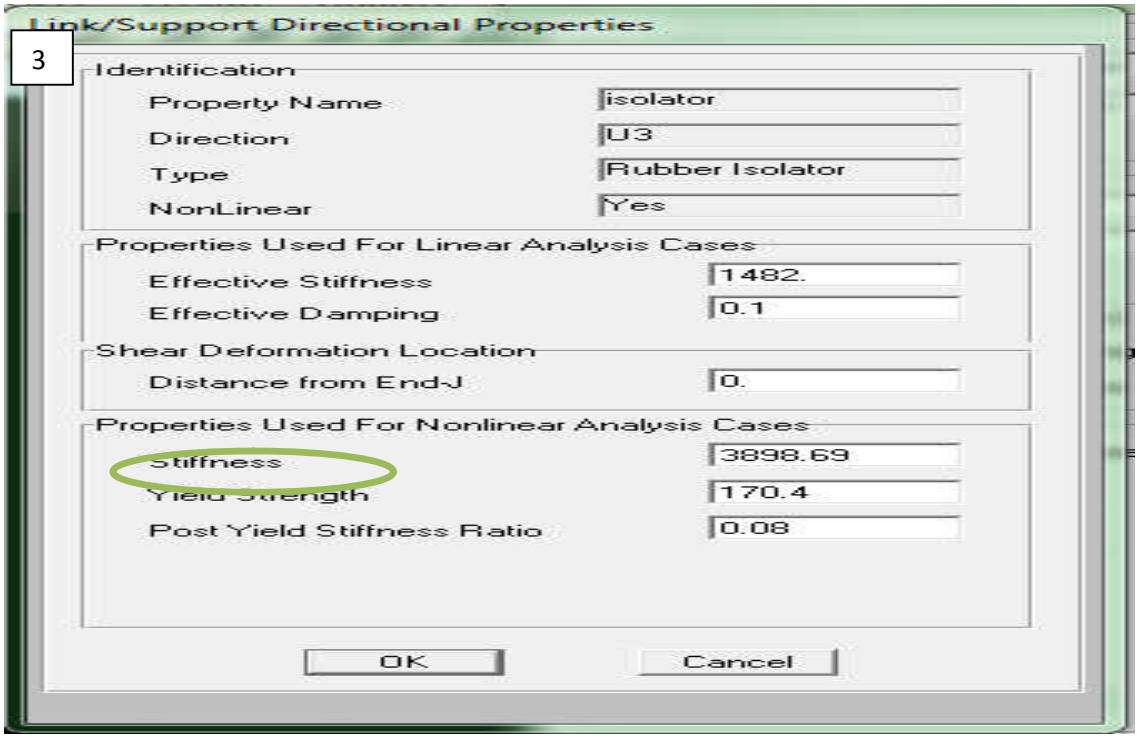



**Figure 5.3:**Dimensionnement des appuis en élastomère frété avec barreau de plomb

### 5.5.4. Définition des propriétés des isolateurs dans Sap2000



## 5.6. Méthode dynamique utulisée dans l'analyse dynamique de du batiment isolée à la base.

On a utulisée la méthode dynamique spectrale dans l'analyse dynamique de du batiment isolée à la base

### 5.6.1. La méthode modale spectrale.

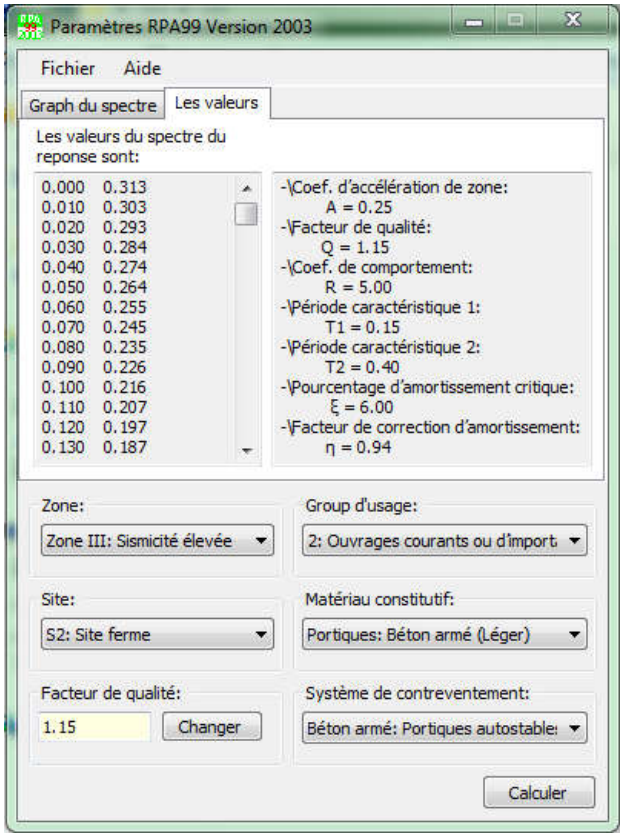
La méthode d'analyse modale spectrale consiste en la recherche du maximale de réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximale probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique. En effet, à l'opposé de la méthode statique équivalente,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

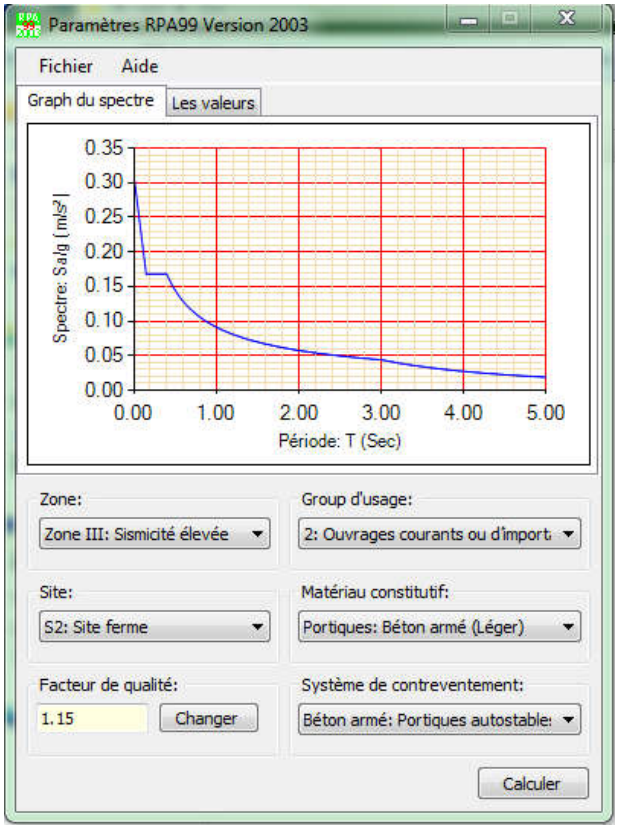
-La structure au-dessus du plan d'isolation est de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.
- La période effective de la structure isolée (TD) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe (*TD > 3 TF*).

La fenêtre ci-dessous(5.1) et (5.2) .(5.3) permettant de le de réponce on utilisé dans

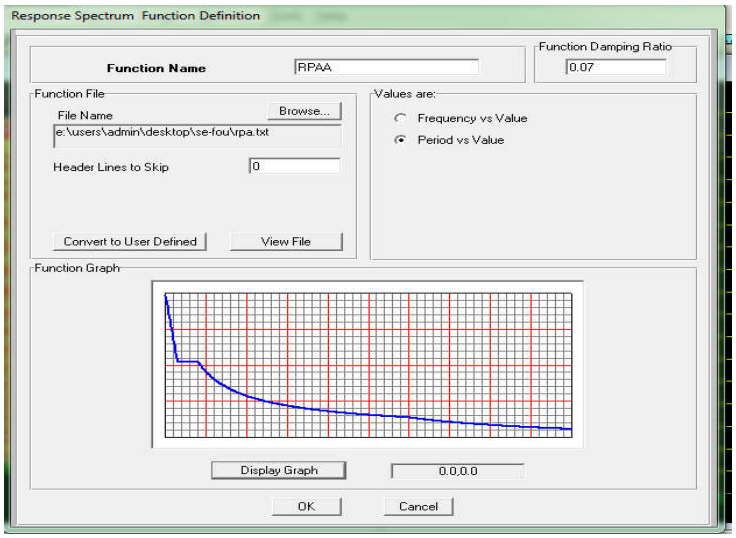
l' utude et les pramétre de méthode dans le tableau 5.9 .


Paramètres RPA99 Version 2003
Fichier Aide
Graph du spectre
Les valeurs
Les valeurs du spectre du reponse sont:
0.000 0.313
0.010 0.303
0.020 0.293
0.030 0.284
0.040 0.274
0.050 0.264
0.060 0.255
0.070 0.245
0.080 0.235
0.090 0.226
0.100 0.216
0.110 0.207
0.120 0.197
0.130 0.187
-\Coef. d'accélération de zone:
A = 0.25
-\Facteur de qualité:
Q = 1.15
-\Coef. de comportement:
R = 5.00
-\Période caractéristique 1:
T1 = 0.15
-\Période caractéristique 2:
T2 = 0.40
-\Pourcentage d'amortissement critique:
ξ = 6.00
-\Facteur de correction d'amortissement:
η = 0.94
Zone:
Zone III: Sismicité élevée
Group d'usage:
2: Ouvrages courants ou d'import
Site:
S2: Site ferme
Matériau constitutif:
Portiques: Béton armé (Léger)
Facteur de qualité:
1.15
Changer
Système de contreventement:
Béton armé: Portiques autostable:
Calculer

(5.1)


Paramètres RPA99 Version 2003
Fichier Aide
Graph du spectre
Les valeurs
Spectre: Sa/g [m/s²]
0.35
0.30
0.25
0.20
0.15
0.10
0.05
0.00
0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 5.00
Période: T (Sec)
Zone:
Zone III: Sismicité élevée
Group d'usage:
2: Ouvrages courants ou d'import
Site:
S2: Site ferme
Matériau constitutif:
Portiques: Béton armé (Léger)
Facteur de qualité:
1.15
Changer
Système de contreventement:
Béton armé: Portiques autostable:
Calculer

(5.2)


Response Spectrum Function Definition
Function Name
RPAA
Function Damping Ratio
0.07
Function File
File Name
Browse...
e:\users\admin\desktop\se-fou\rpa.txt
Header Lines to Skip
0
Convert to User Defined
View File
Values are:
Frequency vs Value
Period vs Value
Function Graph
Display Graph
0.0,0.0
OK
Cancel

(5.3)

Tableau 5.10réprésenté les réseltas de réspacte de réponse

**Tableau 5.10:** paramétre de réspacte de réponse

| les pramétre | A | Q | R | T2(sec) | T2(sec) | ε | η |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Les valeure** | 0.25 | 1.15 | 5 | 0.15 | 0.40 | 6 | 0.94 |

## 5.7.Présentation des résultats de la structure isolée à leur base

### 5.7.1 Les périodes.

Les résultats des périodes représentés dans le tableau 5.11dessous.

**Tableau 5.11:**Période de la structure isolée

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] |
|---|---|---|
| 1 | 0,25506 | 3,920652 |
| 2 | 0,27602 | 3,622973 |
| 3 | 0,298 | 3,355743 |
| 4 | 0,75198 | 1,329823 |
| 5 | 0,79838 | 1,252543 |
| 6 | 0,86584 | 1,154952 |
| 7 | 1,3618 | 0,734315 |
| 8 | 1,527 | 0,654862 |
| 9 | 1,6235 | 0,615941 |
| 10 | 2,0298 | 0,492658 |
| 11 | 2,2871 | 0,437236 |
| 12 | 2,43 | 0,41153 |

### 5.7.2. Participation des masses modales effectives.

Les résultats de participation des masses modales effectives sont représentés dans le tableau 5.12ci-dessous

**Tableau .5.12:** Participation des masses modales effectives.

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses cumulées UX [%] | Masses cumulus UY [%] | Masse module UX [%] | Masse module UY [%] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,25506 | 3,920652 | 0,91 | 5,066E-19 | 0,91 | 5,066E-19 |
| 2 | 0,27602 | 3,622973 | 4,946E-19 | 0,92 | 0,91 | 0,92 |
| 3 | 0,298 | 3,355743 | 0,0004064 | 0 | 0,92 | 0,92 |
| 4 | 0,75198 | 1,329823 | 0,06636 | 0 | 0,98 | 0,92 |
| 5 | 0,79838 | 1,252543 | 1,113E-19 | 0,06951 | 0,98 | 0,99 |
| 6 | 0,86584 | 1,154952 | 0,00004782 | 0 | 0,98 | 0,99 |
| 7 | 1,3618 | 0,734315 | 0,01166 | 8,678E-18 | 0,99 | 0,99 |
| 8 | 1,527 | 0,654862 | 3,43E-19 | 0,008469 | 0,99 | 1 |
| 9 | 1,6235 | 0,615941 | 2,911E-07 | 0 | 0,99 | 1 |
| 10 | 2,0298 | 0,492658 | 0,003479 | 9,227E-19 | 1 | 1 |
| 11 | 2,2871 | 0,437236 | 1,319E-17 | 0,002156 | 1 | 1 |
| 12 | 2,43 | 0,41153 | 6,424E-08 | 0 | 1 | 1 |

### 5.7.3.Efforts tranchant à la base

Les résultats obtenus d'efforts tranchant à la base sont représentés dans tableau 5.13 ci-dessous.

**Tableau 5.13:**Efforts tranchant à la base de la structure isolée

| efforts tranchant Y(KN) | efforts tranchant X(KN) |
|---|---|
| **3122.502** | **3150.907** |

### 5.7.4. Déplacement des étages et déplacement inter-étage

Les résultats de vérification le déplacement des étages et déplacement inter-étage sens X-X sont donnés par le tableau suivant de tableau 5.14

**Tableau 5.14:**Déplacement des étages et déplacement inter-étage

| | **Dans le sens X-X** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Niveaux*** | $\delta_{ek}$ (cm) | $\delta_k$ (cm) | $\delta_{k-1}$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | $h_k$ (cm) | $\Delta_k / h_k$ |
| RDC | 7,2 | 36 | 0 | 36,00 | 335,0 | 10,746 |
| ETAGE 1 | 8,35 | 41,75 | 36 | 5,75 | 335,0 | 1,716 |
| ETAGE 2 | 9,38 | 46,9 | 41,75 | 5,15 | 335,0 | 1,537 |
| ETAGE 3 | 10,35 | 51,75 | 46,9 | 4,85 | 335,0 | 1,448 |
| ETAGE 4 | 11,25 | 56,25 | 51,75 | 4,50 | 335,0 | 1,343 |
| ETAGE 5 | 12,24 | 61,2 | 56,25 | 4,95 | 335,0 | 1,478 |
| ETAGE 6 | 13,16 | 65,8 | 61,2 | 4,60 | 335,0 | 1,373 |
| ETAGE 7 | 14,03 | 70,15 | 65,8 | 4,35 | 335,0 | 1,299 |
| ETAGE 8 | 14,96 | 74,8 | 70,15 | 4,65 | 335,0 | 1,388 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ETAGE 9 | 15,84 | 79,2 | 74,8 | 4,40 | 335,0 | 1,313 |
| ETAGE 10 | 16,65 | 83,25 | 79,2 | 4,05 | 335,0 | 1,209 |
| ETAGE 11 | 17,52 | 87,6 | 83,25 | 4,35 | 335,0 | 1,299 |
| ETAGE 12 | 18,31 | 91,55 | 87,6 | 3,95 | 335,0 | 1,179 |
| ETAGE 13 | 19 | 95 | 91,55 | 3,45 | 335,0 | 1,030 |
| ETAGE 14 | 19,55 | 97,75 | 95 | 2,75 | 335,0 | 0,821 |
| ETAGE 15 | 20,05 | 100,25 | 97,75 | 2,50 | 335,0 | 0,746 |
| ETAGE 16 | 20,91 | 104,55 | 100,25 | 4,30 | 335,0 | 1,284 |

## 5.8. Comparaison de résultats des deux bâtiments fixes et isolée à la base :

La comparaison des réponses en périodes, masses modales effectives. Efforts tranchant à la base déplacements, de la structure avec les différents systèmes d'isolation sont représentées sous forme des tableaux

### 5.8.1. Les périodes :

Le tableau 5.15montre une comparaison des périodes des deux

Structures système isolées et encastrent.

**Tableau 5.15:**Comparaison de Les périodes

| Mode | Période [sec] structure encastrent | Période [sec] structure isolée |
|---|---|---|
| 1 | 2.998133 | 3,920652 |
| 2 | 2.680041 | 3,622973 |
| 3 | 2.47124 | 3,355743 |
| 4 | 1.0502 | 1,329823 |

| | | |
|---|---|---|
| 5 | 0.9418 | 1,252543 |
| 6 | 0.876737 | 1,154952 |
| 7 | 0.607479 | 0,734315 |
| 8 | 0.53506 | 0,654862 |
| 9 | 0.503467 | 0,615941 |
| 10 | 0.421696 | 0,492658 |
| 11 | 0.374757 | 0,437236 |
| 12 | 0.352426 | 0,41153 |

On remarqué Les résultats obtenus montrent que l'effet du système d'isolation est d'assouplir le bâtiment par le rallongement de la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour la structure encastrée. En effet, ce décalage de la période est la raison primaire de l'efficacité du système d'isolation.

### 5.8.2. Participation des masses modales effectives.

Les résultats obtenus de l'analyse des deux structures (isolé et encastré) sont représentées dans le tableau (5 .16)

**Tableau 5.16**: Comparaisons de participation des masses modales effectives.

| | **Masses modales structure encastrent** | | | | **Masses modales structure isolée** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **NIVEAU** | UX [%] | UY [%] | UX [%] | UY [%] | UX [%] | UY [%] | UX [%] | UY [%] |
| **1** | 0.75497 | $1.855^{E}$-20 | 0.75497 | $1.855^{E}$-20 | 0.91 | $5.066^{E-}$ | 0.91 | 5.066 E-19 |
| **2** | $2.118^{E}$-20 | 0.7364 | 0.75497 | 0.7364 | $4.946^{E}$-19 | 0.92 | 0.91 | 0.92 |
| **3** | 0.00035 | $6.801^{E}$-20 | 0.75533 | 0.7364 | 0.0004064 | 0 | 0.91 | 0.92 |
| **4** | 0.11014 | $2.831^{E}$-18 | 0.86547 | 0.7364 | 0.06636 | 0 | 0.92 | 0.92 |
| **5** | 5.00 | 0.1293 | 0.86 | 0.8657 | $1.113^{E}$ | 0.06951 | 0.98 | 0.99 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $5^{E}$-20 | 3 | 547 | 3 | -19 | | | |
| **6** | 0.000013 6 | $1.167^{E}$-19 | 0.86548 | 0.86573 | 0.00004782 | 0 | 0.98 | 0.99 |
| **7** | 0.04131 | $4.146^{E}$-16 | 0.9068 | 0.86573 | 0.01166 | $8.678^{E}$-18 | 0.99 | 0.99 |
| **8** | $1.952^{E}$-17 | 0.04326 | 0.9068 | 0.90899 | $3.43^{E}$-19 | 0.008469 | 0.99 | 1 |
| **9** | $1.538^{E}$-07 | $5.188^{E}$-18 | 0.9068 | 0.90899 | $2.911^{E}$-07 | 0 | 0.99 | 1 |
| **10** | 0.02201 | $4.018^{E}$-15 | 0.92881 | 0.90899 | 0.003479 | $9.227^{E}$-19 | 1 | 1 |
| **11** | $5.639^{E}$-17 | 0.02212 | 0.92881 | 0.93111 | $1.319^{E}$-17 | 0.002156 | 1 | 1 |
| **12** | $9.828^{E}$-08 | $1.218^{E}$-17 | 0.92881 | 0.93111 | $6.424^{E}$-08 | 0 | 1 | 1 |

Nous remarquons que pour la structure isolée à la base, le mode fondamental a un facteur de contribution modale dépassant les 90% (Tableau.5.16) ce qui nous permet de dire que la réponse de cette structure est régie par le premier modede vibration, cela est significatif dans le cadre de l'analyse dynamique des structures car la contribution des modes supérieurs est complètement négligeable ce qui n'a pas été vérifier dans le cas de la structure fixe à la base .

### 5.8.3. Efforts tranchant à la base

Le tableau 5.17:montre une comparaison des efforts tranchants à la base entre des deux bâtiments fixe et isolée à la base

**Tableau 5.17:**Comparaisons des efforts tranchant à la base**.**

| | **structure encastrent** | | **structure isolée** |
|---|---|---|---|
| **efforts tranchant** | X(KN) | 4031.54 | 3150.907 |
| | Y(KN) | 4031.54 | 3122.502 |

En comparant les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, nous remarquons que la valeur d'efforts tranchant à la base de la structure isolée est bien inférieure à la valeur des efforts tranchant à la base de la structure fixe à la base, ce qui montre la bonne réponse de la structure isolée à la base par la dissipation d'énergie pour supporter le séisme.

### 5.8.4. Déplacement des étages et déplacement inter-étage

Le tableau5.18montre une comparaison entre les déplacements des étages et les déplacements inter-étages de la structure encastrée la base et la structure isolée à la base dans le sens (X-X).

**Tableau 5.18:**Comparaisons des Déplacements des étages et déplacements inter-étages

| Niveau | structure encastrent | | Structure isolée | |
|---|---|---|---|---|
| | (cm) $\delta_{ek}$ | $\Delta_k$ (m) | $\delta_{ek}$ (m) | $\Delta_k$ (m) |
| **RDC** | 0.44 | 2.2 | 7.2 | 36.00 |
| **1** | 1.35 | 4.55 | 8.35 | 5.75 |
| **2** | 2.42 | 5.35 | 9.38 | 5.15 |
| **3** | 3.63 | 6.05 | 10.35 | 4.85 |
| **4** | 4.78 | 5.75 | 11.25 | 4.50 |
| **5** | 5.95 | 5.85 | 12.24 | 4.95 |
| **6** | 7.07 | 5.60 | 13.16 | 4.60 |
| **7** | 8.13 | 5.30 | 14.03 | 4.35 |
| **8** | 9.21 | 5.40 | 14.96 | 4.65 |
| **9** | 10.2 | 4.95 | 15.84 | 4.40 |
| **10** | 11.11 | 4.55 | 16.65 | 4.05 |
| **11** | 12.06 | 4.75 | 17.52 | 4.35 |
| **12** | 12.88 | 4.10 | 18.31 | 3.95 |
| **13** | 13.57 | 3.45 | 19 | 3.45 |
| **14** | 14.13 | 2.80 | 19.55 | 2.75 |
| **15** | 14.53 | 2.00 | 20.05 | 2.50 |
| **16** | 14.78 | 1.25 | 20.091 | 4.30 |

Le tableau montre que la structure isolée à la base vibre comme un corps rigide avec des déplacements inter-étages presque nuls, et des déplacements de conception considérablement importants. Par contre, la structure encastrée à la base présent un déplacement inter étage très important et un déplacement $\Delta_k$ de conception inférieure à celle

de la structure isolée, ceci est causé par les grands déplacements de la base de cette dernière.

### 5.8.5. Efforts internes dans les poteaux et les poutres.

- **Bâtiment isolée à la base :**

On recherche à **la poutre le plus sollicité.**

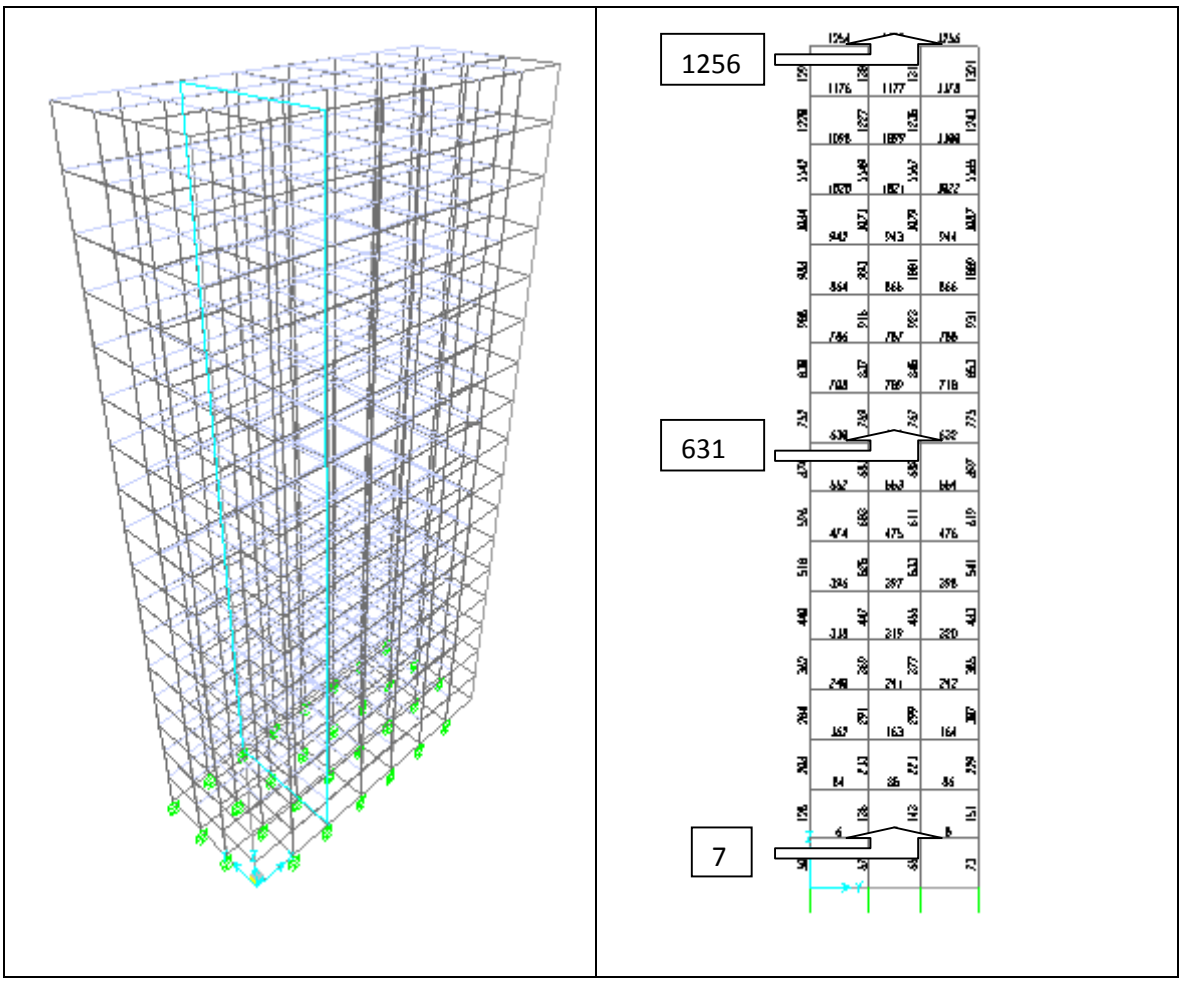
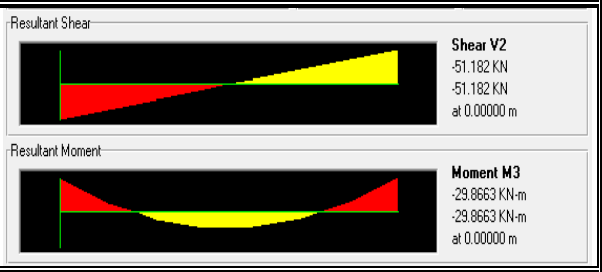



**Figure (5.4) : vue en 3D de bâtiment isolée à la base**

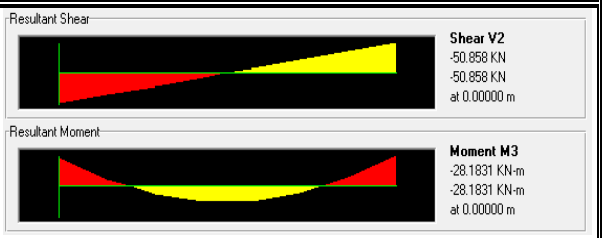
**Figure (5.5) : vue en plan Y-Z de bâtiment isolée à la base**

**Résultats :** combinaison (**G+Q-Ex)**

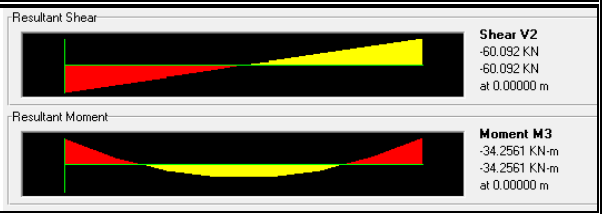
**1) Poutre 37 :**

| | **bâtiment isolée à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** |  |
| **Mmax (KN.m)** | **29.8663** |
| **Tmax(KN)** | **51.182** |

**1) Poutre 631 :**

| | **bâtiment isolée à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** |  |
| **M max (KN.m)** | **28.1831** |
| **T max(KN)** | **50.858** |

**2)Poutre 1255**

| | **bâtiment isolée à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** |  |
| **M max (KN.m)** | **34.2561** |
| **T max(KN)** | **60.092** |

**- Les poteaux les plus sollicités:**

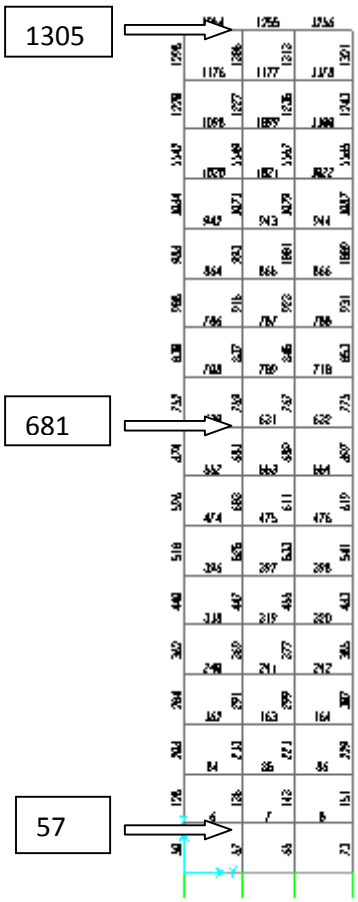
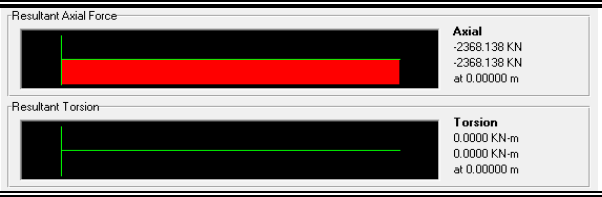



**Figure (5.6) : vue en plan Y-Z de bâtiment isolée à la bas**

**1) Poteau 57 :**

| | **bâtiment isolée à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** |   |
| **Pmax (KN)** | **2368.138** |

**2) Poteau 681 :**

| | bâtiment isolée à la base |
|---|---|
| **Les diagrammes** | |
| **P max(KN)** | **1209.949** |

**3) Poteau 1305 :**

| | bâtiment isolée à la base |
|---|---|
| **Les diagrammes** | |
| **Pmax(KN)** | **156.318** |

- **Bâtiment fixe à la base :**

On recherche à **la poutre le plus sollicité**.

**Résultats :** combinaison (**G+Q-Ex)**

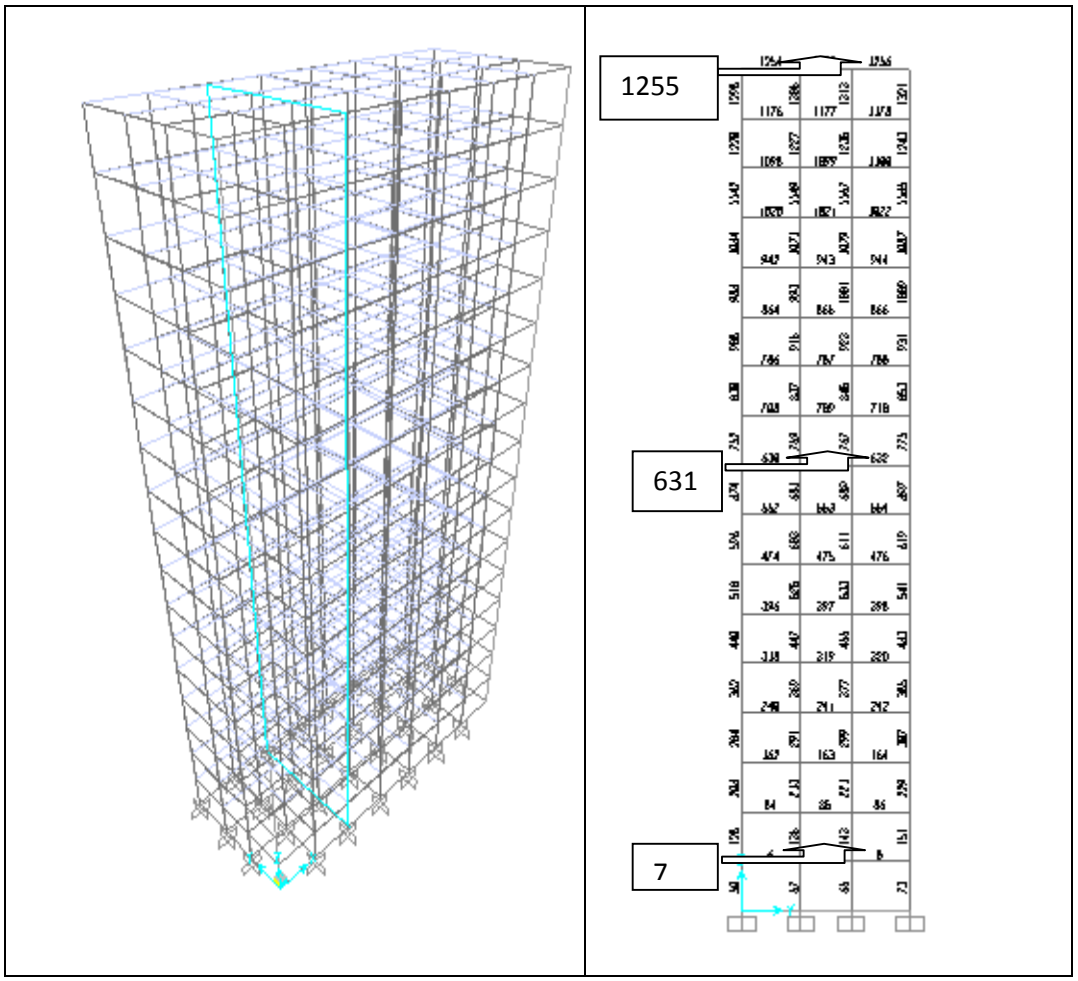
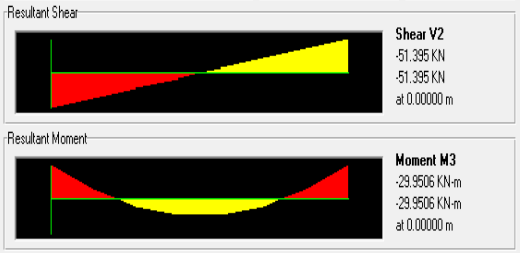
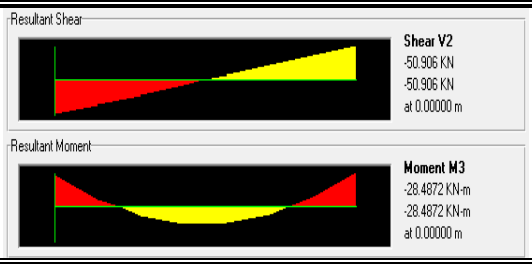



**Figure (5.7) : vue en 3D de bâtiment fixe à la base**

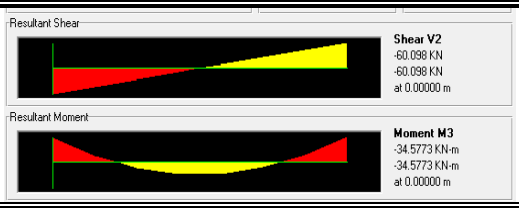
**1) Poutre 7 :**

| | **bâtiment fixe à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** |   |
| **Mmax (KN.m)** | **29.9506** |
| **Tmax(KN)** | **51.395** |

2) **Poutre 631:**

| | bâtiment fixe à la base |
|---|---|
| Les diagrammes |  |
| Mmax (KN.m) | 28.4872 |
| Tmax (KN) | 50.906 |

3) **Poutre 1255:**

| | bâtiment fixe à la base |
|---|---|
| Les diagrammes |  |
| Mmax (KN.m) | 34.5773 |
| Tmax (KN) | 60.098 |

**- Les poteaux les plus sollicité.**

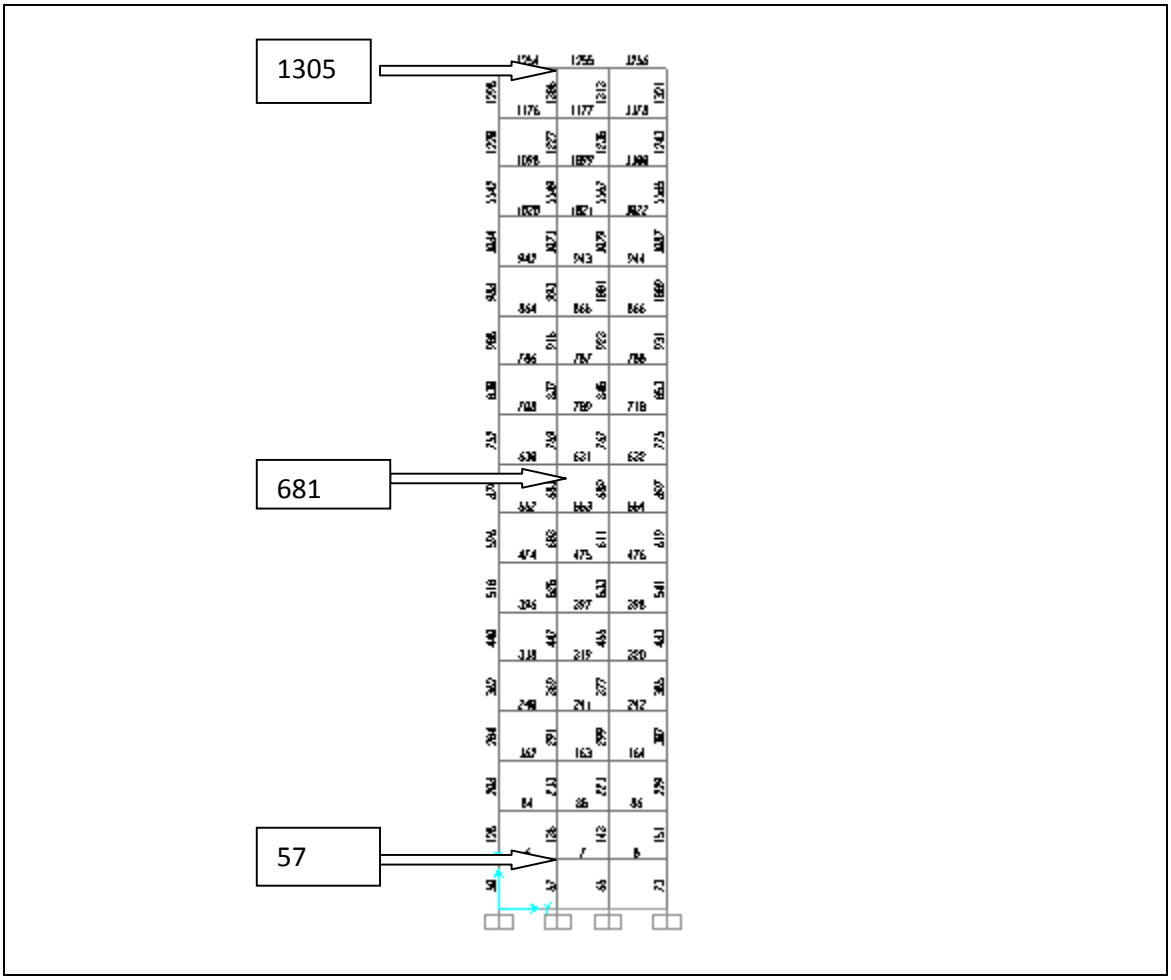
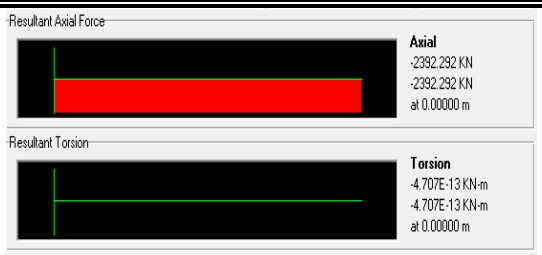



**Figure (5.6) : vue en plan Y-Z de bâtiment fixe à la bas**

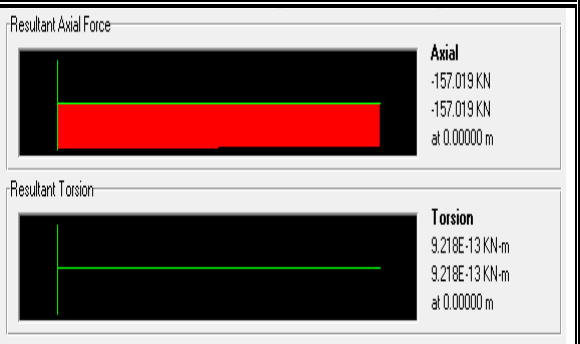
**1) Poteau 57 :**

| | **bâtiment fixe à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** |   |
| **Pmax( KN)** | **2392.292** |

**2) Poteau 681 :**

| | **bâtiment fixe à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** | |
| **Pmax( KN)** | **1219.599** |

**2) Poteau 1305 :**

| | **bâtiment fixe à la base** |
|---|---|
| **Les diagrammes** |   |
| **Pmax( KN)** | **157.019** |

Les résultats obtenus de l'analyse des deux structures (isolé et encastré) sont représentées dans le tableau (5 .19)**.**

**Tableau 5.19:**Comparaisons des Efforts internes dans les poteaux et les poutres.

| | **bâtiment fixe à la base** | | | **bâtiment isolée à la base** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Poutre | | | Poutre | | |
| | 7 | 631 | 1255 | 7 | 631 | 1255 |
| **Mmax(KN.m )** | 29.95 | 28.48 | 34.57 | 28.18 | 29.86 | 34.25 |
| **Tmax (KN)** | 52.39 | 50.90 | 60.09 | 50.85 | 51.18 | 60.09 |

| | Poteau | | | Poteau | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 57 | 681 | 1305 | 57 | 681 | 1305 |
| **P max(KN)** | 2392.3 | 1219.6 | 157.01 | 2368.13 | 1209.94 | 156.31 |

On note que l'effort_normal et les efforts interne sont d'une grande valeur dans la structure fixe à la base, quant à la structure isolée, elle est plus petite, et cela est dû au système d'isolation, qui à son tour réduit les risques sur la structure

## 5.9. Conclusion :

-L'introduction des appuis parasismiques à la base des structures permet d'allonger la période ce qui est conseillé dans le génie parasismique dans le but d'éviter la résonance.

- La structure isolée vibre comme un corps rigide du fait que les déplacements inter étages sont presque nuls.

- Les déplacements à la base des structures isolées sont importants.

- L'isolation sismique à la base permet de réduire les efforts tranchants.

- Quand la structure est soumise à des mouvements sismiques modérés, ses caractéristiques mécaniques changent pendant les vibrations, le calcul dynamique de cette structure devient non linéaire.

# Conclusion générale

# Conclusion général

L'objectif principal de ce travail était de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques
dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments et de déduire les paramètres influant sur le comportement du système combiné (le système d'isolation et la superstructure).

Tous d'abord, quelques éléments de concepts de contrôle passif ont été passés en revue, qui sont les isolateurs parasismiques et les amortisseurs parasismiques. En suite, on a parlé un peu de la modélisation mathématique des appuis parasismiques ainsi que les méthodes et les règlements de calcul des structures isolées, et avant d'entamer les analyses numériques des structures isolées, on a exposé en détaille la méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques.
Avec tous les avantages que présente cette technique, il fallait tout de même trouver une bonne modélisation des appuis parasismiques, chose qui est indispensable pour pouvoir lancer
l'exécution de l'analyse d'une structure isolée sur les logiciels mis à notre disposition. La modélisation des appuis parasismique par l'élément « Link » nous a permit d'aborder cette analyse.

L'étude comparative effectuée sur les structures, nous a permis de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments. A partir des résultats obtenus, on peut émettre les conclusions suivantes :
- La période de la structure isolée est allongée par rapport à la période de structure encastrée.
- La structure isolée est régie essentiellement par le premier mode.
- Les déplacements de la structure isolée sont localisés à la base.
- Dans la structure isolée l'effet P-Delta est négligeable.
- La structure isolée se déplace comme un corps rigide.
- Les accélérations transmises à la superstructure sont inférieurs à celles du sol.
- L'isolation sismique à la base permet de réduire les efforts tranchants.

L'isolation à la base repose sur un principe qui exige que si la période de vibration augmente suffisamment et s'éloigne de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, 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 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.

# Référence

## References

[1]: F. Naeim and J.M. Kelly (1999). “Design of seismic isolated structures: from theory to practice”, John Wiley et Sons, New York.

[2] MILAN ZACEK « construire parasismique ». Edition parenthèses, 1996.

[3] **CASSANDRA Dion,** « étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques », 144p, maîtrise ès sciences appliquées, DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL, GÉNIE CIVIL, 2010. UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL.

[4]. **US Army Corps of Engineers (USACE)**, (1998), ‘‘Seismic design for building ’‘, Engineering Division Directorate of Military Programs, Washington, DC.

[5] LOTFI GUIZANI « **Isolation sismique et technologies parasismiques** » ALG Groupe Conseil Inc.

[**6]: NAIT ZERRAD Ilyas et BENMOUNA Nabil,** « analyse de l’effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments », 2014, p73, Mémoire

**Logiciels :**

- R.P.A99
- SAP 2000 V 2014
- Dimensionnement du système d’isolation