



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

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

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

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

Spécialité : Structures

Thème :

**PROTECTION SISMIQUE DES STRUCTURES  
PAR ISOLATION A LA BASE**

**PRESENTE PAR :**

LAZREG ABDELHADI

TOUATI MOHAMED

**SOUTENU LE 22 JUIN 2023**

**DEVANT LE JURY COMPOSE DE :**

<b>PRÉSIDENT :</b>	BENDOUINA. K	MCB	UAT.B.B (Ain Temouchent)
<b>EXAMINATEUR :</b>	AMARA. K	PR	UAT.B.B (Ain Temouchent)
<b>ENCADREURS :</b>	DERBAL. R	MCA	UAT.B.B (Ain Temouchent)
	BENMANSOUR. N	MCA	UT.AB.B (Tlemcen)

ANNEE UNIVERSITAIRE 2022/2023



## *Remerciements*

*On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la Santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire .*

*Je voudrais dans un premier temps remercier Dr. DERBAL Rachid et Dr. BENMANSOUR Nassima pour leur qualité d'encadrement exceptionnelle et leur patience et disponibilité et surtout leur judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion.*

*On remercie également les membres du jury, Dr. BENDOUINA et Pr. AMARA de bien vouloir porter intérêt à ce travail.*

*Nos remerciements vont également vers tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.*



## Dédicace

*Je dédie humblement ce travail :*

*A l'âme de mon cher frère Omar El Farouk qui a étudié dans la même université, la même filière et la même spécialité, et qui était au point d'obtenir son diplôme, mais hélas, le destin et le bon Dieu tout puissant a prévu autre chose car il nous a quitté avant de savourer le goût de sa réussite, j'espère que là où il est, il sentira plus de bonheur et de paix ... paix à son âme ... ربي یرحمه*

*À la personne qui a patiemment attendu les fruits de son excellente éducation et de ses efforts dévoués,*

*À ma chère mère,*

*À celui qui a transformé la nuit en jour pour garantir de bonnes conditions pour moi,*

*À mon cher père,*

*A mes chers frères, Mohamed et Riheb, pour leur appui et leur encouragement,*

*A ma petite sœur Cherifa pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*À tous mes collègues de la deuxième année de génie civil structures.*

*A mon binôme Touati Mohamed et à toute sa famille,*

*A tous mes amis sans exception .*

*Lazreg Abdelhadi*



## *Dédicace*

*Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.*

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : **mon cher père.***

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux : **mon adorable mère.***

*A mes **deux chers Frères Fathí et Abderrahmane**, et ma **Sœur Bouchra** , en témoignage de la fraternité, qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*

*A mon adorable **Grande sœur Abba**, qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.*

*A mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.*

*A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant. Merci pour leurs amours et leurs encouragements.*

*Sans oublier mon binôme le cousin **Abdelhadi** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

*Touati Mohamed*

## الملخص

خلال العقود الماضية، تعرضت العديد من البلدان لزلازل متفاوتة الشدة، مما أدى إلى خسائر فادحة في الأرواح البشرية وأضرار مادية هائلة. مستويات الدمار هذه حفزت الباحثين المتخصصين في الهندسة المضادة للزلازل على استكشاف حلول تهدف إلى تقليل أخطار الزلازل أي العزل المضاد للزلازل، وهو تقنية ناشئة في الهندسة المضادة للزلازل، تكمن فكرتها في فصل حركة التربة عن حركة الهيكل، بهدف تقليل القوى المنتقلة إلى الهيكل. الهدف الرئيسي لعملنا هو تقييم أداء هذا النظام من خلال اختبار دعامات مضادة للزلازل بالاحتكاك (FPS). لذلك تم إجراء تحليلات ديناميكية باستخدام برنامج SAP2000 لهيكل مستشفى وهيكل آخر لمبنى يتكون من طابقين أرضيين بالإضافة إلى ثمانية طوابق، وتمت دراستهما بنظامين مختلفين واحد مع قاعدة ثابتة والآخر مع قاعدة معزولة. الهدف هو إظهار فعالية هذا النظام في عزل الزلازل للهيكل. أظهرت النتائج أن هذا النظام فعال جداً للهيكل الصلبة والمدمجة للمستشفى وأقل فاعلية للهيكل المرتفعة والرفيعة المكونة من عشرة مستويات.

**الكلمات المفتاحية:** عزل القاعدة، تحليل ديناميكي، استجابة الزلازل، دعامات مضادة للزلازل بالاحتكاك ، SAP2000، طريقة الأطوال الموجية الطيفية .

# Résumé

Au cours des décennies passées, de nombreux pays ont été frappés par plusieurs séismes de différentes intensités, entraînant de lourdes pertes en vies humaines et d'importants dommages matériels. Ces niveaux de destruction ont incité les chercheurs spécialisés en génie parasismique à explorer des solutions visant à réduire le risque sismique. L'isolation sismique, une technique émergente en génie parasismique, consiste à dissocier le mouvement du sol de celui de la structure, dans le but de minimiser les forces transmises à cette dernière. L'objectif principal de notre travail est d'évaluer la performance de ce système d'isolation sismique en optant pour les appuis parasismiques à friction (FPS). Pour cela des analyses dynamiques ont été effectuées en utilisant le code en éléments finis SAP2000 sur une structure d'un hôpital et une autre de bâtiment SS+R+8 étages avec deux configurations base fixe et base isolée. Le but est de démontrer l'efficacité de ce système d'isolation sismique des structures. Les résultats ont montré que ce système est très efficace pour la structure compacte et rigide de l'hôpital et peu fiable pour la structure élancée du bâtiment ayant dix niveaux.

**Mots clés :** isolation à la base, analyse dynamique, réponse sismique, pendule à friction, SAP2000, méthode modale spectrale.

# Abstract

In the Past decades, many countries have been struck by several earthquakes of varying intensities, resulting in heavy loss of human lives and significant material damage. These levels of destruction have prompted researchers specialized in seismic engineering to explore solutions aimed at reducing seismic risk. Seismic isolation, an emerging technique in seismic engineering, involves decoupling the ground motion from that of the structure, with the goal of minimizing the forces transmitted to the structure. The main objective of our work is to evaluate the performance of this seismic isolation system by opting for friction-based seismic supports (FPS). For this purpose, dynamic analyses were performed using the finite element code SAP2000 on a Hospital structure and an SS+R+8 story building with two configurations: fixed base and isolated base. The aim is to demonstrate the effectiveness of this seismic isolation system for structures. The results have shown that this system is highly effective for the compact and rigid structure of the hospital, but unreliable for the slender ten-story building.

**Key words** : base isolation, dynamic analysis, seismic response, friction pendulum, SAP2000, spectral modal method.

# Table des matières

## Introduction Générale

1. Contexte – Problématique .....	1
2. Prise en compte de l'isolation sismique par les règlements parasismiques .....	3
3. Objectifs et méthodologie .....	4
4. Présentation du RPA .....	5
4.1. Présentation du RPA 99/ version 2003.....	6
5. Organisation du mémoire.....	8

## Partie 01

### Chapitre 01. Effets des séismes sur les structures

1. Introduction .....	11
2. Effets des séismes .....	11
2.1. L'effet associé à un séisme .....	12
2.2. Dommages aux bâtiments .....	12
3. Séisme de Mexique (13 septembre 1985).....	13
4. La sismicité en Algérie .....	14
5. Le comportement des constructions sous séisme .....	14
5.1. Origine des dégradations .....	15
5.2. Oscillations .....	16
5.2.1. Oscillations horizontales .....	17
5.2.2. Oscillations verticales .....	18
5.2.3. Oscillations de torsion .....	19
5.2.4. Oscillations différentielles .....	20
5.3. Effet du niveau souple .....	21
5.4. Constructions en maçonnerie .....	22
5.5. Constructions en bois .....	22
6. Conclusion .....	23



## **Chapitre 02. Systèmes parasismiques traditionnels**

1. Introduction .....	25
2. Contreventement par voiles .....	25
2.1. Introduction .....	25
2.2. Définition des voiles .....	25
2.3. Dimensionnement .....	26
2.4. Classification des structures avec voiles .....	27
2.4.1. Structure mixte .....	27
2.4.2. Structure à noyau central .....	28
2.4.3. Structure uniquement à murs porteurs .....	29
2.5. Règles de conception parasismiques des voiles .....	30
2.5.1. Eviter les rez-de-chaussée flexibles .....	30
2.5.2. Eviter les étages flexibles .....	31
2.5.3. Eviter les contreventements dissymétriques .....	32
2.5.4. Eviter les contreventements décalés .....	32
2.5.5. Les sauts de rigidité et de résistance causent des problèmes .....	33
2.6. Les avantages des voiles .....	34
2.7. Inconvénients des voiles .....	34
2.8. Conclusion .....	34
3. Contreventement par triangulations .....	34
3.1. Introduction .....	34
3.2. Types de contreventements en triangulation .....	35
3.2.1. Ossatures avec triangulation à barres centrées .....	35
3.2.2. Ossatures avec triangulation à barres excentrées .....	40
3.2.3. Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées .....	41
3.3. Localisation en élévation .....	42
3.4. Avantage de triangulation .....	43
3.5. Inconvénients de triangulation .....	43
4. Conclusion .....	43

## **Chapitre 03. Systèmes de protection sismique par isolation à la base**

1. Introduction .....	45
2. Historique du développement de l'isolation à la base .....	45

3. Théorie de l'isolation à la base .....	46
3.1. Principes de base .....	46
3.2. Principaux systèmes de l'isolation sismique à la base .....	47
3.3. Limitations de l'isolation sismique à la base .....	48
4. Comportement Théorique des isolateurs .....	49
4.1. Les appuis à déformation (NRB) .....	51
4.1.1. Appuis en élastomère fretté à amortissement élevé (HRB) .....	51
4.1.2. Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-Rubber Bearings) .....	52
4.2. Les appuis à glissement .....	53
4.2.1. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding) .....	53
4.3. Modélisation Mathématique des Appuis Parasismiques .....	55
4.3.1. Appuis en caoutchouc fretté (Laminated Rubber Bearings) .....	55
4.3.2. Appuis en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb .....	55
4.3.3. Appuis Glissants utilisés par l'EDF (Electricité de France) .....	57
4.3.4. Appuis en Pendules glissants .....	58
4.4. Concept de base des structures isolé à la base .....	60
4.4.1. Équations du mouvement à un degré de liberté .....	60
4.4.2. Équation du mouvement à plusieurs degrés de liberté .....	62
5. Les avantages d'isolation sismique .....	67
6. Les inconvénients de l'isolation parasismique .....	68
7. Amortissement structurel .....	68
7.1. Fondamentaux de l'amortissement .....	68
7.2. Types de systèmes d'amortissement .....	70
7.2.1. Les amortisseurs à fluides visqueux .....	70
7.2.2. Les amortisseurs à frottements (friction) .....	71
7.2.3. Amortisseurs métalliques .....	72
7.2.4. Systèmes hybrides .....	73
7.3. Les codes parasismiques .....	74
8. Méthode de calcul d'une structure isolée .....	74
9. Méthode statique équivalente .....	75
9.1. Calcul des déplacements .....	76
9.2. Calcul du déplacement total .....	79
10. Méthodes dynamiques .....	80

11. La méthode modale spectrale .....	80
11.1. Calcul des déplacements .....	81
12. La méthode d'analyse par accélérogrammes .....	82
13. Conclusion .....	82

## **Partie 02**

### **Chapitre 01. Introduction et présentation de l'ouvrage**

1. Introduction .....	85
2. Présentation et description de l'ouvrage.....	85
2.1. Situation du projet .....	85
2.2. Caractéristiques géométriques .....	86
2.3. Règlements utilisés .....	86
2.4. Eléments constituant l'ouvrage .....	87

### **Chapitre 02. Descente des charges et Pré dimensionnement des éléments**

1. Introduction .....	90
2. Pré dimensionnement des éléments .....	90
2.1. Dalle à corps creux .....	90
2.2. Les poutres .....	91
2.2.1. Poutre Principales (Porteuses) .....	91
2.2.2. Poutres secondaires (chaînage) .....	92
2.3. Pré dimensionnement des poteaux .....	93
3. Descente des charges .....	94
3.1. Plancher terrasse inaccessible .....	95
3.2. Plancher étage courant .....	96
4. Conclusion .....	97

### **Chapitre 03. Analyse dynamique de la structure élancée encadrée à la base**

1. Introduction .....	99
2. Définition des voiles .....	99
3. Méthodologie de l'analyse dynamique en utilisant SAP2000 .....	99
4. Présentation du logiciel « SAP2000 » .....	100
5. Modele de la structure elencee .....	100

6. Positions des voiles .....	102
7. Calcul sismique .....	102
8. Calcul des paramètres dynamique de la structure elencee .....	103
8.1. Evaluation de la force sismique .....	103
8.2. Définition les valeurs des coefficients .....	104
9. Vérification suivant (RPA99 version 2003) .....	107
10. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000 .....	110
10.1. Période de la structure encastree .....	110
10.2. Variation du déplacement de chaque plancher .....	110
10.3. Variation de l'effort tranchant à la base .....	112
10.4. Variation des accélérations .....	112
10.5. Participation massique de la structure .....	113
11. Conclusion .....	114

#### **Chapitre 04. Analyse dynamique de la structure élancée isolée à la base**

1. Introduction .....	116
2. Les codes parasismiques .....	116
3. Modélisation d'un Bâtiment d'habitation SS+RDC+8 étages .....	117
4. Calcul des paramètres de l'isolation à la base .....	119
4.1. Calcul le rayon de la sphère .....	119
4.2. La rigidité effective $K_{eff}$ .....	119
4.3. Calcul du déplacement horizontal de conception .....	120
4.4. Déplacement vertical de l'appui $\delta_v$ .....	120
4.5. Diamètre $d$ de la surface sphérique .....	121
4.6. La vérification de la condition de recentrage de la structure .....	121
4.7. Le choix des types d'appuis .....	122
5. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000 .....	122
5.1. Période de la structure isolée .....	122
5.2. Variation du déplacement de chaque plancher .....	122
5.3. Variation de l'effort tranchant à la base .....	124
5.4. Variation des accélérations .....	124
5.5. Participation massique .....	125
6. Conclusion partielle .....	126

## **Chapitre 05. Comparaison des résultats des analyses dynamiques des deux modèles de la structure élancée**

1. Introduction .....	129
2. Comparaison des périodes fondamentales .....	129
3. Comparaison des déplacements .....	129
4. Comparaison des efforts tranchants .....	131
5. Comparaison des accélérations .....	133
6. Conclusion partielle .....	135

## **Partie 03**

### **Chapitre 01. Introduction et présentation de l'ouvrage**

1. Introduction .....	137
2. Présentation et description de l'ouvrage .....	137
2.1. Situation du projet .....	137
2.2. Caractéristiques géométriques .....	138
2.3. Règlements utilisés .....	139
2.4. Eléments constituant l'ouvrage .....	139

### **Chapitre 02 Descente des charges et Pré dimensionnement des éléments**

1. Introduction .....	142
2. Pré dimensionnement des éléments .....	142
2.1. Dalle pleine .....	142
2.2. Les poutres .....	143
2.2.1. Poutre Principales (Porteuses) .....	143
2.2.2. Poutres secondaires (chaînage) .....	144
2.3. Pré dimensionnement des poteaux .....	145
3. Descente des charges .....	146
3.1. Plancher terrasse inaccessible .....	147
3.2. Plancher étage courant .....	148
4. Conclusion .....	148

### **Chapitre 03. Analyse dynamique de la structure de l'hôpital encastre à la base**

1. Méthodologie de l'analyse dynamique en utilisant SAP2000 .....	151
2. Positions des voiles .....	151
3. Calcul sismique .....	152
4. Modélisation .....	152
4.1. Evaluation de la force sismique .....	153
4.2. Définition les valeurs des coefficients .....	153
5. Vérification suivant (RPA99 version 2003) .....	157
6. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000 .....	158
6.1. Période de la structure encastree .....	158
6.2. Variation du déplacement de chaque plancher .....	159
6.3. Variation de l'effort tranchant à la base .....	159
6.4. Variation des accélérations .....	160
6.5. Participation massique de la structure .....	161
7. Conclusion .....	162

### **Chapitre 04. Analyse dynamique de la structure de l'hôpital isolée à la base**

1. Introduction .....	164
2. Modélisation d'un Hôpital compose d'un 2 SS+RDC+3 étages .....	164
3. Calcul des paramètres de l'isolation à la base .....	166
3.1. Calcul le rayon de la sphère .....	166
3.2. La rigidité effective $K_{eff}$ .....	167
3.3. Calcul du déplacement horizontal de conception .....	167
3.4. Déplacement vertical de l'appui $\delta_v$ .....	168
3.5. Diamètre $d$ de la surface sphérique .....	168
3.6. La vérification de la condition de recentrage de la structure .....	168
3.7. Le choix des types d'appuis .....	169
4. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000 .....	170
4.1. Période de la structure isolée .....	170
4.2. Variation du déplacement de chaque plancher .....	170
4.3. Variation de l'effort tranchant à la base .....	171
4.4. Variation des accélérations .....	172

4.5. Participation massique .....	173
5. Conclusion partielle .....	173

## **Chapitre 05. Comparaison des résultats des analyse dynamiques des deux modèles de la structure de l'hôpital**

1. Introduction .....	175
2. Comparaison des périodes fondamentales .....	175
3. Comparaison des déplacements au niveau des planchers .....	175
4. Comparaison des efforts tranchants a la base .....	177
5. Comparaison des accélérations au niveau des planchers .....	179
6. Conclusion partielle .....	181

<b>Conclusion Générale</b> .....	183
----------------------------------	-----

<b>Références Bibliographiques</b> .....	187
--	-----

<b>Annexe</b> .....	188
---------------------	-----

# Liste des figures

## Partie I :

### Chapitre 01 :

Figure 1.1 : Propagation des ondes sismiques dans le sol.

Figure 1.2 : Séisme du Mexique, Mexico 1985.

Figure 1.3 : Carte de zonage sismique algérien.

Figure 1.4 : Dégradation d'une Eglise.

Figure 1.5 : Dommages sismiques dus à la résonance du bâtiment avec le sol.

Figure 1.6 : Oscillation verticale, horizontale et torsion. ;

Figure 1.7 : Cisaillement d'un portique.

Figure 1.8 : Oscillations verticales.

Figure 1.9 : Oscillation de torsion.

Figure 1.10 : Oscillation différentielles.

Figure 1.11 : Séisme de Kobé, Japon 1985.

Figure 1.12 : Effet de niveau souple.

Figure 1.13 : Ceyhan-Misis, Turquie 1998.

Figure 1.14 : Constructions en maçonnerie.

Figure 1.15 : Maisons en bois non effondrées malgré un important glissement de terrain, séisme d'Anchorage, Alaska 1964.

### Chapitre 02 :

Figure 2.1 : Pré dimensionnement des voiles.

Figure 2.2 : Dimensions des voiles.

Figure 2.3 : Structure mixte.

Figure 2.4 : Structure à noyau central.

Figure 2.5 : Structure uniquement à murs porteurs.



Figure 2.6 : Rez-de-chaussée flexible.

Figure 2.7 : Étage flexible.

Figure 2.8 : Contreventement dissymétrique.

Figure 2.9 : Contreventement décalé.

Figure 2.10 : Sauts de rigidité et de résistance.

Figure 2.11 : Ossatures en bois triangulées.

Figure 2.12 : Contreventements diagonaux.

Figure 2.13 : Contreventement en X (croix de Saint André) en charpente métallique.

Figure 2.14 : Assemblages boulonnés.

Figure 2.15 : Contreventement en V.

Figure 2.16 : Contreventement en K.

Figure 2.17 : Ossatures avec triangulation à barres excentrées.

Figure 2.18 : Ossatures avec triangulation à barres excentrées en V inversé.

Figure 2.19 : Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées.

### **Chapitre 03 :**

Figure 3.1 : Comportement bilinéaire des isolateurs sismiques.

Figure 3.2 : Appuis en pendules glissants (FPS).

Figure 3.3 : Le modèle mathématique du type d'isolateur en caoutchouc fretté.

Figure 3.4 : Modèle mathématique du type isolateur en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb.

Figure 3.5 : Modèle mathématique du type EDF.

Figure 3.6 : Déplacement d'un appui en pendule glissant.

Figure 3.7 : Modèle mathématique du type FPS.

Figure 3.8 : Bilan des forces pour un système d'appui.

Figure 3.9 : Terminologie de la structure isolée à la base.

Figure 3.10 : Esquisse d'une structure isolée à un degré de liberté.

Figure 3.11 : Esquisse d'une structure isolée à plusieurs degrés de liberté.

Figure 3.12 : Effets de l'amortissement sur la réponse spectrale de conception.

Figure 3.13 : Amortisseur à fluide visqueux.

Figure 3.14 : Amortisseur à friction utilisé en conjonction comme traverse.

Figure 3.15 : Amortisseurs métalliques : (a) trois géométries typiques ; (b) assemblage « EDU » et hystérésis ; (c) assemblage « ADAS » et hystérésis ; (d) assemblage « TADAS » et hystérésis ; (e) autre assemblage de types «T».

Figure 3.16 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.

Figure 3.17 : Déplacements du système d'isolation.

## **Partie II :**

### **Chapitre 01 :**

Figure 1.1 : Vue en plan du bloc A

### **Chapitre 02 :**

Figure 2.1 : Plancher terrasse inaccessible.

Figure 2.2 : Plancher étage courant.

### **Chapitre 03 :**

Figure 3.1 : Interface de SAP2000

Figure 3.2 : Vue en 3D du modèle de la structure.

Figure 3.3 : Position des voiles en 3D.

Figure 3.4 : Spectre de réponse.

Figure 3.5 : Déplacements des planchers suivant X et Y.

Figure 3.6 : Accélération des planchers suivant X et Y.

### **Chapitre 04 :**

Figure 4.1 : Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 2D)

Figure 4.2 : Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 3D)

Figure 4.3 : Types d'appuis considérés pour la structure de bâtiment élancée

Figure 4.4 : Déplacements des planchers suivant X et Y

Figure 4.5 : Accélération suivant X et Y

## **Chapitre 05 :**

Figure 5.1 : Comparaison des Déplacements suivant X

Figure 5.2 : Comparaison des Déplacements suivant Y

Figure 5.3 : Comparaison des efforts tranchant

Figure 5.4 : Comparaison des accélérations suivant X

Figure 5.5 : Comparaison des accélérations suivant Y

## **Partie III :**

### **Chapitre 01 :**

Figure 1.1 : Présentation et description de l'ouvrage

Figure 1.2 : Présentation et description de l'ouvrage (FACADE)

### **Chapitre 02 :**

Figure 2.1 : Plancher terrasse inaccessible.

Figure 2.2 : Plancher étage courant.

### **Chapitre 03 :**

Figure 3.1 : Vue en 3D du modèle e la structure.

Figure 3.2 : Position des voiles en 3D.

Figure 3.3 : Spectre de réponse.

Figure 3.4 : Déplacements des planchers suivant X et Y.

Figure 3.5 : Accélération des planchers suivant X et Y.

## **Chapitre 04 :**

Figure 4.1 : Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 2D)

Figure 4.2 : Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 3D)

Figure 4.3 : Types d'appuis considérés pour la structure de l'Hôpital.

Figure 4.4 : Déplacements des planchers suivant X et Y

Figure 4.5 : Accélération des planchers suivant X et Y

## **Chapitre 05 :**

Figure 5.1 : Comparaison des Déplacements suivant X

Figure 5.2 : Comparaison des Déplacements suivant Y

Figure 5.3 : Comparaison des efforts tranchants suivant X et Y .

Figure 5.4 : Comparaison des accélérations suivant X

Figure 5.5 : Comparaison des accélérations suivant Y

# Liste des tableaux

## Partie I :

### Chapitre 03 :

Tableau 3.1 : Coefficient de zone sismique (Z).

Tableau 3.2 : Coefficient de proximité de la faille (N).

Tableau 3.3 : Coefficient caractérisant le type de sol (S1).

Tableau 3.4 : Facteurs d'amortissement BD et BM.

## Partie II :

### Chapitre 02 :

Tableau 2.1 : Prédimensionnement des poutres.

Tableau 2.2 : Choix des sections des poteaux.

Tableau 2.3 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.

Tableau 2.4 : Descente des charges du plancher étage courant.

### Chapitre 03 :

Tableau 3.1 : Coefficient d'accélération.

Tableau 3.2 : Tableau des pénalités

Tableau 3.3 : Le pourcentage d'amortissement critique

Tableau 3.4 : Facteur de correction d'amortissement.

Tableau 3.5 : Vérification de la condition de la période fondamentale.

Tableau 3.6 : Justification vis-à-vis résultant des forces sismiques de calcul

Tableau 3.7 : Justification vis-à-vis résultant des forces sismiques de calcul après l'augmentation

Tableau 3.8 : Vérification de la sollicitation normale.

Tableau 3.9 : Déplacements des plancher suivant X et Y

Tableau 3.10 : Effort tranchant à la base suivant X et Y.

Tableau 3.11 : Accélération suivant X et Y

Tableau 3.12 : Participation massique.

#### **Chapitre 04 :**

Tableau 4.1 : Poids et coefficient d'amortissement effectif

Tableau 4.2 : Dimensions des appuis parasismique

Tableau 4.3 : Déplacement des plancher suivants X et Y

Tableau 4.4 : Effort tranchant à la base suivant X et Y

Tableau 4.5 : Accélération suivant X et Y

Tableau 4.6 : Participation massique de la structure isolée

#### **Chapitre 05 :**

Tableau 5.1 : Comparaison des périodes fondamentale

Tableau 5.2 : Comparaison des Déplacements suivant X

Tableau 5.3 : Comparaison des Déplacements suivant Y

Tableau 5.4 : Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens X

Tableau 5.5 : Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens Y

Tableau 5.6 : Comparaison des accélérations suivant X

Tableau 5.7 : Comparaison des accélérations suivant Y

### **Partie III :**

#### **Chapitre 02 :**

Tableau 2.1 : Prédimensionnement des poutres.

Tableau 2.2 : Choix des sections des poteaux.

Tableau 2.3 : Descente des charges du plancher terrasse.

Tableau 2.4 : Descente des charges du plancher étage courant.

### **Chapitre 03 :**

Tableau 3.1 : Coefficient d'accélération.

Tableau 3.2 : Tableau des pénalités

Tableau 3.3 : Le pourcentage d'amortissement critique

Tableau 3.4 : Vérification de la condition de la période fondamentale.

Tableau 3.5 : Justification vis-à-vis résultant des forces sismiques de calcul

Tableau 3.6 : Vérification de la sollicitation normale.

Tableau 3.7 : Déplacements des plancher suivant X et Y

Tableau 3.8 : Effort tranchant à la base suivant X et Y.

Tableau 3.9 : Accélération suivant X et Y

Tableau 3.10 : Participation massique.

### **Chapitre 04 :**

Tableau 4.1 : Poids et coefficient d'amortissement effectif

Tableau 4.2 : Dimensions des appuis isolés

Tableau 4.3 : Déplacement des plancher suivants X et Y

Tableau 4.4 : Effort tranchant à la base suivant X et Y

Tableau 4.5 : Accélération suivant X et Y

Tableau 4.6 : Participation massique de la structure isolée

### **Chapitre 05 :**

Tableau 5.1 : Comparaison des périodes fondamentale

Tableau 5.2 : Comparaison des Déplacements suivant X

Tableau 5.3 : Comparaison des Déplacements suivant Y

Tableau 5.4 : Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens X

Tableau 5.5 : Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens Y

Tableau 5.6 : Comparaison des accélérations suivant X

Tableau 5.7 : Comparaison des accélérations suivant Y

# Notations

$m$  : la masse de la structure.

$\beta$  : facteur d'amortissement.

$D$  : déplacement horizontal.

$K_{\text{eff}}$  : rigidité effective de l'isolateur.

$d$  : diamètre de l'isolateur.

$D_y$  : déplacement de rupture.

$T$  : période effective.

$R$  : rayon de courbure.

$\mu$  : coefficient de frottement.

$Z$  : coefficient de zone sismique.

$N$  : coefficient dépendant de la proximité de faille active.

$S_I$  : coefficient caractérisant le type de sol.

$D_{TM}$  : déplacement total maximum.

$C_{VD}, C_{VM}$  : coefficient sismique.

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

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

$K_{D,\text{min}}$  : rigidité minimale de système de l'isolation correspondant au déplacement minimum.

$K_{M,\text{max}}$  : rigidité minimale de système de l'isolation correspondant au déplacement maximum.

$W$  : poids total de la structure.

$e$  : excentricité.

$V_b$  : la force sismique.

$B$  : largeur de l'appui.

$B_r$  : section réduite du poteau.

$d$  : hauteur utile.

$E$  : charge sismique.

$d$  : facteur d'amplification dynamique

ELU: état limite ultime

ELS : état limite service

ELA : état limite accidentelle



**FC28** : effort de compression a 28 jours  
**FE** : limite d'élasticité de l'acier  
**G** : charges permanentes  
**K** : coefficient de raideur du sol  
**L** : longueur d'un élément  
**L** : largeur d'un élément  
**LF** : longueur de flambement  
**M** : moment exercé sur un élément  
**Mser** : moment service  
**n** : effort normal exercée sur un élément  
**nu** : effort ultime  
**Nser** : effort service  
**pp** : poids propre du béton  
**q** : charges d'exploitations  
**qx ; qy** : facteurs de qualité suivant x et y  
**r** : coefficient de comportement  
**t1 ; t2** : températures minimale et maximale respectivement  
**w** : poids d'un élément  
**y** : position de l'axe neutre  
 **$\alpha$**  : angle.  
 **$\gamma$**  : poids volumique  
 **$\gamma_b$**  : coefficient de sécurité du béton  
 **$\gamma_s$**  : coefficient de sécurité de l'acier  
 **$\delta$**  : espacements de cadres  
 **$\epsilon$**  : déformation relative  
 **$\eta$**  : coefficient de fissuration  
 **$\lambda$**  : élancement géométrique  
 **$\rho$**  : masse volumique  
**(lrb)** : lead rubber bearing  
**(fps)** : la friction pendule sliding  
**hdrb**: (high dumping rubber bearing)  
**ldrb**:(low damping rubber bearings)  
**tmd** :(tuned mass damper) ;

$d_d$  : déplacement minimale conception.

$d_m$  : déplacement maximal.

$g$  : accélération de la pesanteur

$c$  : coefficient sismique

$Z$ : Coefficient de zone sismique

$S_1$ : Coefficient caractérisant le type de sol

$T_D, T_M$ : sont les périodes effectives de la structure isolée

$K_{D,min}$  ;  $K_{M,min}$ : Les valeurs minimales de rigidités effectives

$\delta_v$  : Le déplacement vertical de l'appui

# **Introduction Générale**

## **1. Contexte – Problématique**

Les séismes ont toujours fasciné l'humanité mais ils représentent également une menace pour la sécurité des structures et des personnes, surtout dans les pays vulnérables aux mouvements sismiques. Les chercheurs en génie civil ont pour mission de développer des technologies innovantes pour protéger les bâtiments et les populations contre les effets préjudiciables des séismes. Cela nécessite d'importants investissements dans la recherche et le développement, ainsi qu'une collaboration étroite entre les scientifiques, les ingénieurs et les professionnels de la construction. Les réglementations mondiales, comme les RPA99, fournissent des principes de conception pour les structures résistantes aux séismes et doivent être suivies pour garantir la sécurité des bâtiments et minimiser les pertes. Les règles sismiques doivent être régulièrement révisées pour assurer la sécurité des constructions isolées.

Depuis plusieurs décennies, le monde a connu plusieurs séismes majeurs dans le monde tels que :

- Séisme du Chili, 22 mai 1960 : magnitude 9,5.
- Séisme de l'Alaska, 28 mars 1964 : magnitude 9,2.
- Séisme de l'île de Sumatra, 26 décembre 2004 : magnitude 9,1.
- Séisme de Mexico, 19 septembre 1985 : magnitude 8,1.
- Séisme de Kobe, 17 janvier 1995 : magnitude 7,2.

L'Algérie est un pays soumis aux contraintes des mouvements de la terre, ce qui en fait un pays vulnérable face aux tremblements de terre. Le nord de l'Algérie a été durement touché par des séismes dévastateurs dans le passé. On peut citer les séismes qui frappé :

- Wilaya d'Alger mai 1716 de magnitude 9.7 (20000 morts et des milliers des blessés).
- Wilaya de Chlef « al Asnam » 10 octobre 1980 de magnitude 7.3 (5000 morts 9000 blessés).
- Wilaya d'Ain Temouchent 23 décembre 1999 magnitude 5.8 (28 morts, 175 blessés).
- Wilaya de Boumerdés 21 mai 2003 de magnitude 6.8 (2266 morts 10261 blessés).
- Wilaya de Bouira 14 mai 2010 de magnitude 5.1 (2 morts, 43 blessés).

- Wilaya de Bejaia 18 mars 2021 de magnitude 6 (aucune blessées).

La conversation tourne autour de l'importance de la conception parasismique et de la vulnérabilité de l'Algérie aux activités sismiques. La méthode traditionnelle de conception parasismique consiste à combiner la résistance avec la ductilité pour résister à l'impact des forces sismiques. Les ingénieurs comptent sur la ductilité des matériaux pour éviter les défaillances catastrophiques et assurer la stabilité des structures pendant les séismes graves. Il est important de comprendre les caractéristiques uniques des forces sismiques et leur impact sur les structures afin de développer des technologies efficaces et innovantes pour la protection parasismique. Le respect des réglementations et des codes mondiaux tels que l'Eurocode 8, l'UBC-97 et l'IBC-2000 est également crucial pour assurer la résilience parasismique et réduire la vulnérabilité de régions comme l'Algérie aux séismes. La conversation souligne la nécessité de la collaboration entre les scientifiques, les ingénieurs et les professionnels de la construction, ainsi que l'importance de révisions régulières des réglementations parasismiques pour assurer la sécurité des bâtiments et minimiser les pertes.

Le code de construction sismique algérien RPA99 version 2003 énonce les principes généraux de conception et de calcul requis pour l'étude de structures résistant aux séismes. La réglementation vise à atteindre deux objectifs :

- La réglementation vise à protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des structures lors d'un séisme majeur et en limitant le choix des systèmes de construction et la hauteur des bâtiments en fonction de la zone sismique.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré plus fréquent.

## **2. Prise en compte de l'isolation sismique par les règlements parasismiques**

L'Algérie dispose d'un code parasismique RPA99 Version 2003 applicable aux bâtiments et constructions civiles, mais ce code ne donne aucune indication sur le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques. Pour cette raison, il est nécessaire de se référer à d'autres règlements mondiaux pour mener des calculs sur les structures isolées. Les codes les plus

connus dans le monde, tels que l'Eurocode 8 et les codes américains UBC-97 et IBC-2000, prennent en compte l'isolation sismique à la base et disposent d'une palette élargie sur le calcul et le dimensionnement des systèmes d'isolation sismique à la base. La révision régulière des règles parasismiques est essentielle pour garantir la sécurité des bâtiments en cas de séisme et minimiser les pertes humaines et matérielles.

### **3. Objectifs et méthodologie**

La conception parasismique est une approche de l'ingénierie structurale qui vise à minimiser les effets des séismes sur les bâtiments et autres structures. Les principales priorités dans la conception parasismique sont de réduire les charges sismiques, de créer une réserve de résistance pour des charges plus sévères que celles prévues par les normes de calcul, et de minimiser les coûts de la protection parasismique. Le contreventement est un élément crucial dans la conception parasismique, car il fournit la résistance latérale nécessaire pour reprendre les efforts et les moments dus à une action sismique. Les structures doivent avoir une maille structurale régulière pour éviter la torsion des pièces et permettre une superposition convenable des éléments porteurs entre les étages, ainsi que pour disposer les éléments de contreventement en plans.

La protection parasismique est une préoccupation majeure dans la conception de structures modernes. Les séismes peuvent causer des dégâts considérables aux bâtiments et infrastructures, causant des pertes humaines et économiques importantes. Pour répondre à ce problème, de nouvelles technologies ont été développées, telles que les « dispositifs de dissipation passive d'énergie ». Ces dispositifs ont pour objectif principal d'absorber une partie importante de l'énergie sismique et de réduire autant que possible les dégâts dans les éléments structuraux. Ils sont une solution efficace pour protéger les bâtiments contre les séismes et améliorer leur résilience face à ces événements naturels.

Les avancées technologiques ont permis de développer des dispositifs de protection sismique pour les bâtiments modernes. Ces dispositifs sont conçus pour réduire les effets des séismes sur les structures en utilisant des isolateurs sismiques qui augmentent la flexibilité de l'ouvrage, prolongeant ainsi sa période naturelle de vibration. Cette méthode de protection est particulièrement efficace dans les régions où les sollicitations sismiques ont le plus d'énergie dans les hautes fréquences.

Bien que cette technique ne soit pas encore largement utilisée en Algérie et de même n'est pas incorporée dans le code parasismique Algérien (RPA99 Version 2003), elle est étudiée conformément aux codes américains (UBC-97 et IBC-2000) pour comprendre son efficacité et son potentiel pour la protection des bâtiments contre les séismes.

#### **4. Présentation du règlement RPA 99**

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les règles parasismiques algériennes RPA99, se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 88 » et « RPA 81, version 1983 » dont il a gardé la philosophie originelle.

Le document RPA99 fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zone sismique afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques. Ce règlement est applicable à toutes les constructions courantes. Par contre il n'est pas directement applicable aux constructions telle que :

- Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels,.....)
- Construction pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrale nucléaire, installation de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosif, toxique.
- Réseaux et ouvrages enterrés.
- Le document définit les règles générales de conception parasismique comme :
- Choix du site d'implantation : ce paragraphe attire une attention particulière aux conditions défavorables ou pénalisantes desquelles un site peut dépendre. Aussi, il indique les cas où l'étude et la reconnaissance du sol sont obligatoires. En outre, ce paragraphe définit quelques cas de constructions à éviter et apporte des recommandations lors de l'implantation des ouvrages.
- Implantation des ouvrages et fondations : définit et rappelle le rôle de l'infrastructure et des fondations et souligne l'exclusion des fondations sur remblais sauf justifications spéciales.
- Superstructure, matériaux et procédés de constructions : Sont définis et énumérés dans ce paragraphe, les différents facteurs qui peuvent influencer le comportement sismique d'un ouvrage (régularité en plan et en élévation, joints, matériaux, systèmes structurels, ductilité, éléments non structurels).

- Modélisation des structures et méthodes de calcul : Le RPA 99 incite les utilisateurs du règlement à avoir recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant des modèles élasto-plastiques de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse. La modélisation doit reproduire au mieux le comportement réel de la structure.

Les ouvrages dans ce règlement sont classés suivant leurs importances en quatre groupes :

- Groupe d'usage 1A : ouvrages d'importance vital qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale.
- Groupe d'usage 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe d'usage 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Groupe d'usage 3 : ouvrages de faible importance.

Le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques croissantes de 0 à III, avec prise en compte de la répartition par wilaya et par commune.

Le RPA99 classe le sol en quatre catégories :

- Catégorie S1 : site rocheux.
- Catégorie S2 : site ferme.
- Catégorie S3 : site meuble.
- Catégorie S4 : site très meuble.

En ce qui concerne les règles de calcul, le RPA99 définit trois méthodes : la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode dynamique par accélérogrammes.

#### **4.1. Présentation du RPA 99 version 2003**

Les règles RPA99 version 2003 ont été mise à jour après l'important séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003 ; notamment un nouveau zonage sismique de l'Algérie a été adopté. Les niveaux de sismicité enregistrés dans les wilayas d'Alger et de Boumerdès c'est révélé plus élevé que celui pris en compte dans les règles en vigueur.



La révision du RPA 99, porte essentiellement sur deux volets :

- Révision du zonage sismique du RPA 99 (et donc des valeurs du coefficient d'accélération de zone A qui s'y rattachent).
- Nouvelles prescriptions, plus restrictives pour le système de contreventement portiques auto stables en béton armé.

Exemples de quelques révisions apportées par la révision du 2003 :

- ❖ Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :
  - Zone 0 : Sismicité négligeable.
  - Zone I : Sismicité faible.
  - Zone II- a / II- b : Sismicité moyenne.
  - Zone III : Sismicité élevée .

Le zonage sismique établit une hiérarchie entre les diverses zones géographiques et quantifie le niveau sismique à prendre en compte dans chacune de ces zones.

Les valeurs des coefficients d'accélération de zone A sont révisées comme suit :

Groupe	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

**Tableau 1.** Coefficients d'accélération de zone sismique.

- ❖ Pour le système de portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide : Le dernier paragraphe du RPA99 a été révisé comme suit :
- ❖ « Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq (05) niveaux ou (17 m) en zone I, quatre (04) niveaux ou (14 m) en zone II- a, et trois (03) niveaux ou (11 m) en zone II- b et III».

- ❖ Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide : Le dernier paragraphe a été révisé comme suit :
- ❖ « Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser (05) niveaux ou (17 m), (04) niveaux ou (14 m) en zone II- a, trois niveaux ou (11 m) en Zone II- b et deux niveaux ou (8 m) en zone III».
- ❖ Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.
- ❖ Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois. Et les dés de calage sont interdits.
- ❖ Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.
- ❖ Exception faite pour les constructions en R+2 au maximum ou 11 m de hauteur moyenne (type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400 m<sup>2</sup>), les reconnaissances et études de sol sont obligatoires.

## **5. Organisation du mémoire**

Le contenu de ce mémoire est réparti en :

Une introduction générale et Trois partie et une conclusion générale .

La première étape de l'introduction générale consiste à exposer le contexte global, les raisons sous-jacentes et les objectifs du travail actuel.

La partie 01 contient trois chapitres :

- Le premier chapitre présente les effets des excitations sismiques sur les structures.
- Le deuxième chapitre détaille les Systèmes parasismiques traditionnels
- Le troisième chapitre présente les différents Systèmes de protection sismique par isolation à la base

La partie 02 contient Cinq chapitres :

- Au niveau du premier chapitre, on a fait L'Introduction et la présentation de l'ouvrage étudié ( une structure élancée )

- Le deuxième chapitre est montré les Descentes des charges et le Pré dimensionnement des éléments ( Dalle – poutre – Poutreau )
- Le troisième chapitre traite la stabilité sismique du cas d'étude en appliquant un système encastré à la base (contreventée par des voiles). Par la suite, les résultats de l'étude sismique de ce cas sont déduits.
- Le quatrième chapitre traite la stabilité sismique du cas d'étude en appliquant un système isolé à la base. puis, on déduit les résultats de l'étude sismique de ce cas.
- Dans Le cinquième chapitre on a établi Une étude comparative entre les résultats de l'étude sismique d'une structure contreventées par des voiles en béton armé et ceux de la même structure avec un système isolé à la base. Cette comparaison est établie en termes de période fondamentale, déplacements, accélération efforts tranchants et participation massique.

La partie 03 contient aussi les mêmes Cinq chapitres de partie 02 avec un autre type de structure (structure rigide → un hôpital ) :

- Le premier chapitre présente L'Introduction et la présentation de l'ouvrage étudié .
- Au niveau du deuxième chapitre , on a montré les Descentes des charges et le Pré dimensionnement des éléments ( Dalle – poutre – Poutreau )
- Le troisième chapitre traite la stabilité sismique du cas d'étude en appliquant un système encastré à la base (contreventée par des voiles). Par la suite, les résultats de l'étude sismique de ce cas sont déduits.
- Le quatrième chapitre traite la stabilité sismique du cas d'étude en appliquant un système isolé à la base. puis, on déduit les résultats de l'étude sismique de ce cas.
- Dans Le cinquième chapitre on a établi Une étude comparative entre les résultats de l'étude sismique d'une structure contreventées par des voiles en béton armé et ceux de la même structure avec un système isolé à la base. Cette comparaison est établie en termes de période fondamentale, déplacements, accélération efforts tranchants et participation massique.

Finalement, des conclusions sur les résultats obtenus sont établies et montrer L'importance de le système isolée dans les différents types de structure .

# **Partie I :**

## **Chapitre 1.**

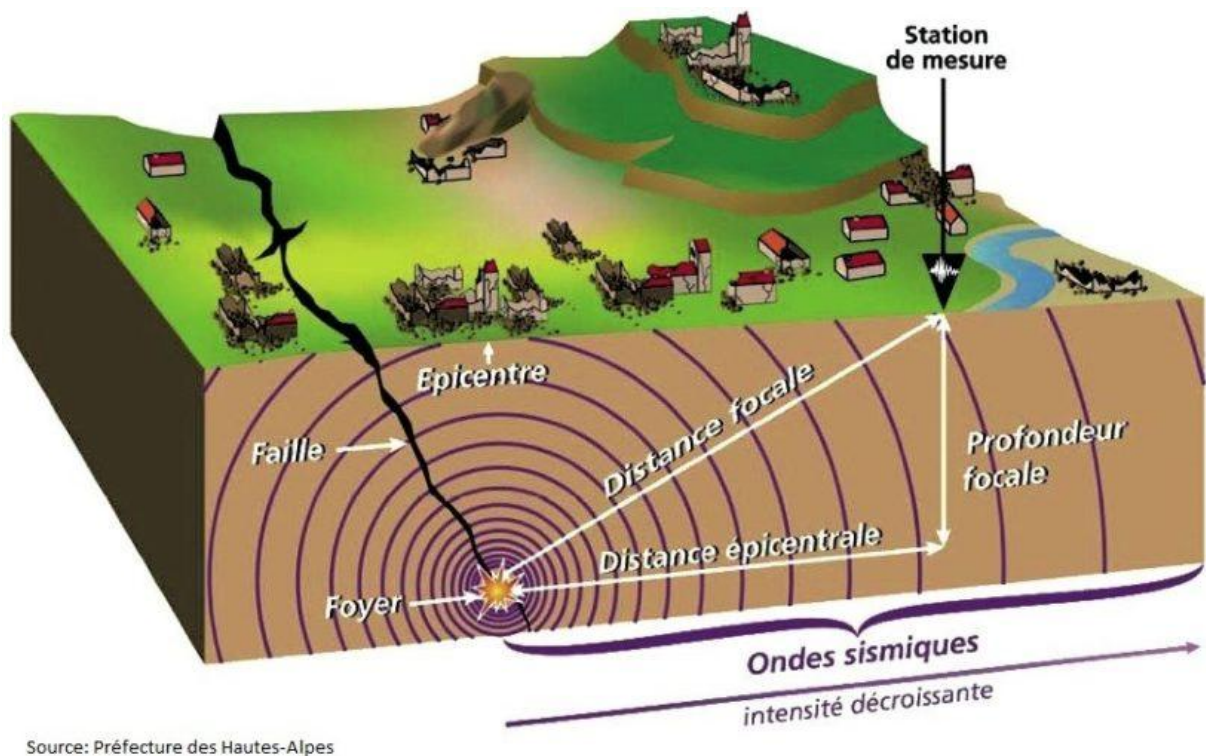
# **Effets des séismes sur les structures**

## 1. Introduction

Un tremblement de terre se manifeste par des ondulations du sol et des déplacements de la surface de la terre le long des failles. L'intensité des ondulations varie en fonction de la quantité d'énergie libérée, de la profondeur de la rupture et de la distance par rapport à l'épicentre. Dans certains cas, les mouvements du sol peuvent être modifiés par les caractéristiques géologiques locales.

Les tremblements de terre peuvent également entraîner d'autres phénomènes tels que des tsunamis, des glissements de terrain et la liquéfaction des sols.

L'épicentre est le point de la surface terrestre situé directement au-dessus de la zone de rupture.



**Figure 1.1.** Propagation des ondes sismiques dans le sol.

## 2. Effets des séismes

Les séismes sont des événements naturels qui peuvent avoir des conséquences dévastatrices sur la vie humaine, l'économie et l'environnement.

Les effets directs des séismes incluent des chutes d'objets, des effondrements de bâtiments et d'autres phénomènes induits tels que les mouvements de terrain et les tsunamis.

Ces phénomènes peuvent également causer la rupture de réseaux de gaz, ce qui peut entraîner des incendies et des explosions, provoquant ainsi un grand nombre de victimes indirectes. En outre, les séismes peuvent entraîner la destruction ou l'endommagement des habitations, des usines, des ponts, des routes, des voies ferrées et des réseaux d'énergie, d'eau et de télécommunications, ce qui peut causer des pertes économiques importantes et des perturbations de l'activité économique.

En somme, les séismes sont des événements qui doivent être pris au sérieux en raison de leur impact potentiel sur la vie humaine, l'économie et l'environnement.

### **2.1. L'effet associé à un séisme**

Les deux principaux effets associés à un séisme sont :

- La rupture des roches au niveau de la faille. Si le séisme est suffisamment important, le mouvement sur la faille peut modifier le paysage.
- Cette rupture s'accompagne de l'émission d'ondes sismique qui se propagent dans la terre jusqu'à la surface, provoquant les secousses ressenties.

Évaluer l'aléa sismique, c'est estimer la nature, la localisation et l'ampleur de ces effets qui peuvent induire des désordres et dommages sur les Installations.

L'étude des différents effets induits par des séismes passés permet donc d'obtenir des informations utiles pour estimer l'aléa sismique.

### **2.2. Dommage aux bâtiments**

Les tremblements de terre ont un impact important sur les structures et les bâtiments. Lorsque les secousses atteignent les bâtiments, ceux-ci oscillent sur leurs fondations, et cela peut causer des dommages ou même la destruction complète des bâtiments.

La gravité des dommages dépend de la magnitude du séisme, de la distance du bâtiment au foyer sismique, des caractéristiques du bâtiment, mais également des conditions du sol sous le bâtiment, qui peuvent modifier les vibrations sismiques.

Les règles parasismiques guident la construction des bâtiments pour qu'ils soient capables de résister aux secousses sismiques attendues dans la zone sismique correspondante, en utilisant des matériaux et une conception architecturale appropriés. Les bâtiments ont une fréquence naturelle d'oscillation qui dépend de leur hauteur, et lorsque cette fréquence est proche de celle des vibrations du sol pendant le séisme, le bâtiment est mis en résonance, ce qui peut entraîner une amplification des oscillations et des dommages plus importants.

### 3. Séisme de Mexique (13 septembre 1985)

Le séisme de 1985 à Mexico est considéré comme l'un des plus dévastateurs de l'histoire. Survenu le 19 septembre à 7 h 19, heure locale, il a causé la mort de près de 10 000 personnes et en a blessé 30 000 autres. La magnitude de l'événement a été mesurée à 8,2 sur l'échelle de Richter, avec un épicentre situé à environ 350 km de la côte pacifique du Mexique, dans la zone de subduction de la plaque de Cocos sous la plaque nord-américaine. Les dégâts causés par le séisme ont été monstrueux, avec des bâtiments entiers détruits et des infrastructures gravement endommagées. Ce séisme a marqué un tournant dans l'histoire de la ville de Mexico, qui a depuis lors adopté des normes de construction plus strictes et mis en place des plans d'urgence pour faire face à de tels événements.



**Figure 1.2.** Séisme du Mexique, Mexico 1985

#### 4. La sismicité en Algérie

Historiquement, L'Algérie est une région sismique très active depuis des centaines d'années, comme l'ont montré les investigations de paléo sismicité effectuées après le séisme d'El Asnam. Ces recherches ont révélé que plusieurs séismes importants avec rupture en surface ( $M_s > 6,5$ ) ont affecté la région depuis au moins 600 ans, permettant d'estimer la récurrence des événements sismiques. Les archives du CRAAG remontent l'activité sismique en Algérie du Nord au 02 janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger.

Depuis lors, de nombreux séismes se sont produits, certains étant violents et meurtriers, tels que ceux d'Orléans ville (le 09 septembre 1954), d'El Asnam (le 10 octobre 1980) de Constantine (le 27 octobre 1985), de Tipaza (le 29 octobre 1989), de Mascara (le 17 aout 1994), d'Alger (le 04 septembre 1996), de Ain Temouchent (le 22 décembre 1999, de Beni Quartilane (le 10 novembre 2000) et de Boumerdès-Alger (le 21 mai 2003).



Figure 1.3. Carte de zonage sismique algérien.

#### 5. Le comportement des constructions sous séisme

- Origine des dégradations
- Oscillations
- Effet de niveau souple
- Effet de poteau court
- Éléments non structuraux
- Autres équipements

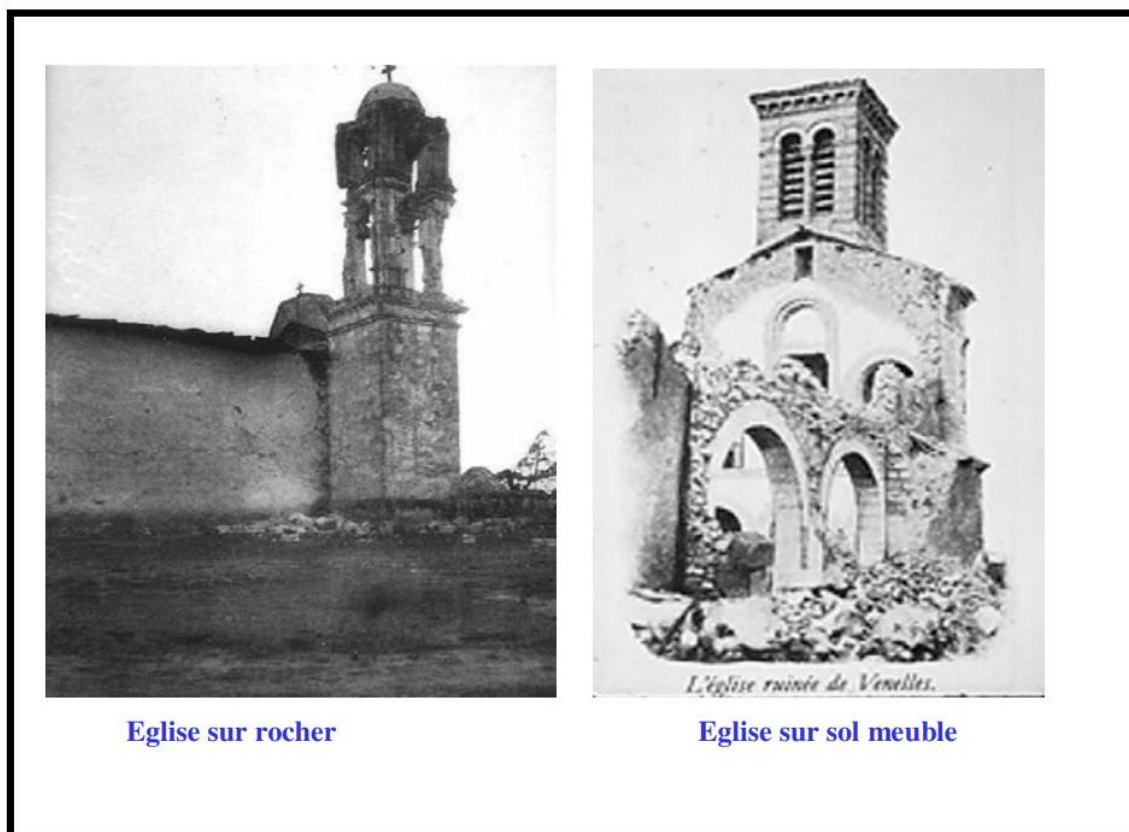


- Constructions en maçonnerie
- Construction en bois.

### 5.1. Origine des dégradations

Les principales causes de dégradation des sols sont anthropiques : agriculture intensive, déforestation, surpâturage, pollution industrielle, irrigation... Et cette dégradation risque de s'aggraver si rien n'évolue dans les pratiques agricoles et environnementales.

- Un ensemble de vibrations du sol
- Effets aggravés par la résonance du bâtiment avec le sol
- Résonance = « réponse » amplifiée par l'interaction sol-structure.



**Figure 1.4.** Dégradation d'une Eglise.



**Figure 1.5.** Dommages sismiques dus à la résonance du bâtiment avec le sol.

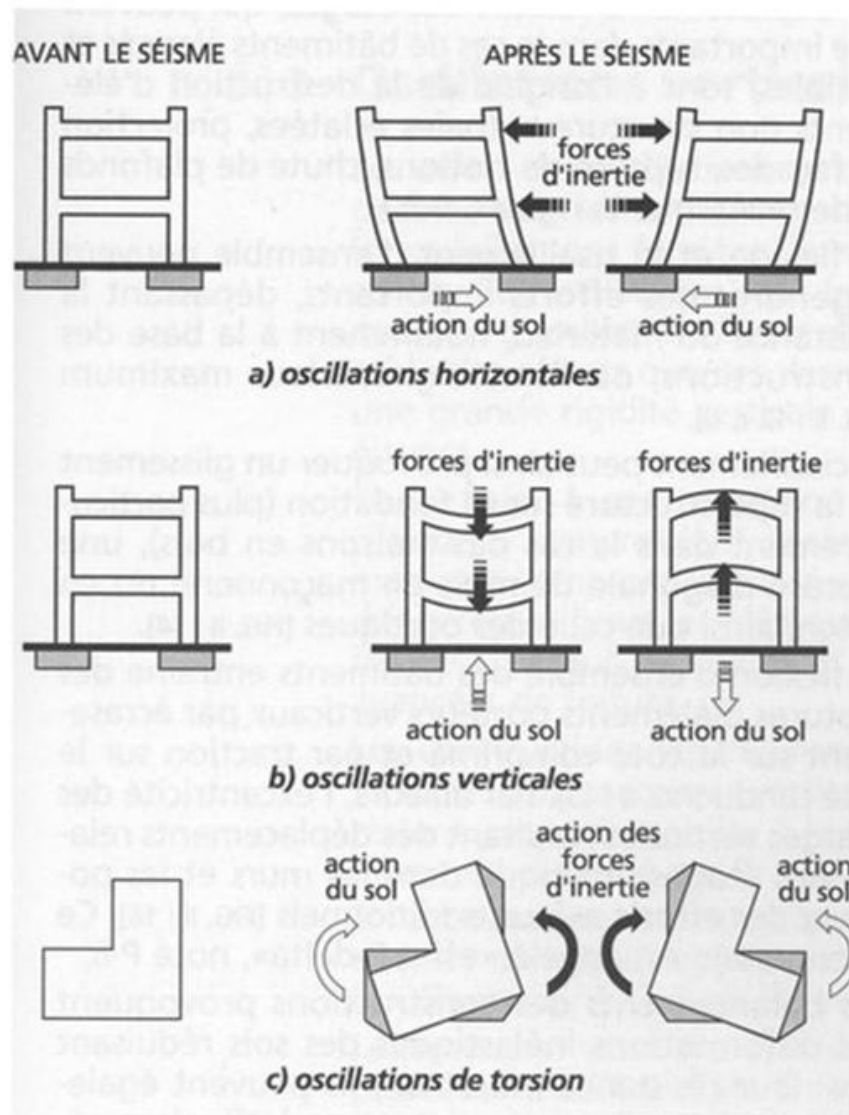
Situation de résonance :  $T_{\text{bâtiment}} = T_{\text{sol}}$

## 5.2. Oscillations

Les oscillations sont des mouvements qui se déplacent périodiquement autour d'une position d'équilibre stable. Elles peuvent être soit régulières, avec une périodicité constante, soit décroissantes, avec une diminution de l'amplitude au fil du temps. Les oscillations suivent les mêmes équations dans tous les domaines, qu'il s'agisse de mécanique, d'électricité ou d'autres domaines.

Les oscillations sont une variation périodique de grandeurs physiques telles que la position, la vitesse ou l'accélération. Le cycle d'une oscillation est le temps nécessaire pour effectuer une période complète, c'est-à-dire le temps écoulé entre deux passages successifs par la position d'équilibre.

- Sollicitations de la superstructure.
- Amplification +/- importante aux étages.



**Figure 1.6.** Oscillation verticale, horizontale et torsion

### 5.2.1. Oscillations horizontales

- Oscillations Rigidité latérale + faible / vertical : dangerosité plus importantes des oscillations horizontales / verticales.
- Types de sollicitations : flexion, traction, cisaillement et balancement
- Type d'effets : fissuration, dislocation, écrasement, projection, effondrement

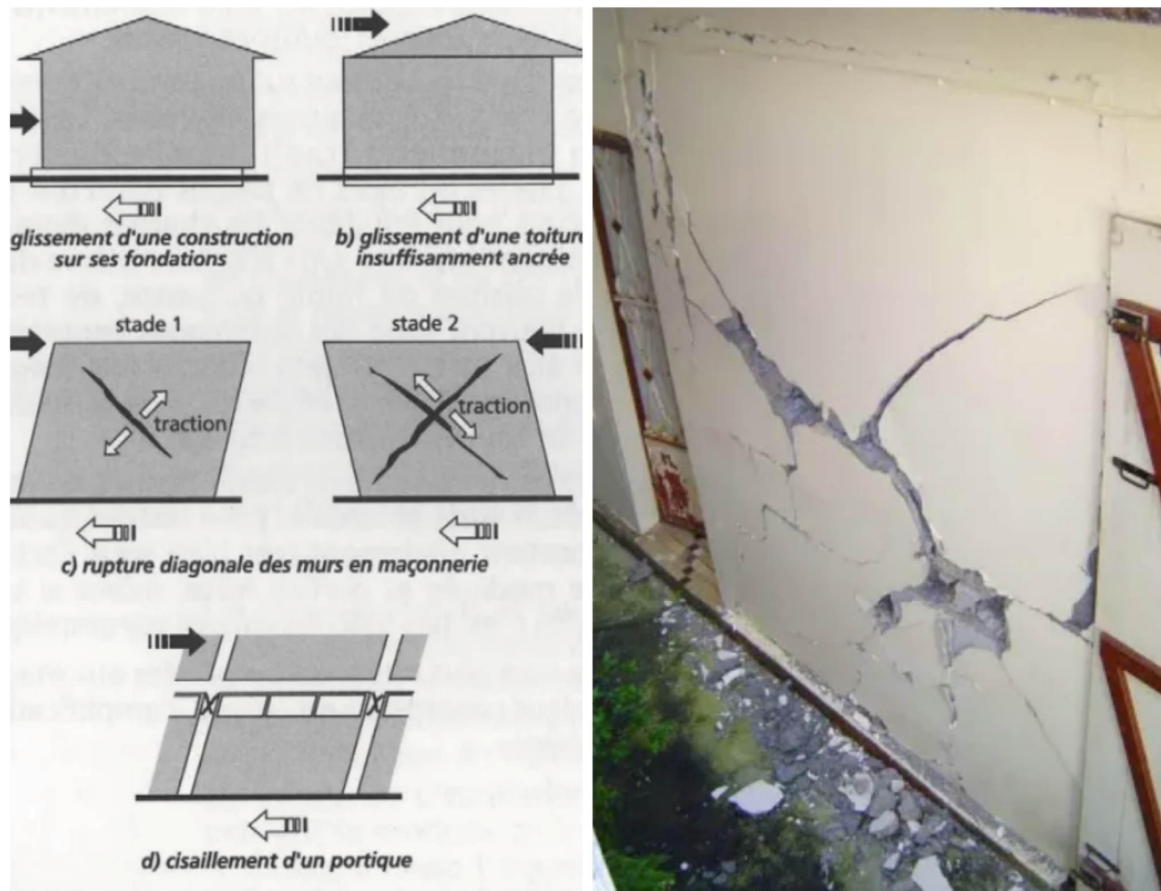
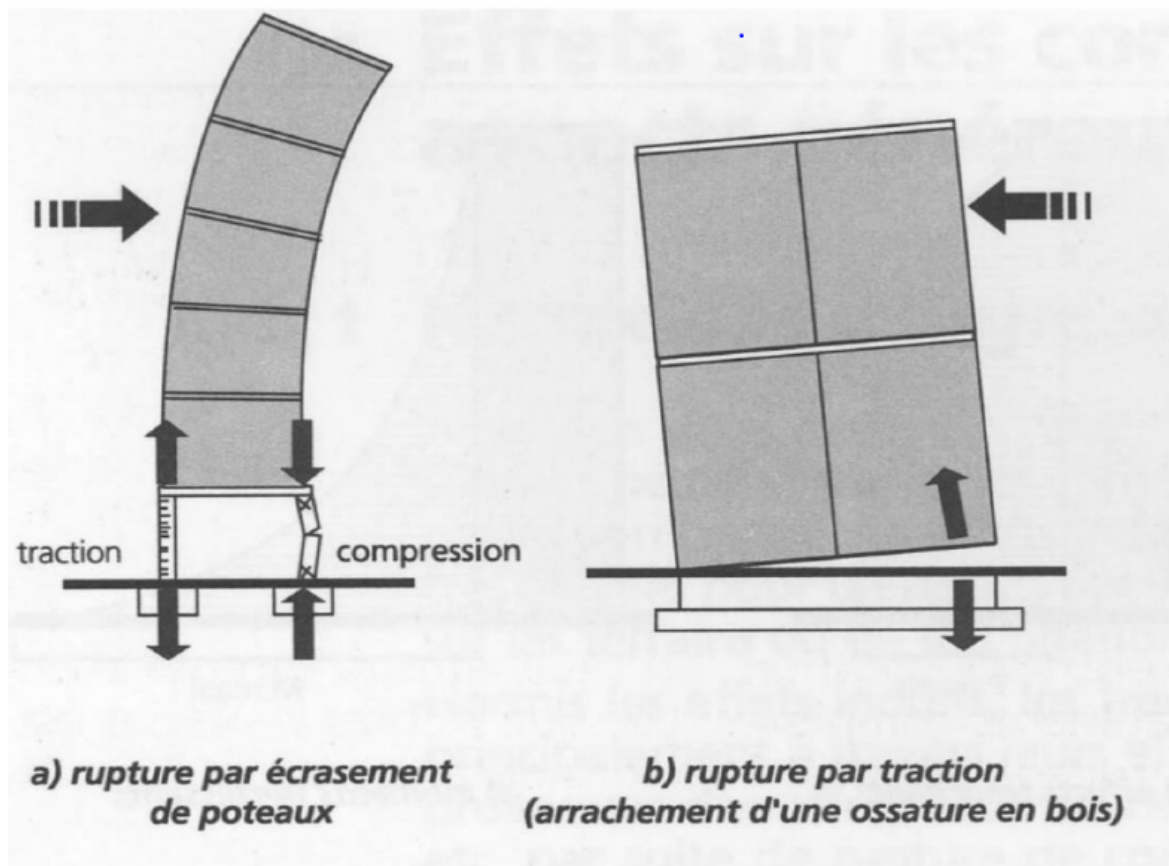


Figure 1.7. Cisaillement d'un portique.

### 5.2.2. Oscillations verticales

- Non négligeables dans les zones proches de l'épicentre
- Dangereuses pour les éléments de grande portée et les éléments en porte-à-faux.
- Types d'effets : arrachement de charpentes, projection d'équipements, balancement des constructions.



**Figure 1.8.** Oscillations verticales.

### 5.2.3. Oscillations de torsion

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, les mouvements horizontaux du sol peuvent provoquer une torsion des bâtiments dont les parties rigides ne sont pas réparties symétriquement par rapport à leur centre de gravité. Les parties les plus déformables de la structure peuvent alors se mettre à vriller autour des parties rigides. Cette torsion peut mettre en péril la stabilité de l'ensemble du bâtiment. Ainsi, tout niveau qui présente des asymétries dans la répartition de ses éléments rigides peut être vulnérable en cas de séisme. Il est donc crucial de tenir compte de ce facteur lors de la conception et de la construction de bâtiments résistants aux tremblements de terre.



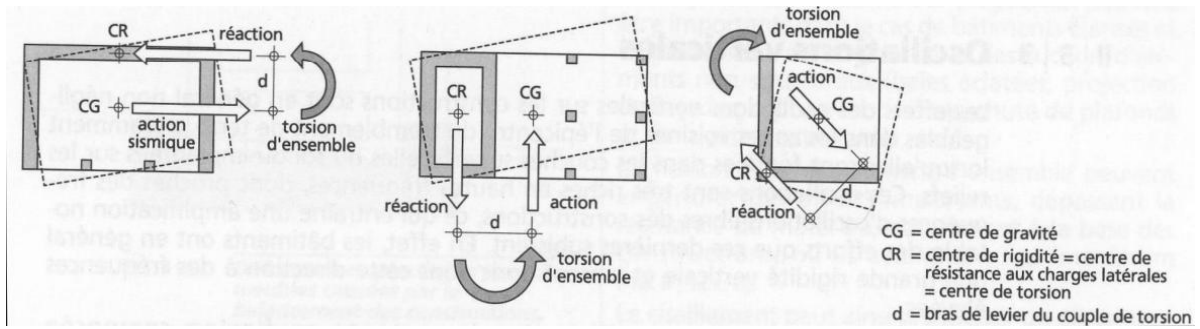


Figure 1.9. Oscillation de torsion

### 5.2.4. Oscillations différentielles

Domages dans les angles rentrants

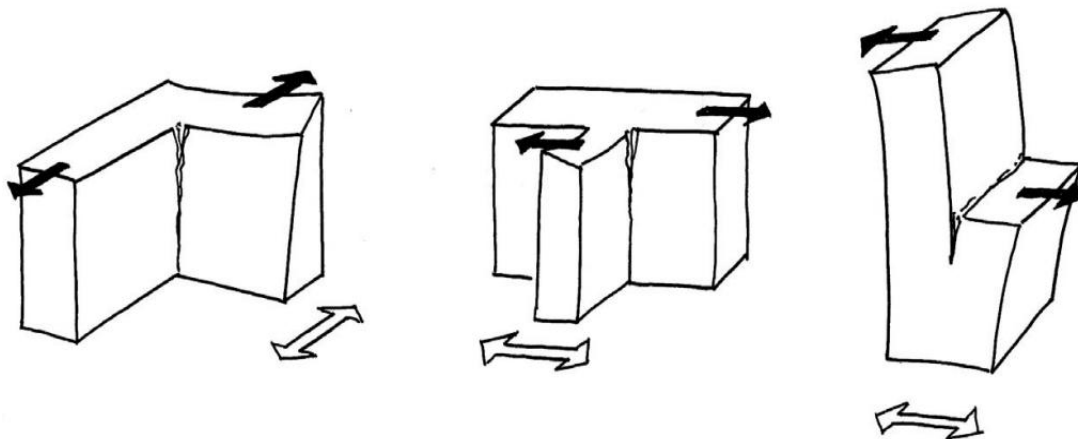


Figure 1.10. Oscillation différentielles.



Angle rentrant dans un plan horizontal



Angle rentrant dans un plan vertical

Figure 1.11. Séisme de Kobé, Japon 1985

### 5.3. Effet du niveau souple

L'effondrement fréquent d'un bâtiment peut survenir lorsque des niveaux à structure en portique sont surmontés par des niveaux plus rigides, tels que ceux à structure à murs. Cela est dû à la présence d'un niveau souple qui ne peut pas résister aux forces sismiques. Il est donc important de prendre en compte la rigidité des niveaux supérieurs lors de la conception de tout bâtiment à plusieurs niveaux.

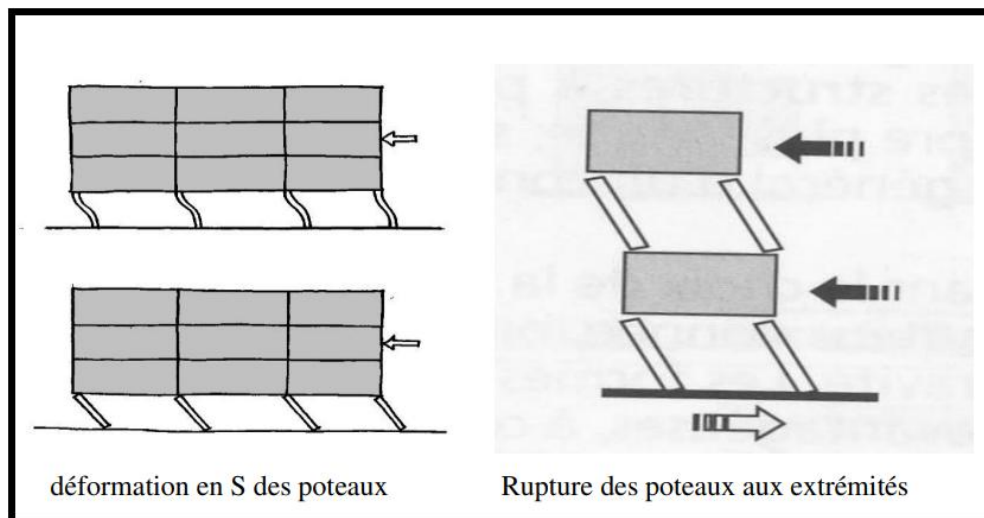


Figure 1.12. Effet de niveau souple.



Figure 1.13. Ceyhan-Misis, Turquie 1998

#### 5.4. Constructions en maçonnerie

Les constructions en maçonnerie ne conviennent pas en zone sismique, elles ont engendré beaucoup de victimes, car les joints de mortier résistent mal à la traction et au cisaillement.



**Figure 1.14.** Constructions en maçonnerie.

#### 5.5. Constructions en bois

Le bois est un matériau très prisé dans la construction, que ce soit pour des bâtiments neufs ou des rénovations. En effet, il offre une résistance accrue aux incendies et sa production a un impact environnemental limité, surtout si les essences utilisées sont locales et issues de forêts gérées de manière durable. Ainsi, de nombreux projets de construction mettent en avant l'utilisation du bois, que ce soit sous forme de bois massif ou de bois composite. Cela permet non seulement de construire des bâtiments durables, mais également d'améliorer l'empreinte carbone de l'industrie de la construction.

- Excellent comportement sous séisme
- Limiter le nombre de niveaux à R + 1
- Assurer un ancrage efficace de chaque niveau





**Figure 1.15.** Maisons en bois non effondrées malgré un important glissement de terrain, séisme d'Anchorage, Alaska 1964.

## 6. Conclusion

Les séismes catastrophiques peuvent causer des dommages considérables aux constructions, entraînant la mort de 90% des victimes. Pour lutter contre ce fléau, les ingénieurs en génie civil travaillent sur des techniques de construction parasismique, visant à renforcer les habitations pour qu'elles puissent résister aux secousses sismiques. Il est important de noter que les bâtiments construits sur vide sanitaire doivent être équipés de voiles périphériques, conformément aux exigences du RPA 99 version 2003, afin de garantir une sécurité maximale. De plus, il est crucial de prendre en compte des facteurs tels que l'asymétrie des éléments rigides et l'utilisation de matériaux durables comme le bois pour renforcer les structures des bâtiments.

# **Partie I :**

## **Chapitre 2.**

# **Systemes parasismiques traditionnels**

## 1. Introduction

Dans le but d'évaluer les performances des structures ainsi que l'efficacité des systèmes actifs et passifs, une étude comparative a été réalisée sur les réponses dynamiques d'une structure contreventée par des voiles en béton armé et d'autres systèmes de contreventement. Cette comparaison a été effectuée en termes de période fondamentale, de déplacements, d'efforts tranchants et de participation massique.

Plusieurs codes de calcul basés sur la méthode des éléments finis peuvent être utilisés pour modéliser les systèmes de contreventement, tels que SAP2000, l'ETABS et Robot, etc.

## 2. Contreventement par voiles

### 2.1. Introduction

Les voiles en béton armé sont une solution couramment utilisée pour le contreventement des bâtiments de forme rectangulaire allongée. Ces voiles, qui sont disposés transversalement aux bâtiments, transmettent les charges verticales sans nécessiter de renfort par des poteaux. Ils assurent ainsi la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments avec une grande économie de moyens.

Cette solution est particulièrement avantageuse pour les entreprises équipées de banches et de coffrages-tunnels. Le contreventement longitudinal des bâtiments peut également être obtenu grâce à des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux.

Ces voiles ne sont généralement prévus que dans certaines travées, et pour éviter les variations dimensionnelles dues au retrait et à la température, il est recommandé de les disposer dans des travées voisines du centre des bâtiments plutôt qu'à une extrémité, en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités.

### 2.2. Définition des voiles

Les voiles en béton armé sont des éléments verticaux à deux dimensions qui peuvent jouer un rôle crucial dans le contreventement des bâtiments. Bien que leur raideur hors plan soit négligeable, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-

vis des forces horizontales dans leur plan. Cependant, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales dans la direction perpendiculaire à leur plan. [1]

Pour assurer une résistance suffisante aux forces horizontales, les éléments de contreventement doivent être superposés sur toute la hauteur du bâtiment, en les faisant continuer des fondations jusqu'au sommet. Si des retraits sont présents à différents niveaux, les éléments de contreventement doivent être continus jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment. [2]

### 2.3. Dimensionnement

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

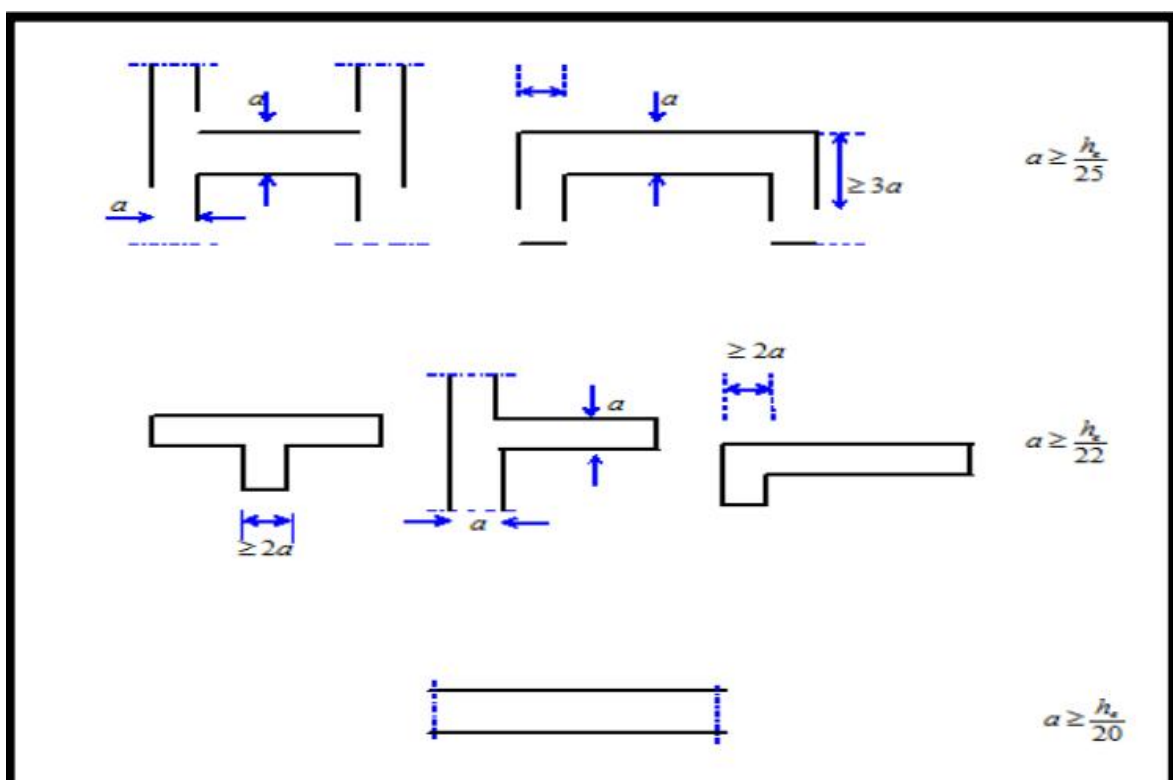


Figure 2.1. Pré dimensionnement des voiles.

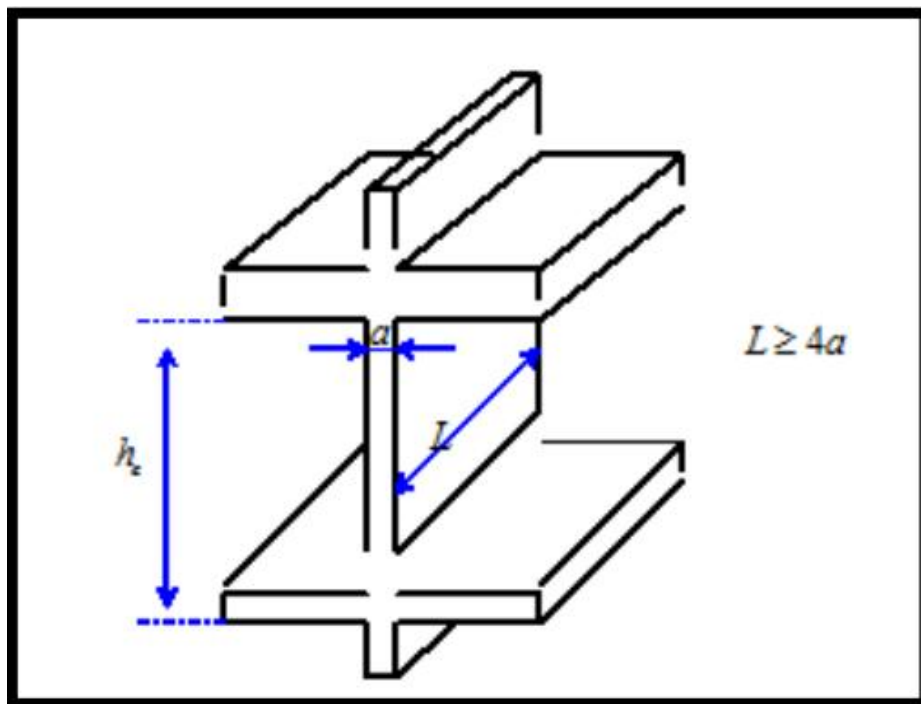


Figure 2.2. Dimensions des voiles.

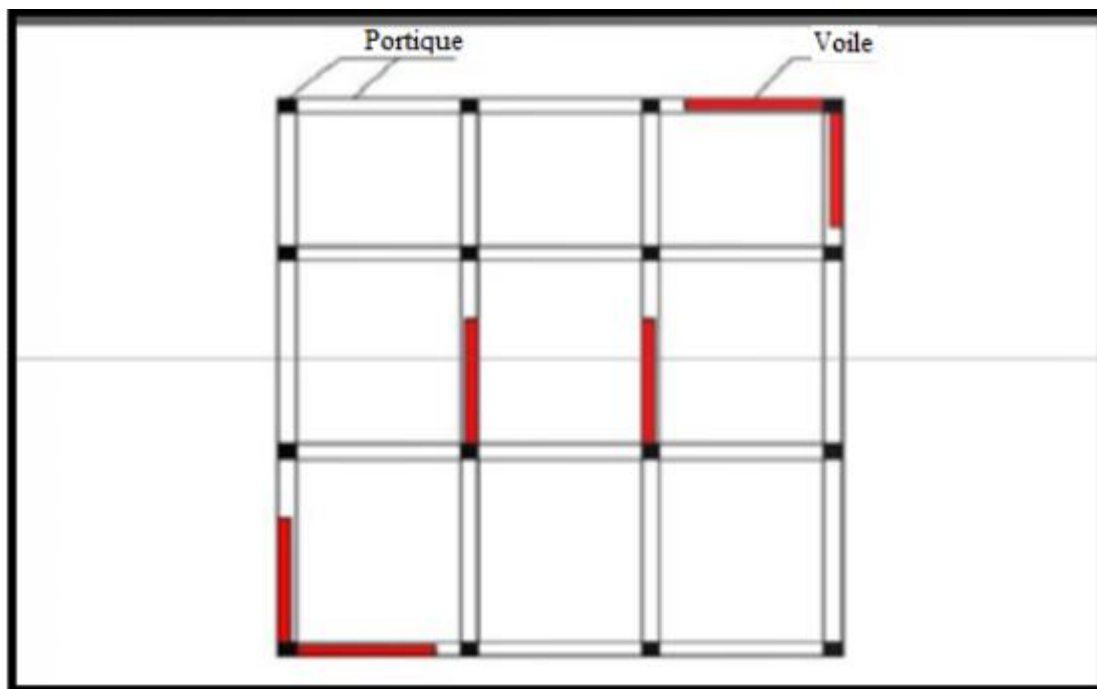
## 2.4. Classification des structures avec voiles

Vue la grande variété des constructions des voiles, on peut fournir une classification pratique. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées : [7]

### 2.4.1. Structure mixte

Il existe plusieurs solutions mixtes pour le contreventement d'un bâtiment, qui utilisent simultanément plusieurs techniques. Cependant, la difficulté principale est de définir comment répartir les forces horizontales entre les différentes parois de contreventement, qui peuvent avoir des déformabilités très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

Enfin, le contreventement longitudinal d'un bâtiment de forme rectangulaire allongée peut très bien être assuré différemment du contreventement transversal. [7]



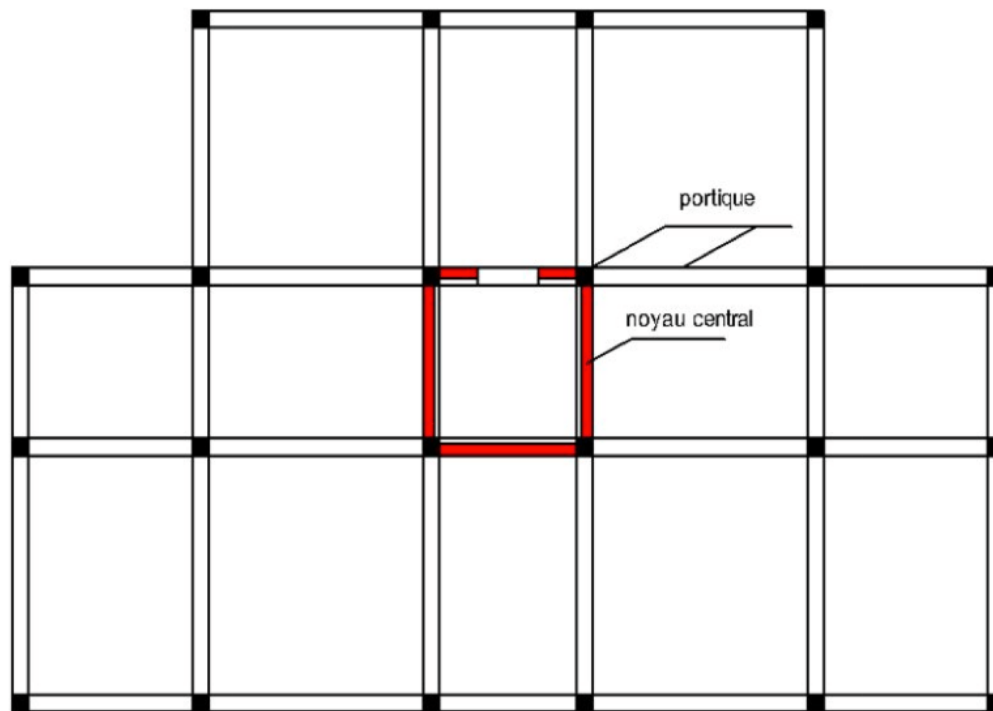
**Figure 2.3.** Structure mixte.

#### 2.4.2. Structure à noyau central

Les murs en béton sont souvent utilisés comme noyau de stabilité dans les bâtiments en raison de leur capacité à résister aux charges verticales et horizontales, telles que les forces du vent. Les éléments verticaux situés autour du noyau ne sont pas soumis aux forces horizontales, à l'exception des ossatures de façade dans certains cas.

Les bâtiments avec des noyaux de stabilité en béton peuvent également comporter des poutres et des poteaux métalliques pour les parties périphériques. Les calculs nécessaires pour déterminer la répartition des charges entre les différents voiles de béton dans chaque direction sont similaires à ceux utilisés pour les voiles en béton armé.

Il est important d'étudier la résistance des éléments de voiles situés dans le même plan pour assurer la stabilité de la structure. [7]



**Figure 2.4.** Structure à noyau central.

### 2.4.3. Structure uniquement à murs porteurs

Les murs individuels dans un bâtiment peuvent être soumis à différents types de déplacements tels que des déplacements axiaux, de translation et de torsion. La contribution de chaque mur à la résistance des moments de renversement, des forces de cisaillement et de torsion dans chaque étage dépend de sa configuration en plan, son orientation géométrique et son emplacement dans le plan de l'édifice.

Les emplacements des murs de contreventement sont généralement dictés par des impératifs fonctionnels et peuvent être facilement utilisés pour la résistance à une force latérale. En optimisant la résistance sismique, les concepteurs de structures peuvent conseiller les architectes sur les endroits les plus souhaitables pour les murs de contreventement.

La stratégie de disposition des murs de contreventement vise à distribuer uniformément les déformations inélastiques sur tout le plan de la construction plutôt que de les concentrer sur quelques murs. Les considérations structurelles majeures pour les murs porteurs incluent la symétrie, la rigidité, la stabilité de torsion et la capacité disponible de renversement des fondations. [8]

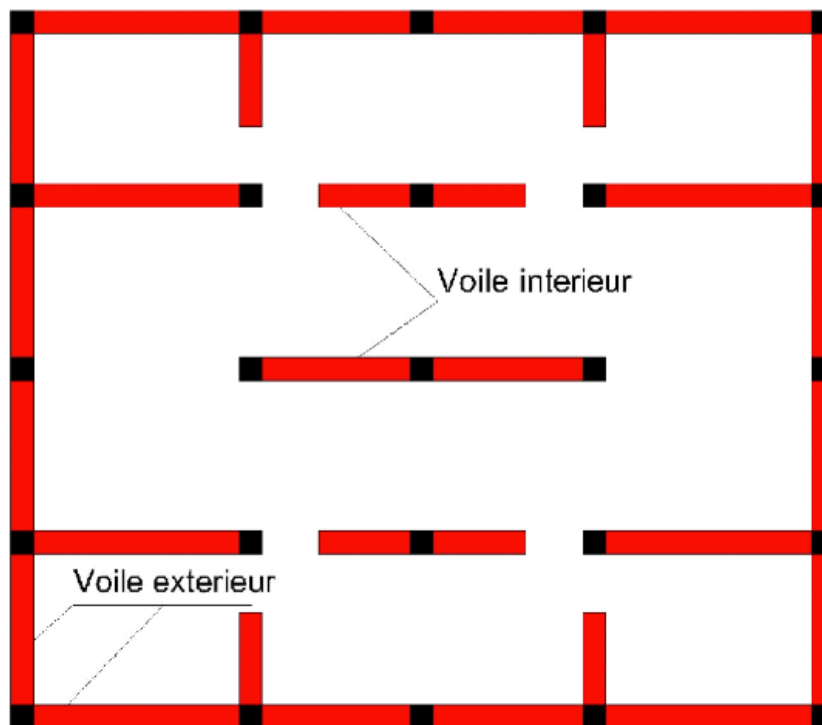


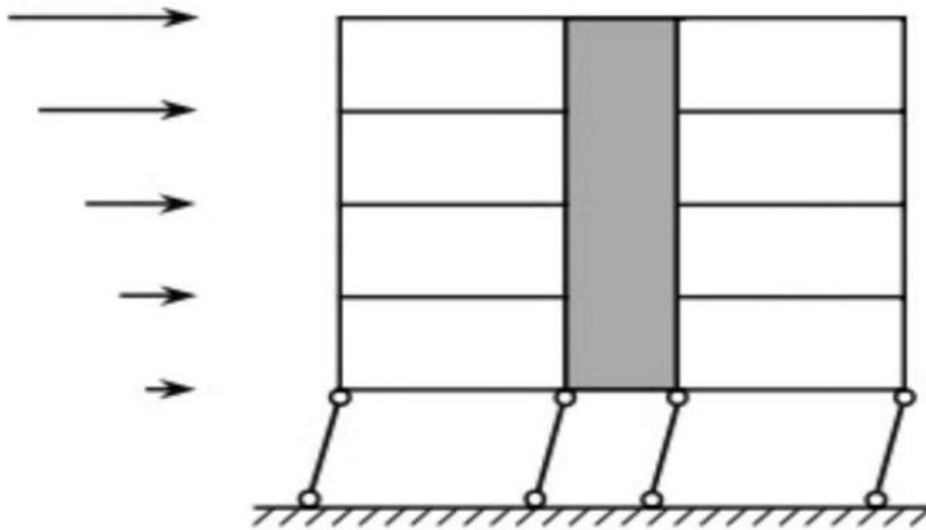
Figure 2.5. Structure uniquement à murs porteurs.

## 2.5. Règles de conception parasismiques des voiles

### 2.5.1. Eviter les rez-de-chaussée flexibles

Lorsqu'un bâtiment est soumis à un tremblement de terre, son effondrement peut souvent être attribué au fait que le rez-de-chaussée est ajouré et ne comprend que des colonnes porteuses, tandis que les étages supérieurs sont bien contreventés. Cela crée un niveau "souple" et flexible dans le plan horizontal, ce qui rend les colonnes incapables de suivre les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester en place. Des déformations plastiques, appelées "rotules plastiques", apparaissent aux extrémités des colonnes, déclenchant un mécanisme redouté appelé "de colonnes" ou "d'étage", qui se traduit par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des colonnes. Cela peut entraîner un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable. Il est donc important de veiller à la continuité du contreventement, en utilisant des murs en béton pour la stabilisation transversale et longitudinale, et en les plaçant dans des baies voisines pour éviter les variations dimensionnelles. [3]

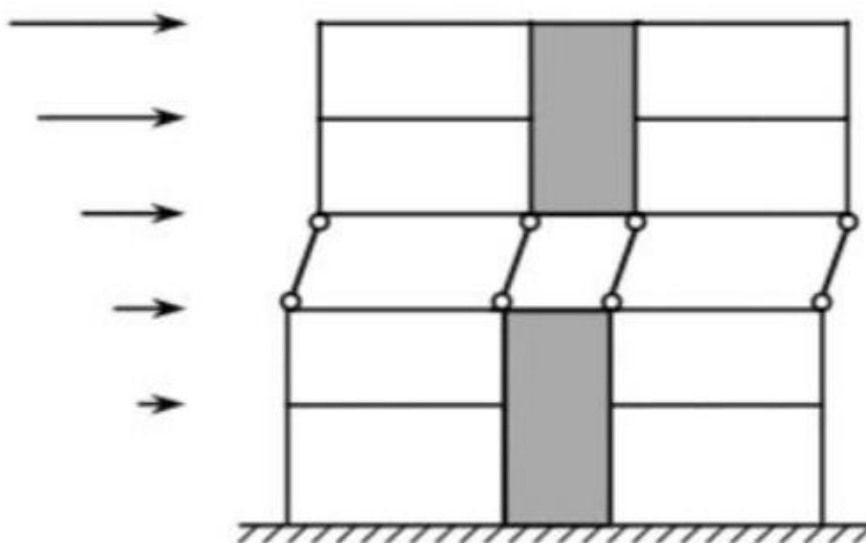




**Figure.2.6.** Rez-de-chaussée flexible.

### 2.5.2. Eviter les étages flexibles

Un étage peut également être plus flexible que les autres s'il est équipé de contreventements moins résistants ou que ces dispositifs font totalement défaut. Il arrive aussi que la résistance ultime dans le plan horizontal soit fortement réduite à partir d'une certaine hauteur dans toute la partie supérieure du bâtiment. Un tel ouvrage est également exposé au redouté mécanisme de colonnes (ou d'étage). [8]



**Figure 2.7.** Étage flexible

### 2.5.3. Eviter les contreventements dissymétriques

En plan, tout bâtiment possède un centre de masse  $M$  (« centre de gravité » de toutes les masses) où agit la résultante des forces d'inertie mises en jeu, et un centre de rigidité  $S$  (centre de torsion). Si le centre de résistance ne coïncide pas avec le centre de masse, qu'il est décentré, le bâtiment subit une torsion autour du centre de rigidité lorsque survient un tremblement de terre. [3]

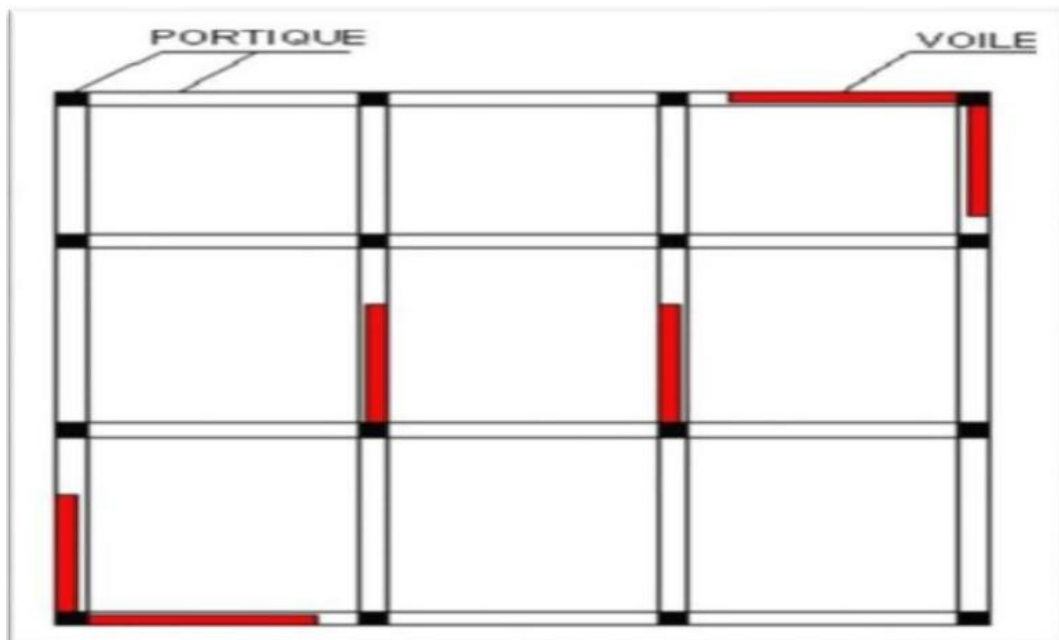
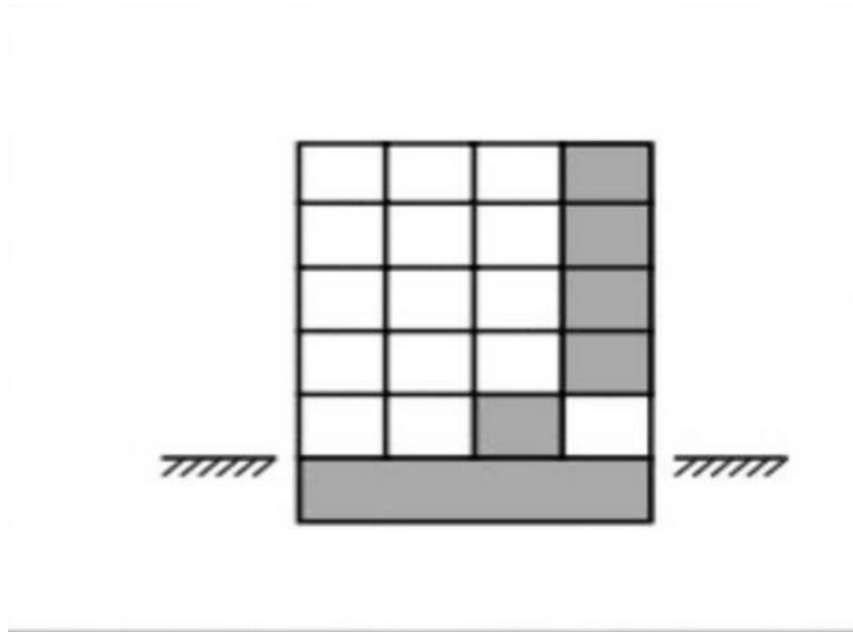


Figure 2.8. Contreventement dissymétrique.

### 2.5.4. Eviter les contreventements décalés

Les contreventements sont décalés (dans leur plan, ou hors du plan) lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les décalages perturbent la transmission des efforts (Tranchants et moments fléchissant), réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité (aptitude à se déformer plastiquement) des contreventements et augmentent la vulnérabilité de l'ouvrage et réduisent notablement sa tenue au séisme dans la plupart des cas. [3]



**Figure 2.9.** Contreventement décalé.

### 2.5.5. Les sauts de rigidité et de résistance causent des problèmes

En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale. [4]



**Figure 2.10.** Sauts de rigidité et de résistance.

## 2.6. Les avantages des voiles

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non-structuraux et quelques poteaux existants.
- Elles permettent de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas de panneaux de remplissage. [8]

## 2.7. Inconvénients des voiles

- Se prête beaucoup moins à une architecture plus classique et traditionnelle.
- Ne résiste pas à la force de traction.
- La corrosion des armatures. [8]

## 2.8. Conclusion partielle

Les bâtiments réalisés par des voiles en béton armé ont montré un excellent Comportement sous l'action sismique, même lors de tremblements majeurs. Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voiles présentent en zone sismique plusieurs avantages.

# 3. Contreventement par triangulations

## 3.1. Introduction

Dans le monde de la construction, les contreventements sont des superhéros qui assurent la stabilité des structures face aux forces horizontales comme les tremblements de terre, le vent, et les chocs. Ils sont souvent réalisés à l'aide de barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs, comme les poteaux et les poutres, pour former des poutres à treillis. Ces dernières peuvent résister aux forces horizontales dans leur plan et agir de préférence aux nœuds. Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables et réduisent les dommages causés aux éléments non structuraux. En bref, les contreventements sont des éléments clés pour assurer la stabilité et la sécurité des bâtiments.

### 3.2. Types de contreventements en triangulation

L'existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement parmi lesquelles on peut citer :

#### 3.2.1. Ossatures avec triangulation à barres centrées

Les « bracing elements », ou ossatures avec triangulation à barres centrées, sont essentielles pour garantir la stabilité et la sécurité des bâtiments contre les forces horizontales telles que les tremblements de terre, les vents violents et les impacts. Ces éléments sont constitués de barres triangulées qui relient les éléments porteurs tels que les poteaux et les poutres, formant ainsi des poutres treillis capables de résister aux forces horizontales et de réduire les dommages aux éléments non-structuraux. Il existe de nombreuses topologies possibles de treillis, mais une bonne topologie garantit la stabilité de l'ossature même si toutes les diagonales comprimées sont enlevées. Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont également très rigides et économiques à construire. Cependant, si le mécanisme de ruine implique la plastification ou le flambement des poteaux de l'ossature, aucune dissipation stable d'énergie n'est possible. En fin de compte, les bracing elements agissent comme des super-héros de la construction, assurant la sécurité et la stabilité des bâtiments contre les forces horizontales. [3]

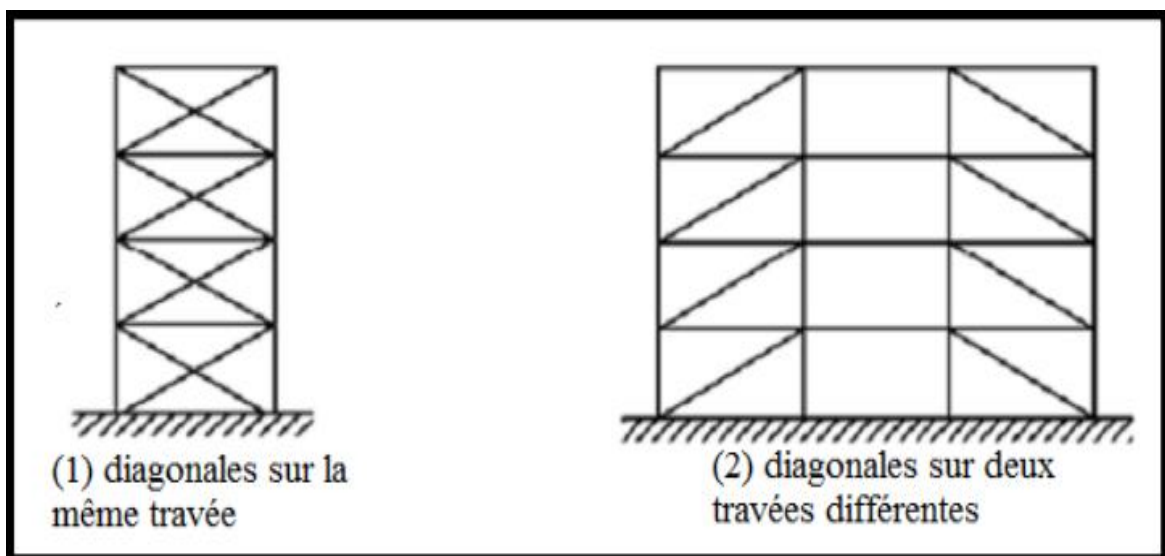


**Figure 2.11.** Ossatures en bois triangulées.

On distingue les types d'ossatures avec triangulation à barres centrées suivants :

### 1) Contreventement en X (croix de Saint André)

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée. Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales. Ce type de triangulation peut être en triangulation en X « croix de St André », ou d'autres géométries. L'installation dans un cadre d'une diagonale permet de le rigidifier. Pour assurer la stabilité du panneau dans les deux sens, il conviendra de tenir compte de la résistance à la compression de la diagonale ou des disposer une autre diagonale inversée dans le même panneau (contreventement en X) Toute forme de triangulation est admissible, si les barres travaillant en compression résistant au flambement dans le cas d'un contreventement en croix. [10]



**Figure 2.12.** Contreventements diagonaux.



**Figure 2.13.** Contreventement en X (croix de Saint André) en charpente métallique.

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation des ouvertures dans les pans de contreventement. On peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages. La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile. [10]

#### **a) Analyse des ossatures à triangulation en X**

L'analyse standard s'effectue en considérant que :

- Sous charge gravitaire, seules les poutres et poteaux sont présents dans le modèle.
- Sous l'action sismique, seule la diagonale tendue est présente dans le modèle.

Comme la stabilité est réalisée en ne considérant que les diagonales tendues, qui ne sont pas sujettes à l'instabilité, l'analyse des contreventements en X et en tenant compte aussi des diagonales comprimées peut être analysée par une analyse non linéaire statique ou dynamique, tenant compte des résistances des diagonales avant et après flambement sous des sollicitations cycliques et élasto-plastiques. [10]

## b) Assemblages des diagonales dans les triangulations en X

Si les assemblages sont boulonnés, des pièces additionnelles, telles que plats soudé rapportés ou cornières (voir Figure 3.14), sont toujours nécessaires pour assurer la sur-résistance requise.

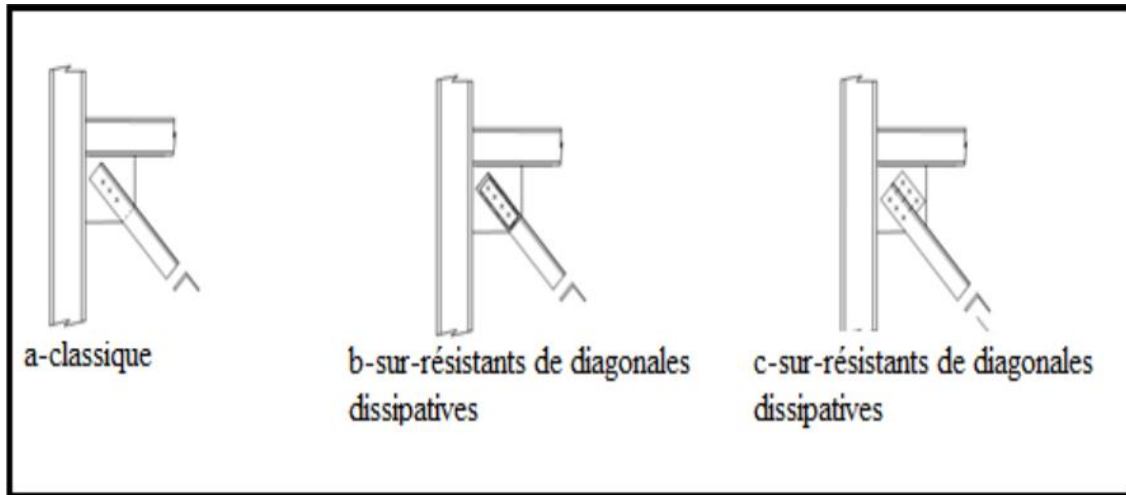


Figure 2.14. Assemblages boulonnés

## 2) Contreventement en V : (bâtiment en acier)

Dans lesquelles la résistance aux forces horizontales demande de considérer à la fois les diagonales tendues et comprimées. Ce type de triangulation est moins dissipatif, car les barres comprimées flambent, mais il possède une certaine ductilité si les poutres sont dimensionnées sans considérer leurs appuis sur le V pour l'action gravifique.

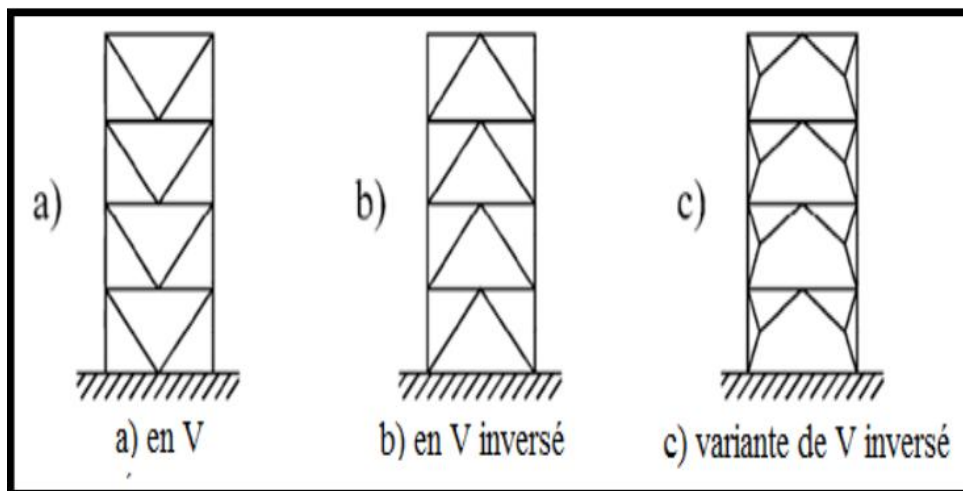


Figure 2.15. Contreventement en V.



Les ossatures à triangulation en V ont une topologie très voisine de certaines ossatures avec triangulation à barres excentrées ; l'auteur de projet qui recherche une structure à la fois raide et dissipative pourrait utilement préférer cette dernière topologie. [10]

### a) Analyse des ossatures à triangulation en V

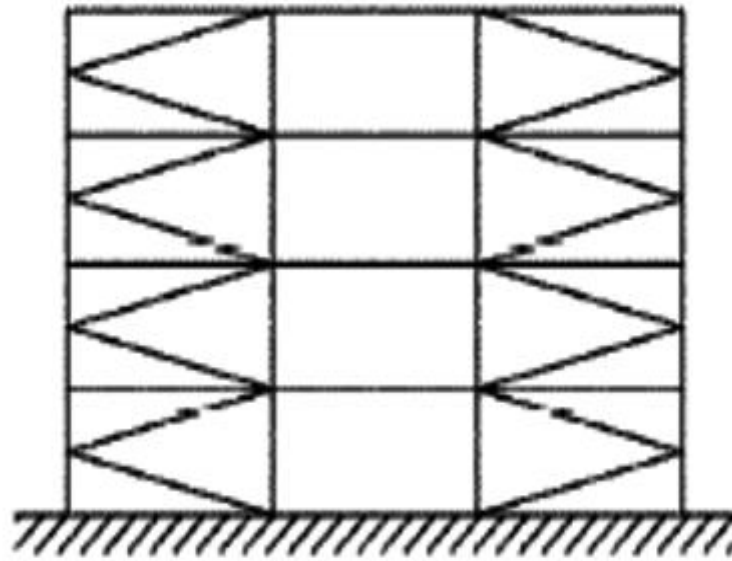
L'analyse standard s'effectue en considérant que :

- Sous charge gravitaire, seules les poutres et poteaux sont présents dans le modèle.
- Sous l'action sismique, le modèle comprend à la fois la diagonale tendue et la diagonale comprimée.

Comme les diagonales comprimées participent à la stabilité de l'ossature, mais qu'elles n'ont pas une capacité de dissipation d'énergie par déformation plastique élevée, on attribue aux ossatures à triangulation en V un faible coefficient de comportement[10]

### 3) Contreventement en K

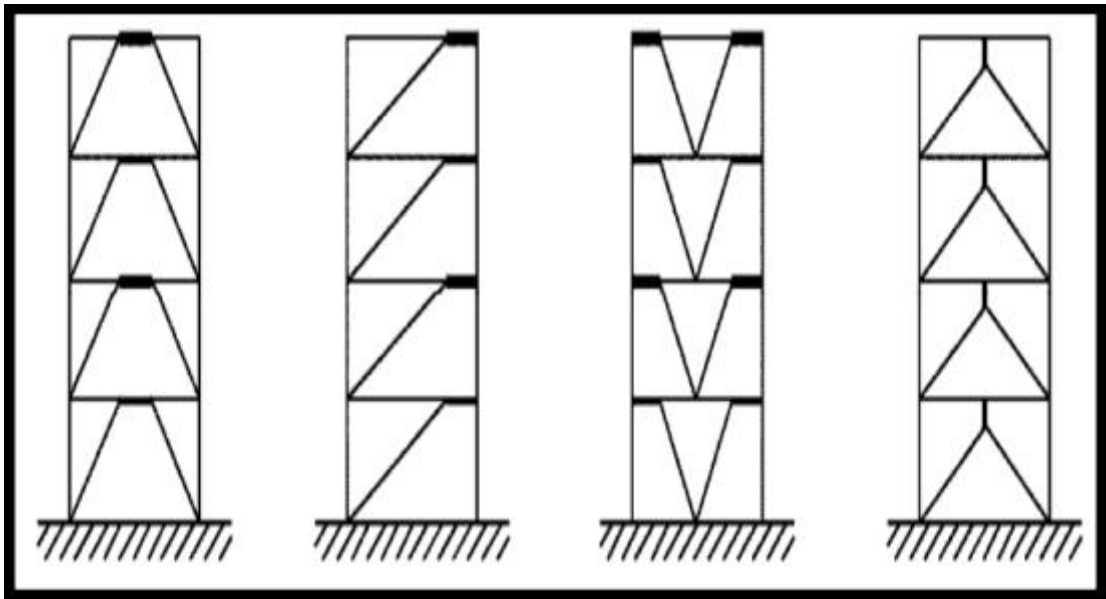
Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif, parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques, vu que l'intersection des barres de contreventement, se situe au niveau des poteaux et non des poutres, provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure. [10]



**Figure 2.16.** Contreventement en K

### 3.2.2. Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Les structures à ossature triangulée avec des barres excentrées sont des types de structures qui sont principalement conçues pour résister aux forces horizontales. Elles sont constituées d'éléments soumis à des efforts normaux, mais leur configuration excentrique entraîne l'apparition de rotules plastiques en flexion ou de panneaux cisailés plastiquement sous des charges inférieures à celles requises pour atteindre la charge limite des barres en traction ou compression. Les tronçons sismiques de ces structures dissipent l'énergie par flexion cyclique ou cisaillement cyclique, deux mécanismes très dissipatifs, offrant ainsi une combinaison de raideur et de dissipativité. Ces structures peuvent avoir différentes configurations, certaines proches des types de treillis centrés décrits ci-dessus. [9]



**Figure 2.17.** Ossatures avec triangulation à barres excentrées.



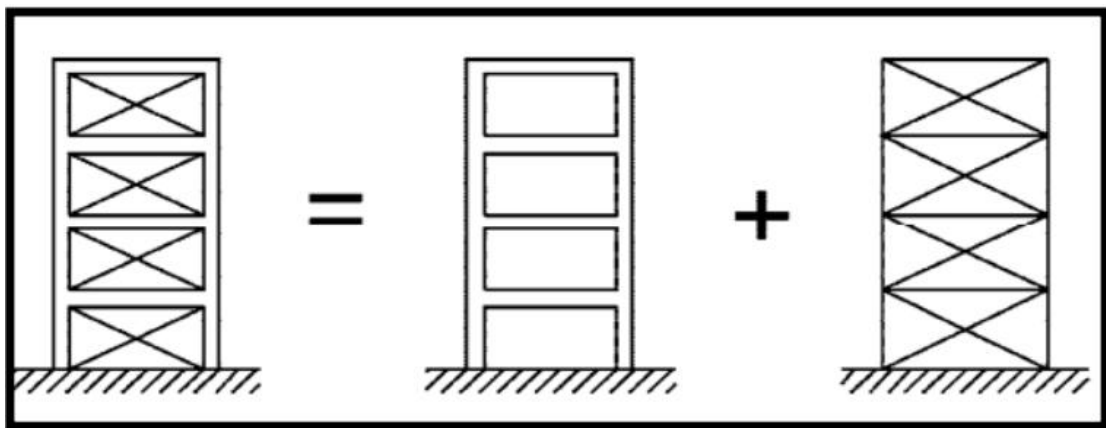
**Figure 2.18.** Ossatures avec triangulation à barres excentrées en V inversé.

### 3.2.3. Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées

Les structures triangulées avec des barres excentrées sont conçues pour résister aux forces horizontales et ont des éléments capables de supporter des forces normales tout en ayant des charnières ou panneaux plastiques qui peuvent apparaître sous des charges plus faibles. Les sections sismiques de ces structures dissipent l'énergie par flexion ou cisaillement cyclique, offrant une combinaison de rigidité et de dissipation. Il existe différentes configurations de

ces structures, certaines similaires aux types de treillis centrés décrits précédemment. Les structures combinant des portiques et des triangulations centrées agissant dans la même direction sont dimensionnées en utilisant un coefficient unique et permettent de combiner rigidité et dissipation.

Les forces horizontales sont réparties en proportion de leur rigidité relative, la structure la plus rigide reprenant l'effort le plus important. Les diagonales contribuent à la reprise des actions gravitaires et apportent de la rigidité à cette reprise de charge. [9]



**Figure 2.19.** Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées.

### 3.3. Localisation en élévation

- La disposition des panneaux de contreventement doit conférer à chaque niveau une rigidité comparable (translation et torsion) : homogénéité en nombre, en nature et en localisation.
- L'idéal est de superposer les panneaux de contreventement pour constituer des consoles verticales suffisamment larges, avec un avantage à les disposer dans les angles du bâtiment.
- Il est impératif que tous les niveaux soient contreventés (pas de niveau flexible).
- Les panneaux non superposés doivent sur leur ensemble occuper une grande largeur dans chaque direction du bâtiment. [8]

### 3.4. Avantage de triangulation

- Préservation des bâtiments historiques (minimiser la modification / destruction des immeubles).
- Maintenir la fonctionnalité (le bâtiment reste opérationnel après un tremblement de terre).
- Conception économique.
- Protection de l'investissement (perte économique à long terme réduit).
- Protection du contenu (La valeur du contenu peut être de plus de structure).

### 3.5. Inconvénients de triangulation

- Il convient d'éviter de solliciter au cisaillement des poteaux.
- Il ne travaille pas en compression.
- Fatigue sous les efforts alternés et dissipent très peu d'énergie.
- Parfois, pose le problème dans la réalisation des ouvertures.

## 4. Conclusion

Il est important de noter que les structures de contreventement par triangulation peuvent prendre deux formes : centrées ou excentrées. Bien qu'elles soient plus rigides que les structures à cadres autostables, elles présentent une déformabilité moindre. De plus, ces structures ont l'avantage de causer moins de dommages aux éléments non structuraux en cas de séisme. En somme, les structures de contreventement par triangulation sont une option à considérer pour les projets nécessitant une combinaison de rigidité et de sécurité en cas de force horizontale.

# **Partie I :**

## **Chapitre 3.**

# **Systemes de protection sismique par isolation à la base**

## 1. Introduction

Lorsqu'un séisme se produit, il transmet à la structure une quantité considérable d'énergie, entraînant des dommages aux éléments structurels et à leurs équipements. Les stratégies conventionnelles de conception parasismique, telles que l'incorporation de murs en béton armé ou d'autres systèmes de contreventement traditionnels, n'ont pas réussi à protéger efficacement les structures contre les séismes violents. Cependant, les chercheurs sont convaincus que la flexibilité face aux tremblements de terre constitue la meilleure solution pour absorber une grande quantité d'énergie sismique. Cette idée peut être mise en œuvre avec succès grâce à une nouvelle technologie appelée isolation sismique.

La protection sismique par isolation à la base est une méthode efficace pour prévenir les dommages causés par les tremblements de terre aux bâtiments. Cette technique consiste à isoler la structure du bâtiment du sol en utilisant des dispositifs d'isolation placés à la base, ce qui permet de réduire significativement les forces sismiques subies par le bâtiment.

Contrairement aux conceptions parasismiques classiques qui se basent sur la résistance et la ductilité des éléments structuraux pour faire face aux forces sismiques et dissiper l'énergie sismique afin d'éviter l'effondrement des structures en cas de séisme, l'approche de l'isolation sismique vise à réduire les dommages causés par les forces sismiques horizontales transmises à la structure.

## 2. Historique du développement de l'isolation à la base

Le concept d'isolation à la base est une technologie largement acceptée aujourd'hui, tant d'un point de vue théorique que technologique. Des exemples historiques tels que de vieux bâtiments et des églises en Turquie démontrent l'efficacité naturelle de structures isolées. Ces structures étaient construites sur une épaisse couche de sable, ce qui leur conférait une protection exceptionnelle malgré des siècles de sollicitations sismiques. [6]

En 1909, un médecin du nom de Calantarients déposa un brevet pour une maison parasismique à Scarborough, en Angleterre. Ce bâtiment utilisait des couches de talc pour isoler les murs et les planchers des vibrations du sol. Il semble que le docteur Calantarients ait pris connaissance d'une technique japonaise développée 25 ans auparavant.

En 1929, Robert Wadislav de Montalk et de Wellington, en Nouvelle-Zélande, déposa un brevet pour une technique consistant à insérer une plate-forme entre la base d'un bâtiment et sa fondation au sol. Cette plate-forme était composée de matériaux absorbants ou minimisant les chocs afin de maintenir la structure intacte.

Le premier concept d'isolation consistait à placer toute la structure sur des appuis à rouleaux, éliminant ainsi toute transmission de force horizontale à la structure. Cependant, ce système ne pouvait pas supporter des charges telles que le vent. Par conséquent, un système similaire n'est pas acceptable. La première utilisation du caoutchouc dans une application de protection parasismique à la base a été réalisée dans une école élémentaire à Skopje, en ex-Yougoslavie.[6]

### 3. Théorie de l'isolation à la base

#### 3.1. Principes de base

L'isolation sismique vise à modifier les caractéristiques dynamiques d'une structure pour réduire les efforts et les déformations dans les éléments structuraux clés. Cette modification s'effectue en modifiant l'une ou plusieurs des trois propriétés principales qui déterminent la réponse dynamique de la structure : la rigidité, la masse et l'amortissement. Dans le cas de l'isolation sismique à la base, le principe consiste à concentrer les déplacements lors d'un séisme dans des éléments flexibles appelés "isolateurs", afin de réduire ou éliminer la demande de ductilité pour les éléments structuraux principaux. La flexibilité permet également de dissocier le mouvement du sol de celui de la structure, ce qui réduit la transmission de l'énergie à la structure et diminue les efforts et les déformations internes. Pour les sollicitations dynamiques généralement provoquées par les séismes, au-delà d'une certaine valeur de la période, une augmentation de celle-ci entraîne une diminution des efforts et une augmentation des déplacements. Une augmentation du niveau d'amortissement dans la structure réduit l'amplitude des déplacements et des efforts sismiques. [5]

L'isolation sismique réduit la demande sismique sur une structure en augmentant sa flexibilité latérale. Cette augmentation de flexibilité est directement liée à l'augmentation de la période fondamentale de la structure. Dans un spectre de réponse élastique typique en accélération, les périodes plus longues sont associées à des accélérations plus faibles, ce qui



réduit l'effort tranchant transmis à la base de la structure. De plus, les dispositifs d'appui parasismique fournissent un amortissement supplémentaire à la structure et réduisent les déplacements associés aux périodes plus longues.

Dans les structures traditionnelles à base fixe, seule la ductilité de la structure permet de dissiper l'énergie transmise pendant un séisme. Cela entraîne des dommages irréparables, mais empêche l'effondrement de la structure. Cependant, dans les structures isolées, moins d'énergie est transmise en raison de leur période fondamentale plus grande. De plus, le comportement hystérétique des dispositifs d'isolation permet de dissiper l'énergie tout en préservant l'intégrité de la structure.

En résumé, une structure isolée est plus légère, plus économique et peut rester fonctionnelle pendant et après un tremblement de terre, contrairement à une structure à base fixe.[11]

### **3.2. Principaux systèmes de l'isolation sismique à la base**

Un système d'isolation sismique se compose de trois éléments principaux :

- Un appui capable de transmettre les charges verticales avec une faible rigidité horizontale : c'est l'élément principal d'un isolateur sismique.
- Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur sismique) : il permet de contrôler la déformation de l'isolateur et ainsi le déplacement de la superstructure qu'il protège. Dans le cas des isolateurs sismiques à base d'élastomère munis ou non de noyau de plomb, c'est le comportement hystérétique du noyau de plomb au sein de l'isolateur (LRB) et/ou de l'élastomère (HRB) qui est à l'origine de la dissipation d'énergie.
- un système de retenue (fusible), au besoin : afin de minimiser les déplacements en service (avec des charges de service pouvant résulter du vent ou de freinage), il convient pour l'isolateur sismique d'avoir une rigidité initiale suffisamment élevée. Certains systèmes peuvent nécessiter un système de retenue rigide en service, mais qui cède au-delà d'un certain niveau de force bien aiguillé. [12]

### 3.3. Limitations de l'isolation sismique à la base

L'isolation sismique ne peut être efficace que pour les structures assez rigides, généralement avec des périodes propres en dessous de deux (2) secondes. Aussi, le sol de fondation doit être assez compact pour ne pas amplifier les ondes sismiques et abaisser la plage de fréquences naturelles du séisme. En effet, l'introduction de flexibilité à une structure construite sur un sol mou ou liquéfiable peut produire le contraire des effets recherchés (amplification des efforts et des déformations). Il existe un certain nombre de critères qu'une structure doit remplir pour pouvoir être efficacement isolée à la base. Elle doit notamment [5]:

- Être assez rigide, généralement avec une période propre inférieure à deux (2) secondes. Il s'agit généralement des bâtiments de faible hauteur
- Reposer sur un sol de fondation assez dur, qui n'amplifie pas les ondes de cisaillement dues au séisme.
- Disposer d'assez d'espace pour accommoder les grands déplacements qui seront entraînés par la flexibilité du système d'isolation (point important, principalement dans les projets de réhabilitation d'ouvrages vulnérables).

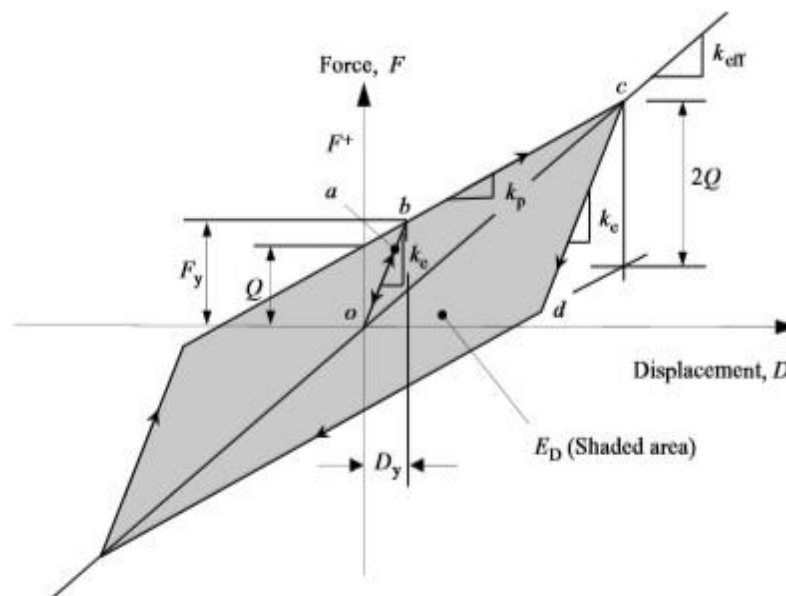
Le système d'isolation, étant l'élément le plus flexible, détermine en grande partie la réponse de la structure en cas de séisme. Pour être efficace, il doit aussi avoir un certain nombre de caractéristiques notamment [5] :

- Une flexibilité qui lui permettra d'allonger la période fondamentale de la structure isolée. Les périodes cibles pour les structures isolées sont généralement entre 2,5 et 4 secondes.
- Une capacité à supporter les charges gravitaires et à résister aux moments de renversement induits par le séisme
- Une capacité à subir de grands déplacements horizontaux sans risque d'instabilité structurelle et surtout une capacité de recentrage assez élevée pour ramener la structure à sa position d'équilibre

- Un amortissement élevé afin de contrôler les déplacements qui prennent place dans le système d'isolation et les garder dans des proportions acceptables.
- Une rigidité latérale initiale assez élevée pour résister aux déplacements excessifs, aux charges latérales non sismiques et aux séismes d'intensité mineure

#### 4. Comportement Théorique des isolateurs

La majorité des isolateurs présentent un comportement idéalisé de type bilinéaire, similaire à celui illustré dans la figure II.1. Ce comportement est caractérisé par une force caractéristique ( $Q$ ), une rigidité élastique ( $k_e$ ), et une rigidité post-élastique ( $k_p$ ).[13]



**Figure 3.1.** Comportement bilinéaire des isolateurs sismiques.

Ces trois paramètres reflètent correctement les propriétés mécaniques des appuis et fournissent des estimations satisfaisantes sur leurs comportements non linéaires.

La figure 3.1 présente un modèle bilinéaire idéalisé basé sur des données de test. Lorsqu'un cisaillement est appliqué à l'appui, une relation linéaire, représentée par la ligne  $o\bar{a}$ , est établie entre le cisaillement et le déplacement latéral. Si le cisaillement appliqué diminue à partir du point  $a$ , le déchargement se fait le long de la ligne  $a\bar{o}$ , restant linéaire. Lorsque le cisaillement augmente jusqu'au point  $b$ , l'appui subit un écrouissage. Au-delà du point  $b$ ,

l'appui présente un déplacement plus important avec une faible augmentation du cisaillement, et sa raideur est définie comme la rigidité post-élastique  $kp$ . Si le déchargement commence au point  $c$ , le chemin de déchargement ne suit pas le chemin précédent, mais

Plutôt le chemin  $c\bar{d}$  avec la même raideur initiale que la ligne  $o\bar{a}$ . La valeur de cisaillement de  $cd$  est égale à  $2Fy$ , où  $Fy$  représente la force de limite élastique. Si le cisaillement se poursuit au-delà du point  $d$ , le trajet de déchargement est parallèle à la ligne  $b\bar{c}$  avec la même amplitude que  $kp$ . [14]

La rigidité effective de l'appui  $keff$  dans la région post-élastique peut être exprimée en fonction de la rigidité post-élastique  $kp$ , de la force caractéristique  $Q$  et du déplacement latéral correspondant  $D$ . [14]

$$keff = kp + Q/D \quad (3.1)$$

Le déplacement élastique  $Dy$ , qui est commodément utilisé dans certains programmes informatiques pour définir le modèle bilinéaire, est également dérivé de  $kp$ ,  $ke$  et  $Q$ .

$$Dy = \frac{Q}{ke - kp} \quad (3.2)$$

La force de limite élastique  $Fy$ , due au déplacement élastique limite,  $Dy$  est déterminée :

$$Fy = Q + kpDy \quad (3.3)$$

L'amortissement effectif,  $\beta_{eff}$  est défini comme suit :

$$\beta_{eff} = \frac{ED}{2\pi keff D^2} \quad (3.4)$$

Où  $ED$  est l'énergie dissipée par cycle comme représenté sur la figure FigureII.1. Pour le modèle bilinéaire,  $ED$  est considéré comme la zone de la boucle d'hystérésis délimitée par le déplacement latéral  $-D$  et  $+D$  à chaque cycle. Ainsi,  $ED = 4Q(D - Dy)$ , et l'amortissement effectif  $\beta_{eff}$ , devient [14];

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - Dy)}{2\pi keff D^2} = \frac{2Q(D - Dy)}{\pi keff D^2} \quad (3.4a)$$

Dans la pratique de conception, la rigidité effective et l'amortissement effectif sont déterminés au déplacement de conception  $DD$ , et au déplacement maximal  $DM$ . Ce qu'on va voir prochainement. [14]

#### 4.1. Les appuis à déformation (NRB)

##### 4.1.1. Appuis en élastomère fretté à amortissement élevé (HRB)

Les paramètres utilisés pour créer un modèle bilinéaire pour un appui en caoutchouc à amortissement élevé sont généralement déduits à partir du module de cisaillement tangent  $G$  et de l'amortissement effectif  $\beta_{eff}$ . Le module de cisaillement tangent est obtenu à partir de tests de cisaillement dynamiques. L'amortissement effectif, quant à lui, est déterminé à partir de tests prototypes sur l'appui et se situe généralement entre 10% et 20% de l'amortissement critique. La rigidité post élastique est calculée comme suit [14]:

$$k_p = \frac{GA_p}{t} \quad (3.5)$$

$A_b$  : Surface du caoutchouc.

$t$  : Épaisseur totale du caoutchouc.

Force caractéristique  $Q$  peut être évaluée par l'équation suivante ;

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} k_p D^2}{(2 - \pi \beta_{eff}) DD - 2Dy} \quad (3.6)$$

Où  $DD$  est désigné comme le déplacement de conception. Dans l'équation (3.6), le déplacement élastique  $Dy$  est inconnu jusqu'à ce que les paramètres  $ke$ , et  $k_p$  et  $Q$  soient déterminés.

Une estimation approximative de  $Dy$ , étayée par les résultats des essais, peut être exprimée en termes d'épaisseur totale de caoutchouc,  $t$  :  $Dy = \lambda t$ , où le coefficient,  $\lambda$ , varie entre 0,05 et 0,1. Une fois que  $k_p$ ,  $Dy$  et  $Q$  sont connus, la force de la limite d'élasticité  $Fy$ , est facilement déterminée comme suit :

$$Fy = Q + k_p Dy \quad (3.7)$$

Ensuite, la rigidité élastique du l'appui en caoutchouc à amortissement élevé devient

$$k_e \frac{F_y}{D_y} = kp + \frac{Q}{D_y} = kp \left\{ 1 + \frac{\pi \beta_{eff} DD^2}{\lambda t [(2 - \pi \beta_{eff}) DD - 2 \lambda t]} \right\} \quad (3.8)$$

On remplace  $D_y = \lambda t$  dans l'équation (3.4a), la rigidité effective due au déplacement de conception peut être calculée comme suit [14] :

$$k_{eff} = \frac{2Q(DD - \lambda t)}{2\pi k_{eff} D^2} \quad (3.9)$$

#### 4.1.2. Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-Rubber Bearings)

La force caractéristique  $Q$  de ce type d'appui est principalement déterminée par la résistance au cisaillement de l'âme en plomb. La déformation plastique se produit au niveau du noyau de plomb à de faibles niveaux de contrainte de cisaillement. Bien que le comportement hystérétique de l'appui soit généralement stable, il peut être soumis à de nombreux cycles de charge. L'équation (3.10) établit la relation entre la force caractéristique  $Q$ , la limite d'élasticité du plomb  $f_{yl}$ , et la surface du noyau de plomb  $A_l$ . [2]

$$Q = f_{yl} \times A_t \quad (3.10)$$

$f_{yl}$  : Limite élastique du plomb.

$A_l$  : Aire du noyau de plomb.

$kp$  : La rigidité post élastique, est donné comme suite ;

$$kp = \frac{Ab G fL}{t} \quad (3.11)$$

$G$  : Module de cisaillement du caoutchouc.

$Ab$  : Surface du caoutchouc.  $t$  : Épaisseur totale du caoutchouc.

$fL$  : Et un coefficient, généralement égale à 1,5.

$ke$  : La rigidité élastique . n'est pas facile à déterminer, mais il peut être approximativement estimé comme montré ci-dessous :

$$6.5kp \leq ke \leq 10kp \quad (3.11a)$$

Sur la base de l'équation (3.2), le déplacement élastique est déterminé comme suit, en supposant que  $ke = \kappa kp$ , et le rapport de sa raideur élastique à la rigidité de post élastique,  $\kappa$  est compris entre 6,5 et 10 :

$$Dy = \frac{Q}{ke - kp} \approx \frac{Q}{\kappa ke - kp} = \frac{Q}{(\kappa - 1)kp} \quad (3.12)$$

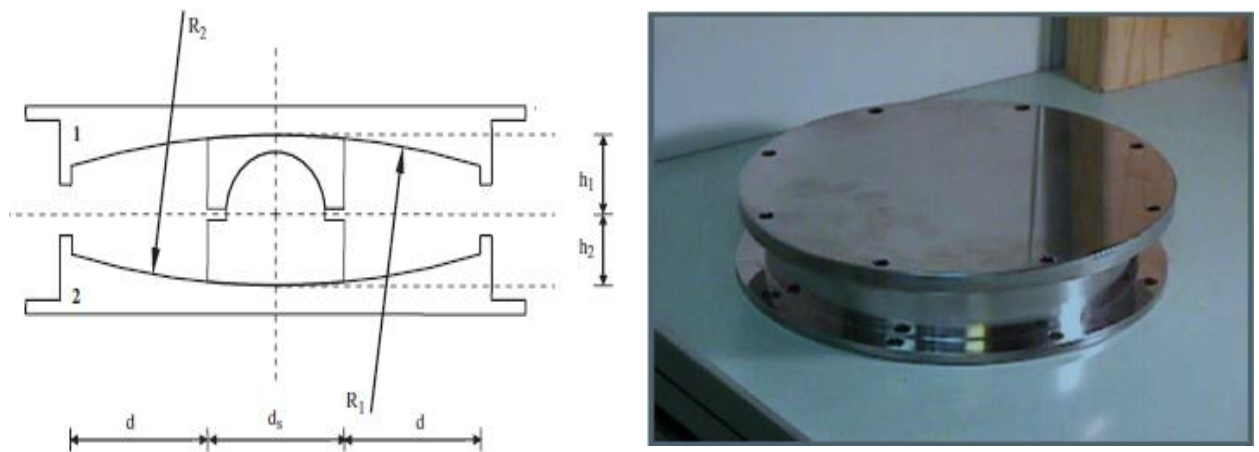
On remplace la formule de déplacement élastique et la rigidité effective dans l'équation (3.4a), l'amortissement effectif devient en termes de  $Q$ ,  $kp$  et  $\kappa$ .

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D - Dy)}{\pi k_{eff} D D^2} = \frac{2Q[(\kappa - 1)kpD - Q]}{\pi(\kappa - 1)kp(kpD + Q)D} \quad (3.13)$$

Une fois que la force caractéristique  $Q$  et la rigidité post-élastique  $kp$  ont été déterminées à partir des essais prototypes sur l'appui, le modèle bilinéaire décrit précédemment peut être facilement établi et utilisé pour effectuer une analyse non linéaire d'une structure avec des appuis . [2]

## 4.2. Les appuis à glissement

### 4.2.1. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding)



**Figure 3.2.** Appuis en pendules glissants (FPS)

La force caractéristique est exprimée par la formule suivante [14] :

$$Q = \mu s P_c \quad (3.14)$$

Avec :  $P_c$  : est la force axiale appliquée sur l'appui, qui est composée de la charge de gravité,  $P_g$  et les effets de l'accélération verticale du sol. Si les effets de l'accélération verticale ne sont pas significatifs et peuvent être négligés, alors la force axiale,  $P_c$  est simplifiée comme  $P_c = P_g$   $\mu s$  : est le coefficient de frottement de glissement lié à la vitesse de glissement, donné par la formule suivante :

$$\mu s = f_{max} - (f_{max} - f_{min})e^{-\xi|D|} \quad (3.15)$$

$f_{max}$  Et  $f_{min}$  sont des coefficients de frottement à vitesse rapide et lente, respectivement.  $D$  Représente la vitesse du mouvement de l'appui,  $\xi$  est appelé l'inverse de la vitesse de glissement caractéristique, qui contrôle la transition de  $f_{max}$  à  $f_{min}$  et est déterminé à partir des essais. La valeur suggérée de  $\xi$  est d'environ 0,1 s/mm.

La rigidité après l'écroutissage est déterminée comme indiqué ci-dessous [14]:

$$k_p = \frac{P_c}{R} \quad (3.16)$$

Où  $R$ : représente le rayon de courbure de la surface de glissement. Les résultats des tests indiquent que la raideur élastique de ce système d'isolation  $k_e$  est normalement plus de 100 fois plus grande que la rigidité après l'écroutissage  $k_p$ . Donc, le déplacement devient :

$$Dy = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{100k_p} = \frac{\mu s P_c}{100(P_c/R)} = k_p = \frac{\mu s P_c}{100} \quad (3.17)$$

D'après l'équation (3.1), la rigidité effective est égale à :

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D} = P_c \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu s}{DD} \right) \quad (3.18)$$

Depuis le déplacement élastique  $Dy$  est beaucoup plus petit que le déplacement de conception,  $DD$ , la zone de la boucle d'hystérésis de ce système peut être simplifiée et est approximativement estimé comme suit [14] :



$$ED = 4Q(DD - Dy) \approx 4QDD = 4\mu sPC \quad (3.19)$$

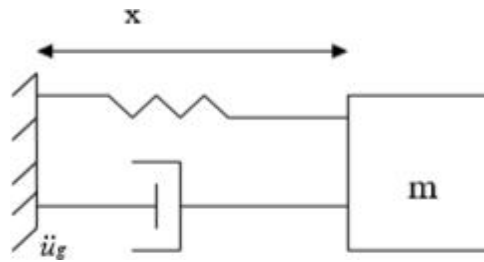
En remplace les équations (3.18) et (3.19) dans l'équation (3.4a) L'amortissement effectif du pendule à frottement est calculé comme suit [14] :

$$\beta_{eff} = \frac{ED}{2\pi k_{eff} DD^2} = \frac{4\mu sPCDD}{2\pi PC(1 R + \mu s/DD)DD^2} = \frac{2\mu s}{\pi(DD/R + \mu s)} \quad (3.20)$$

### 4.3. Modélisation Mathématique des Appuis Parasismiques

#### 4.3.1. Appuis en caoutchouc fretté (Laminated Rubber Bearings)

Le modèle mathématique est donné par la figure 3.3.



**Figure 3.3.** Le modèle mathématique du type d'isolateur en caoutchouc fretté .

Le système est soumis à l'accélération du sol  $\ddot{u}_g$ , l'équation du mouvement est comme suit:

$$m(\ddot{x} + \ddot{u}_g) + c\dot{x} + kx = 0 \quad (3.21)$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{u}_g \quad (3.22)$$

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_2\dot{x} + \omega_2^2x = -\ddot{u}_g \quad (3.23)$$

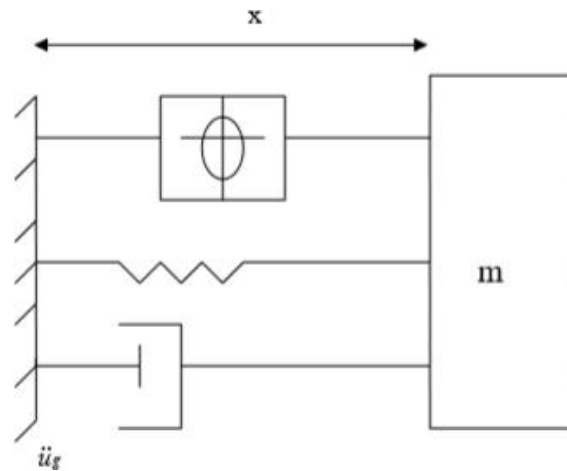
Avec :

$$\omega_2 = k/m \quad \text{et} \quad 2\zeta\omega_2 = c/m$$

$\zeta$  : Coefficient d'amortissement. [15]

#### 4.3.2. Appuis en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb

Le modèle mathématique est représenté par la (figure 3.4)



**Figure 3.4.** Modèle mathématique du type isolateur en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb

La force latérale dans l'amortisseur est donnée par la relation suivante [15]:

$$F(x) = \alpha \left\{ \frac{F_y}{Y} \right\} x + (1 - \alpha) F_y Z \quad (3.24)$$

La composante hystérétique Z est définie par :

$$YZ + \gamma |x| Z |Z|^{\eta-1} + \beta x |Z|^{\eta} - Ax = 0 \quad (3.25)$$

**A, β, η, γ** sont des constantes adimensionnelles.

**F<sub>y</sub>** : Force de limite d'élasticité.

**Y** : déplacement élastique (yield déplacement).

**α** : Rapport des rigidités des phases plastique et élastique.

L'équation du mouvement est donnée comme suit [15]:

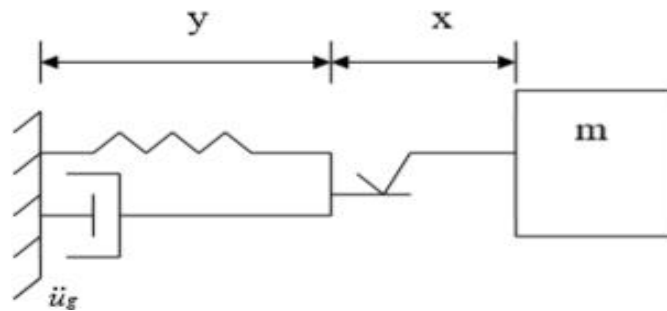
$$m(\ddot{x} + \ddot{u}_g) + c\dot{x} + kx + N \left[ \alpha \left( \frac{F_y}{y} \right) x + (1 - \alpha) F_y Z \right] = 0 \quad (3.26)$$

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x + \left( \frac{N}{m} \right) \left[ \alpha \left\{ \frac{F_y}{y} \right\} x + (1 - a) F_y Z \right] = 0 \quad (3.27)$$

**N** : nombre d'amortisseurs hystérétiques.

### 4.3.3. Appuis Glissants utilisés par l'EDF (Electricité de France)

On a parlé déjà sur ce type dans le chapitre précédent et son modèle mathématique est représenté dans la figure ci-dessous :



**Figure 3.5.** Modèle mathématique du type EDF .

Equation du mouvement : Les équations qui régissent le mouvement pendant le glissement sont: [15]

$$m (\ddot{x} + \ddot{y}) + \mu m g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -m \ddot{u}_g \quad (3.28)$$

$$c \dot{y} + k y - \mu m g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (3.29)$$

Avec :

**y** : déplacement relatif.

**x** : glissement.

Les deux équations deviennent [15]:

$$\ddot{x} + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}_g - \ddot{y} \quad (3.30)$$

$$2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x = \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}) \quad (3.31)$$

L'équation (3.30) nous donne [15]:

$$\mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{x} - \ddot{y} - \ddot{u}_g \quad (3.32)$$

En injectant l'équation (3.31) dans l'équation (3.32) on aura :

$$\ddot{y} + 2\zeta\omega\dot{y} + \omega^2 y = -\ddot{x} - \ddot{u}_g \quad (3.33)$$

$$\mu g = -\ddot{y} - \ddot{u}_g \quad (3.34)$$

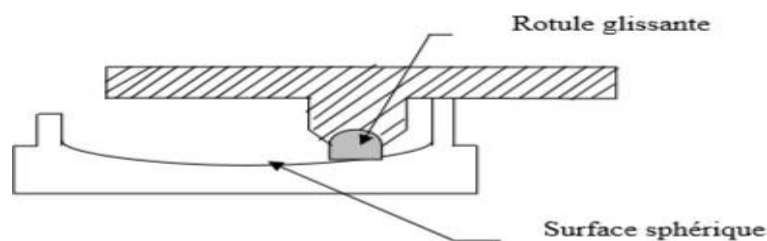
$$\dot{x} = 0 \rightarrow \ddot{y} + 2\zeta\omega y + \omega^2 y = -\ddot{u}_g \quad (3.35)$$

Il ressort de ces équations que pendant la phase élastique (non-glissement) le système se comporte comme un isolateur en caoutchouc laminé et la condition d'attachement (stick condition) est [15] :

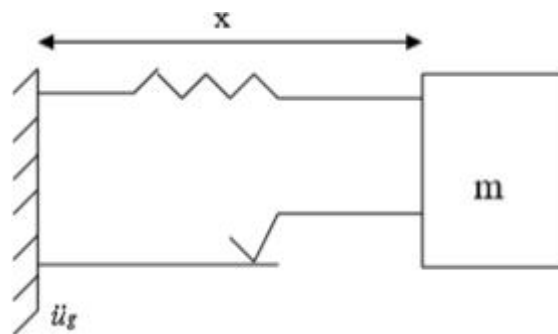
$$u g - |\ddot{u}_g + \ddot{y}| \geq 0 \quad (3.36)$$

#### 4.3.4. Appuis en Pendules glissants

La figure 3.6 montre le modèle mathématique adéquate pour ce type d'appuis



**Figure 3.6.** Déplacement d'un appui en pendule glissant



**Figure 3.7.** Modèle mathématique du type FPS

On a :  $\sin \theta = \frac{u}{R}$

Et comme on a le développement limité de  $\sin \theta$  qui égale à [2] :

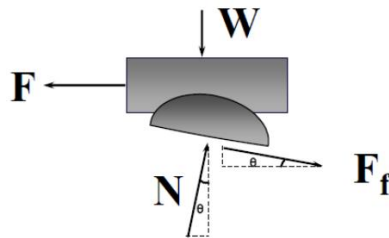
$$\sin \theta = \theta - \frac{\theta^3}{3!} \approx \theta \text{ et } \cos \theta = 1 - \frac{\theta^2}{2!} \approx 1$$

Alors on aura  $\theta = \frac{u}{R}$

Et le déplacement vertical de l'appui est donné par [2]:

$$v = R (1 - \cos\theta) = R \frac{\theta^2}{2} \approx \frac{u^2}{2R}$$

Pour ce système d'appui, on peut représenter le bilan des forces comme suit :



**Figure 3.8.** Bilan des forces pour un système d'appui

L'effort normal est donné par :

$$N = \frac{W}{\cos\theta} \approx W \quad (3.37)$$

Dans ce cas, la force de frottement est donnée par [2] :

$$Ff = \mu \cdot N \cdot (\dot{u}) = \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{u}) \quad (3.38)$$

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

$$F = N \cdot \sin\theta + Ff \cdot \cos\theta \quad (3.39)$$

Donc :

$$F = \frac{W}{R} u + \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{x}) \quad (3.40)$$

Avec :

$\mu$  : Coefficient de frottement

$R$  : Rayon de courbure de la surface sphérique.

$W$  : Poids de la structure

Equation du mouvement de ce système :

$$m(\ddot{x} + \ddot{u}g) + F = 0 \quad (3.41)$$

$$\Rightarrow m\ddot{x} + m\ddot{u}g + \frac{W}{R} u + \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{x}) \quad (3.42)$$

On remarque dans cette équation que la rigidité du système est donnée par le rapport du poids sur le rayon de courbure. [2]

$$\Rightarrow \ddot{x} + \omega^2 x + \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}g \quad (3.43)$$

$$\text{Avec : } \omega^2 = \frac{g}{R} \quad (3.44)$$

#### 4.4. Concept de base des structures isolé à la base

##### 4.4.1. Équations du mouvement à un degré de liberté

Le déplacement d'une structure de bâtiment isolée sismiquement peut être décrit par une équation de mouvement à un degré de liberté, en supposant que la partie de la structure située au-dessus de l'interface d'isolation est extrêmement rigide et que le mouvement principal du système structural se produit principalement à sa base ou au niveau du système d'isolation.

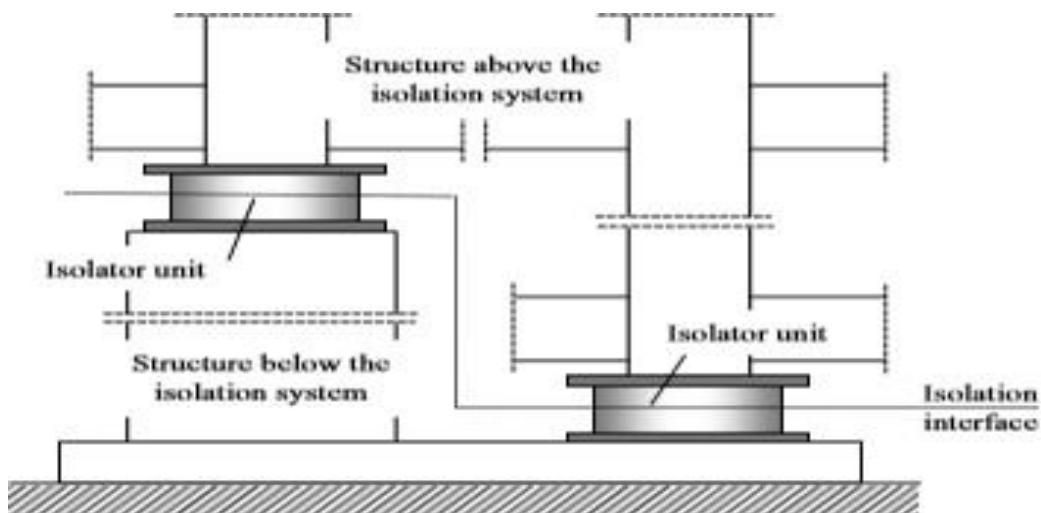
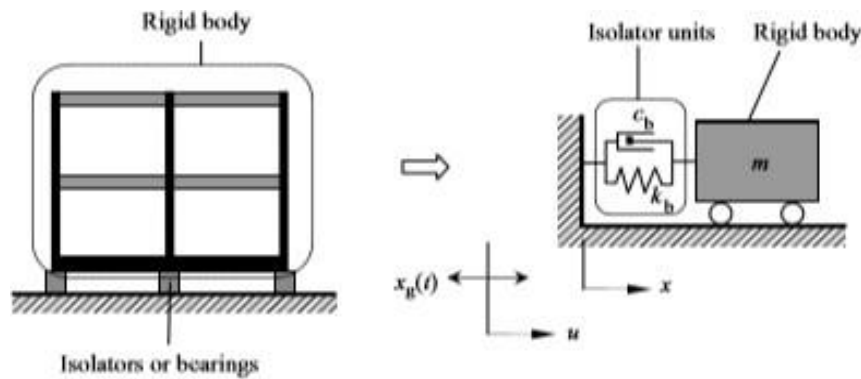


Figure 3.9. Terminologie de la structure isolée à la base.



**Figure 3.10.** Esquisse d'une structure isolée à un degré de liberté.

L'illustration graphique de la structure au-dessus ou au-dessous du système d'isolation est présentée dans la figure 3.9. On peut voir un schéma représentant une structure à un degré de liberté isolée à la base dans la figure 3.10. La partie supérieure de la structure du bâtiment est représentée par un corps rigide de masse  $m$ . Le système d'isolation possède une rigidité latérale  $kb$  et un coefficient d'amortissement  $cb$ . Les mouvements respectifs du système d'isolation et du sol sont exprimés par  $u(t)$  et  $xg(t)$ . Pour simplifier les notations, nous utiliserons  $u$  et  $xg$  pour représenter  $u(t)$  et  $xg(t)$ . L'équation du mouvement est donnée comme suit [2]:

$$m\ddot{u} + cb(\dot{u} - \dot{x}g) + kb(u - xg) = 0 \quad (3.45)$$

Introduisant le déplacement relatif ( $x = u - xg$ ), la fréquence angulaire  $\omega_b = \sqrt{kb/m}$ , et le taux d'amortissement  $\beta_b = cb/2\omega_b m$  dans l'équation (3.44), est réécrit comme suit :

$$m\ddot{x} + c_b\dot{x} + k_b x = -m\ddot{x}g \quad \text{ou} \quad \ddot{x} + 2\omega_b\beta_b\dot{x} + \omega_b^2 x = -\ddot{x}g \quad (3.46)$$

La solution de l'équation (3.45) exprimé par [2] :

$$x(t) = C_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \sin \bar{\omega}_b(t) + C_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \cos \bar{\omega}_b(t) \quad (3.47)$$

Où la fréquence amortie est donnée par  $\bar{\omega}_b = \omega_b \sqrt{1 - \beta_b^2}$   $C_1(t)$  Et  $C_2(t)$  sont volontairement sélectionnés pour répondre à la condition suivante [2] :

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta b \omega_b t} \sin \bar{\omega}_b(t) + C_2(t)e^{-\beta b \omega_b t} \cos \bar{\omega}_b(t) = 0 \quad (3.48)$$

Les dérivés successifs de l'équation (3.2) entraînent la relation suivante entre  $C_1(t)$  et  $C_2(t)$  :

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta b \omega_b t} (\bar{\omega}_b \cos \bar{\omega}_b t - \beta_b \omega_b \sin \bar{\omega}_b t)$$

$$C_2(t)e^{-\beta b \omega_b t} (\bar{\omega}_b \sin \bar{\omega}_b t + \beta_b \omega_b \cos \bar{\omega}_b t) = -\ddot{x}_g(t) \quad (3.48a)$$

En substituant  $C_1(t)$  et  $C_2(t)$  dans l'équation (3.47), le mouvement de la structure sismiquement isolée est exprimé au moyen de l'intégrale de Duhamel

$$x(t) = e^{-\beta b \omega_b t} (C_1 \sin \bar{\omega}_b(t) + C_2 \cos \bar{\omega}_b(t) - \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_a^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta b \omega_b(t-\tau)} \sin \bar{\omega}_b(t-\tau) d\tau) \quad (3.49)$$

Cependant, puisqu'il n'y a pas de mouvement initial et de vitesse de la structure étudiée au début d'un séisme ( $C_1 = C_2 = 0$ ). Ainsi, L'équation (2.49) est simplifiée comme suit :

$$x(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta b \omega_b(t-\tau)} \sin \bar{\omega}_b(t-\tau) d\tau \quad (3.49a)$$

Comme c'est le cas avec des structures isolées sismiquement sans amortisseurs, le taux d'amortissement  $\beta b$  ne dépasse pas généralement 20% de l'amortissement critique. En conséquence, les effets du terme  $\sqrt{1 - \beta^2 b}$  sont négligeables et le remplacement de la fréquence amortie  $\bar{\omega}_b$  par la fréquence angulaire,  $\omega_b$  est approprié. L'équation (3.49a) peut être réécrite comme :

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta b \omega_b(t-\tau)} \sin \omega_b(t-\tau) d\tau \quad (3.50)$$

#### 4.4.2. Équation du mouvement à plusieurs degrés de liberté

La figure 3.10 montre une structure sismiquement isolée avec plusieurs étages. En employant la condition d'équilibre, l'équation de mouvement au niveau de la toiture  $n$  ; [2]



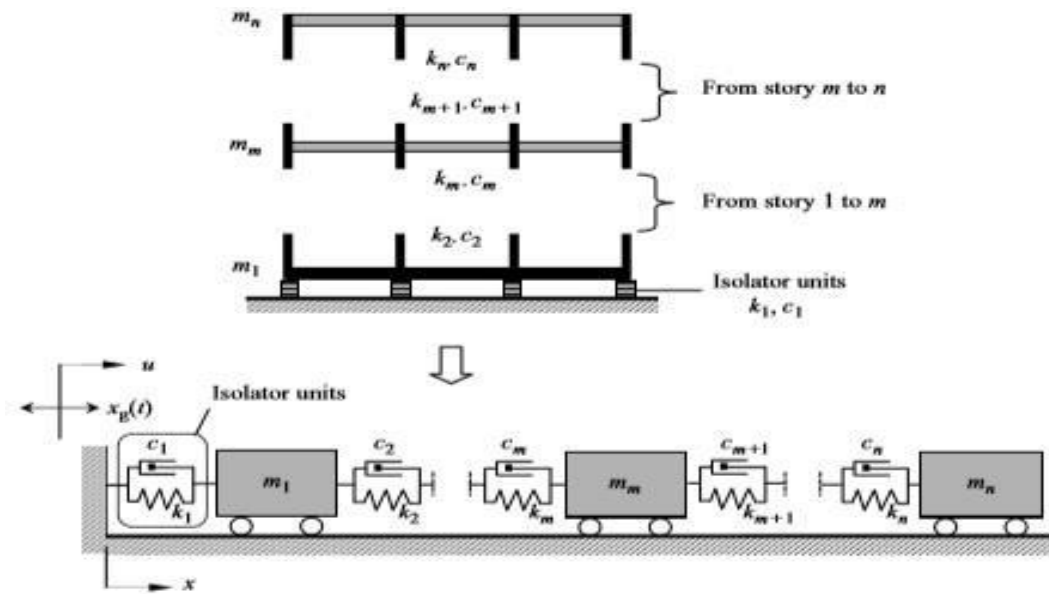


Figure 3.11. Esquisse d'une structure isolée à plusieurs degrés de liberté.

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) = 0 \quad (3.51)$$

Où  $m_n$  est la masse de la toiture ;  $c_n$  et  $k_n$  dénotent le coefficient d'amortissement et la rigidité entre la toiture et l'étage au-dessous, respectivement ;  $u_n$  et  $u_{n-1}$  simplifiés à partir de  $u_n(t)$  et  $u_{n-1}(t)$ , représentent le mouvement sur la toiture et l'étage au-dessous.

L'équation du mouvement à l'étage  $m$  s'exprime comme suit :

$$m_m \ddot{u}_m + c_m (\dot{u}_m - \dot{u}_{m-1}) - c_{m+1} (\dot{u}_{m+1} - \dot{u}_m) + k_m (u_m - u_{m-1}) - k_{m+1} (u_{m+1} - u_m) = 0 \quad (3.52)$$

Où  $m_m$  est la masse à l'étage  $m$  ;  $c_{m+1}$  et  $c_m$  sont le coefficient d'amortissement entre l'étage  $m + 1$  et  $m$ , et entre l'étage  $m$  et  $m - 1$ , respectivement ;  $k_{m+1}$  et  $k_m$  sont désignés comme la rigidité de l'étage, entre l'étage  $m+1$  et  $m$ , et entre l'étage  $m-1$  et  $m$ , respectivement ;  $u_{m+1}$ ,  $u_m$ , et  $u_{m-1}$  représentent le mouvement à l'étage  $m+1$ ,  $m$  et  $m-1$ .

Au niveau immédiatement supérieur au système d'isolation dénommé étage 1, en considérant le mouvement au sol  $x_g$ , qui est simplifié à partir de  $x_g(t)$ ,

L'équation du mouvement peut être écrite :

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 (\dot{u}_1 - \dot{x}_g) - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 (u_1 - x_g) - k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (3.53)$$

Où  $m_1$  est la masse à l'étage 1 ;  $c_2$  et  $k_2$  sont le coefficient d'amortissement et la rigidité de l'étage entre l'étage 2 et 1, respectivement ;  $c_1$  et  $k_1$  sont désignés respectivement comme coefficient d'amortissement et rigidité du système d'isolation ;  $u_2$  et  $u_1$  représentent le mouvement à l'étage 2 et 1. Introduisant le déplacement relatif entre chaque étage et le mouvement du sol exprimé en termes de  $x_m = u_m - x_g$ , les équations (3.51), (3.52), (3.53) deviennent [2] :

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) - k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \quad (3.51a)$$

$$m_m \ddot{x}_m + c_m (\dot{x}_m - \dot{x}_{m-1}) - c_{m+1} (\dot{x}_{m+1} - \dot{x}_m) + k_m (x_m - x_{m-1}) - k_{m+1} (x_{m+1} - x_m) = -m_m \ddot{x}_g \quad (3.52a)$$

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_1 x_1 - k_2 (x_2 - x_1) = -m_m \ddot{x}_g \quad (3.53a)$$

Les équations (3.51a), (3.52a), (3.53a) forment des équations de mouvement à plusieurs degrés de liberté (MDOF). Ces équations peuvent être exprimées en notations matricielles et exprimées symboliquement comme ci-dessous :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\ddot{x}_g [M]\{1\} \quad (3.54)$$

Où la matrice de masse,  $[M]$  la matrice d'amortissement,  $[C]$  et la rigidité structurelle,  $[K]$  se présentent sous les formes suivantes [2] :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & m_3 & \dots & 0 & 0 \\ & & & & \ddots & & \\ & & & & & m_{-1} & \\ & & & & & & m \end{bmatrix} \quad (3.55)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & 0 & 0 & 0 \\ & c_2 + c_3 & & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & & \\ & & & c_{-1} + c_{-2} & \dots & 0 & 0 \\ & & & & \ddots & & \\ & & & & & c_{-1} + c_{-2} & -c_{-1} \\ & & & & & & c \end{bmatrix} \quad (3.56)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & 0 & & 0 & 0 \\ & k_2 + k_3 & & 0 & & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & & & \\ & & & k_{m-1} + k_m & \dots & 0 & 0 \\ & & & & \ddots & & \\ & sym & & & & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & & & k_n \end{bmatrix} \quad (3.57)$$

Dans l'équation (3.54)  $\{1\}$  est un vecteur unitaire  $1 \times n$ ,  $\{x\}$ ,  $\{\dot{x}\}$  et  $\{\ddot{x}\}$  présentent le vecteur de déplacement relatif, la vectrice vitesse et le vecteur d'accélération de la structure sismiquement isolée :

$$\{x\}^T = \{x_1 \dots x_2 \dots \dots x_m \dots \dots x_{n-1} \quad x_n\} \quad (3.58)$$

$$\{\dot{x}\}^T = \{\dot{x}_1 \dots \dot{x}_2 \dots \dots \dot{x}_m \dots \dots \dot{x}_{n-1} \quad \dot{x}_n\} \quad (3.58a)$$

$$\{\ddot{x}\}^T = \{\ddot{x}_1 \dots \ddot{x}_2 \dots \dots \ddot{x}_m \dots \dots \ddot{x}_{n-1} \quad \ddot{x}_n\} \quad (3.58b)$$

Soit le vecteur de déplacement relatif exprimé en termes de vecteur de réponse généralisé,  $\{x\}$ . L'équation (2.58) devient :

$$\{x\} = [\Phi] \{\acute{x}\} \quad (3.59)$$

Où  $[\Phi]$  est la matrice modale comme indiqué ci-dessous :

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \Phi_{1,1} & \Phi_{1,2} & \dots & \Phi_{1,m} & \dots & \Phi_{1,n-1} & \Phi_{1,n} \\ \Phi_{2,1} & \Phi_{2,2} & \dots & \Phi_{2,m} & \dots & \Phi_{2,n-1} & \Phi_{2,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \Phi_{m-1,1} & \Phi_{m-1,2} & \dots & \Phi_{m-1,m} & \dots & \Phi_{m-1,n-1} & \Phi_{m-1,n} \\ \Phi_{n-1,1} & \Phi_{n-1,2} & \dots & \Phi_{n-1,m} & \dots & \Phi_{n-1,n-1} & \Phi_{n-1,n} \end{bmatrix} \quad (3.60)$$

Les dérivées successives de l'équation (3.58) entraînent :

$$[M][\Phi]\{\ddot{x}\} + [C][\Phi]\{\dot{x}\} + [K][\Phi]\{\acute{x}\} = -\ddot{x}_g[M]\{1\} \quad (3.61)$$

Détermination du taux d'amortissement à chaque mode :

$$\beta_m = c_m / 2\omega_m m_m, \quad m = 1, \dots, n, \text{ Après}$$

$$\begin{bmatrix} \frac{[\Phi]^T[C][\Phi]}{[\Phi]^T[M][\Phi]} = \begin{bmatrix} 2\beta_1\omega_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 2\beta_2\omega_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & 2\beta & \omega & \dots & 0 & 0 \\ & sym & & & & \ddots & 2\beta & -1\omega & -1 & 0 \\ & & & & & & & & & 2\beta & \omega \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (3.62)$$

Où  $2\beta\omega$  est une matrice diagonale  $n \times n$ . Notez que pour plus de simplicité,  $\beta$  et  $\omega$  sont utilisés pour présenter respectivement  $\beta_m$  et  $\omega_m$ . Théoriquement,  $[\Phi]^T[C][\Phi] ([\Phi]^T[M][\Phi])^{-1}$  ne peut pas être découplé dans une matrice diagonale  $[2\beta\omega]$  puisque l'amortissement du système d'isolation est supérieur à celui de la structure au-dessus de l'interface d'isolation. Cependant, les effets d'amortissement couplés, qui existent au niveau des composantes non diagonales de la matrice [14], se sont révélés petits et  $[\Phi]^T[C][\Phi] ([\Phi]^T[M][\Phi])^{-1}$  négligeable pour la plupart des structures. Par conséquent, en supposant que les ratios d'amortissement peuvent être découplés, comme le montre l'équation (3.60), ils ne perdront pas la précision analytique de l'étude du comportement de l'ensemble du système. Si des dispositifs d'amortissement sont ajoutés au système d'isolation, les effets d'amortissement couplés ne peuvent pas être négligés et l'analyse modale complexe doit être utilisée pour trouver les solutions. Une rigidité diagonale  $[\omega^2]$ , est également obtenue sur la base des propriétés de la structure [14] :

$$\begin{bmatrix} \frac{[\Phi]^T[K][\Phi]}{[\Phi]^T[M][\Phi]} = \begin{bmatrix} \omega^2_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \omega^2_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & \omega^2 & \dots & 0 & 0 \\ & sym & & & \ddots & \omega^2 & -1 \\ & & & & & & & \omega^2_{21} \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (3.63a)$$

À droite de l'équation (3.58a), un facteur de participation, est défini ci-dessous :

$$r = \frac{[\Phi]^T[M][1]}{[\Phi]^T[M][\Phi]} \quad (3.63b)$$

Le facteur de participation peut être écrit comme suit :  $\{1 \dots m \dots n\}^T$ , où  $m$  représente le facteur de participation en mode  $M$ . En s'appuyant sur les conditions orthogonales présentées dans les équations 3.58, 3.50a et 3.58b, l'équation 3.57a est découplée et est exprimée comme suit :

$$\{\ddot{x}'\} + [2\beta\omega] \{\dot{x}'\} + \omega^2\{x'\} = -\Gamma\ddot{x}_g \quad (3.64)$$

## 5. Les avantages d'isolation sismique

L'isolation sismique présente plusieurs avantages distincts. Tout d'abord, elle garantit un haut degré de sécurité et de protection des vies et des bâtiments. Les occupants se sentiront en sécurité et moins préoccupés, sachant que la structure ne s'effondrera pas. Pour les propriétaires et les entrepreneurs, il est crucial de savoir que les équipements sensibles ne seront pas endommagés et que la production ne sera pas interrompue pendant ou après un événement sismique. Du point de vue du grand public, il est rassurant de savoir que des installations essentielles telles que les hôpitaux fonctionneront normalement et resteront opérationnelles en cas de besoin. L'isolation sismique offre donc un niveau élevé de sécurité et de tranquillité d'esprit.

Un autre avantage réside dans le fait qu'en cas de modifications importantes des codes de construction sismique, une structure isolée à la base qui dépasse largement les normes minimales du code n'aura pas besoin de modifications sismiques majeures. Cela permet d'éviter les coûts futurs liés au remplacement des parties endommagées d'un bâtiment ou à la mise à niveau de la structure pour résister à de futurs événements sismiques.

L'isolation de la base peut prolonger la durée de vie prévue d'une structure après un séisme. En ayant la capacité de bien fonctionner pendant un événement sismique, les risques d'effondrement des structures et les dommages importants sont considérablement réduits. Certaines structures qui ne sont pas isolées peuvent avoir une telle dégradation après un séisme qu'elles doivent être démolies et reconstruites. Le temps et les coûts associés sont énormes dans la plupart des cas et ne sont pas budgétisés avant l'événement sismique. Cependant, une structure isolée pourrait survivre à un événement sismique avec peu ou pas de dommages. Un tel succès se traduit par une diminution des temps de production et une augmentation des marges bénéficiaires des installations opérationnelles. [2]

## 6. Les inconvénients de l'isolation parasismique

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

## 7. Amortissement structurel :

L'objectif de l'amortissement est de convertir l'énergie sismique en travail qui est ensuite régulé par des amortisseurs d'énergie, similaires aux amortisseurs présents sur les voitures. Ces dispositifs agissent comme des pistons qui transforment la chaleur en travail. En outre, les amortisseurs aident à réduire, voire à dissiper, de grandes quantités d'énergie qui seraient normalement transférées à la superstructure. Les dispositifs d'amortissement ne sont généralement pas utilisés seuls, mais sont souvent combinés avec des dispositifs d'isolation à la base. Auparavant, les systèmes d'amortissement étaient principalement utilisés dans les gratte-ciels pour contrôler les forces dues au vent latéral, mais aujourd'hui, ils sont également employés pour la protection sismique

### 7.1. Fondamentaux de l'amortissement

L'amortissement inhérent permet à une structure exposée à des forces sismiques de dissiper naturellement une petite partie de l'énergie absorbée. Cette dissipation d'énergie se produit à

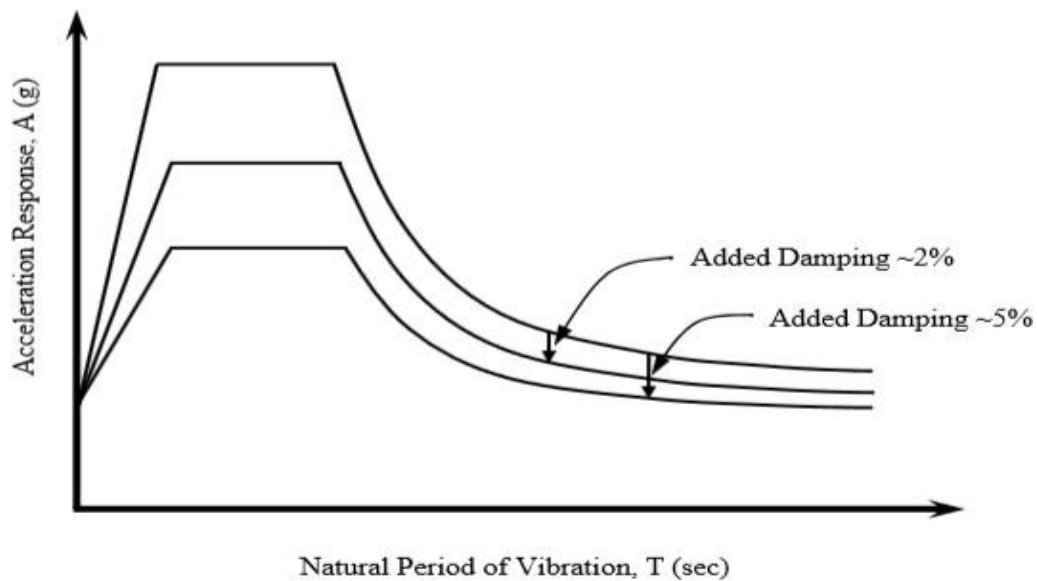
travers des éléments à la fois structuraux et non structuraux de la construction. En conséquence, les éléments structuraux principaux se déforment, ce qui peut entraîner des dommages aux éléments structuraux et non structuraux secondaires. L'amortissement inhérent d'une structure à base fixe est généralement estimé à environ 5%. Pour une superstructure isolée, cet amortissement inhérent diminue à environ 2%. Ces valeurs diffèrent en raison des performances élevées obtenues grâce à l'isolation à la base. L'un des objectifs principaux de l'isolation à la base est de réduire de manière significative les dommages tant au niveau structurel que non structural lors de forts mouvements sismiques. En conséquence, moins d'énergie est dissipée dans les composants de la structure par rapport à une structure à base fixe. À la place, l'énergie est dissipée dans les éléments d'isolation, ce qui entraîne une diminution de l'amortissement inhérent de la superstructure.

Les isolateurs élastomères possèdent une caractéristique intrinsèque d'amortissement, grâce à leur composition en caoutchouc naturel ou synthétique. Les isolateurs de base présentent une capacité d'amortissement bien supérieure à celle de la superstructure. Il est possible d'obtenir un amortissement supplémentaire en utilisant les techniques mentionnées précédemment. [2]

L'amortissement structurel permet la dissipation de l'énergie à travers des dispositifs qui génèrent à leur tour du travail ou de la chaleur. Ces dispositifs réagissent de manière similaire à une masse attachée à un ressort. Lorsque la masse se déplace, l'élément d'amortissement absorbe l'énergie en appliquant une force sur le ressort, qui se déforme en conséquence, entraînant ainsi la dissipation d'énergie.

Les propriétés d'amortissement varient en fonction des modes dynamiques observés. Pendant la première période du mode, la superstructure agit comme un corps rigide et contribue très peu à l'amortissement modal. L'amortissement induit dans la première réponse modale est équivalent à la quantité d'amortissement fournie par le système d'isolation ou par des dispositifs distincts et indépendants. L'amortissement dans le premier mode structurel, également appelé deuxième mode, augmente en fonction du niveau d'amortissement présent à l'intérieur de la superstructure. Cependant, à des régimes plus élevés, l'amortissement de la superstructure a un effet global moindre

La figure 3.12 illustre l'impact de l'amortissement sur la courbe du spectre de réponse de conception. Lorsque de l'amortissement est introduit dans une structure, la courbe du spectre de réponse est déplacée vers le bas. Ce changement dans la réponse spectrale se traduit par une réduction des accélérations de conception et une diminution des demandes de forces appliquées sur la structure . [2]



**Figure 3.12.** Effets de l'amortissement sur la réponse spectrale de conception.

## 7.2. Types de systèmes d'amortissement

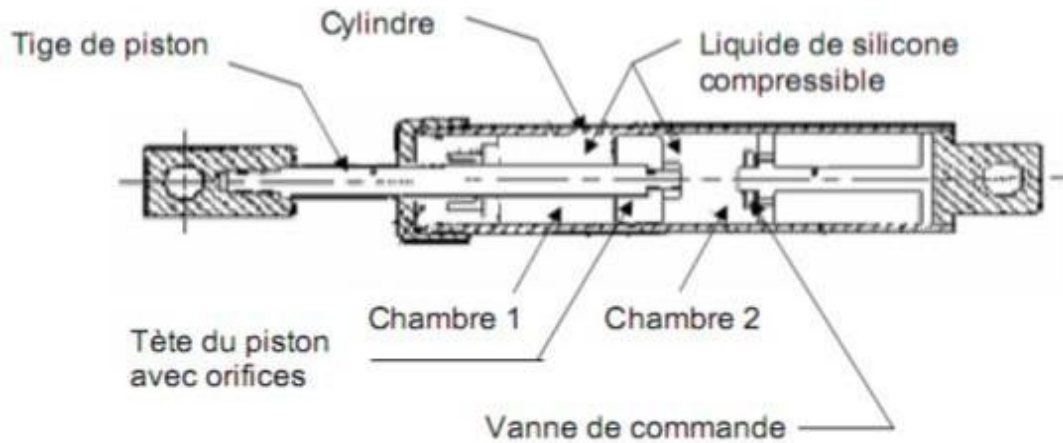
### 7.2.1. Les amortisseurs à fluides visqueux

Les amortisseurs hydrauliques, également connus sous le nom de fluides visqueux ou amortisseurs à huile, sont spécialement conçus pour dissiper l'énergie en appliquant une force de résistance sur un déplacement donné. Comprendre le comportement complexe d'un amortisseur visqueux fluide nécessite une connaissance approfondie de la dynamique des fluides. Comme mentionné précédemment, l'énergie est dissipée par transfert de chaleur lorsque le fluide absorbe l'énergie générée par un événement sismique, provoquant ainsi son échauffement ainsi que d'autres composants.

Ces amortisseurs sont généralement intégrés dans un système de cadre contreventé. Ils peuvent également être placés stratégiquement en série avec des dispositifs d'isolation le long du périmètre de la superstructure, permettant ainsi au dispositif d'isolation et à



l'amortisseur de se déplacer ensemble. Cette configuration est similaire au fonctionnement d'un isolateur élastomère avec un noyau de plomb. [2]

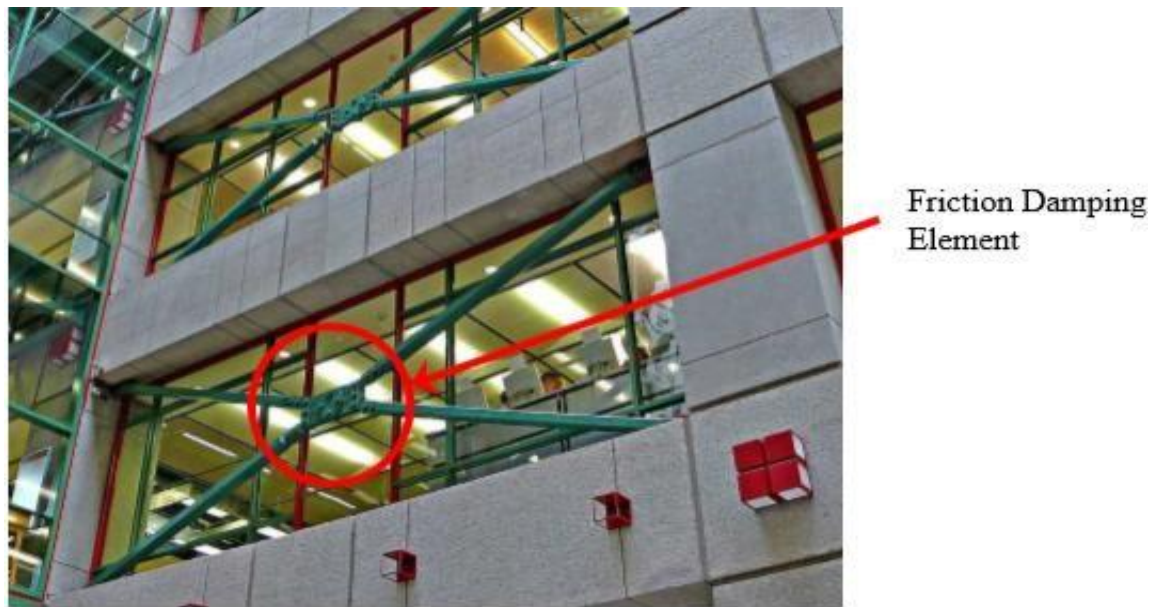


**Figure 3.13.** Amortisseur à fluide visqueux.

### 7.2.2. Les amortisseurs à frottements (friction)

Ce système d'amortissement est utilisé pour atténuer, voire éliminer, le transfert d'énergie provenant des mouvements sismiques du sol vers la superstructure. L'amortissement est obtenu grâce au frottement des éléments coulissants, similaire au fonctionnement des freins à disque d'une voiture. Les amortisseurs à frottement sont conçus de manière à ne pas glisser lors de faibles forces latérales, telles que les charges de vent légères ou les tremblements de terre mineurs. Lorsque les forces latérales augmentent, les amortisseurs à frottement sont conçus pour glisser juste avant que les éléments structuraux ne cèdent. L'énergie est dissipée lorsque la chaleur s'accumule dans l'amortisseur et est évacuée par convection et/ou conduction, de manière similaire aux amortisseurs visqueux (hydrauliques). Contrairement aux amortisseurs hydrauliques, les amortisseurs à frottement peuvent être utilisés seuls, sans nécessiter de dispositifs d'isolation de base.

Les amortisseurs à frottement peuvent être réalisés en utilisant diverses combinaisons d'éléments en acier qui glissent les uns sur les autres. La photo de la figure 3.14 illustre un exemple d'application des amortisseurs à frottement. Ce système est composé d'une série de plaques serrées ensemble à l'aide de boulons à haute résistance. Le frottement entre les plaques permet d'absorber l'énergie par frottement et de la dissiper sous forme de chaleur. [2]



**Figure 3.14.** Amortisseur à friction utilisé en conjonction comme traverse.

### 7.2.3. Amortisseurs métalliques

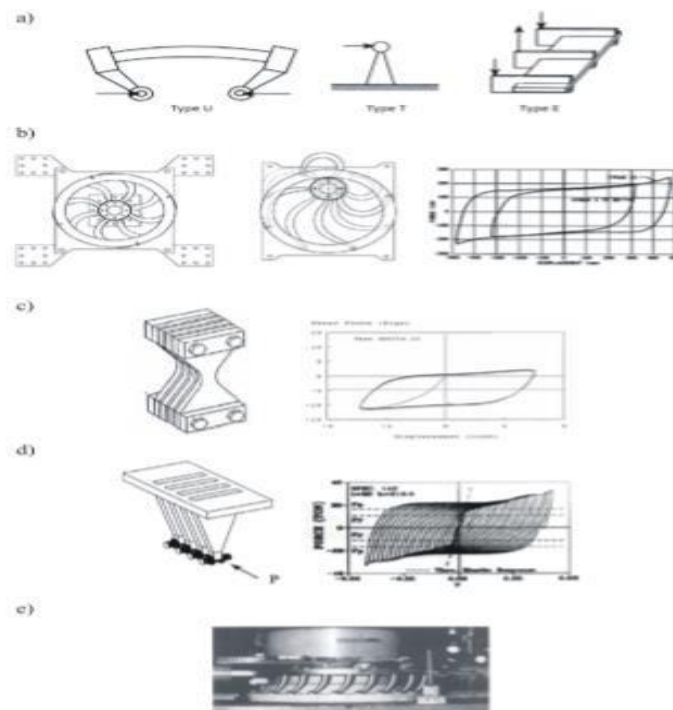
Ce système d'amortissement présente une simplicité par rapport aux autres systèmes d'amortissement. Il est conçu pour dissiper l'énergie en utilisant un comportement hystérétique inélastique des éléments en acier ou en plomb, qu'ils fassent partie de la superstructure ou d'un élément de connexion spécifiquement conçu pour dissiper l'énergie. Différents métaux peuvent être utilisés pour obtenir le niveau d'amortissement souhaité. Les amortisseurs métalliques mobiles peuvent être utilisés en combinaison avec divers isolateurs à la base pour absorber l'énergie supplémentaire, améliorer l'efficacité d'un isolateur et réduire les forces sismiques [14]

La figure 3.14 illustre trois géométries typiques d'amortisseurs en acier (a) qui assurent un comportement stable : la poutre de flexion à moment constant, communément appelée type "U", la poutre en porte-à-faux qui présente souvent une forme évasée ou conique, désignée comme type "T", et la poutre de torsion, connue sous le nom de type "E".

Le système connu sous le nom de "EDU" (Crescent moon-shaped steel damper) dans la littérature anglophone, représenté sur la Figure 3.14 (b), est un ensemble de poutres de type U. [14]

Les systèmes "ADAS" (Figure 3.15), qui signifie "added damping and stiffness", ainsi que "TADAS" (Figure 3.15) (d), qui signifie "triangular added damping and stiffness", sont des assemblages de poutres de type T.

Le système ADAS présente une configuration en forme de X car ses deux extrémités sont fixes, tandis que le système TADAS a une forme triangulaire avec une extrémité fixe et l'autre en forme de rotule. De cette manière, les deux systèmes permettent une distribution constante des contraintes sur toute leur hauteur lorsqu'ils sont fléchis. Un autre exemple d'assemblage de poutres de type T est illustré sur la Figure 3.14 (e)



**Figure 3.15.** Amortisseurs métalliques : (a) trois géométries typiques ; (b) assemblage « EDU » et hystérésis ; (c) assemblage « ADAS » et hystérésis ; (d) assemblage « TADAS » et hystérésis ; (e) autre assemblage de types « T »

#### 7.2.4. Systèmes hybrides

Les systèmes hybrides présentés dans cette section mettent l'accent sur la combinaison des systèmes d'isolation et d'amortissement. Individuellement, ces systèmes fonctionnent de manière efficace. Cependant, les ingénieurs ont choisi d'exploiter les caractéristiques

distinctes de chacun en les combinant dans un même bâtiment afin de dissiper l'énergie, réduire les forces sismiques et, par conséquent, minimiser les dommages.

### 7.3. Les codes parasismiques

Le concept d'isolation sismique a été employé dans beaucoup de pays. C'est pour cela que la plupart des codes parasismiques existants ont été complétés avec les conditions de conception développées spécifiquement pour les structures isolées. Ce besoin a été encadré par un certain nombre de pays concernés par l'aléa sismique avec des codes qui couvrent ce sujet pour que cette nouvelle technologie soit mise en application correctement. Tandis que les critères généraux de la technique d'isolation sismique sont bien établis, les directives peuvent différer d'un pays à un autre dans les règles spécifiques visant les points suivants :

- L'action sismique.
- La méthode de calcul,
- Le système d'isolation et la superstructure.

RPA : Avant 1980, en Algérie le code du bâtiment français a été appliqué, et qui ne prévoyait pas une conception parasismique des bâtiments face aux tremblements de terre. En 1980 il a été adopté une loi et qui par la suite a été révisé en 1988 et 1999. La dernière révision a été opérée en 2003 suite du tremblement de terre dévastateur de Boumerdes.

Le code UBC 97 (the Uniform Building Code) prescrit que le système d'isolation doit être stable pour le déplacement requis, et avoir des propriétés qui ne se dégradent pas sous le chargement cyclique répété. Le concept du code est de contrôler les dommages causés à la structure et de son contenu en prenant comme avantage le fait que l'isolation sismique permet une réponse élastique dans la structure.

## 8. Méthode de calcul d'une structure isolée

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

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

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

## 9. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente est une technique de calcul pour les structures en béton armé. Elle permet d'évaluer la résistance et la stabilité des éléments structurels tels que les poutres, les colonnes et les dalles.

Cette méthode est basée sur le principe de l'équivalence entre les charges appliquées à la structure et les forces internes qui en résultent. Elle est largement utilisée dans l'industrie de la construction pour concevoir des structures sûres et fiables.

Elle peut être la seule méthode de conception utilisée pour les structures satisfaisant les conditions suivantes [8]:

- La structure est située à plus de 10 Km d'une faille active.
- Le sol est de type S1 (sol ferme), S2 (sol moyen), S3 (sol meuble) ou S4 (sol très meuble).
- La structure au-dessus du plan d'isolation n'excède pas quatre étages ou 20 m de hauteur.
- La période maximale du système d'isolation (TM) ne dépasse pas les 3.0 secondes.
- La période de conception de la structure isolée (TD) est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est régulière en plan et en élévation.

Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% du déplacement de conception.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel.

Ces conditions sont tirées de l'UBC 97 Volume 2 Section 1657.5.2.

### 9.1. Calcul des déplacements

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

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) CT_D}{B_D} \quad (3.65)$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) CT_M}{B_M} \quad (3.66)$$

$D_D$  : Déplacement minimale conception. (UBC 97V2 Section 1658.3.1 formule 58.1)

$D_M$  : Déplacement maximal. (UBC 97V2 Section 1658.3.3 formule 58.3)

$g$  : Accélération de la pesanteur

$C$  : Coefficient sismique prévus pour définir les ordonnées spectrales minimales à employées dans la conception .Il est fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol. La valeur de  $C$  est donnée par la formule suivante :

$$C = ZNS_1 \quad (3.67)$$

$Z$  : Coefficient de zone sismique obtenu à partir du tableau 16 de l'UBC 97

ZONE	1	2A	2B	3	4
<b>Z</b>	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4

**Tableau 3.1.** Coefficient de zone sismique ( $Z$ ).

**N**: Coefficient dépendant de la proximité de la faille active .Ces valeurs sont données par le tableau suivant:

Distance de la faille	Magnitude MCE		
	$\geq 8.0$	$= 7.0$	$\leq 6.0$
$\geq 15 \text{ Km}$	1.0	1.0	1.0
$= 10 \text{ Km}$	1.2	1.0	1.0
$\leq 5 \text{ Km}$	1.5	1.3	1.1

**Tableau 3.2.** Coefficient de proximité de la faille (N).

**S<sub>1</sub>** : Coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau :

Type de sol	$S_1$
<b>S<sub>1</sub></b> : sol ferme	<b>1.0</b>
<b>S<sub>2</sub></b> : sol moyen	<b>1.4</b>
<b>S<sub>3</sub></b> : sol meuble	<b>2.3</b>
<b>S<sub>4</sub></b> : sol très meuble	<b>2.7</b>

**Tableau 3.3.** Coefficient caractérisant le type de sol (S1).

**T<sub>D</sub>, T<sub>M</sub>** : Sont les périodes effectives de la structure isolée aux niveaux DBE et MCE respectivement et sont déterminées comme suit :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\min} \times g}} \quad (3.68)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\min} \times g}} \quad (3.69)$$

**T<sub>D</sub>** : Période en seconde correspondante au déplacement minimal de conception. (L'UBC 97V2 Section 1658.3.2 formule 58.2).

**T<sub>M</sub>** : Période en seconde correspondante au déplacement maximal. (L'UBC 97V2 Section 1658.3.4 formule 58.4).

**W** : Poids de la structure.

$K_{D, \min}$  ;  $K_{M, \min}$  : Les valeurs minimales de rigidités effectives ( $K_{D, \text{eff}}$  ;  $K_{M, \text{eff}}$ ) du système d'isolation en (KN/m) correspondant au déplacement de conception  $D_D$  et  $D_M$  respectivement. Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) représentés sur la figure ci-après obtenue à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype. Ces rigidités correspondant au déplacement minimum de conception  $D_D$  et au déplacement maximum  $D_M$  sont données par les équations suivantes [8] :

$$K_{D, \text{eff}} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \quad (3.70)$$

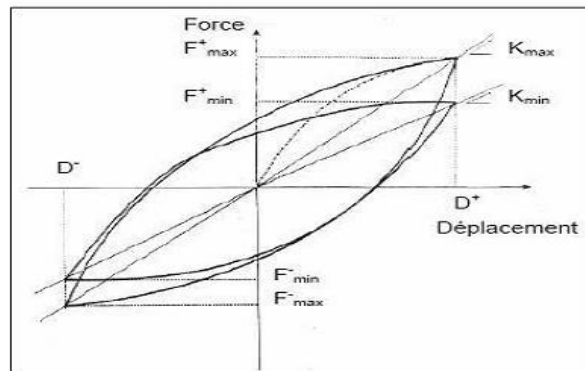
$$K_{M, \text{eff}} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-} \quad (3.71)$$

$K_{\text{eff}}$  : est tirée L'UBC 97V2 Section 1665.3 formule 65.1.

Avec :

$$F_D^+; F_D^-; F_M^+; F_M^- \text{ et } D_D^+; D_D^-; D_M^+; D_M^-$$

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



**Figure 3.16.** Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique

$\beta_D$ ,  $\beta_M$  : sont des coefficients reliés aux amortissements effectifs  $\beta_D$  et  $\beta_M$  du système d'isolation correspondant respectivement aux niveaux de réponse DBE et MCE, qui sont



calculés par les formules suivantes:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\text{la surface totale de la boucle hystérisis}}{K_{D,max} D_D^2} \right)$$

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\text{la surface totale de la boucle hystérisis}}{K_{M,max} D_M^2} \right)$$

Les coefficients d'amortissement  $\beta_D$  et  $\beta_M$  sont donnés en termes d'amortissement effectif  $\beta$  dans le tableau A-16-C de l'UBC-97.

Amortissement effectif $\beta$ (% de l'amortissement critique)	Facteur $\beta_D$ ou $\beta_M$
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
50%	2.0

**Tableau 3.4.** Facteurs d'amortissement  $\beta_D$  et  $\beta_M$ .

## 9.2. Calcul du déplacement total

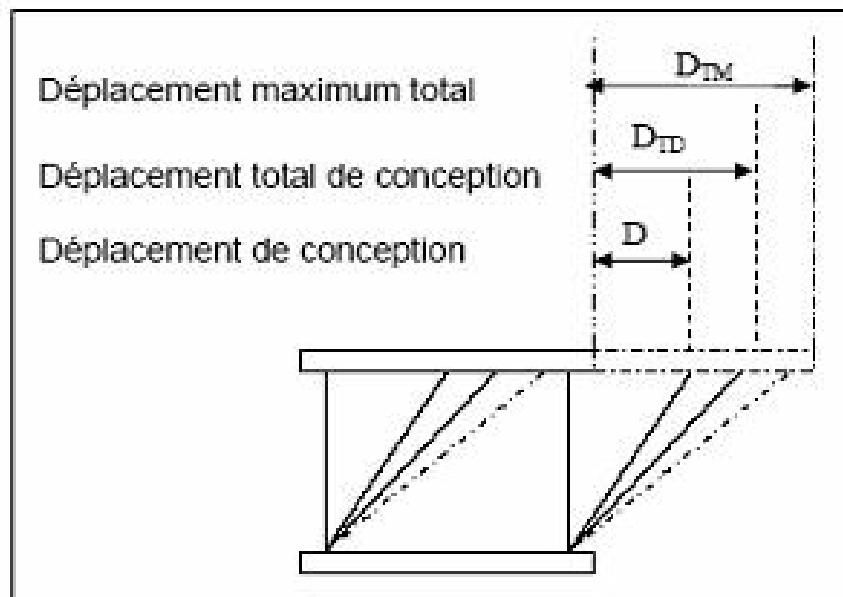
Le déplacement total minimum de conception  $D_{TD}$  :

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3.72)$$

Le déplacement maximum total  $D_{TM}$  qui incluent la torsion :

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3.73)$$

Ils sont donnés respectivement par les formules 58.5 et 58.6 de l'UBC 97V2 Section 1658.3.5. (Ce sont des déplacements d'un appui placé).



**Figure 3.16.** Déplacements du système d'isolation.

## 10. Méthodes dynamiques

L'analyse dynamique est exigée dans beaucoup de cas, en particulier dans les cas où les exigences mentionnées pour l'analyse statique ne sont pas satisfaites. Cette analyse peut être effectuée sous forme d'une analyse modale spectrale ou d'une analyse de réponses temporelles (analyse par accélérogrammes). [8]

## 11. 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 [8] :

- 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 20 m 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 structure est située sur un site de classe A (roche dure), B (roche), C (Sol très dense et roche meuble) ou D (sol ferme).
- Le système d'isolation doit satisfaire les mêmes critères cités précédemment pour la méthode statique équivalente tirée de l'UBC 97 V 2 Section 1657.5.3.

### 11.1. Calcul des déplacements

La méthode dynamique modale spectrale devrait produire presque les mêmes déplacements et les mêmes forces de conception comme ceux calculés en utilisant les formules statiques puisque les deux méthodes sont basées sur la même rigidité effective et le même amortissement du système d'isolation. Si les déplacements et les forces de conception prévue par l'analyse modale spectrale sont inférieurs aux valeurs trouvées par la méthode statique équivalente, des valeurs minimales doivent être prises en considération par les codes pour les déplacements et les forces de conception et les déplacements inter étages obtenus par la méthode dynamique modale spectrale. Par exemple, le déplacement total de conception DTD pour le système d'isolation peut être réduit par la méthode dynamique pas moins de 90% de celui donné par la formule statique et le déplacement maximum total DTM peut être réduit pas moins de 80% de celui donné par la formule statique.

Les codes autorisent une autre réduction en remplaçant les déplacements de conception DD et DM des formules statiques par D'D et D'M comme indiqué dans l'UBC 97 VI I Section 1659.2 formulent 59.1 et 59.2 :

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1+(T/T_D)^2}} \quad (3.74)$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \quad (3.75)$$

Avec  $T$  étant la période de la superstructure dans le cas conventionnel avec une base fixe calculée par la formule empirique du code section 1630.2.2 formule 30.8. Cette réduction tient compte de la flexibilité de la superstructure parce que les formules statiques supposent que la superstructure est rigide, par contre n'importe quelle flexibilité et déplacement de la superstructure tendraient à diminuer le déplacement dans le système d'isolation.

## 12. La méthode d'analyse par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées ; elle nécessite un ou plusieurs accélérogrammes ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure. [8]

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

- La structure située sur un site de classe E (sols meuble ; mouvement de longue période) ou F (sols sujets aux problèmes de liquéfaction).
- La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30% (parce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes supérieurs dans la réponse).
- La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

## 13. Conclusion

Le contreventement est défini comme l'ensemble des dispositions permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales. C'est donc un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage. Dans cette partie, le concept général des systèmes

de contreventements est présenté, en simulant leurs importantes caractéristiques, leurs comportements, leurs avantages et inconvénients ainsi que leurs effets sous l'action sismique. Par la suite, une structure de type bâtiment à six niveaux sera analysée dans la deuxième partie. L'analyse dynamique sera réalisée en se basant sur les principes de dimensionnement développés dans les règlements algériens (RPA99 version 2003 et DTR B.C.2.2 et CBA93)

## **Partie II:**

### **Chapitre 1.**

# **Présentation de la structure élancée (bâtiment)**

## 1. Introduction

Afin de réaliser un étude sismique d'une structure élancée, le choix a été porté sur un bâtiment SS+RDC+8 à usage d'habitation. Le système adopté est des portiques autostables poteaux-poutres. Il convient de noter que ce système sera obligatoirement contreventé par des voiles dans la structure encastree à la base.

L'enjeu majeur de cette partie consiste à évaluer les systèmes d'isolation sismique d'une structure élancée par rapport au choix conventionnel de structure à base fixe et contreventé par des voiles en béton armé.

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'ouvrage étudié en termes de localisation et dimensions en plan et élévation.

## 2. Présentation et description de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée, 8 étages et une terrasse inaccessible,

### 2.1. Situation du projet

- L'ouvrage est considéré être implanté à Ain Témouchent. Selon le RPA99 Version 2003, cette wilaya appartient à la zone IIa (sismicité moyenne).
- La structure est considérée comme un ouvrage courant d'importance moyenne (Groupe d'usage 2).
- Le site est considéré comme meuble (type S3).

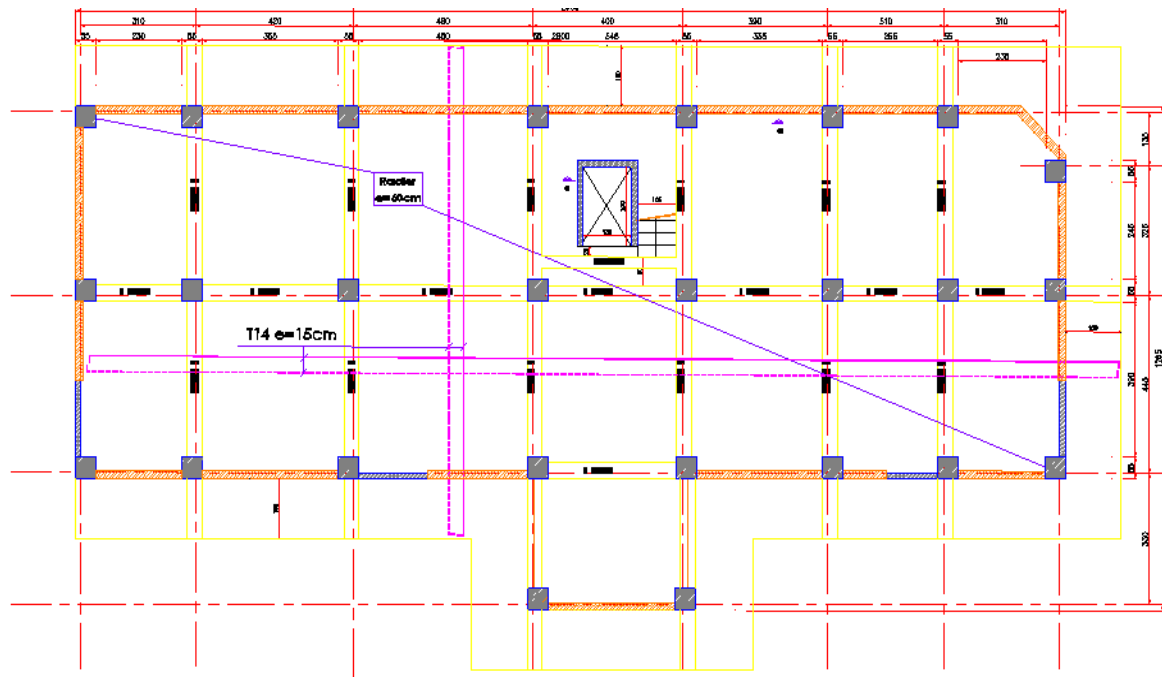


Figure 1.1. Vue en plan du bloc A

## 2.2. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale du bâtiment : 26,20 m
- Largeur totale du bâtiment : 12,35 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 30,60 m.
- Hauteur de sous- sol : 3.06 m
- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur d'étage : 3,06 m.

## 2.3. Règlements utilisés

Le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) a été effectué en respectant les exigences des règlements en vigueur (CBA93, BAEL91 modifié 99 et RPA 99 Version 2003 [29]). Les valeurs des différentes charges permanentes  $G$  (dus au poids propre des éléments) et surcharges d'exploitation  $Q$  sont tirées du règlement DTR B.C. 2.2.



## 2.4. Eléments constituant l'ouvrage

- **Planchers** : Pour des raisons d'économie et facilité de réalisation on opte, pour tous les niveaux, à des dalles corps creux coulées sur place.
- **Murs extérieurs** : Ils sont en doubles parois de briques creuses ; la paroi externe et la paroi interne sont de (15 + 10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : Ils sont en briques creuses de 10 cm.
- **Escaliers** : Sont des éléments qui permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et palier de repos.
- **Les revêtements** : Le revêtement du bâtiment est constitué par :
  - Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
  - De l'enduit de plâtre de 2 cm pour les murs intérieurs et plafonds.
  - Du mortier de ciment 2 cm pour crépissages des façades extérieurs.
- **Acrotère** : La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.
- **Les systèmes de contreventements** :
  - ✓ **Voile** : Les voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en Béton armé tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme)
  - ✓ **Amortisseurs (hystérétique)** : L'amortissement hystérétique pour lequel la force d'amortissement est proportionnel au déplacement et de signe opposé à celui de la vitesse ; dans le but à dissiper de l'énergie, On a utilisé 4 unités qui placé sous chaque colonne.

- ✓ **Isolateurs (pendule à friction) :** L'isolateur en pendule de friction est un isolateur parasismique qui permet une isolation partielle entre la fondation et la superstructure, constitué d'une surface sphérique d'acier inoxydable et double surface de glissement en matériaux composites. Les 26 isolateurs sont placés aux appuis pour une bonne dissipation de l'énergie.

## **Partie II:**

### **Chapitre 2.**

# **Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges**

## 1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif de déterminer les dimensions des éléments structuraux. Ces dimensions sont choisies conformément aux recommandations du RPA99 Version 2003 et du BAEL 91 modifié 99. Les résultats obtenus à cette étape ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après certaines vérifications lors de la phase de dimensionnement.

Une descente de charges du plancher étage courant et plancher terrasse est également présenté. Le calcul des charges permanentes est établi ainsi que les charges d'exploitation sont déterminées.

## 2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

La structure est un bâtiment à usage d'habitation en sous-sols et rez-de-chaussée +8 étages et une terrasse, le contreventement de bâtiment est assuré dans les deux directions par de portique en béton armé :

- Dimensions en plan :  $L_x=26,2$  m,  $L_y=12,35$  m.
- Hauteur totale :  $H=30,60$  m.
- La structure est implantée dans une zone sismicité moyenne (zone IIa).

### 2.1. Dalle à corps creux

L'épaisseur du plancher correspond à l'épaisseur des poutrelles. Pour le prédimensionnement on a utilisé les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche en fonction de la portée maximale est de :

**Lmax** : est la hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$H_t \geq L_{max}/22.5 \quad (2.1)$$

Avec :

**Ht** : hauteur totale du plancher.

**L** : longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles

$$H_t \geq 480/22,5 \rightarrow h_t \geq 21,33$$

On prend l'épaisseur de la dalle (20+5) cm.

**h = 20 cm, h<sub>0</sub> = 5 cm**

## 2.2. Les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le prédimensionnement de ce dernier se fera selon le CBA 93 et les vérifications selon le RPA 99 version 2003

- **Selon le RPA 99 version 2003** : Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \quad (2.2)$$

- **Selon le CBA 93** :

-  $L/15 \leq ht \leq L/10$  ht : hauteur de la poutre.

-  $0,4ht \leq ht \leq 0,8 ht$  b : largeur de la poutre.

Avec :

**L** : longueur de la portée maximale de la grande travée

**h** : hauteur de la poutre.

**b** : largeur d'une section rectangulaire

### 2.2.1. Poutre Principales (Porteuses)

Nous avons : **L= 480 m**

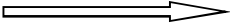
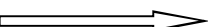
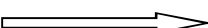
$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 32 \leq ht \leq 48 \end{cases} \quad (2.3)$$

On prend : **h<sub>t</sub>= 40 cm**

$$\begin{cases} 0,4ht \leq b \leq 0,8ht \\ 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.4)$$

On prend : **b= 30 cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 du RPA99 Version 2003 suivant:

$b \geq 20 \text{ cm}$		$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$	<b>Vérifiée.</b>
$h \geq 30 \text{ cm}$		$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$	<b>Vérifiée.</b>
$h/b \leq 4 \text{ cm}$		$h/b = 1,33 < 4 \text{ cm}$	<b>Vérifiée.</b>

### 2.2.2. Poutres secondaires (chaînage)

D'après CBA93 et BAEL 91 modifié 99 :

-  $L/12,5 \leq ht \leq L/10$  ht : hauteur de la poutre.

-  $0,4ht \leq ht \leq 0,8 ht$  b : largeur de la poutre.

Avec :

L : portée maximale de poutre.

Nous avons : **L= 460 cm.**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 30,66 \text{ cm} \leq 46 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.5)$$

On prend : **ht=35cm.**

$$\begin{cases} 0,4ht \leq b \leq 0,8ht \\ 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.6)$$

On prend : **b= 25 cm.**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA 99 Version 2003** suivant :

$$\begin{array}{llll}
 \mathbf{b \geq 20 \text{ cm}} & \longrightarrow & \mathbf{b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}} & \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\
 \mathbf{h \geq 30 \text{ cm}} & \longrightarrow & \mathbf{h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}} & \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.} \\
 \mathbf{h/b \leq 4 \text{ cm}} & \longrightarrow & \mathbf{h/b = 1,4 < 4 \text{ cm}} & \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}e.}
 \end{array}$$

Les dimensions de différentes poutres sont indiquées dans le tableau suivant :

	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>
Poutres principales	35	45
Poutres secondaires	25	35

**Tableau 2.1.** Prédimensionnement des poutres

### 2.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le poteau est un élément essentiel de la structure, généralement vertical, dont Est grande par rapport aux autres dimensions transversales. Selon les règles CBA 93, article B.8.4.1, l'effort dans le poteau doit vérifier que :

$$N \leq \alpha \left( \frac{Br * f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{Af * f_e}{\gamma_s} \right) \quad (2.7)$$

**Nu** : est l'effort normal ultime pondéré, que l'on déduit après descente de charges

**Br** : est la section de béton réduite de 2cm suivant chaque côté, c'est-à-dire :

$$\mathbf{Br = (a - 2 \text{ cm}) \times (b - 2 \text{ cm})} \quad (2.8)$$

**α** : est coefficient qui dépende de l'élanement de l'élément poteau  $\lambda$  par la formule suivante :

Pour :

$$\lambda < 35 \text{ on a } \alpha = \frac{0.85}{\beta(\lambda)} \quad \text{B.8.2.1 (CBA93)}$$

Donc :

$$\beta(\lambda)=1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad (2.9)$$

Les résultats sont démontrés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	n	S	Q	Nu (N)	$\beta$	F <sub>bc</sub>	$\gamma$	FE	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	a (m)	Choix
SS1	9	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,16	0,42	55
RDC	8	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,146	0,40	55
1 <sup>er</sup>	7	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,130	0,38	50
2 <sup>ème</sup>	6	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,114	0,357	50
3 <sup>ème</sup>	5	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,097	0,331	45
4 <sup>ème</sup>	4	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,081	0,304	45
5 <sup>ème</sup>	3	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,065	0,274	40
6 <sup>ème</sup>	2	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,048	0,239	40
7 <sup>ème</sup>	1	25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,032	0,198	40
8 <sup>ème</sup>		25	1	43,59	1,2	14,17	1,15	400	0,016	0,146	35

**Tableau 2.2.** Choix des sections des poteaux

### 3. Descente des charges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont [18] :

- **Les charges permanentes (G)**

La charge permanente englobe à la fois le poids intrinsèque de la structure porteuse et celui des composants qu'elle contient, tels que les plafonds, les planchers, les revêtements et autres



éléments similaires, ainsi que le poids des éléments du bâtiment supportés ou soutenus par ces éléments, tels que les cloisons fixes, les conduits de fumée, les conduits de ventilation, et ainsi de suite.

- **Les surcharges d'exploitation (Q)**

Chaque bâtiment est soumis à une classification réglementaire et doit être en mesure de supporter les charges et les contraintes associées à une utilisation "normale". Afin de faciliter la prise en compte de ces charges sans devoir les recalculer à chaque fois, le législateur a décidé d'établir des charges réglementaires. Ces charges sont détaillées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation. Les tableaux mentionnés ci-dessous illustrent la répartition des charges sur la structure étudiée.

### 3.1. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible, réalisée en corps creux surmontés de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Désignation	Epaisseurs [m]	poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle de sol	0,015	20	0,30
Mortier de pose	0,025	20	0,50
Etanchéité multi couche	0,01	6	0,06
Forme de pente	0,08	22	1,76
Enduits en ciment	0,015	22	0,33
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher corps creux			3,20
<b>Charge permanente</b>			<b>6,31</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>1</b>

**Tableau 2.3.** Descente des charges du Plancher terrasse inaccessible

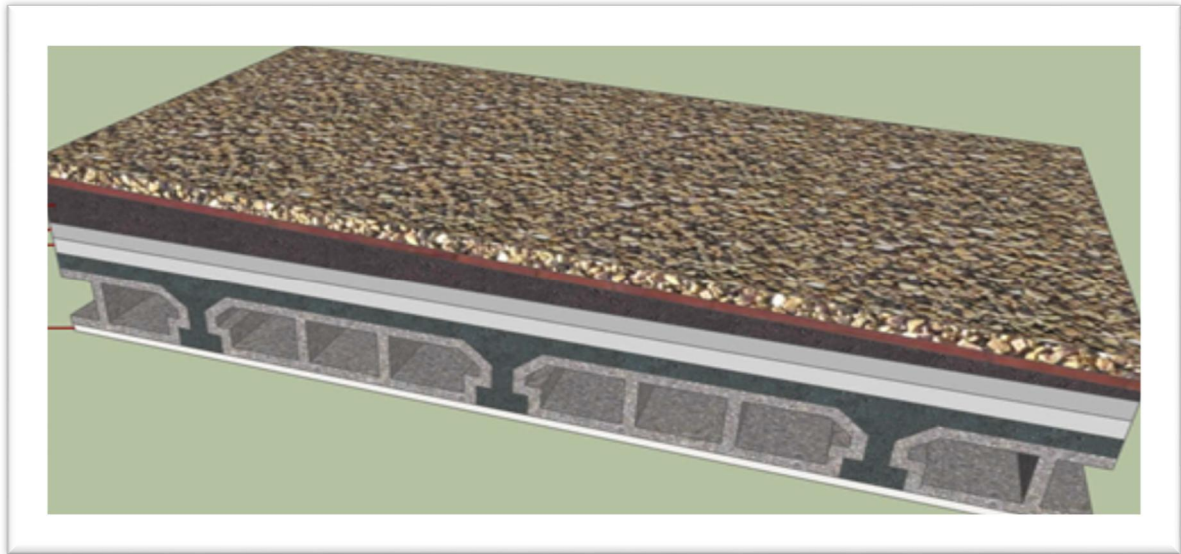


Figure 2.1. Plancher terrasse inaccessible

### 3.2. Plancher étage courant

Désignation	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Epaisseurs [m]	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle de sol	22	0.015	0,30
Mortier de pose	20	0.025	0,5
Chape	24	0.05	1,2
Plancher 20+5			3,2
Enduit sous plafond	22	0.015	0,30
<b>Charge permanente</b>			<b>5,5</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>1,5</b>

Tableau 2.4. Descente des charges du Plancher étage courant



**Figure 2.2.** Plancher étage courant

#### 4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étape de prédimensionnement et montre les descentes des charges effectuée d'un bâtiment à un sous-sol +8 étages. De plus, nous avons également pris en compte les normes et les conditions des codes de calcul mentionnés précédemment (CBA93, BAEL 91 et RPA 99 version 2003) pour assurer la conformité du projet.

## **Partie II:**

### **Chapitre 3.**

# **Analyse dynamique de la structure élancée encastree à la base**

## 1. Introduction

L'analyse dynamique de la structure élancée est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000. Un modèle de cette structure est établi. Sur la base de ce modèle, les résultats seront ensuite interprétés et discutés.

Le contreventement par des voiles assure dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux .En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température, il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités . [16]

## 2. Définition des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable, dans leurs plans ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Ces éléments de contreventement doivent être superposés sur toute la hauteur du bâtiment, continus des fondations jusqu'au sommet. [18]

## 3. Méthodologie de l'analyse dynamique en utilisant SAP2000

La modélisation par SAP2000 consiste en les étapes suivantes :

1. Définir l'unité (KN/m).
2. Entrer la géométrie du modèle.
3. Définir matériaux.
4. Définir les conditions d'appuis.
5. Définir les sections.
6. Définir les cas de charges statiques (Q et G).
7. Définir les cas de charges dynamiques (méthode temporelle).

#### 4. Présentation du logiciel « SAP2000 »

Le logiciel est utilisé pour les structures en Béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres.

Les dernières versions de ce programme ont incorporé les éléments LINK, avec lesquels il est possible de modéliser les dispositifs de contrôle passif des structures, aussi bien les isolateurs à la base (HDR, FPS, ...etc.) que les dissipateurs d'énergie (amortisseurs hystérétique et amortisseurs visqueux ...etc.). [18]



Figure 3.1. Interface de SAP2000

#### 5. Modèle de la structure élancée

En se basant sur le code en élément finis SAP2000, un modèle tridimensionnel est élaboré et optimisé. Dans cette partie, la structure est considérée encastrée à la base. Le recours à un contreventement par des voiles en béton armé est obligatoire. Ce modèle est utilisé pour l'analyse dynamique (Figure 3.2).

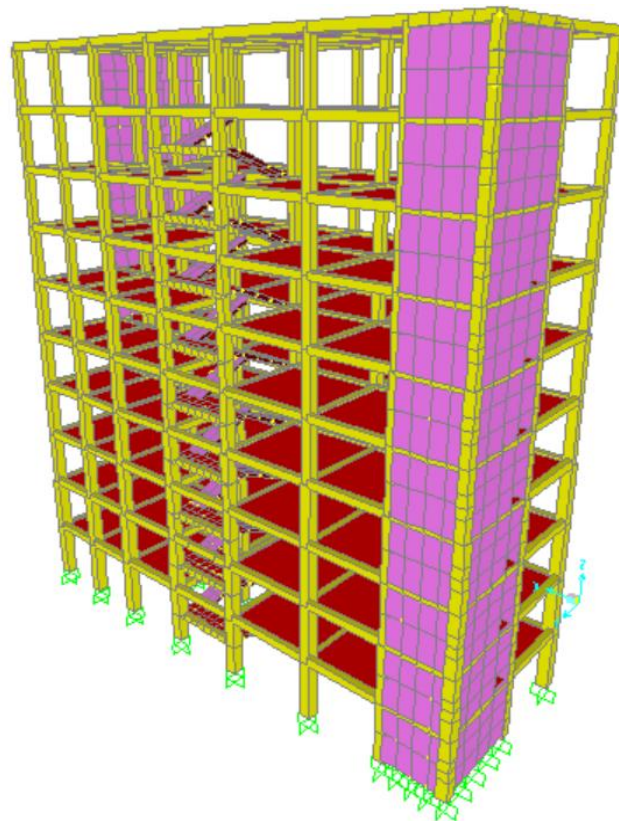


Figure 3.2. Vue en 3D du modèle e la structure

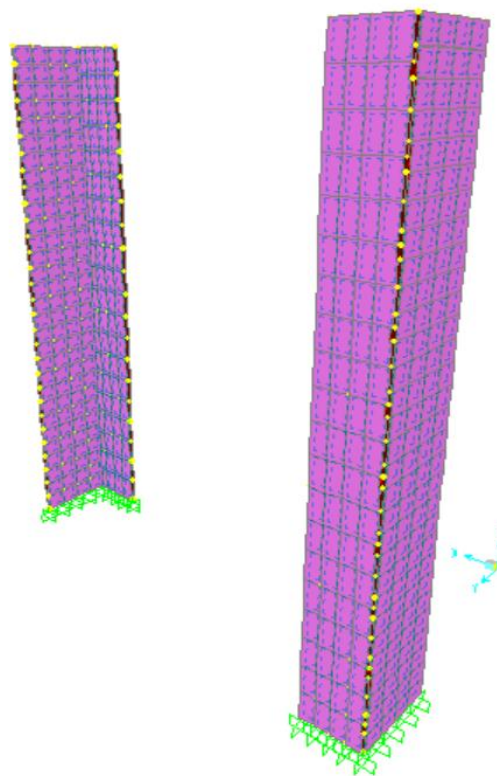


Figure 3.3. Position des voiles en 3D

## 6. Positions des voiles

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités (Figure 3.3).

## 7. Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts internes dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

- *Méthode statique équivalente*

**Principe :** Dans cette méthode le RPA99 version 2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées successivement suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- *Méthode d'analyse modale spectrale*

**Principe :** Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, Celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

*Note : la modélisation de la structure est établie suivant la méthode d'analyse modale spectrale.*

## 8. Calcul des paramètres dynamiques de la structure élancée

Nous avons mené les étapes suivantes dans le calcul sismique de la structure étudiée :

- Détermination des caractéristiques géométriques
- Déterminations des conditions aux limites
- Déterminations de la descente de charge
- Détermination des propriétés des matériaux utilisés



- Détermination des forces sismique
- Détermination des combinaisons des charges

### 8.1. Evaluation de la force sismique

Conformément au RPA 99 Version 2003

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (3.1)$$

**A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4-1 de RPA 99 Version 2003).

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : facteur de la qualité. (Tableau 4-4 de RPA 99 Version 2003).

**R** : coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de Contreventement. (Tableau 4-3 de RPA 99 Version 2003).

**W** : poids de la structure. (Article 4-5 de RPA 99 Version 2003)

### 8.2. Définition les valeurs des coefficients

#### 1) Coefficient d'accélération de zone (A)

Les valeurs du coefficient d'accélération de la zone « A » sont révisées comme suit (d'après RPA99 version 2003) : **A=0.15**

Groupe	Zone			
	□	□ a	□ b	□
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
2B	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

**Tableau 3.1.** Coefficient d'accélération

**2) Coefficient de comportement global de structure (R)**

En fonction du système de contreventement  $R=4$

**3) Facteur de qualité (Q)**

La valeur Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad (3.2)$$

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1-condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2-redondance en plan	0	0.05
3-régularité en plan	0	0.05
4-régularité en élévation	0	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

**Tableau 3.2.** Pénalités Pqi

Donc :

$$Q_x = 1 + (0,050 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00) = 1.20$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00) = 1.20$$

**4) Le pourcentage d'amortissement critique**

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi = 10$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau 3.3.** Le pourcentage d'amortissement critique

### 5) La période fondamentale

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4} \quad (3.3)$$

$C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6. RPA 99 Version 2003.

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à le dernier niveau

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} \rightarrow T = 0,050 \times (3,06 \cdot 10)^{3/4}$$

$$T = 0,65 \text{ s}$$

On a choisi  $C_t = 0,050$  donc dans ce cas on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (3.4)$$

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

$$T_x = 0,54 \text{ s}$$

$$T_y = 0,78 \text{ s}$$

### 6) Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.50 \text{ s} \quad (\text{tableau 4.7. RPA99 Version 2003})$$

### 7) Facteur de correction d'amortissement

Donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$  Sachant que  $\xi = 10 \rightarrow \eta = 0.76 \rightarrow \eta > 0.7$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 3.4. Facteur de correction d'amortissement

**8) D'amplifications dynamiques moyennes**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (3.5)$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow 0,50 \leq 0,53 \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,50}{0,53}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,83$$

$$D = 1,83$$

**9) Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculé à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_G + \beta W_q \quad (3.6)$$

$$W = 25114,934$$

**Donc :**

Le calcul de la force sismique donne :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,83 \cdot 1,20}{4} \cdot 25842,61$$

$$V_x = 2128,14$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,83 \cdot 1,20}{4} \cdot 25842,61$$

$$V_y = 2128,14$$

**10) Le spectre de réponse**

Le calcul dynamique de la structure étudiée est mené en adoptant la méthode dynamique modale spectrale. En effet, le chargement sismique adopté sous forme de spectre de réponse qui dépend du type de la structure, de la zone sismique et du site d'implantation.

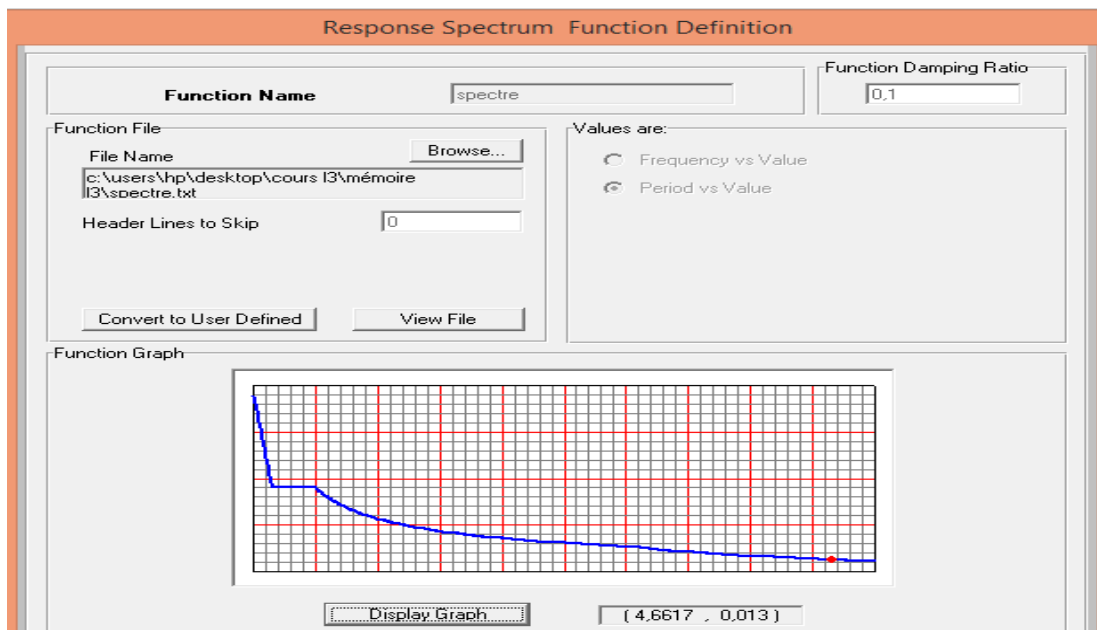


Figure 3.4. Spectre de réponse

## 9. Vérification suivant (RPA99 version 2003)

### A. Justification vis-à-vis de pourcentage des modes

Le tableau ci-dessous présente la vérification du période selon RPA 99 Version 2003 :

$$1,3 T > T_{sap}$$

<b>T dynamique</b>	<b>T statique</b>
<b>Tsap</b>	<b>Tmse</b>
0,65	0,53

<b>Tdynamique &lt;= 1.30 Tstatique</b>	<b>Condition Vérifiée</b>
<b>0,65 ≤ 0,69</b>	<b>Condition Vérifiée</b>

Tableau 3.5. Vérification de la condition de la période fondamentale.

**B. Justification vis-à-vis résultant de forces sismiques de calcul**

Les prescriptions de la version 2003 du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) sont principalement basés sur une approche statique équivalente, avec l'utilisation de l'analyse dynamique autorisée pour obtenir une répartition améliorée de l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction de sa hauteur. L'analyse dynamique, telle que définie dans le RPA 99 version 2003, permet potentiellement d'obtenir des efforts tranchants à la base sensiblement inférieurs. Cependant, cela dépend des hypothèses faites dans les modèles de structures et de comportement, ainsi que des mouvements sismiques utilisés. Les ingénieurs ont été dissuadés d'utiliser l'analyse dynamique comme méthode d'estimation des forces sismiques en raison de sa sensibilité aux caractéristiques des mouvements sismiques choisis et des hypothèses de calcul associées., qui dépendent à :

**Les résultats des forces sismique trouvés par le SAP2000**

$$V_x = 1778,432$$

$$V_y = 1556,23$$

Méthodes	V <sub>t</sub> Dynamique		V Statique		80% V Statique		Observation
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	
V à la base	1778,432	1704,419	2128,14	2128,14	1702,511	1702,511	Condition NON vérifiée

**Tableau 3.6.** Justification vis-à-vis résultant de forces sismiques de calcul

**D'après le RPA 99 version 2003 :**

$V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

$$\text{Selon } Y : 0,8 V/V_t = 0,8 \cdot 2128,14 / 1556,23 = 1,094$$

**Les résultats des forces sismiques trouvés par le SAP après l'augmentation**

$$V_x = 1778,432$$

$$V_y = 1704,419$$

Méthodes	V <sub>t</sub> Dynamique		V Statique		80% V Statique		Observation
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	
V à la base	1778 ,432	1704,419	2128,14	2128,14	1702,511	1702,511	Condition est vérifiée

**Tableau 3.7.** Justification vis-à-vis résultant de forces sismiques de calcul après augmentation

### C. Vérification de la sollicitation normale

Outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : [16]

$$V = \frac{Nu}{B * f_{c28}} < 0.3 \quad (3.7)$$

Niveau	Nu	B	fc28	Sollicitations	Condition	
SS1	130,724	0,302	25	0,173	≤ 0,3	Vérifiée
RDC	123,309	0,302	25	0 ,163	≤ 0,3	Vérifiée
N1	96,444	0,250	25	0,154	≤ 0,3	Vérifiée
N2	99,717	0,250	25	0,159	≤ 0,3	Vérifiée
N3	85,013	0,2025	25	0,167	≤ 0,3	Vérifiée
N4	69,38	c0 ,2025	25	0,137	≤ 0,3	Vérifiée
N5	53,714	0,16	25	0,134	≤ 0,3	Vérifiée
N6	38,67	0,16	25	0,097	≤ 0,3	Vérifiée
N7	23,787	0,16	25	0,059	≤ 0,3	Vérifiée
N8	9,801	0,122	25	0,032	≤ 0,3	Vérifiée

**Tableau 3.8.** Vérification de la sollicitation normale.

Avec :

$Nu$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$  : est l'aire (section brute) des poteaux.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

## 10. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000

### 10.1. Période de la structure encastrée

D'après l'analyse modale du logiciel SAP 2000 la période fondamentale obtenue est :

$$T = 0.65s$$

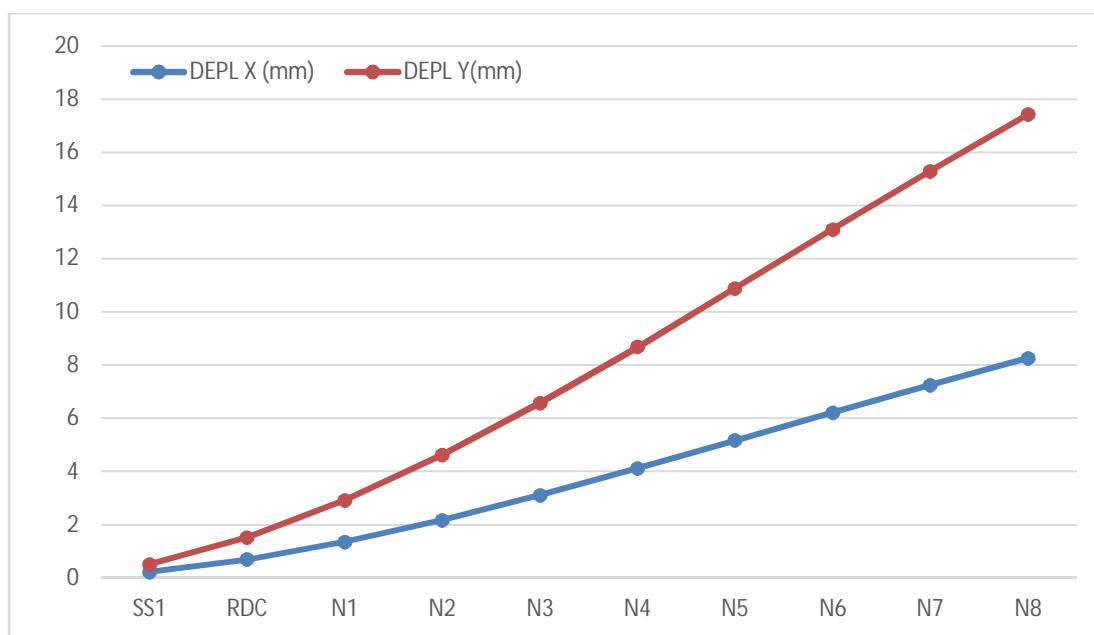
### 10.2. Variation du déplacement de chaque plancher

Le tableau et la figure ci-dessous présente les variations des déplacements suivant les deux directions X et Y :

Niveaux	DEPL X (mm)	DEPL Y (mm)
SS1	0,227	0,515
RDC	0,694	1,526
N1	1,359	2,923
N2	2,18	4,634
N3	3,115	6,586
N4	4,122	8,687
N5	5,168	10,885
N6	6,22	13,101
N7	7,254	15,291
N8	8,26	17,425

**Tableau 3.9.** Déplacements des plancher suivant X et Y





**Figure 3.5.** Déplacements des planchers suivant X et Y

D’après la figure 3.5, on remarque que les réponses des déplacements des étages l’écart est considérable. On remarque aussi selon la figure que l’élévation des déplacements représentés aux différents niveaux a tendance à avoir une même allure pour les deux sens étudiés.

### 10.3. Variation de l’effort tranchant à la base

Structure Encastrée	
Effort Tranchant X	Effort Tranchant Y
<b>1778,432 KN</b>	<b>1704,43 KN</b>

**Tableau 3.10.** Effort tranchant à la base suivant X et Y.

La variation de l’effort tranchants est montrée dans le tableau, à partir de laquelle, on voit que la valeur maximale atteinte est de l’ordre **1778 ,432KN** dans le sens Y et de l’ordre **1704,43 KN** dans le sens X. la différence entre ces deux valeurs peut être expliquée par les rigidités structurelles attribuées à chaque sens.

### 10.4. Variation des accélérations

Les accélérations des planchers sont montrées sur le tableau et la figure suivantes :

Niveaux	ACCEL X (m/s <sup>2</sup> )	ACCEL Y (m/s <sup>2</sup> )
SS1	0,17278	0,36519
RDC	0,43389	0,74981
N1	0,70384	0,93308
N2	0,91776	0,93794
N3	1,03848	0,96202
N4	1,07512	1,09112
N5	1,10346	1,18291
N6	1,24277	1,22869
N7	1,54255	1,46055
N8	1,94483	1,93402

Tableau 3.11. Accélération suivant X et Y

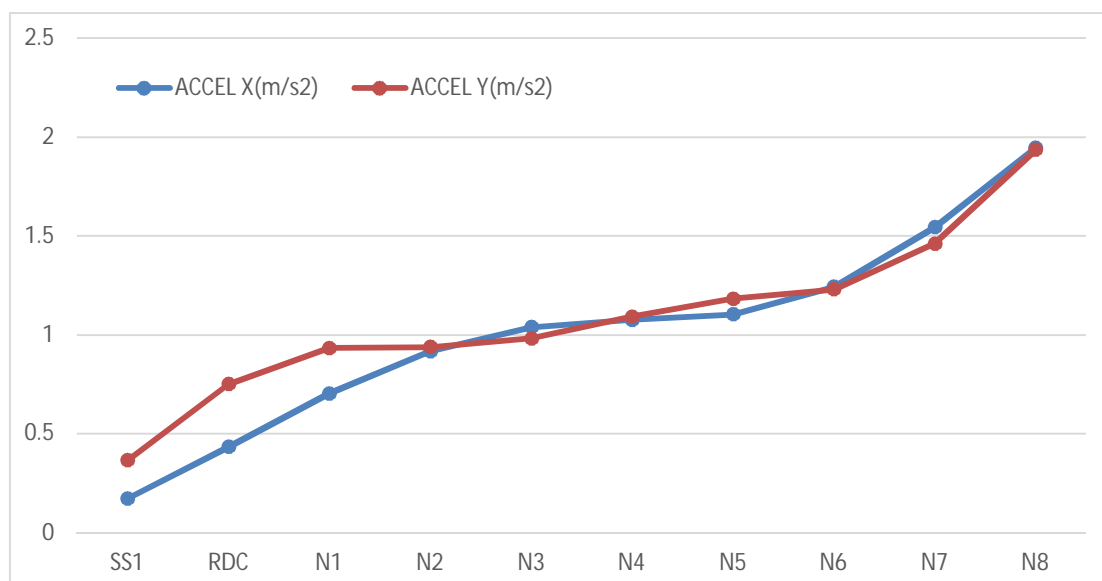


Figure 3.6. Accélération des planchers suivant X et Y

**Remarque :**

- Variation de l'accélération sont similaires en valeurs suivants X et Y.
- Cette différence en accélérations dans les sens n'est aussi remarquable.

### 10.5. Participation massique de la structure

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Modes	Sum UX	Sum UY
Mode 01	0,0222	0,62784
Mode 02	0,61071	0,64718
Mode 03	0,64346	0,65101
Mode 04	0,64919	0,84779
Mode 05	0,8359	0,85684
Mode 06	0,83704	0,85733
Mode 07	0,83705	0,85733
Mode 08	0,83705	0,85739
Mode 09	0,83705	0,85739
Mode 10	0,83799	0,87152
Mode 11	0,84041	0,92303
.	.	.
.	.	.
.	.	.
Mode 15	0,89578	0,93309
Mode 16	0,89634	0,93313
Mode 17	0,90731	0,94684
Mode 18	0,91239	0,95272
Mode 19	0,91245	0,95275

Tableau 3.12. Participation massique.

#### Remarque :

La quatrième condition est vérifiée pour les deux variantes sauf qu'on observe que la participation massique atteint 90% de la masse totale de la structure Au niveau au 11<sup>ème</sup> mode suivant l'axe X et au 17<sup>ème</sup> mode suivant l'axe Y. Le nombre de modes adopté couvre cette vérification.

## **11. Conclusion**

Dans ce chapitre, l'analyse dynamique de la structure élancée d'un bâtiment sous-sol, rez de chaussée et 8 étages est réalisé. Le modèle utilisé de la structure est considéré encastré à la base. De plus, nous avons également pris en compte les normes et les conditions des codes de calcul mentionnés précédemment (CBA93, BAEL 91 et RPA 99 version 2003) pour assurer la conformité du projet.

## **Partie II:**

### **Chapitre 4.**

# **Analyse dynamique de la structure élancée isolée à la base**

## 1. Introduction

Au départ, la modélisation des systèmes d'isolation sur ordinateur reposait sur des modèles à un degré de liberté, supposant simplement une structure rigide au-dessus du système d'isolation et prenant en compte uniquement la non-linéarité des unités d'isolateur. Cependant, avec l'avancement des technologies informatiques et la réduction du temps de calcul, les programmes informatiques ont pu intégrer des systèmes d'isolation pour des analyses structurelles en trois dimensions. De plus, l'émergence des ordinateurs personnels à grande vitesse et la baisse des coûts du matériel informatique ont permis le développement de programmes puissants pour l'analyse et la conception de structures complexes, en prenant en compte le comportement non linéaire des isolateurs et de la structure.

Parmi les programmes informatiques les plus populaires, SAP2000 et ETABS ont été reconnus comme des outils fiables pour l'analyse et la conception de structures isolées à la base. Ces deux programmes sont capables d'effectuer une analyse statique équivalente, une analyse du spectre de réponse, ainsi qu'une analyse linéaire et non linéaire par accélérogramme. Chaque programme possède également ses propres caractéristiques distinctives.

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une analyse dynamique de la structure élançée isolée à la base. Cette analyse est réalisée à l'aide d'un modèle tridimensionnel établi sous le logiciel SAP2000.

Les isolateurs utilisés dans ce type de système (isolateur à friction) comportent une interface de glissement en forme de cuvette, similaire à une portion de sphère, qui permet à la structure d'avoir un mouvement global comparable à celui d'un pendule.

D'autres analyse dynamique de cette structure élançée isolée à la base en optant pour d'autres type d'appuis parasismiques a été également réalisée. L'utilisation d'isolateurs parasismiques en néoprène a été testée. Les résultats n'ont pas été présentés.

## 2. Les codes parasismiques

Alors que les critères généraux de la technique d'isolation sismique sont bien établis, les directives spécifiques peuvent varier d'un pays à l'autre en ce qui concerne les points

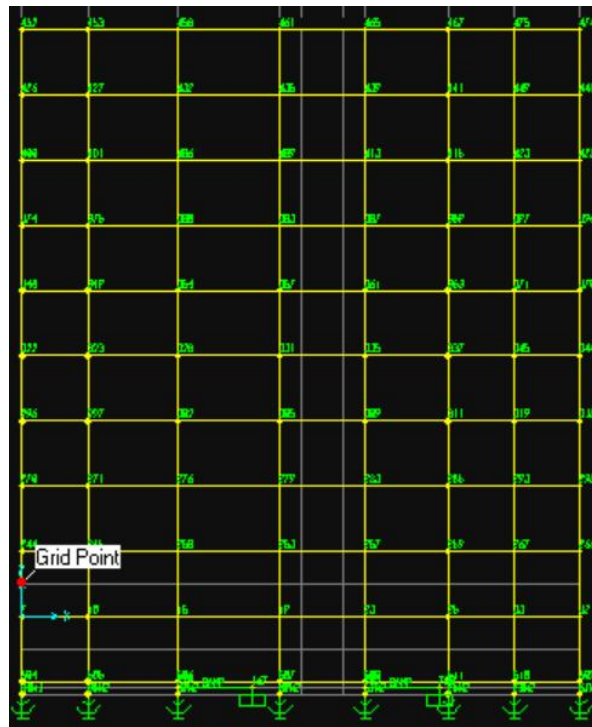
suivants: l'action sismique, la méthode de calcul, le système d'isolation et la superstructure. Les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 définissent les principes généraux de conception et de calcul nécessaires à l'étude des structures résistant aux séismes. Ces règles s'appliquent à toutes les constructions courantes. Cependant, elles ne s'appliquent pas directement aux structures importantes telles que les ponts, les barrages, les grands réservoirs de stockage ou les bâtiments de très grande hauteur. De plus, le code ne fournit aucune indication sur le calcul des bâtiments sur des appuis parasismiques. C'est pourquoi il est nécessaire de se référer à d'autres codes internationaux pour effectuer des calculs sur les structures isolées. Dans le cadre de notre étude, nous avons choisi d'utiliser les codes américains les plus reconnus (UBC-97 et IBC-2000).

Le code UBC-97 (Uniform Building Code) exige que le système d'isolation soit stable pour les déplacements requis et qu'il conserve ses propriétés sans se dégrader sous des charges cycliques répétées. Le concept de ce code est de contrôler les dommages causés à la structure et à son contenu en tirant parti de la capacité de l'isolation sismique à permettre une réponse élastique de la structure. [20]

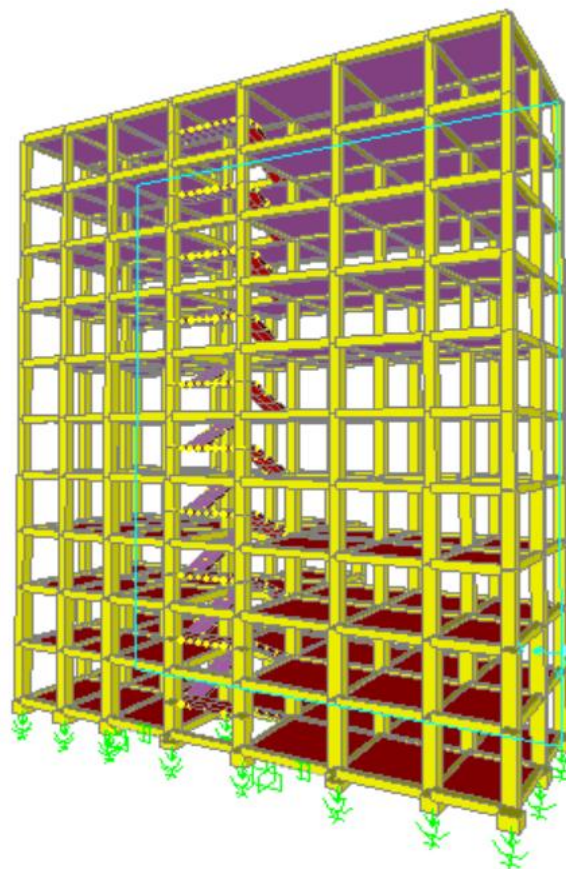
### **3. Modélisation d'un Bâtiment d'habitation SS+RDC+8 étages**

Notre travail repose sur l'utilisation d'un isolateur à friction, l'un des systèmes d'isolation à la base les plus récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Il est composé d'une surface sphérique en acier inoxydable et d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de Téflon. Le système FPS (Friction Pendulum System) utilise un mécanisme de reconstitution basé sur sa géométrie concave.

Les FPS fonctionnent selon le principe d'un pendule simple. Lors d'un tremblement de terre, le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave, provoquant de légers mouvements harmoniques dans la structure et augmentant sa période naturelle. Cela permet de minimiser les forces sismiques les plus fortes, de réduire les charges latérales et les vibrations transmises à la structure, et de protéger les structures et leur contenu lors de séismes violents. Nous avons choisi cet isolateur car il offre de meilleurs résultats.



**Figure 4.1.** Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 2D)



**Figure 4.2.** Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 3D)



#### 4. Calcul des paramètres de l'isolation à la base

La période de conception du système d'isolation ( $T_D$ ) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à 3 fois  $T \rightarrow T = 0.78s$

$$T_D = 3 \times T \quad (7.1)$$

Alors :

$$\rightarrow T_D = 3 \times 0.6$$

$$\rightarrow T_D = 2,34s$$

$$\rightarrow T_D \approx 3s$$

##### 4.1. Calcul le rayon de la sphère

$$R = g \times \left( \frac{T_D}{2\pi} \right)^2 \quad (7.2)$$

$$R = 9.81 \times \left( \frac{3}{2\pi} \right)^2 = 2.23m$$

##### 4.2. La rigidité effective $K_{eff}$

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \quad (7.3)$$

La charge verticale  $W$  supportée par l'appui 1 est égale à : 785,82 KN.

$$K_{eff} = \frac{785,82}{2.23} + 0.07 \frac{785,82}{0,17163222} = 671,514955 \text{ KN/m}$$

Appui	W (KN)	$K_{eff}$ (KN/m)
Type 1	785,820	671,514
Type 2	1530,102	1307,534
Type 3	1951,923	1667,997
Type 4	2390,174	2042,500

**Tableau 4.1.** Poids et coefficient d'amortissement effectif

### 4.3. Calcul du déplacement horizontal de conception

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \times C \times T_D}{B_D} \quad (7.4)$$

$\mu$  : est choisi dans notre exemple égal à 0.07

$D$  : est calculé selon le code UBC 97 :

Avec :

$$C = ZNS_{III} \quad (7.5)$$

$$\rightarrow C = 0.15 \times 1 \times 2.3$$

$$\rightarrow C = 0.345$$

$$\rightarrow Z = 0.15 \text{ (zone IIa).}$$

$$\rightarrow N = 1 \text{ (distance à la faille).}$$

$$\rightarrow S_{III} = 2.3 \text{ (sol meuble).}$$

On choisit :  $\xi_{eff} = 20\%$  et on le corrige ci-après :  $B_D = 1.5$

Alors :

$$D = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \times 0.345 \times 3}{1.5} = 0,17163222$$

Correction du  $\varepsilon_{eff}$  (l'amortissement effectif) de l'appui :

$$\varepsilon_{eff} = \frac{2}{\pi} + \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \quad (7.6)$$

$$\varepsilon_{eff} = 30\%$$

### 4.4. Déplacement vertical de l'appui $\delta_V$

$$\delta_V = \frac{D}{2 \times R} \quad (7.7)$$

$$\rightarrow \delta_V = \frac{0,17163222^2}{2 \times 2,23} = 0,00657923 \text{ m}$$

**4.5. Diamètre  $d$  de la surface sphérique**

$$d > 2 \times D \quad (7.8)$$

$$\rightarrow d > 2 \times 0,17163222$$

$$\text{Donc } d = 35 \text{ cm}$$

**4.6. La vérification de la condition de recentrage de la structure**

$$\frac{D}{R} \geq \mu \quad (7.9)$$

$$\rightarrow \frac{0,17163222}{2,23} = 0,076 \geq \mu \dots\dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

Les dimensions d'appuis sont :

- $R = 2,23\text{m}$
- $\delta v = 0,00657923\text{m}$
- $D = 35 \text{ cm}$

Les caractéristiques du système d'isolation sont résumées dans le tableau suivant :

Appui	TD (s)	R(m)	M	D (m)	W (KN)	$K_{\text{eff}}$ (KN/m)	$\xi_{\text{eff}}$ (%)	$\delta v$ (m)	d (cm)
Type 1	3	2,23	0,07	0,1716	785,82	671,514	30%	0,006579	35
Type 2	3	2,23	0,07	0,1716	1530,102	1307,534	30%	0,006579	35
Type 3	3	2,23	0,07	0,1716	1951,923	1667,997	30%	0,006579	35
Type 4	3	2,23	0,07	0,1716	2390,174	2042,5003	30%	0,006579	35

**Tableau 4.2.** Dimensions des appuis parasismiques

#### 4.7. Le choix des types d'appuis

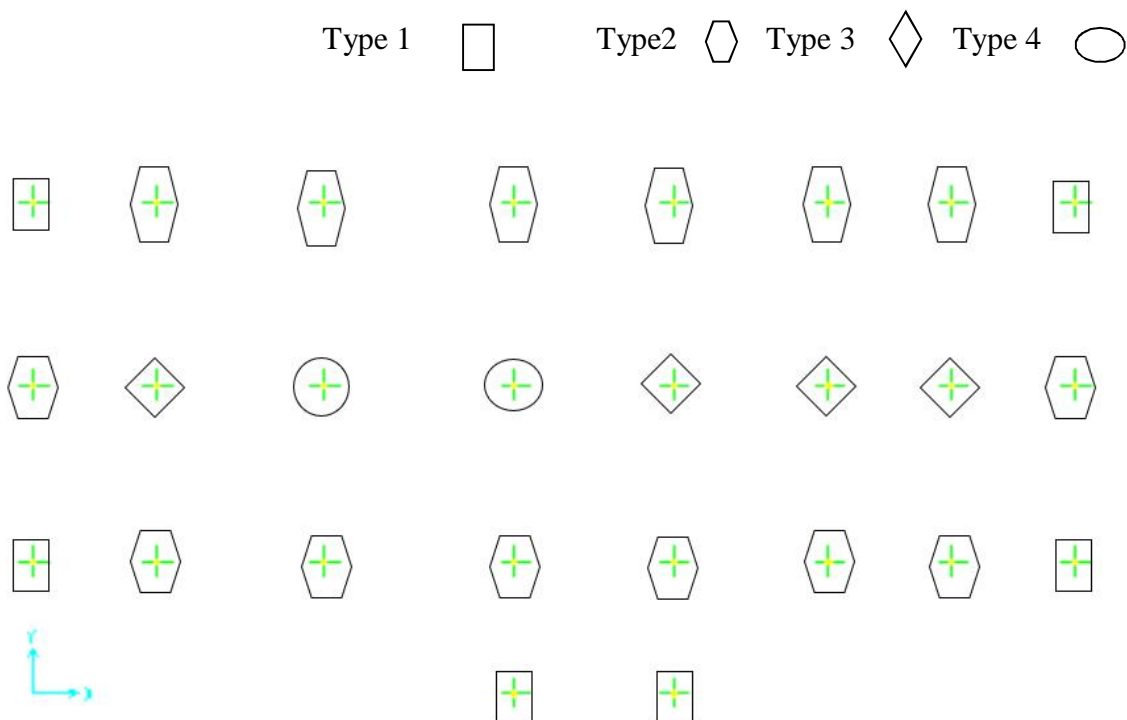


Figure 4.3. Types d'appuis considérés pour la structure du bâtiment.

### 5. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000

#### 5.1. Période de la structure isolée

A partir du logiciel SAP2000, la période d'oscillations de la structure isolée à la base est de:

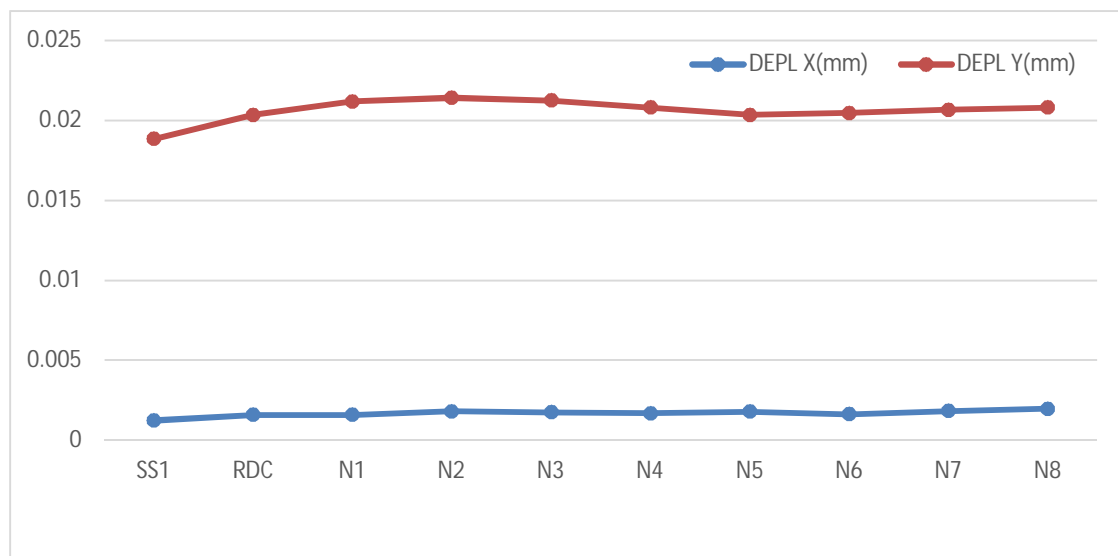
$$T = 4.018s$$

#### 5.2. Variation des déplacements des planchers

Le tableau et la figure suivantes montrent les déplacements des planchers dans les sens (X et Y) :

Niveaux	DEPL X (mm)	DEPL Y (mm)
SS1	0,001238	0,018839
RDC	0,001584	0,020346
N1	0,001584	0,021171
N2	0,001805	0,021411
N3	0,001749	0,021245
N4	0,001685	0,020801
N5	0,001796	0,020346
N6	0,001619	0,020447
N7	0,001823	0,020663
N8	0,001967	0,020792

**Tableau 4.3.** Déplacements des planchers suivants X et Y



**Figure 4.4.** Déplacements des planchers suivant X et Y

**Remarque :** Les déplacements diminuent suivants les niveaux de SS1 jusqu'aux derniers niveaux. On remarque les déplacements des planchers sont très faibles et sont de l'ordre de 0.15 cm pour le sens X et de l'ordre de 2 cm pour le sens Y. On peut considérer que ces déplacements sont presque nulle.

### 5.3. Variation de l'effort tranchant à la base

Effort tranchant est un effort interne qui provoque le cisaillement de la section. La figure suivante montre les valeurs des efforts tranchants à la base suivant les deux directions X et Y.

Effort Tranchant X	Effort Tranchant Y
202,926 KN	457,982 KN

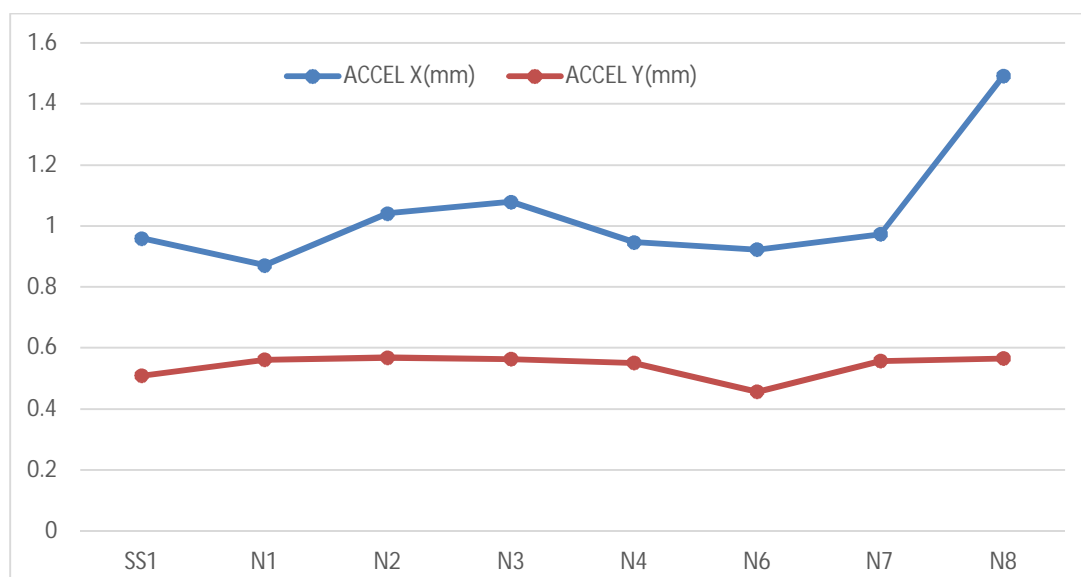
**Tableau 4.4.** Effort tranchant à la base suivant X et Y

### 5.4. Variation des accélérations au niveau des planchers

Les accélérations de chaque niveau sont montrées dans le tableau ci-dessous. A partir de laquelle on remarque une valeur maximal atteinte, qui est de l'ordre de **1,49195 m/s<sup>2</sup>** dans le sens X et de l'ordre **0,56578 m/s<sup>2</sup>** dans le sens Y. cette différence en accélérations dans les deux sens n'est pas aussi importante.

Niveaux	ACCEL X (m/s <sup>2</sup> )	ACCEL Y (m/s <sup>2</sup> )
SS1	0,95877	0,5086
RDC	0,02633	0,54088
N1	0,67102	0,56126
N2	1,24147	0,56823
N3	1,07929	0,56334
N4	0,94635	0,55087
N5	0,02194	0,54088
N6	0,92213	0,4559
N7	0,97545	0,55712
N8	1,49195	0,56578

**Tableau 4.5.** Accélération des planchers suivant X et Y



**Figure 4.5.** Accélération suivant X et Y

**Remarque :**

La figure suivante montre une comparaison des accélérations du premier jusqu'au dernier niveau de la structure suivants les deux directions X et Y. On remarque que l'accélération est presque constante qu'il n'y a pas une grande différence entre l'accélération des deux directions. On remarque que l'accélération est presque constante il n'y a pas une grande différence entre l'accélération suivant X et Y.

### **5.5. Participation massique**

La quatrième condition est vérifiée pour les deux variantes sauf qu'on observe que la participation massique atteint 90% de la masse totale de la structure au niveau au 2<sup>ème</sup> mode suivant l'axe Y et au 19<sup>ème</sup> mode suivant l'axe X.

Cela montre que la structure élancée est très rigide dans le sens Y et plus au moins souple dans le sens X. L'oscillation de la structure sous chargement sismique suivant Y est en bloc rigide et suivant X ressemble à une structure encastree à la base et nécessite un temps de calcul plus au moins considérable.

Mode	Suivant X	Suivant Y
1	0.01248	1.026E-07
2	0.01248	<b>0.99551</b>
3	0.01268	0.99617
4	0.01431	0.99671
5	0.04622	0.99684
6	0.25137	0.99684
7	0.25137	0.99979
8	0.25415	0.99986
9	0.52159	0.99986
10	0.52171	0.99995
11	0.54952	0.99996
12	0.80581	0.99996
13	0.89716	0.99996
14	0.89724	0.99998
15	0.89727	0.99999
16	0.89728	0.99999
17	0.89875	0.99999
18	0.89906	0.99999
19	<b>0.90129</b>	0.99999

**Tableau 4.6.** Participation massique de la structure isolée

## 6. Conclusion partielle

Nous avons utilisé l'isolation à la base pour effectuer une analyse dynamique de la structure étudiée. Pour établir notre méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques et notre procédure d'analyse dynamique des structures à base isolée, nous nous sommes référés au code parasismique américain (UBC 97). Il convient de noter que la détermination précise du comportement sismique des structures est une tâche complexe. Cependant, afin d'obtenir des approches fiables pour évaluer leur comportement, il est essentiel de dimensionner avec précision les appuis parasismiques, de quantifier de manière précise l'intensité sismique et de modéliser adéquatement les structures à analyser.



D'autres part, des analyses dynamiques de cette structure élançée isolée à la base en optant pour des isolateurs parasismiques en néoprène a été testée et ont conduit à des résultats pas très satisfaisante. En particulier, en termes de période fondamentale de la structure. Pour cette raison, on a préféré de ne pas présenter leurs résultats. Et on peut conclure que les appuis parasismiques à friction (FPS) sont les plus appropriés en termes de comportement dynamique optimal de la structure.

## **Partie II:**

### **Chapitre 5.**

# **Comparaison des résultats des analyses dynamiques des deux modèles de la structure élancée**

## 1. Introduction

En comparant les réponses dynamiques (déplacements, accélérations et efforts tranchants) entre une structure contreventée par des voiles en béton armé et la même structure isolée à la base, nous pouvons évaluer l'efficacité du système d'isolation à la base et évaluer la performance de ces structures. Il convient de noter que les structures contreventées par des voiles peuvent également être appelées structures à base fixe ou encastree à la base.

## 2. Comparaison des périodes fondamentales

Les résultats illustrés ci-dessous dans le tableau (5.1) représentent la comparaison entre la période pour la structure à base fixe et celle isolée à la base.

Période structure encastree	Période structure isolé
0,65 s	4,01 s

**Tableau 5.1.** Comparaison des périodes fondamentale

## 3. Comparaison des déplacements des planchers

Les tableaux et les figures suivante montrent une comparaison des déplacements des différents niveaux des deux modèles dans les deux directions X et Y.

### a) Suivants X :

	Structure encastree	Structure isolée
Niveaux	DEPL X (m)	DEPL X (m)
SS1	0,000227	0,001238
RDC	0,000694	0,001584
N1	0,001359	0,001584
N2	0,00218	0,001805
N3	0,003115	0,001749
N4	0,004122	0,001685
N5	0,005168	0,001796

	Structure encadrée	Structure isolée
Niveaux	DEPL X (m)	DEPL X (m)
N6	0,00622	0,001619
N7	0,007254	0,001823
N8	0,00826	0,001967

Tableau 5.2. Comparaison des Déplacements suivant X

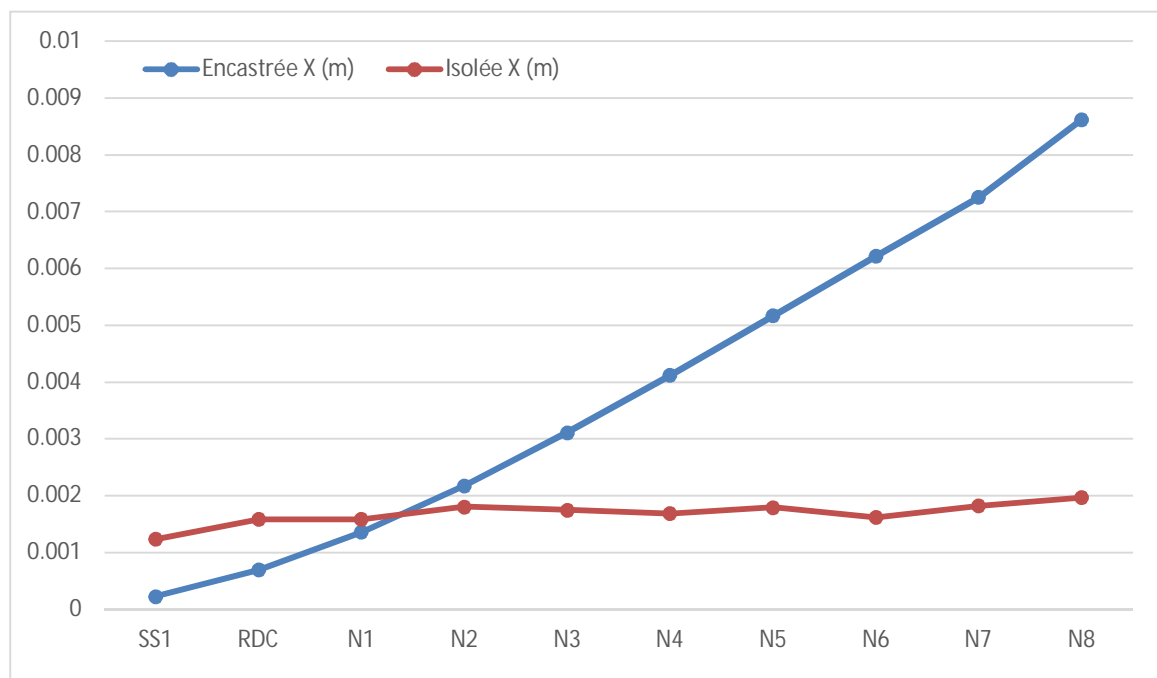


Figure 5.1. Comparaison des Déplacements suivant X

b) Suivant Y :

	Structure encadrée	Structure isolée
Niveaux	DEPL Y(m)	DEPL Y(m)
SS1	0,000515	0,018839
RDC	0,001526	0,020346
N1	0,002923	0,020971
N2	0,004634	0,021411
N3	0,006586	0,021245
N4	0,008687	0,020801

	Structure encastrée	Structure isolée
Niveaux	DEPL X (m)	DEPL X (m)
N5	0,010885	0,020346
N6	0,013101	0,020447
N7	0,015291	0,020663
N8	0,017425	0,020792

Tableau 5.3. Comparaison des Déplacements suivant Y

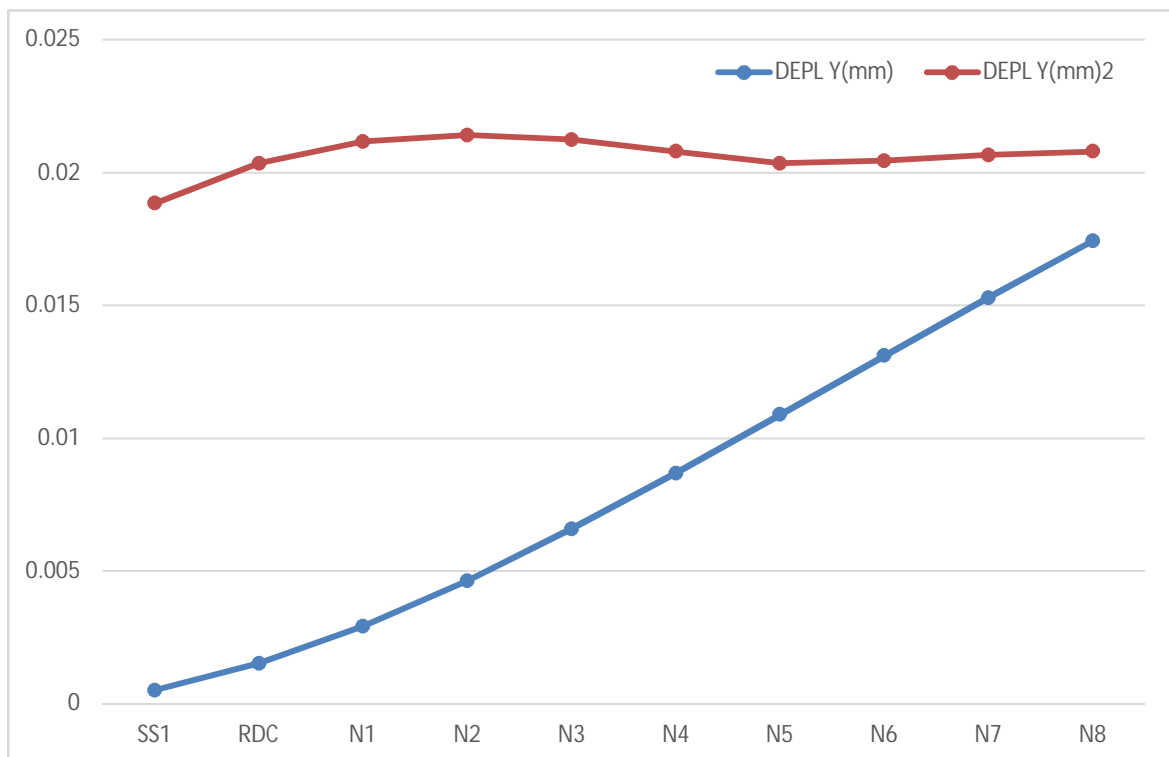


Figure 5.2. Comparaison des Déplacements suivant Y

#### 4. Comparaison des efforts tranchants à la base

La figure montre une comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux structure (à base fixe et à base isolé) dans les deux directions X et Y.

a) Suivant X :

Structure Encastrée	Structure Isolée
Effort Tranchant X	Effort Tranchant X
1778 ,432 KN	202,926 KN

Tableau 5.4. Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens X

b) Suivant Y :

Structure Encastrée	Structure Isolée
Effort Tranchant Y	Effort Tranchant Y
1704,43 KN	457,982 KN

Tableau 5.5. Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens Y

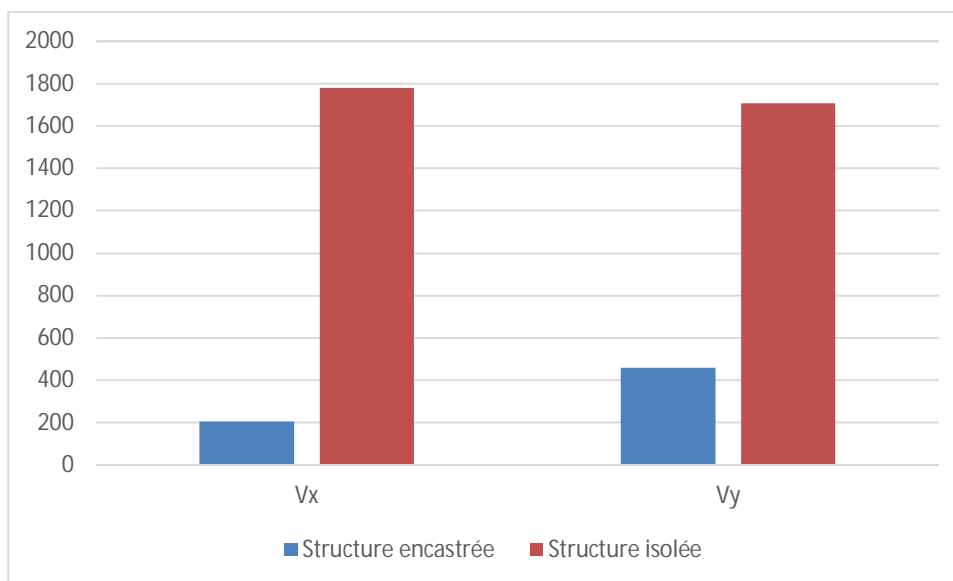


Figure 5.2. Comparaison des efforts tranchants à la base.

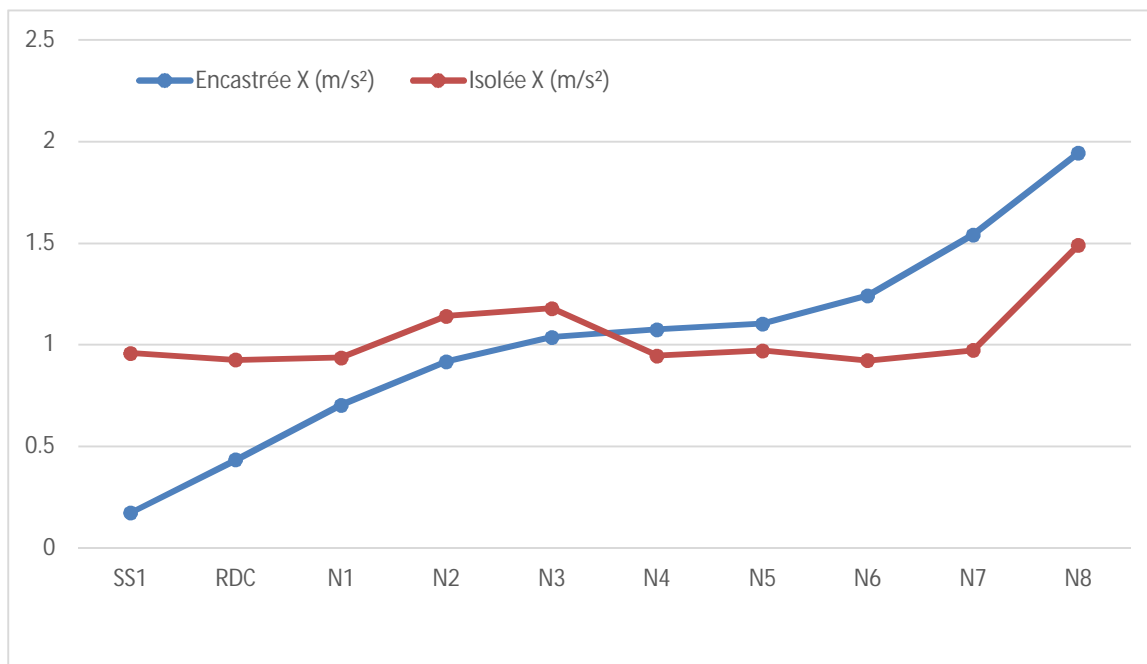
On observe que suivant le sens X, une diminution de plus que 90% est observé de l'effort tranchant à la base de la structure isolée et celle à base fixe. Dans le sens Y, cette diminution devient autour de 75%. Cette variation est très considérable et peut se percuter positivement sur les dimensions des éléments structuraux.

## 5. Comparaison des accélérations des planchers

a) Suivant X :

	Structure encadrée	Structure isolée
Niveaux	ACCEL X (m/s <sup>2</sup> )	ACCEL X (m/s <sup>2</sup> )
SS1	0,17278	0,95877
RDC	0,43389	0,92633
N1	0,70384	0,937102
N2	0,91776	1,14147
N3	1,03848	1,17929
N4	1,07512	0,94635
N5	1,10346	0,97194
N6	1,24277	0,9221
N7	1,54255	0,972745
N8	1,94483	1,49195

**Tableau 5.6.** Comparaison des accélérations suivant X



**Figure 5.3.** Comparaison des accélérations suivant X

b) Suivant Y :

	Structure encadrée	Structure isolée
Niveaux	ACCEL Y (m)	ACCEL Y (m)
SS1	0,36519	0,5086
RDC	0,74981	0,54088
N1	0,93308	0,56126
N2	0,93794	0,56823
N3	0,96202	0,56334
N4	1,09112	0,55087
N5	1,18291	0,54088
N6	1,22869	0,4559
N7	1,46055	0,55712
N8	1,93402	0,56578

Tableau 5.7. Comparaison des accélérations suivant Y

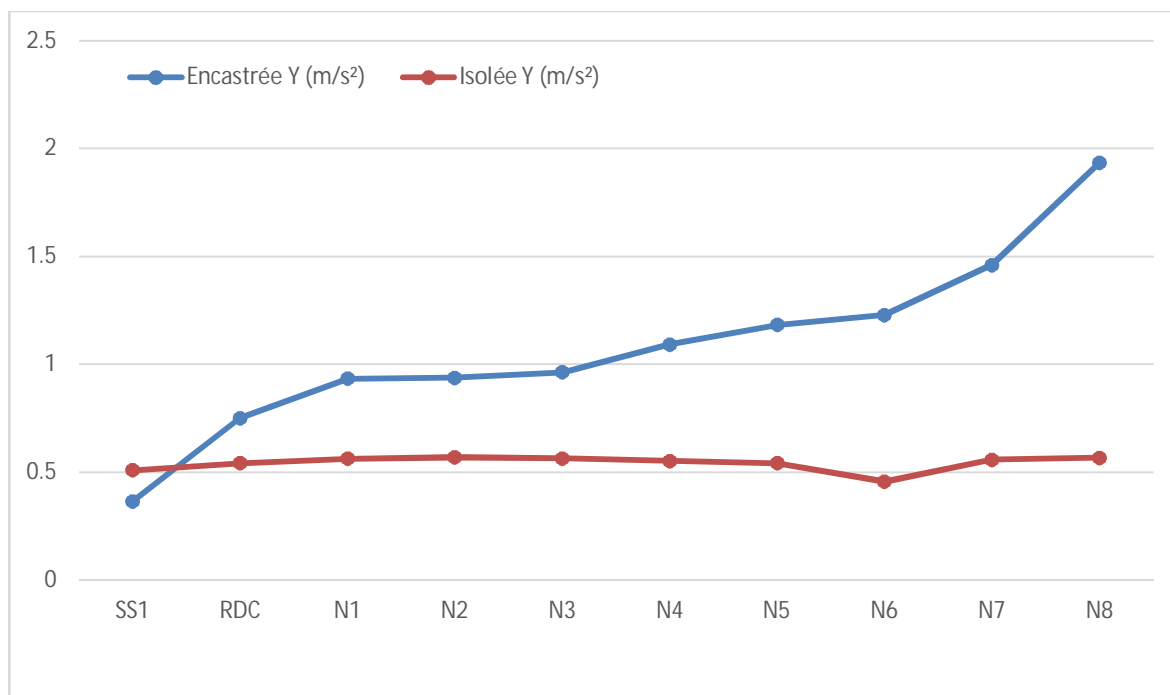


Figure 5.4. Comparaison des accélérations suivant Y



## 6. Conclusion partielle

Après avoir effectué une analyse comparative entre les deux systèmes (isolé et à base fixe), nous pouvons résumer les résultats obtenus de la manière suivante :

- Les périodes du système isolé sont plus importantes que celles du système à base fixe en particulier dans le sens Y.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus significatifs que ceux de la structure à base fixe. En effet, la structure isolée se déplace comme un corps rigide dans le sens Y. Néanmoins dans le sens X, une oscillation qui ressemble à une structure encastree est observée. Cela est dû principalement au recours aux amortisseurs où leurs rôles résident dans la diminution de la période fondamentale.
- Les déplacements des étages de la structure isolée sont pratiquement nuls, ce qui signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide. Principalement dans le sens Y.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celles de la structure à base fixe.
- Une diminution vertigineuse est constatée de l'effort tranchant à la base entre la structure isolée et celle à base fixe. Cela peut se percuter favorablement sur les dimensions des éléments structuraux de la structure isolée à la base.

## **Partie III:**

### **Chapitre 1.**

# **Présentation de la structure de l'hôpital**

## 1. Introduction

Afin d'évaluer la performance des structures isolées et l'efficacité des systèmes d'isolation, il est nécessaire d'effectuer une étude comparative entre le système encasté et le système isolé de la même structure. Cette étude se concentre sur des paramètres tels que les déplacements, les déplacements inter-étages, les accélérations et les efforts tranchants. Pour le calcul des différents composants d'une structure, nous nous appuyons sur des règlements et des méthodes bien connus (CBA93, DTR B.C.2.2 et RPA99 Version 2003, UBC97) qui reposent sur la connaissance des matériaux tels que le béton et l'acier, ainsi que sur les principes de dimensionnement.

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les dimensions des éléments structuraux. Ces dimensions sont choisies conformément aux recommandations du RPA99 Version 2003 et du BAEL 91 modifié 99. Les résultats obtenus à cette étape ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après certaines vérifications lors de la phase de dimensionnement.

## 2. Présentation et description de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un Hôpital ( Dr . Ahmed Benzardjeb) composé d'un :

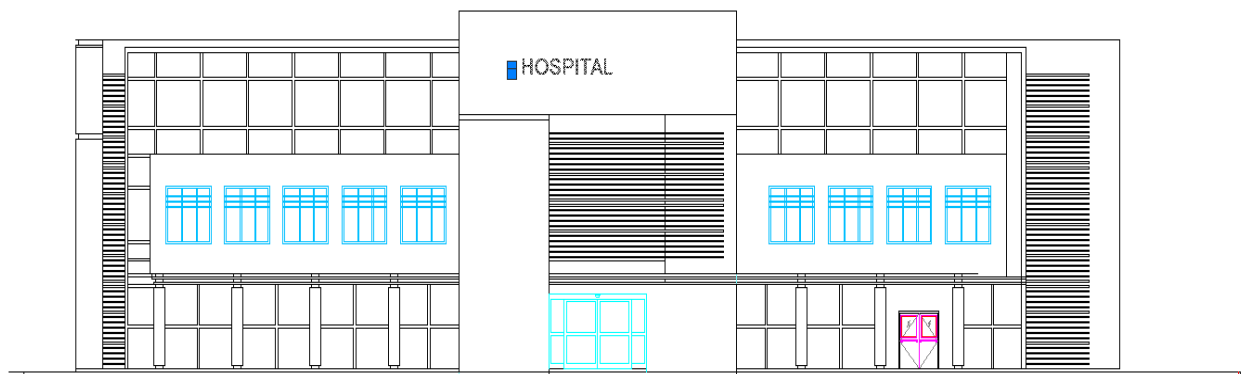
- Double sous-sol,
- Un rez-de-chaussée,
- Trois étages courants
- Une terrasse inaccessible,

### 2.1. Situation du projet

- L'ouvrage est considéré être implanté Ain Témouchent cité. Selon le RPA99 Version 2003, cette wilaya appartient à la zone IIa (sismicité moyenne).
- La structure est considérée comme un ouvrage d'importance vitale (Groupe d'usage 1A).
- Le site est considéré comme meuble (type S3).



**Figure 1.1.** Présentation et description de l'ouvrage



**Figure 1.2.** Présentation et description de l'ouvrage (Façade)

## 2.2. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale du bâtiment : 42 m
- Largeur totale du bâtiment : 29,79 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 18,36 m.
- Hauteur de sous- sol : 3.06 m

- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur d'étage : 3,06 m

### 2.3. Règlements utilisés

Le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) a été effectué en respectant les exigences des règlements en vigueur (CBA93, BAEL91 modifié 99 et RPA 99 version 2003 [29]). Les valeurs des différentes charges permanentes G (dues au poids propre des éléments) et surcharges d'exploitation Q sont tirées du règlement DTR B.C. 2.2.

### 2.4. Eléments constituant l'ouvrage

- **Planchers** : Pour des raisons d'économie et facilité de réalisation on opte, pour tous les niveaux, à des dalles corps creux coulées sur place.
- **Murs extérieurs** : Ils sont en doubles parois de briques creuses ; la paroi externe et la paroi interne sont de (15 + 10) cm séparés par une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : Ils sont en briques creuses de 10 cm.
- **Escaliers** : Sont des éléments qui permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et palier de repos.
- **Les revêtements** : Le revêtement du bâtiment est constitué par :
  - Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
  - De l'enduit de plâtre de 2 cm pour les murs intérieurs et plafonds.
  - Du mortier de ciment 2 cm pour crépissages des façades extérieurs.
- **Acrotère** : La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

- ✓ *Les systèmes de contreventements :*
- ✓ **Voile :** Les voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en Béton armé tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (séisme)
- ✓ **Isolateurs (pendule à friction) :** L'isolateur en pendule de friction est un isolateur parasismique qui permette une isolation partielle entre la fondation et la superstructure, constitue d'une surface sphérique d'acier inoxydable et double surface de glissement en matériaux composites. Les 26 isolateurs sont placés aux appuis pour une bonne dissipation de l'énergie.

## **Partie III :**

### **Chapitre 2.**

# **Prédimensionnement et Descente des Charges et**

## 1. Introduction

Ce chapitre est consacré au prédimensionnement des différents éléments structuraux composant la structure de l'hôpital, à savoir, les poteaux, les poutres principales, les chainages et les planchers. Ensuite, le calcul des charges permanentes et la détermination des charges d'exploitation sont établis.

## 2. Pré dimensionnement des éléments

La structure est un hôpital en double sous-sols et rez-de-chaussée +3 étages et une terrasse, le contreventement de la structure est assuré dans les deux directions par de portique en béton armé :

- Dimensions en plan :  $L_x=42$  m,  $L_y=29,79$  m.
- Hauteur totale :  $H=18,36$  m.
- La structure est implantée dans une zone sismicité moyenne (zone **II a**).

### 2.1. Dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

#### a) Résistance au feu :

$e = 7$  cm : pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$  cm : pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5$  cm : pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que :  $e = 20$  cm.

#### b) Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{940}{50} \leq e \leq \frac{940}{40} \quad 18,5 \leq e \leq 23,5$$

On prend :  $e = 20$  cm



## 2.2. Les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le prédimensionnement de ce dernier se fera selon le CBA 93 et les vérifications selon le RPA 99 version 2003.

- *Selon le RPA 99 version 2003*

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases}$$

- *Selon le CBA 93*

-  $L/15 \leq ht \leq L/10$  ht : hauteur de la poutre.

-  $0,4ht \leq b \leq 0,8 ht$  b : largeur de la poutre.

Avec :

**L** : longueur de la portée maximale de la grande travée

**h** : hauteur de la poutre.

**b** : largeur d'une section rectangulaire

### 2.2.1. Poutre Principales (Porteuses)

Nous avons : **L= 940 m.**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 62 \leq ht \leq 94 \end{cases} \quad (2.1)$$

On prend : **ht= 75 cm**

$$\begin{cases} 0,4ht \leq b \leq 0,8ht \\ 30 \text{ Cm} \leq b \leq 60 \text{ Cm} \end{cases} \quad (2.2)$$

On prend : **b= 50 Cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 du RPA99 version 2003 suivant:

$$b \geq 20\text{cm} \quad \longrightarrow \quad b = 50\text{cm} > 20\text{cm} \dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h = 75\text{cm} > 30\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h/b = 1,5 < 4\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

### 2.2.2. Poutres secondaires (chaînage)

D'après CBA93 et BAEL91 modifié 99 :

$$- L/12.5 \leq ht \leq L/10 \quad ht : \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$- 0,4ht \leq ht \leq 0,8 ht \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 840 cm.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 56 \text{ cm} \leq ht \leq 84 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.3)$$

On prend :  $ht=65 \text{ cm.}$

$$\begin{cases} 0.4ht \leq b \leq 0.8ht \\ 26 \text{ cm} \leq b \leq 52 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.4)$$

On prend :  $b= 40 \text{ cm.}$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 Version 2003 suivant :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \longrightarrow \quad b = 65\text{cm} > 20\text{cm} \dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h/b = 1,62 < 4\text{cm} \dots \text{vérifiée.}$$

Les dimensions de différentes poutres sont indiquées dans le tableau suivant :

	<b>b(cm)</b>	<b>h (cm)</b>
Poutres principales	50	75
Poutres secondaires	40	65

**Tableau 2.1.** Prédimensionnement des poutres

### 2.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le poteau est un élément essentiel de la structure, généralement vertical, dont Est grande par rapport aux autres dimensions transversales. Selon les règles CBA93, article B.8.4.1, l'effort dans le poteau doit vérifier que :

$$N \leq \alpha \left( \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{Af \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \quad (2.5)$$

**Nu** : est l'effort normal ultime pondéré, que l'on déduit après descente de charges

**Br** : est la section de béton réduite de 2cm suivant chaque côté, c'est-à-dire :

$$\mathbf{Br = (a - 2 \text{ cm})} \times \mathbf{(b - 2 \text{ cm})} \quad (2.6)$$

**$\alpha$**  : est coefficient qui dépende de l'élanement de l'élément poteau  $\lambda$  par la formule suivante :

Pour :  $\lambda < 35$  on a  $\alpha = \frac{0.85}{\beta(\lambda)}$  B.8.2.1 (CBA93)

Donc :

$$\beta(\lambda) = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad (2.7)$$

- Les résultats sont démontrés dans le tableau ci-dessous

Niveau	n	S	Q	Nu (N)	$\beta$	F <sub>bc</sub>	$\gamma$	FE	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	a (m)	Choix
SS1	9	25	1	218,13	1,2	14,17	1,15	400	0,49	0,72	<b>75</b>
SS2	8	25	1	218,13	1,2	14,17	1,15	400	0,41	0,66	<b>75</b>
RDC	7	25	1	218,13	1,2	14,17	1,15	400	0,33	0,59	<b>70</b>
1 <sup>ER</sup>	6	25	1	218,13	1,2	14,17	1,15	400	0,24	0,51	<b>70</b>
2EME	5	25	1	218,13	1,2	14,17	1,15	400	0,16	0,42	<b>65</b>
3EME	4	25	1	218,13	1,2	14,17	1,15	400	0,082	0,306	<b>60</b>

**Tableau 2.2.** Choix des sections des poteaux

### 3. Descente des charges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont [18]:

- **Les charges permanentes (G)**

La charge permanente englobe à la fois le poids intrinsèque de la structure porteuse et celui des composants qu'elle contient, tels que les plafonds, les planchers, les revêtements et autres éléments similaires, ainsi que le poids des éléments du bâtiment supportés ou soutenus par ces éléments, tels que les cloisons fixes, les conduits de fumée, les conduits de ventilation, et ainsi de suite.

- **Les surcharges d'exploitation (Q)**

Chaque bâtiment est soumis à une classification réglementaire et doit être en mesure de supporter les charges et les contraintes associées à une utilisation "normale". Afin de faciliter la prise en compte de ces charges sans devoir les recalculer à chaque fois, le législateur a décidé d'établir des charges réglementaires. Ces charges sont détaillées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) concernant les charges permanentes et les charges

d'exploitation. Les tableaux mentionnés ci-dessous illustrent la répartition des charges sur la structure étudiée. [18]

### 3.1. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse est inaccessible, réalisée en dalle pleine surmontés de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Désignation	Epaisseurs [m]	poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle de sol	0,015	20	0,30
Mortier de pose	0,025	20	0,50
Etanchéité multi couche	0,01	6	0,06
Forme de pente	0,08	22	1,76
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Plancher en dalle pleine	0.20	25	5
<b>Charge permanente</b>			<b>7.78</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>1.00</b>

Tableau 2.3. Descente des charges du plancher terrasse

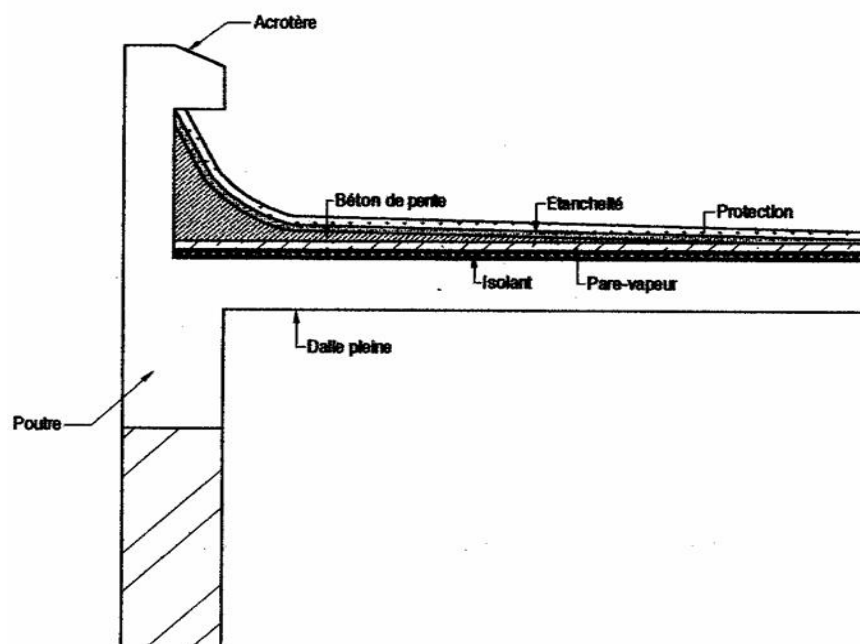


Figure 2.1 : Plancher terrasse inaccessible

### 3.2. Plancher étage courant

Désignation	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Epaisseurs [m]	Poids [KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle de sol	22	0.015	0,30
Mortier de pose	20	0.025	0,5
Chape	24	0.05	1,2
Plancher en dalle pleine	25	0.20	5
Enduit sous plafond	22	0.015	0,30
<b>Charge permanente</b>			<b>7.30</b>
<b>Charge d'exploitation</b>			<b>1.50</b>

Tableau 2.4. Descente des charges du plancher étage courant

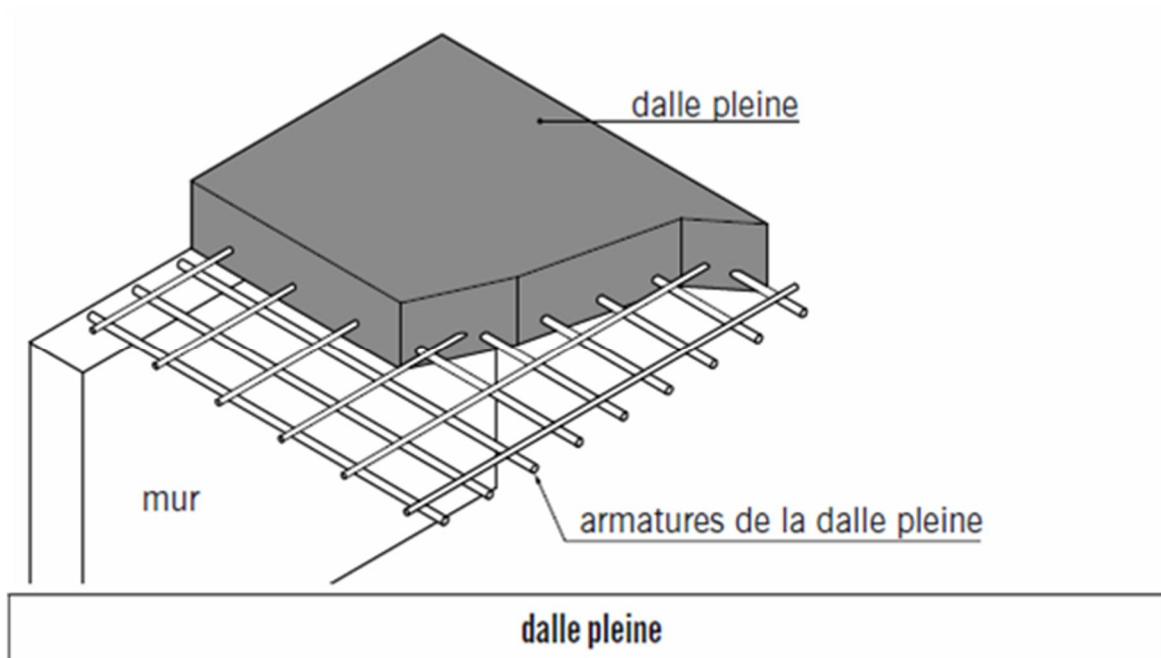


Figure 2.2. Plancher étage courant

#### **4. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons effectué une étape de prédimensionnement et montre les descentes des charges effectuée d'un hôpital à double sous-sol + 3 étages. De plus, nous avons également pris en compte les normes et les conditions des codes de calcul mentionnés précédemment (CBA93, BAEL 91 et RPA 99 version 2003) pour assurer la conformité du projet.

## **Partie III :**

### **Chapitre 3.**

# **Analyse dynamique de la structure de l'hôpital encastree à la base**



## 1. Méthodologie de l'analyse dynamique en utilisant SAP2000

La modélisation par SAP2000 consiste en les étapes suivantes :

1. Définir l'unité (KN/m).
2. Entrer la géométrie du modèle.
3. Définir matériaux.
4. Définir les conditions d'appuis.
5. Définir les sections.
6. Définir les cas de charges statiques (Q et G).
7. Définir les cas de charges dynamiques (méthode temporelle).

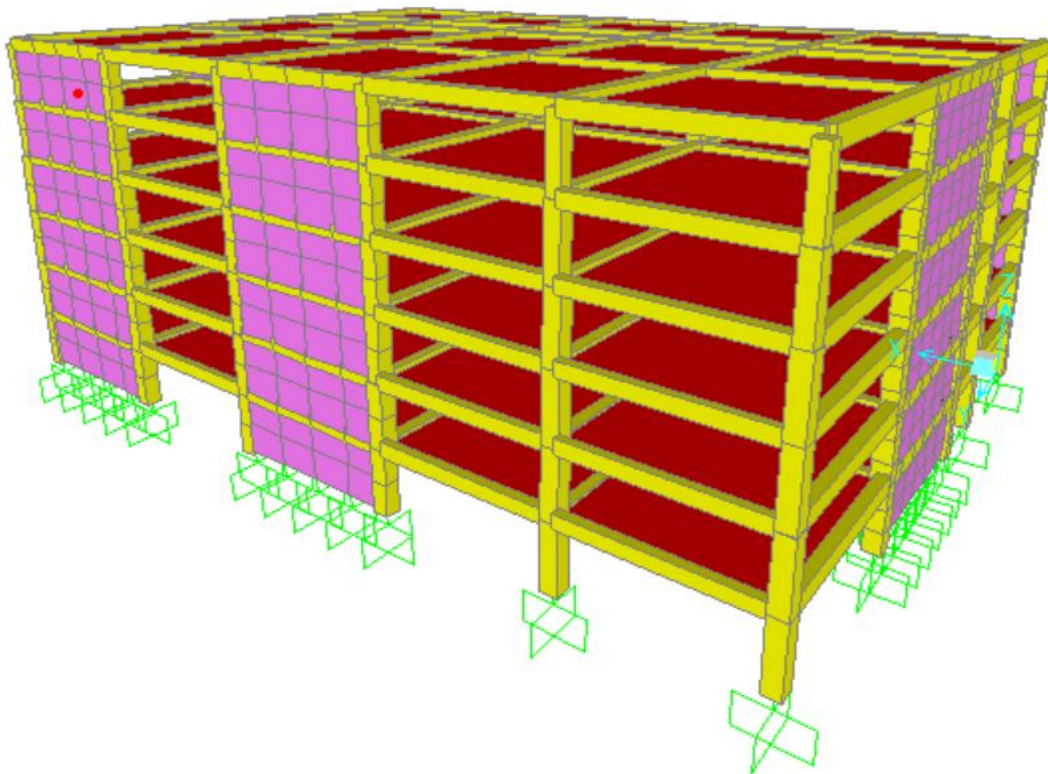


Figure 3.1. Vue en 3D du modèle e la structure

## 2. Positions des voiles

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

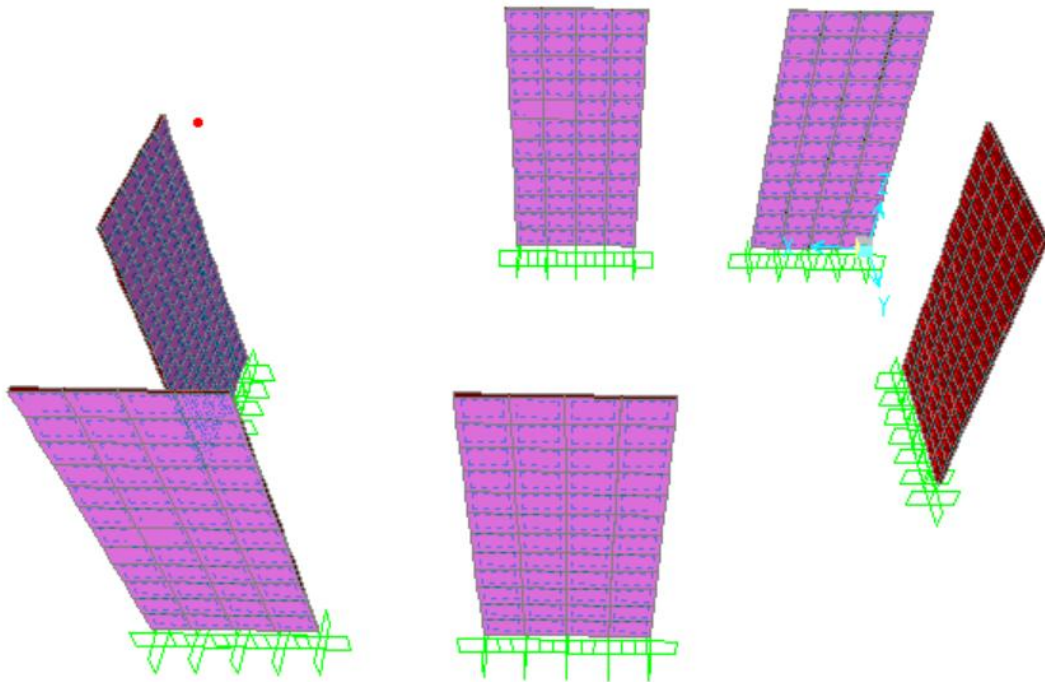


Figure 3.2. Position des voiles en 3D

### 3. Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts internes dans les différents éléments de la structure.

### 4. Modélisation

Nous avons mené les étapes suivantes dans la modélisation de la structure étudiée :

- Détermination des caractéristiques géométriques
- Déterminations des conditions aux limites
- Déterminations de la descente de charge
- Détermination des propriétés des matériaux utilisés
- Détermination des forces sismique
- Détermination des combinaisons des charges

#### 4.1. Evaluation de la force sismique

Conformément au RPA99 Version 2003

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad (3.1)$$

**A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4-1 de RPA99).

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : facteur de la qualité. (Tableau 4-4 de RPA99).

**R** : coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de Contreventement. (Tableau 4-3 de RPA99).

**W** : poids de la structure. (Article 4-5 de RPA99).

#### 4.2. Définir les valeurs des coefficients

##### 1) Coefficient d'accélération de zone (A)

Les valeurs du coefficient d'accélération de la zone « A » sont révisée comme suit (d'après RPA99 version 2003) : **A=0.15**

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
2B	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

**Tableau 3.1.** Coefficient d'accélération

##### 2) Coefficient de comportement global de structure (R) :

En fonction du système de contreventement R=4

**3) Facteur de qualité (Q) :**

La valeur Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad (3.2)$$

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1-condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2-redondance en plan	0	0.05
3-régularité en plan	0	0.05
4-régularité en élévation	0	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

**Tableau 3.2.** Tableau des pénalités

Donc :

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00) = 1,05$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,010) = 1,20$$

**4) Le pourcentage d'amortissement critique :**

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi = 10$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau 3.3.** Le pourcentage d'amortissement critique

**5) La période fondamentale :**

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = CthN^{3/4} \quad (3.3)$$

Avec :

$C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6. RPA 99 version 2003.

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à le dernier niveau.

$$T = C_t \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0,05 \times (3,06 \cdot 6)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0,44$$

On a choisi  $C_t = 0,050$  donc dans ce cas on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (3.4)$$

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

$$T_x = 0,25 \text{ s}$$

$$T_y = 0,30 \text{ s}$$

#### 6) Période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble :

$$T_1=0.15\text{s} \quad T_2=0.50\text{s} \quad (\text{tableau 4.7. RPA99 Version 2003})$$

#### 7) Facteur de correction d'amortissement :

$$\text{Donné par la formule : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Sachant que } \xi = 10 \rightarrow \eta = 0.76 \rightarrow \eta > 0.7$$

#### 8) D'amplifications dynamiques moyennes :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{s} \end{cases} \quad (3.5)$$

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.44 \leq 0.50 \text{s} \Rightarrow D = 2.5\eta = 2,5 \times 0,76 = 1,9$$

D=1,9

**9) Poids total de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculé à chaque niveau (i) :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$  avec :

$$W_i = W_G + \beta W_q \quad (3.6)$$

W= 46904,864

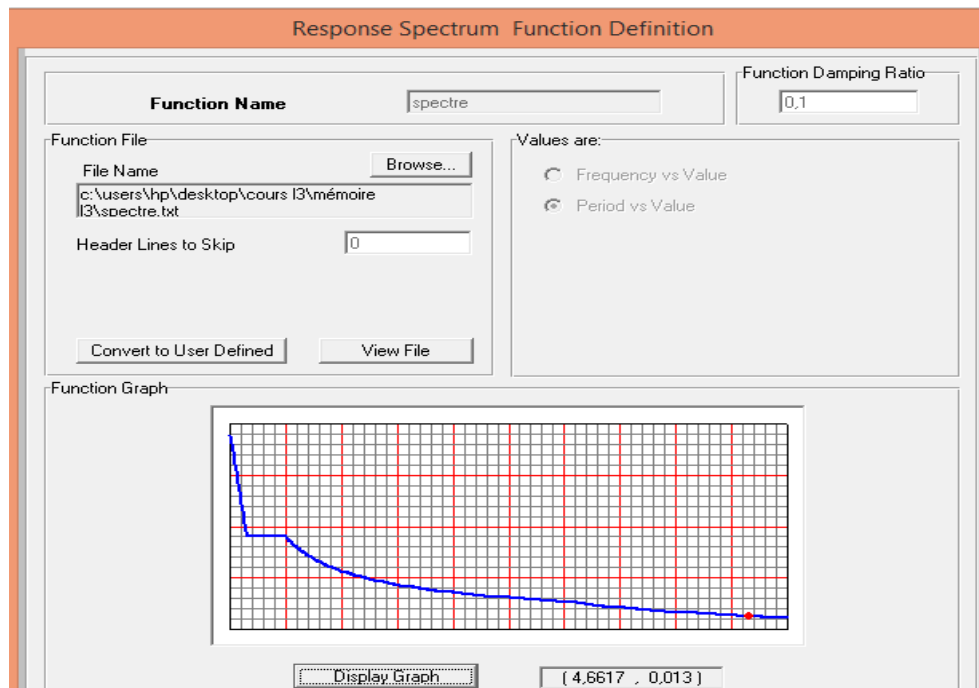
Donc :

**Le calcul de la force sismique :**

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,9 \cdot 1,05}{4} \cdot 46904,864$$

V<sub>x</sub>= 3509,07

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,9 \cdot 1,05}{4} \cdot 46904,864$$

V<sub>y</sub>= 4010,37**10) Le spectre de réponse :****Figure 3.3.** Spectre de réponse

## 5. Vérification suivant (RPA99 version 2003)

### A. Justification vis-à-vis de Pourcentage Des Modes

Le tableau ci-dessous présente la vérification du période selon RPA :

$$1,3 T > T_{sap}$$

<b>T dynamique</b>	<b>T statique</b>
<b>Tsap</b>	<b>Tmse</b>
0,21	0,44

<b>Tdynamique &lt;= 1.30 Tstatique</b>	<b>Condition Vérifiée</b>
<b>0,21 ≤ 0,57</b>	<b>Condition Vérifiée</b>

**Tableau 3.4.** Vérification de la condition de la période fondamentale.

### B. Justification vis-à-vis résultant de forces sismiques de calcul

Les résultats des forces sismiques trouvées par le SAP2000 :

$$V_x = 3323,643$$

$$V_y = 3473,565$$

Méthode	V <sub>t</sub> Dynamique		V Statique		80% V Statique		Observation
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	
V à la base	3323,643	3473,565	3509,076	4010,37	2807,25	3208,30	<b>Condition est vérifiée</b>

**Tableau 3.5.** Justification vis-à-vis résultant de forces sismiques de calcul.

### C. Vérification de la sollicitation normale

Outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nu}{B * f_{c28}} < 0.3 \quad (3.7)$$

Niveau	Nu	B	fc28	Sollicitations	Condition	
SS1	55,085	0,5625	25	0,173	≤ 0,3	Vérifiée
SS2	47,558	0,5625	25	0,163	≤ 0,3	Vérifiée
RDC	47,558	0,4900	25	0,154	≤ 0,3	Vérifiée
N1	47,558	0,4900	25	0,159	≤ 0,3	Vérifiée
N2	38,212	0,4225	25	0,167	≤ 0,3	Vérifiée
N3	38,212	0,3600	25	0,137	≤ 0,3	Vérifiée

**Tableau 3.6.** Vérification de la sollicitation normale.

**Nu** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**B** : est l'aire (section brute) des poteaux.

**fc28** : est la résistance caractéristique du béton.

## 6. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000

### 6.1. Période de la structure encastrée

D'après l'analyse modale du logiciel SAP 2000 la période fondamentale obtenue est :

$$T = 0.21s$$

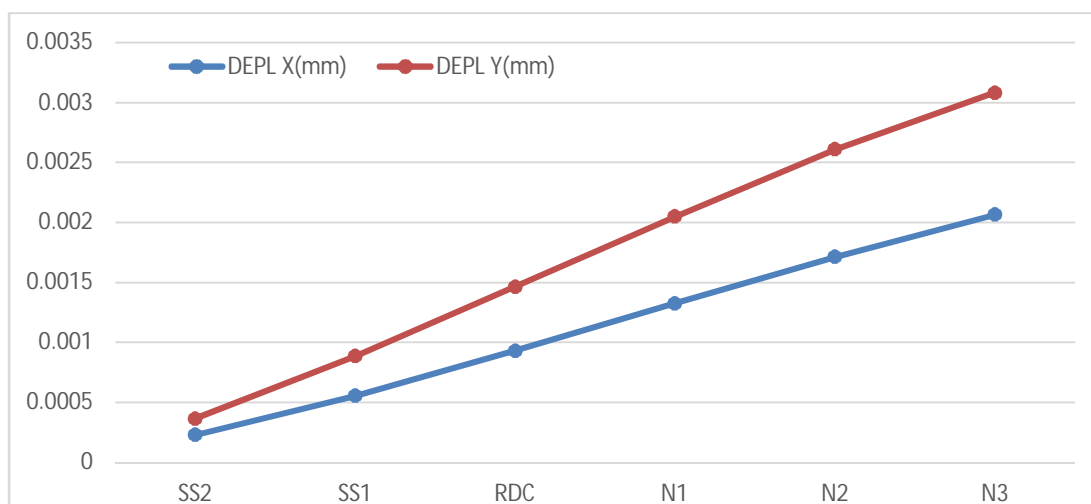


## 6.2. Variation des déplacements au niveau des planchers

Le tableau et la figure ci-dessous présente les variations des déplacements suivant les deux directions X et Y :

Niveaux	DEPL X (mm)	DEPL Y (mm)
SS2	0,000229	0,000365
SS1	0,000556	0,000885
RDC	0,000931	0,001465
N1	0,001326	0,002048
N2	0,001713	0,002609
N3	0,002064	0,003081

**Tableau 3.7.** Déplacements des plancher suivant X et Y



**Figure 3. 4.** Déplacements des planchers suivant X et Y

## 6.3. Variation de l'effort tranchant à la base

Structure Encastrée	
Effort Tranchant X	Effort Tranchant Y
3323,643 KN	3473,565 KN

**Tableau 3.8.** Effort tranchant à la base suivant X et Y.

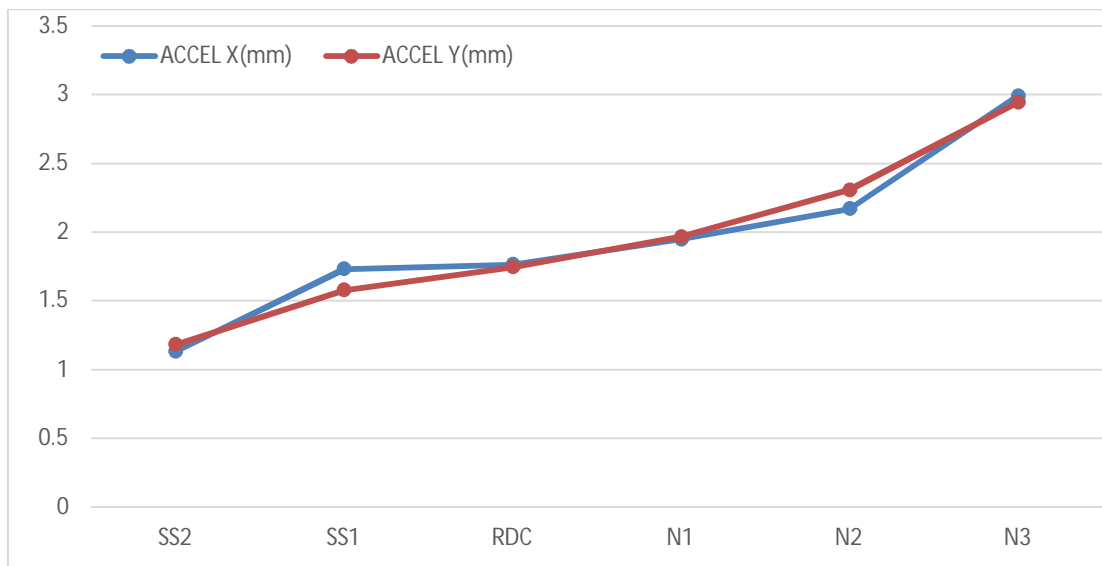
La variation de l'effort tranchants est montrée dans le tableau, à partir de laquelle, on voit que la valeur maximale atteinte est de l'ordre **3323,643** KN dans le sens Y et de l'ordre **3473,565** KN dans le sens X. la différence entre ces deux valeurs peut être expliquée par les rigidités structurelles attribuées à chaque sens.

#### 6.4. Variation des accélérations au niveau des planchers

Les accélérations des planchers sont montrées sur le tableau et la figure suivantes :

Niveaux	ACCEL X (mm)	ACCEL Y (mm)
SS2	1,13216	1,18092
SS1	1,73191	1,57681
RDC	1,76333	1,74529
N1	1,94688	1,96707
N2	2,16927	2,3066
N3	2,98947	2,94219

**Tableau 3.9.** Accélération suivant X et Y



**Figure 3.5.** Accélération des planchers suivant X et Y

### 6.5. Participation massique de la structure

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Modes	Sum UX	Sum UY
Mode 01	0,000003925	0,74822
Mode 02	0,72172	0,74822
Mode 03	0,72207	0,74822
Mode 04	0,72207	0,82424
Mode 05	0,72207	0,82424
Mode 06	0,72207	0,82424
Mode 07	0,72207	0,82424
Mode 08	0,72207	0,82424
Mode 09	0,72207	0,82424
Mode 10	0,72216	0,82424
Mode 20	0,77541	0,83858
Mode 21	0,77541	0,83858
Mode 22	0,77541	0,92565
Mode 23	0,77541	0,92772
Mode 24	0,77541	0,92781
Mode 25	0,77541	0,92781
Mode 26	0,77541	0,92781
Mode 27	0,83202	0,92781
Mode 28	0,83202	0,92781
Mode 29	0,83209	0,92781
Mode 30	0,83294	0,92781
Mode 31	0,92056	0,92781
Mode 32	0,92113	0,92782

Tableau 3.10. Participation massique.

On observe que la participation massique atteint 90% de la masse totale de la structure au 31<sup>ème</sup> mode suivant l'axe X et au 22<sup>ème</sup> mode suivant l'axe Y. Cela montre que les structure larges et basses sont très rigide et qu'elles nécessitent un coût important en terme de termes d'effort e temps de calcul.

## **7. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons et réalisé Analyse dynamique de la structurels d'un hôpital à double sous-sol +3 étages. De plus, nous avons également pris en compte les normes et les conditions des codes de calcul mentionnés précédemment (CBA93, BAEL 91 et RPA 99 version 2003) pour assurer la conformité du projet.

## **Partie III :**

### **Chapitre 4.**

# **Analyse dynamique de la structure de l'hôpital isolée à la base**

## 1. Introduction

Initialement, la modélisation des systèmes d'isolation sur ordinateur était basée sur des modèles à un degré de liberté, qui supposaient simplement une structure rigide au-dessus du système d'isolation et prenaient en compte uniquement la non-linéarité des unités d'isolateur. Cependant, grâce aux progrès des technologies informatiques et à la diminution du temps de calcul, les programmes informatiques ont été en mesure d'intégrer des systèmes d'isolation pour des analyses structurelles en trois dimensions. De plus, l'avènement des ordinateurs personnels à haute vitesse et la réduction des coûts du matériel informatique ont permis le développement de programmes puissants pour l'analyse et la conception de structures complexes, en prenant en compte le comportement non linéaire des isolateurs et de la structure.

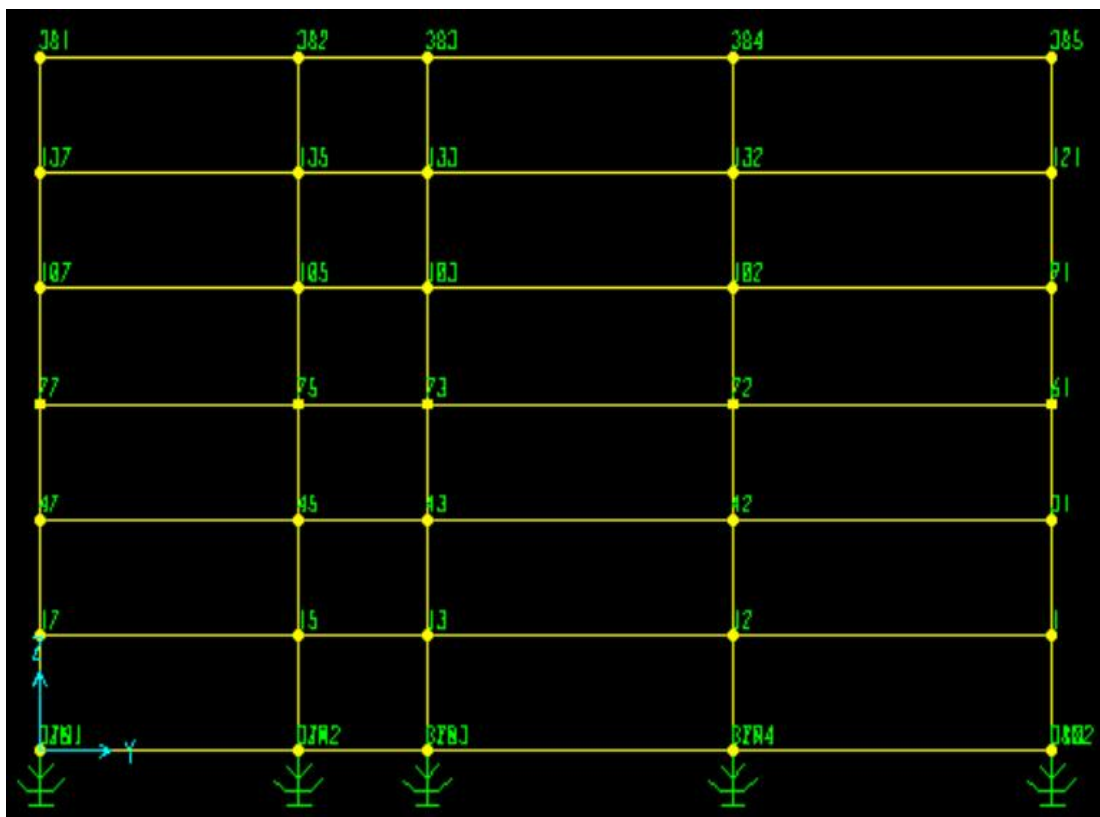
Parmi les logiciels informatiques les plus populaires, SAP2000 et ETABS ont été reconnus comme des outils fiables pour l'analyse et la conception de structures isolées. Ces deux programmes peuvent effectuer une analyse statique équivalente, une analyse du spectre de réponse, ainsi qu'une analyse linéaire et non linéaire par accélérogramme. Chaque programme possède également ses propres caractéristiques distinctives.

Dans ce chapitre, nous allons mener une analyse dynamique de la structure d'un hôpital. Le modèle adopté de cette structure est isolé à la base par l'utilisation des appuis parasismique. Les isolateurs utilisés dans ce type de système (isolateur à friction) comportent une interface de glissement en forme de cuvette, similaire à une portion de sphère, ce qui permet à la structure d'avoir un mouvement global comparable à celui d'un pendule. Cette analyse dynamique est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000, qui est un programme basé sur la méthode des éléments finis.

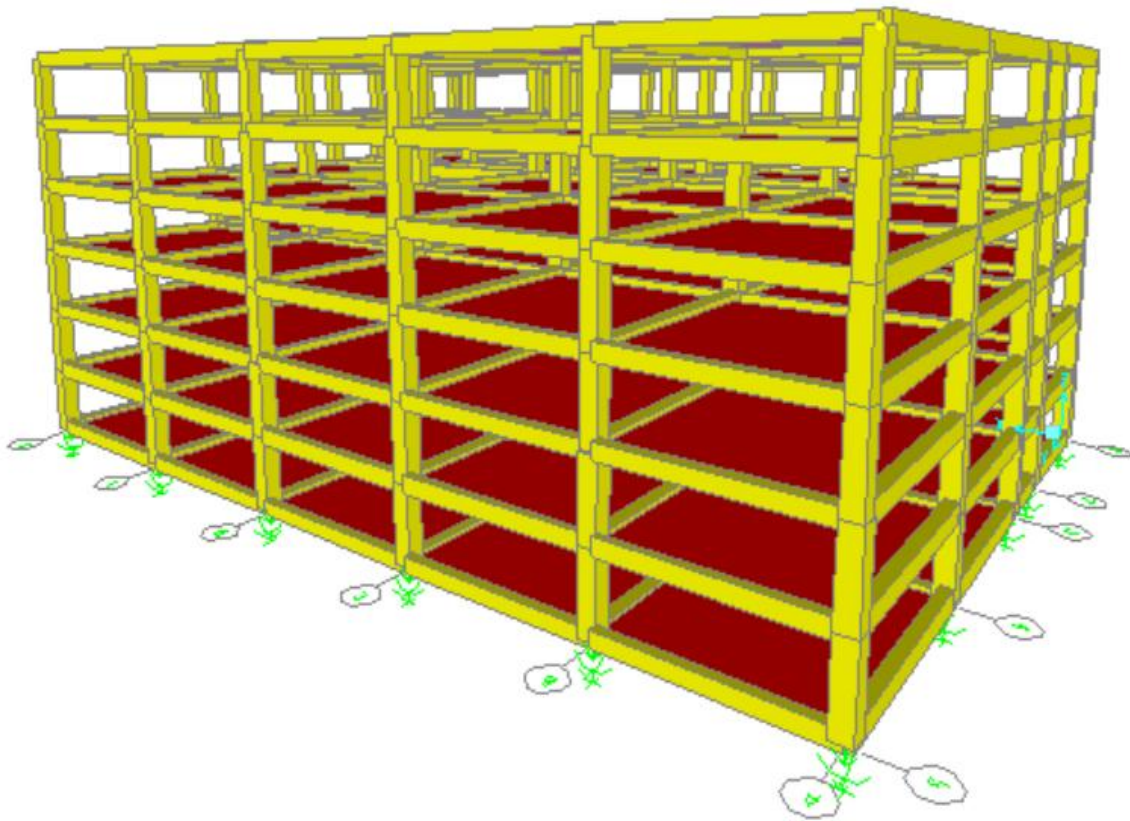
## 2. Modélisation d'un Hôpital composé d'un 2 SS+RDC+3 étages

Notre travail repose sur l'utilisation d'un isolateur à friction, qui est l'un des systèmes d'isolation sismique les plus récents pour améliorer la résistance des structures. Cet isolateur se compose d'une surface sphérique en acier inoxydable et d'un glisseur articulé fabriqué à partir de matériaux composites à base de Téflon. Le système, connu sous le nom de FPS (Friction Pendulum System), utilise un mécanisme de reconstitution basé sur sa géométrie concave.

Les isolateurs FPS fonctionnent selon le principe d'un pendule simple. Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave, créant des mouvements harmoniques légers dans la structure et augmentant sa période naturelle. Cela permet de réduire les forces sismiques les plus puissantes, de diminuer les charges latérales et les vibrations transmises à la structure, et de protéger à la fois la structure elle-même et son contenu pendant les séismes violents. Nous avons choisi d'utiliser cet isolateur car il offre de meilleurs résultats dans ce contexte.



**Figure 4.1.** Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 2D)



**Figure 4.2.** Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 3D)

### 3. Calcul des paramètres de l'isolation à la base

La période de conception du système d'isolation ( $T_D$ ) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à 3 fois  $T \rightarrow T = 0.21$  s

$$T_D = 3 \times T \quad (4.1)$$

Alors :

$$\rightarrow T_D = 3 \times 0.35$$

$$\rightarrow T_D = 1,1\text{s} \quad \rightarrow T_D \approx 2\text{s}$$

#### 3.1. Calcul le rayon de la sphère

$$R = g \times \left( \frac{T_D}{2\pi} \right)^2 \quad (4.2)$$



$$R = 9.81 \times \left(\frac{2}{2\pi}\right)^2 = 0.995\text{m}$$

### 3.2. La rigidité effective $K_{eff}$

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \quad (4.3)$$

La charge verticale  $W$  supportée par l'appui 1 est égale à : 785,82KN.

$$K_{eff} = \frac{1790}{0,995} + 0.07 \frac{1790}{0,11442148} = 2894,12449\text{KN/m}$$

Appui	W (KN)	$K_{eff}$ (KN/m)
Type 1	1790	2894,12449
Type 2	2386	3857,75476
Type 3	2906	4698,50601
Type 4	3545	5731,65995
Type 5	4276	6913,56218
Type 6	5887	9518,27422

Tableau 4.1. Poids et coefficient d'amortissement effectif

### 3.3. Calcul du déplacement horizontal de conception

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \times C \times T_D}{B_D} \quad (4.4)$$

$\mu$  : est choisi dans notre exemple égal à 0.07

$D$  : est calculé selon le code UBC 97 :

Avec :

$$C = ZNS_{III} \quad (4.5)$$

$$\rightarrow C = 0.15 \times 1 \times 2.3$$

$$\rightarrow C = 0.345$$

→Z=0.15 (zone IIa).

→N=1 (distance à la faille).

→S<sub>III</sub>=2.3 (sol meuble).

On choisit :  $\xi_{eff}=20\%$  et on le corrige ci-après :  $B_D=1.5$

Alors :

$$D = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \times 0.345 \times 2}{1.5} = 0,11442148$$

Correction du  $\varepsilon_{eff}$  (l'amortissement effectif) de l'appui :

$$\varepsilon_{eff} = \frac{2}{\pi} + \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_{eff} = 24\%$$

### 3.4. Déplacement vertical de l'appui $\delta_V$

$$\delta_V = \frac{D}{2 \cdot R} \quad (4.7)$$

$$\delta_V = \frac{0,11442148^2}{2 \times 0,995} = 0,00651321m$$

### 3.5. Diamètre $d$ de la surface sphérique

$$d > 2 \times D \quad (4.8)$$

$$\rightarrow d > 2 \times 0,11442148$$

Donc  $d = 25cm$

### 3.6. La vérification de la condition de recentrage de la structure

$$\frac{D}{R} \geq \mu \quad (4.9)$$

$$\rightarrow \frac{0,11442148}{0,995} = 0,115 \geq \mu \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Les dimensions d'appuis sont :







- $R = 0,995m$
- $\delta v = 0,00653121m$
- $D = 25 \text{ cm}$

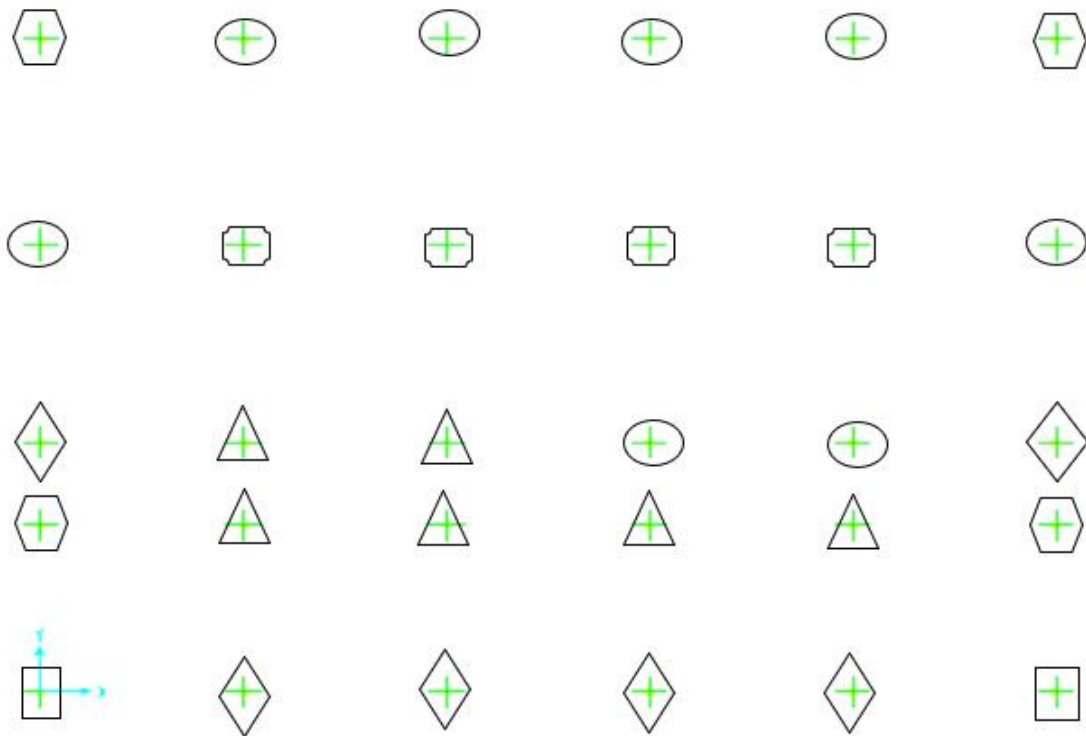
Les caractéristiques du système d'isolation sont résumées dans le tableau suivant :

Appui	TD(s)	R (m)	M	D (m)	W (KN)	$K_{eff}$ (KN/m)	$\xi_{eff}$ (%)	$\delta v$ (m)	d (cm)
Type 1	2	0,995	0,07	0,1144	1790	2894,124	24%	0,006513	25
Type 2	2	0,995	0,07	0,1144	2386	3857,75	24%	0,006513	25
Type 3	2	0,995	0,07	0,1144	2906	4698,5	24%	0,006513	25
Type 4	2	0,995	0,07	0,1144	3545	5731,65	24%	0,006513	25
Type 5	2	0,995	0,07	0,11442148	4276	6913,56	24%	0,00651321	25
Type 6	2	0,995	0,07	0,11442148	5887	9518,27	24%	0,00651321	25

Tableau 4.2. Dimensions des appuis isolés

### 3.7. Le choix des types d'appuis

-  Type 1
-  Type 2
-  Type 3
-  Type 4
-  Type 5
-  Type 6



**Figure 4.3.** Types d'appuis considérés pour la structure de l'Hôpital.

## 4. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000

### 4.1. Période de la structure isolée

A partir du logiciel SAP2000, la période d'oscillations de la structure isolée à la base est de :

$$T = 1,44s$$

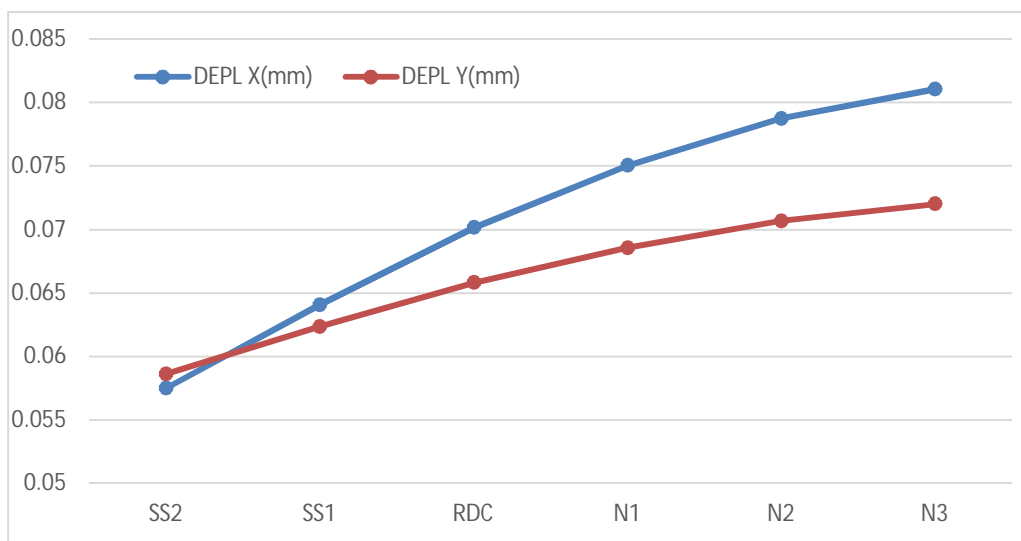
### 4.2. Variation du déplacement de chaque plancher

Le tableau et la figure suivantes montrent les déplacements des planchers dans les sens X et Y. Les résultats montrent que le plancher terrasse a un déplacement absolu maximal de de l'ordre de 8 cm dans le sens X et de l'ordre 7 cm dans le sens Y. Néanmoins, les déplacements relatifs inter-étage sont très faible et varient entre 0.6 cm pour le 1<sup>er</sup> plancher et environ 0.2 cm pour le dernier plancher dans la direction des abscisses. La différence des déplacements relatifs inter-

étage dans le sens des ordonnées sont également très faible et varient entre 0.3 cm pour le 1<sup>er</sup> plancher et 0.1 cm pour le plancher terrasse. Ces différences en déplacement relatifs démontrent que la structure suit un mouvement de bloc rigide avec une très faible influence sismique. Ce type de structure est très favorable à l'isolation sismique.

Niveaux	DEPL X (m)	DEPL Y (m)
SS2	0,057509	0,058628
SS1	0,064074	0,062346
RDC	0,070132	0,065803
N1	0,075031	0,068559
N2	0,078732	0,070684
N3	0,081046	0,072002

**Tableau 4.3.** Déplacement des plancher suivants X et Y



**Figure 4.4.** Déplacements des planchers suivant X et Y

### 4.3. Variation de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant est un effort interne qui provoque le cisaillement de la section. La figure suivante montre les valeurs des efforts tranchants à la base suivant les deux directions X et Y.

Effort Tranchant X	Effort Tranchant Y
7435,651 KN	7792,312 KN

Tableau 4.4. Effort tranchant à la base suivant X et Y

#### 4.4. Variation des accélérations

Les accélérations de chaque niveau sont montrées dans le tableau ci-dessous. A partir de laquelle, on remarque une valeur maximale est atteinte, qui est de l'ordre de  $1.62 \text{ m/s}^2$  dans le sens X et de l'ordre  $1.55 \text{ m/s}^2$  dans le sens Y. Cette différence en accélérations dans les deux sens n'est pas aussi importante.

Niveaux	ACCEL X ( $\text{m/s}^2$ )	ACCEL Y ( $\text{m/s}^2$ )
SS2	1,19264	1,26601
SS1	1,26123	1,32656
RDC	1,33938	1,38824
N1	1,42985	1,44721
N2	1,53228	1,50564
N3	1,62544	1,55421

Tableau 4.5. Accélération suivant X et Y

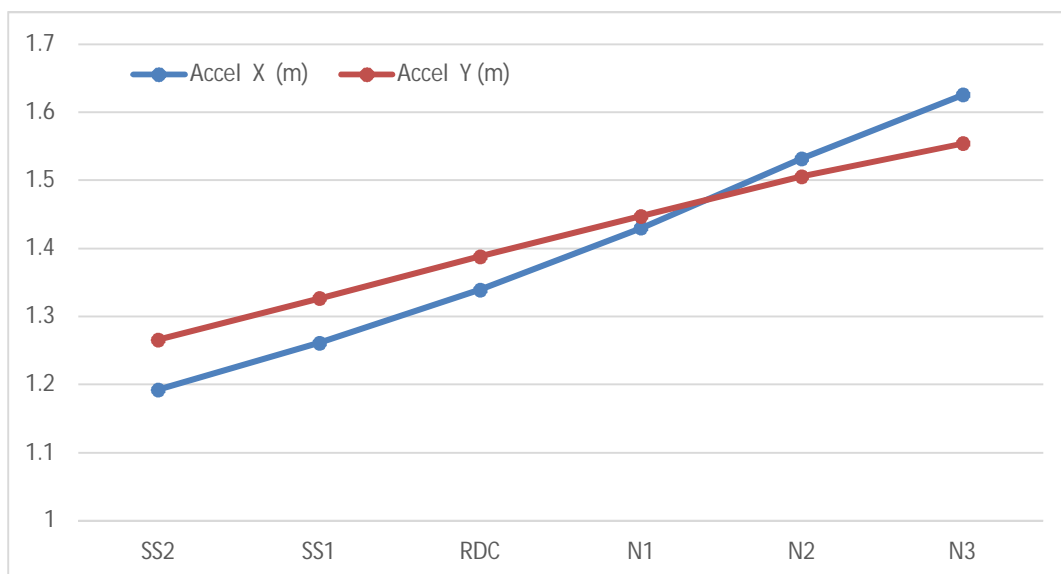


Figure 4.5. Accélération suivant X et Y

#### 4.5. Participation massique

La quatrième condition est vérifiée pour les deux variantes sauf qu'on observe que la participation massique atteint 90% de la masse totale de la structure au niveau du 2<sup>ème</sup> mode suivant l'axe X et au 3<sup>ème</sup> mode suivant l'axe Y. Cela prouve que toute la masse de la structure oscille en bloc rigide dès le 1<sup>er</sup> mode suivant X et à 100% au 3<sup>ème</sup> mode suivant Y.

	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>
Mode 1	<b>0,97756</b>	0,00001671
Mode 2	0,97793	0,73694
Mode 3	0,97852	<b>0,9918</b>
Mode 4	0,99867	0,9918
Mode 5	0,99867	0,99901
Mode 6	0,9987	0,9995

**Tableau 4.6.** Participation massique de la structure isolée

#### 5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une analyse dynamique des structures étudiées en utilisant l'isolation sismique à la base. Cette dernière est réalisée en optant pour des isolateurs à friction (FPS) qui demeurent les plus fiables en matière d'optimisation des paramètres dynamiques de la structure de l'hôpital. Le recours au code parasismique américain (UBC 97) pour l'élaboration de la méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques ainsi que la procédure d'analyse dynamique de la structure isolée à la base.

Les résultats de l'analyse sismique du modèle en éléments finis de l'hôpital en particulier ceux en déplacement et participation massique montrent que la structure étudiée est très rigide et se caractérise par un déplacement presque nul. Ce type de structure est très favorable à une protection sismique par isolation à la base.

## **Partie III :**

### **Chapitre 5.**

# **Comparaison des résultats des analyses dynamiques des deux modèles de la structure de l'hôpital**



## 1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons comparer les réponses dynamiques (déplacements, accélérations et efforts tranchants à la base) entre une structure encastree à la base et la même structure isolée à la base. Nous pouvons également évaluer l'efficacité du système d'isolation sismique et évaluer la performance de ces modèles de structures. Il convient de noter que les structures à base fixe ou encastree à la base doivent obligatoirement contreventée par des voiles pour minimiser leurs oscillations.

En ce qui concerne les appuis parasismiques, le choix a été porté pour des isolateurs à friction qui donnent un comportement optimal de la structure étudié. Il convient de noter que plusieurs essais sur le modèle de la structure de l'hôpital ont été entrepris pour le choix final du type des appuis parasismiques adopté.

## 2. Comparaison des périodes fondamentales

Les résultats illustrés ci-dessous dans le tableau 5.1 représentent la comparaison entre la période pour la structure à base fixe et celle isolée à la base.

Période structure encastree	Période structure isolée
0,21 s	1,44 s

Tableau 5.1. Comparaison des périodes fondamentales

## 3. Comparaison des déplacements au niveau des planchers

Les tableaux et les figures suivante montrent une comparaison des déplacements des différents niveaux des deux modèles dans les deux directions X et Y.

a) Suivants X :

	Structure encastree	Structure isolee
Niveaux	DEPL X (m)	DEPL X (m)
SS2	0,000227	0,057509
SS1	0,000555	0,064074
RDC	0,000929	0,070132
N1	0,001323	0,075031
N2	0,001709	0,078732
N3	0,002059	0,081046

Tableau 5.2. Comparaison des déplacements des planchers suivant X,

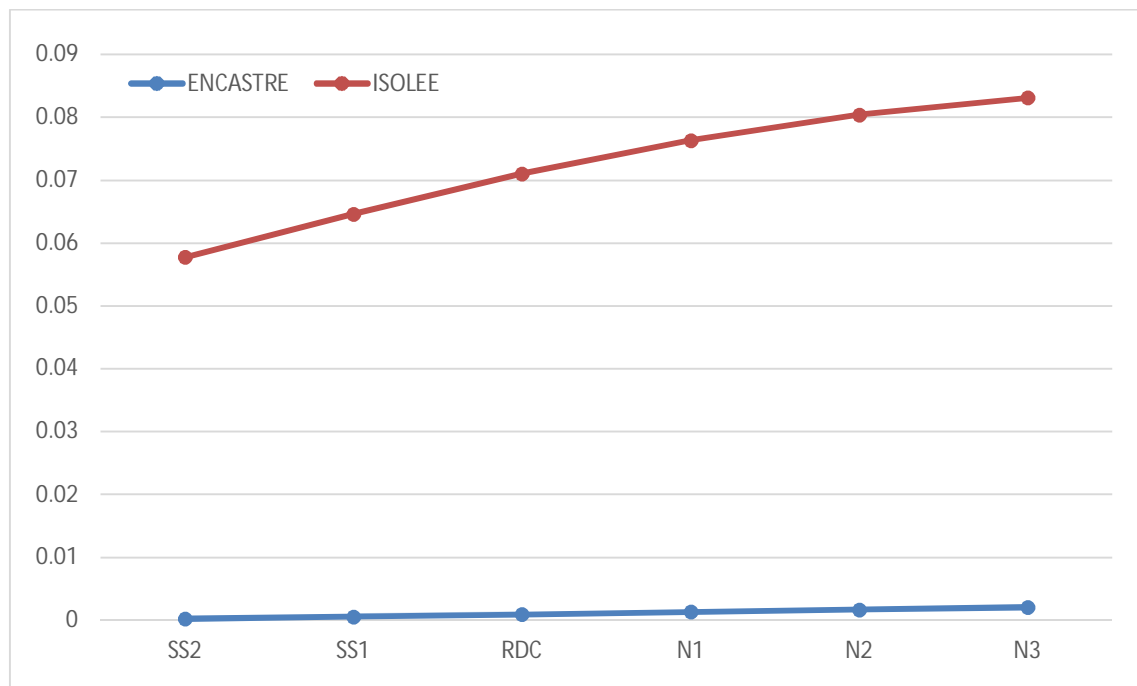


Figure 5.1. Comparaison des Déplacements suivant X

b) Suivant Y :

	Structure encastree	Structure isolee
Niveaux	DEPL Y (m)	DEPL Y (m)
SS2	0,000364	0,058628
SS1	0,000885	0,062346
RDC	0,001466	0,065803
N1	0,002049	0,068559
N2	0,00261	0,070684
N3	0,003082	0,072002

Tableau 5.3. Comparaison des Déplacements suivant Y

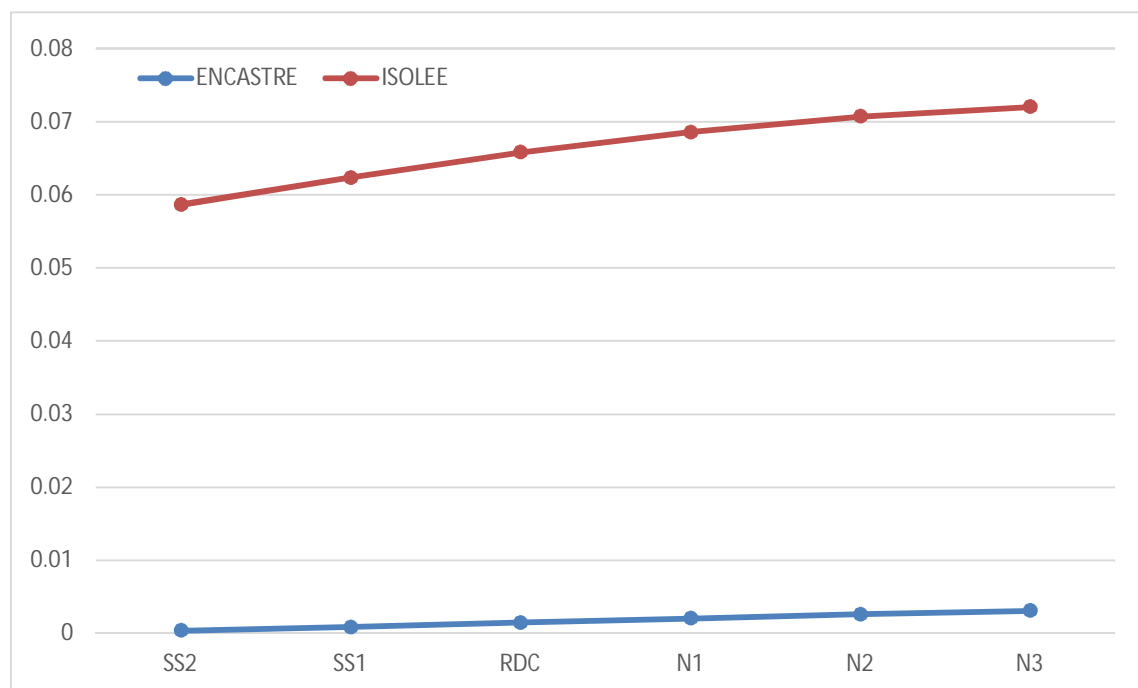


Figure 5.2. Comparaison des Déplacements suivant Y

#### 4. Comparaison des efforts tranchants à la base

Les tableaux 5.4 et 5.5 donnent la comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux structures à base fixe et à base isolée, dans les deux directions X et Y.

## a) Suivant X

Structure Encastrée	Structure Isolée
Effort Tranchant X	Effort Tranchant X
3323,643 KN	7435,651 KN

Tableau 5.4. Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens X

## b) Suivant Y

Structure Encastrée	Structure Isolée
Effort Tranchant Y	Effort Tranchant Y
3473,565 KN	7792,312 KN

Tableau 5.5. Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens Y

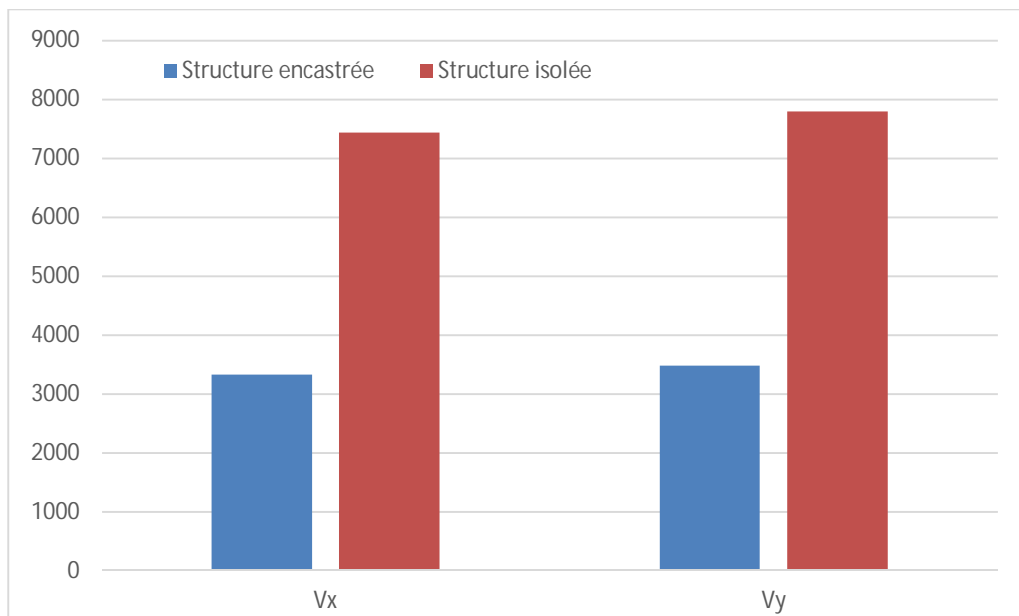


Figure 5.3. Comparaison des efforts tranchants à la base suivant X et Y

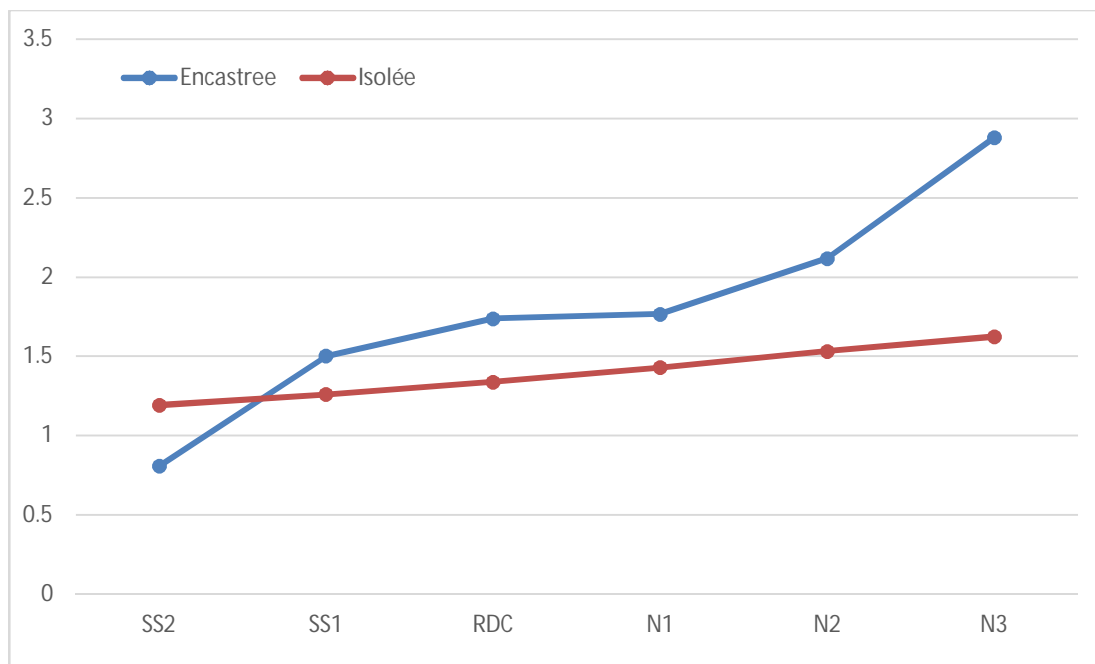
D'après ces résultats, une diminution de plus que 55% est observé entre l'effort tranchant à la base de la structure adoptant des appuis parasismiques et celle à base fixe ; ce qui est très considérable.

## 5. Comparaison des accélérations au niveau des planchers

### a) Suivant X

	Structure encastree	Structure isolée
Niveaux	ACCEL X (m)	ACCEL X (m)
SS2	0,80827	1,19264
SS1	1,50291	1,26123
RDC	1,73893	1,33938
N1	1,76822	1,42985
N2	2,11941	1,53228
N3	2,88207	1,62544

**Tableau 5.6.** Comparaison des accélérations suivant X



**Figure 5.4.** Comparaison des accélérations suivant X

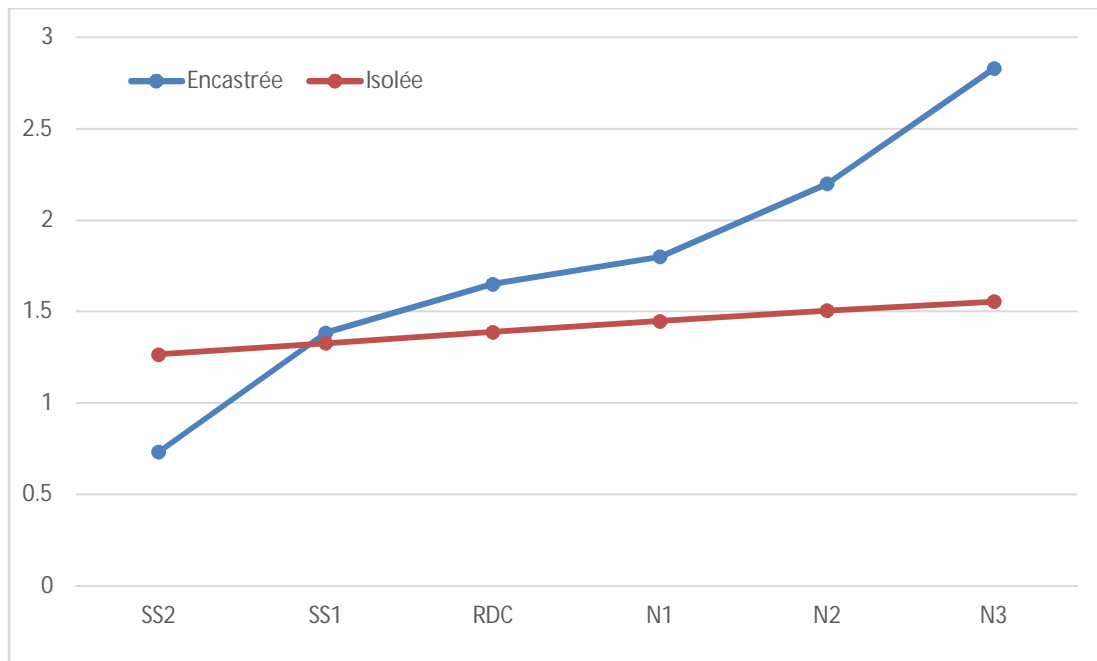
On observe que les accélérations des planchers de la structure isolée à la base sont plutôt uniformes ce qui donne un mouvement d'ensemble de la structure. Tandis que la structure à

base fixe a des accélérations très variables avec un écart de plus de 2 m/s entre la 1<sup>er</sup> plancher et le plancher terrasse.

**b) Suivant Y**

	Structure encastrée	Structure isolée
Niveaux	ACCEL X (m)	ACCEL X (m)
SS2	0,73396	1,26601
SS1	1,3857	1,32656
RDC	1,65028	1,38824
N1	1,79973	1,44721
N2	2,19999	1,50564
N3	2,83062	1,55421

**Tableau 5.7.** Comparaison des accélérations suivant Y



**Figure 5.5.** Comparaison des accélérations suivant Y

## 6. Conclusion partielle

Après avoir effectué une étude comparative entre les deux systèmes, isolé et à base fixe, nous pouvons résumer les résultats obtenus de la manière suivante :

- La période fondamentale du système isolé est supérieure à celles du système à base fixe, mais reste très acceptable.
- Les déplacements des planchers de la structure isolée sont plus significatifs que ceux de la structure à base fixe. En effet, la structure isolée se déplace comme un corps rigide, principalement au niveau des appuis.
- Les déplacements des étages de la structure isolée sont pratiquement nuls, ce qui signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celles de la structure à base fixe. Ainsi, le système d'isolation permet de réduire largement les efforts tranchants.
- Le système d'isolation a la base est devenu très important en raison de son impact sur les structures et les résultats obtenu dans notre étude.

## **Conclusion Générale**



## **Conclusion générale**

En conclusion, ce travail de mémoire de fin d'étude vise à contribuer à l'isolation sismique, et il nous a permis d'acquérir une compréhension approfondie du calcul des paramètres des appuis parasismiques et de l'analyse des résultats obtenus.

En Algérie, la maîtrise du domaine de la protection sismique par isolation à la base n'est pas encore optimale. Cependant, compte tenu des progrès réalisés dans le domaine du génie parasismique, il est nécessaire d'envisager l'adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements algériens, en particulier pour les constructions destinées à rester fonctionnelles pendant et après un séisme .

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier l'influence de la technique d'isolation sismique sur la réponse dynamique d'une structure en béton armé .

Une partie de ce travail s'est concentrée sur la compréhension du comportement des structures équipées de la technique d'isolation sismique. Cette technique implique l'introduction d'un élément flexible entre le sol et la structure, permettant de séparer les mouvements de la superstructure de ceux du sol. Il existe plusieurs méthodes pour réaliser cette isolation sismique à la base. Parmi celles-ci, les isolateurs à friction se distinguent par leur simplicité de fabrication, leur faible coût et leur similarité avec les appuis conventionnels.

Dans la deuxième partie une étude comparative a été réalisée entre une structure d'un bâtiment sous-sol, rez de chaussée et 8 étages à base fixe, renforcée par des voiles en béton armé, et la même structure à base isolée, utilisant des isolateurs à friction Ces deux structures ont été soumises à la même sollicitation sismique. Les résultats de cette étude démontrent que l'isolation sismique est plus efficace pour réduire les dommages structuraux et sauver des vies humaines pendant et immédiatement après un séisme et on a touché l'influence de l'isolation sismique sur la structure ou on peut mettre en évidence les conclusions suivantes :

- Les périodes du système isolé sont plus importantes que celles du système à base fixe en particulier dans le sens Y.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus significatifs que ceux de la structure à base fixe. En effet, la structure isolée se déplace comme un corps rigide dans le sens Y. Néanmoins dans le sens X, une oscillation qui ressemble à une structure encastree

est observée. Cela est dû principalement au recours aux amortisseurs où leurs rôles résident dans la diminution de la période fondamentale.

- Les déplacements des étages de la structure isolée sont pratiquement nuls, ce qui signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide. Principalement dans le sens Y.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celles de la structure à base fixe.
- Une diminution vertigineuse est constatée de l'effort tranchant à la base entre la structure isolée et celle à base fixe. Cela peut se percevoir favorablement sur les dimensions des éléments structuraux de la structure isolée à la base.

Au niveau de troisième partie nous avons et réalisé Analyse dynamique de la structurels d'un hôpital à double sous-sol +3 étages. Puis nous avons réalisé une autre analyse dynamique du structures étudiées en utilisant l'isolation sismique à la base. Cette dernière est réalisée en optant pour des isolateurs à friction (FPS) qui demeurent les plus fiables en matière d'optimisation des paramètres dynamiques de la structure de l'hôpital. Les résultats de l'analyse sismique du modèle en éléments finis de l'hôpital en particulier ceux en déplacement et participation massique montrent que la structure étudiée est très rigide et se caractérise par un déplacement presque nul. Ce type de structure est très favorable à une protection sismique par isolation à la base.

Après avoir effectué une étude comparative entre les deux systèmes, isolé et à base fixe, nous pouvons résumer les résultats obtenus de la manière suivante :

- La période fondamentale du système isolé est supérieure à celles du système à base fixe, mais reste très acceptable.
- Les déplacements des planchers de la structure isolée sont plus significatifs que ceux de la structure à base fixe. En effet, la structure isolée se déplace comme un corps rigide, principalement au niveau des appuis.
- Les déplacements des étages de la structure isolée sont pratiquement nuls, ce qui signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celles de la structure à base fixe. Ainsi, le système d'isolation permet de réduire largement les efforts tranchants.

- Le système d'isolation à la base est devenu très important en raison de son impact sur les structures et les résultats obtenus dans notre étude.

En fin, la technique d'isolation a démontré son efficacité dans la réduction des effets néfastes causés par les séismes. Elle offre une performance sismique supérieure tant pour les nouvelles constructions que pour les structures existantes. Cela souligne l'importance de l'application de cette technique pour améliorer la résistance et la sécurité des bâtiments face aux tremblements de terre. Les résultats obtenus ont montré que ce système optant pour des isolateurs à friction (FPS) est très efficace pour la structure compacte et rigide de l'hôpital et peu fiable pour la structure élancée du bâtiment ayant dix niveaux.

En considérant les études antérieures effectuées dans ce domaine, nous pensons qu'il est opportun d'initier une réflexion au sein de la communauté scientifique et des ingénieurs pour intégrer la protection sismique des structures par isolation à la base dans la réglementation parasismique en Algérie. Les résultats obtenus dans notre travail ne font que renforcer cette idée, qui est devenue plus que nécessaire.

## **Références Bibliographiques**

## Références bibliographiques

- [1] Contreventement : description des différents types Ooreka  
<https://construction-maison.ooreka.fr> > Faire construire sa maison > À la loupe
- [2] MEHRAZ KOUSSILA et AKKOUCHE REDOUANE Mémoire de Magister en Génie Civil Option : (La technique d'isolation sismique est son influence sur la réponse dynamique d'un bâtiment en béton armé),2017
- [3] Prof. A. KASSOUL, Cours : Ossatures Bâtiment – MASTER Génie Civil – Option: Structures Civiles et industrielles - UHB Chlef (2015/2016).
- [4] Manfred A. Hirt et Michel Crisinel « Charpente métallique volume 11 Conception et dimensionnement des halles et bâtiments »
- [5] Adamou Saidou, (Etude du comportement en compression-cisaillement d'isolateurs sismiques en caoutchouc) université de Sherbrooke Canada. Mai 2012
- [6] Gaël Bondonet, (Elaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au canada) thèse en vue de l'obtention du diplôme de philosophie doctor université de Montréal.1997
- [7] BELARBI Hichem – MESLI Mohammed Ghouti : étude sur les voiles dans le bâtiment Encadré par: OUISSI N, 2017
- [8] CHOUAIL CHAILA Asma et DAOUD Asma, Mémoire de Magister en Génie Civil Option : (Conception Parasismique : Entre le Contreventement Conventionnel et les Systèmes Innovants), Ain Temouchent 2016
- [9] Contreventement-Philippe Berger  
[philippe.berger2.free.fr/Bois/Cours/TSC/Contreventement2/contreventement2.htm](http://philippe.berger2.free.fr/Bois/Cours/TSC/Contreventement2/contreventement2.htm)
- [10] Nizar BEL HADJ ALI « Etude de la conception globale des structures en Construction Métallique Optimisation par les Algorithmes Génétiques » diplôme de doctorat, l'Université de Savoie, 15 octobre 2003.
- [11] Appuis parasismiques, GOODCO Z-TECH un produit de Canam-pont.

- [12] Alexis Maret, (Étude du comportement thermodynamique d'appuis isolateurs sismiques sous chargements cycliques à basses températures) Ecole de technologie supérieure université du Québec canada. 12 septembre 2016
- [13] F. Paradis, J-F Martel, P. Dandois et Y. Maltais (Conception parasismique d'un pont courbe à l'aide d'isolateur sismique dans l'échangeur) Québec, Canada.
- [14] Franklin Y. Cheng & Hongping Jiang & Kangyu Lou, (Innovative systems for seismic response control) 2008.
- [15] Achour Farida (Influence des isolateurs sismiques sur la réponse dynamique des Publics (Algérie) 2004.
- [16] International conference of building officials (ICBO), earthquake regulations for seismic – isolated structures, uniform building code, chapter 16, 1997
- [17] RPA99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes.
- [18] Belbachir Loubna et Mohammed Nadjwa, Mémoire de Magister en Génie Civil Option : (Application des systèmes innovants de la conception parasismique de la structure), Ain Temouchent, 2021.
- [19] Règles BAEL 91 révisées 99
- [20] Uniform Building Code UBC97

## **Annexe A**

**Plans d'architecture du bâtiment  
SS+RDC+8 étages.**

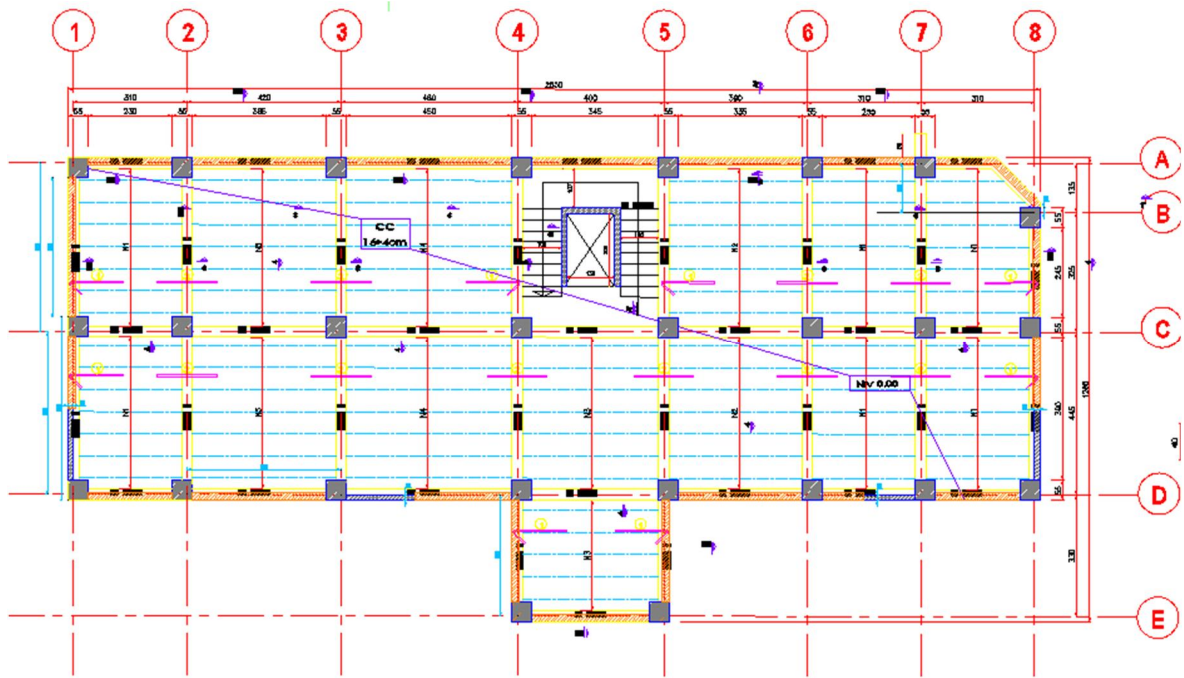


Figure (A-1) : Plan du sous-sol.

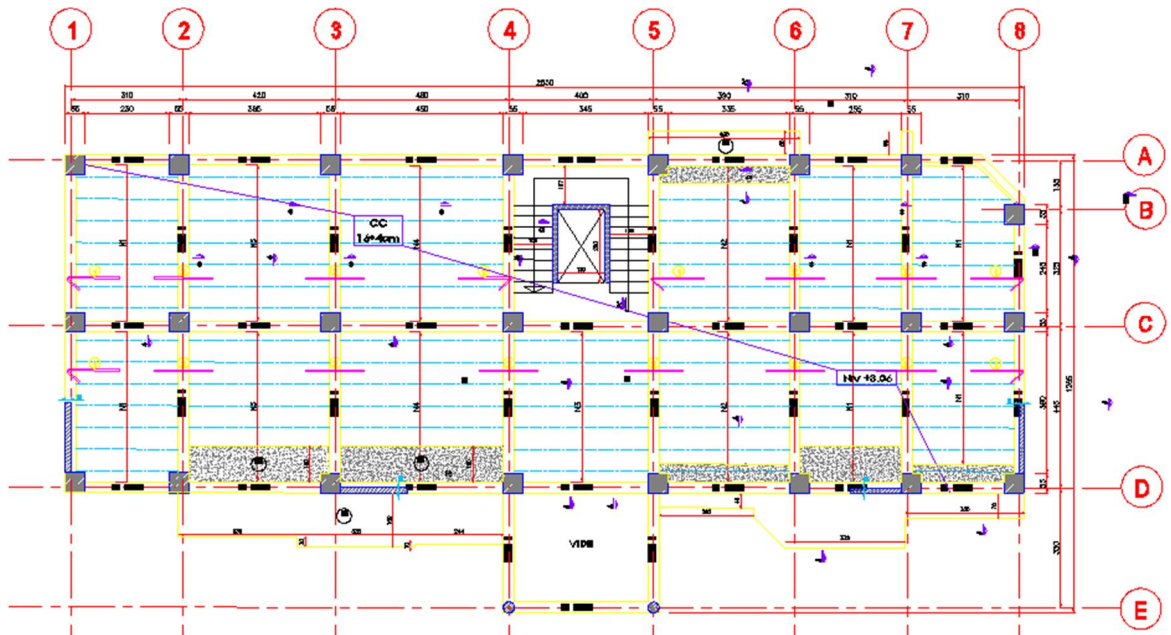
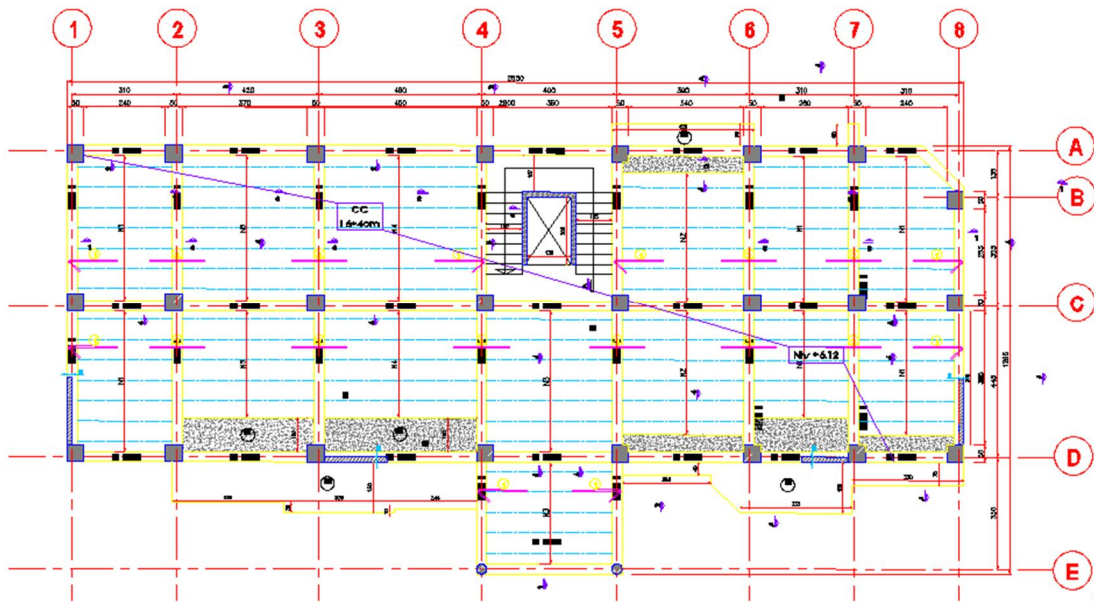
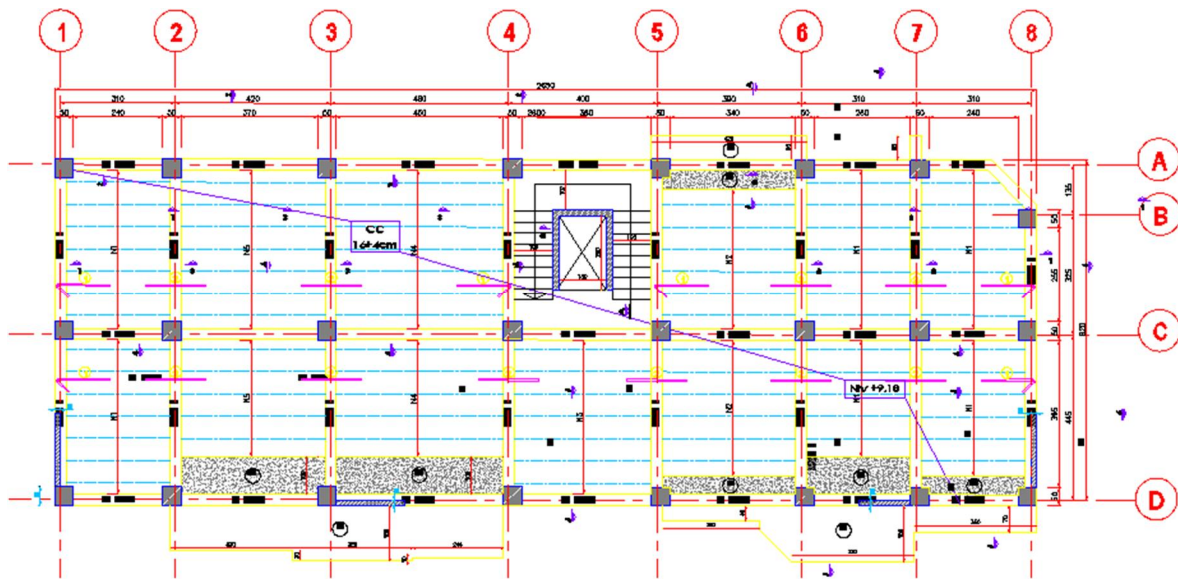


Figure (A-2) : le réez de chaussée



Figure (A-3) : Plan du 1<sup>er</sup> étage.Figure (A-4) : Plan d'étage 2<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage.



## **Annexe B**

### **Plans d'architecture de l'hôpital**

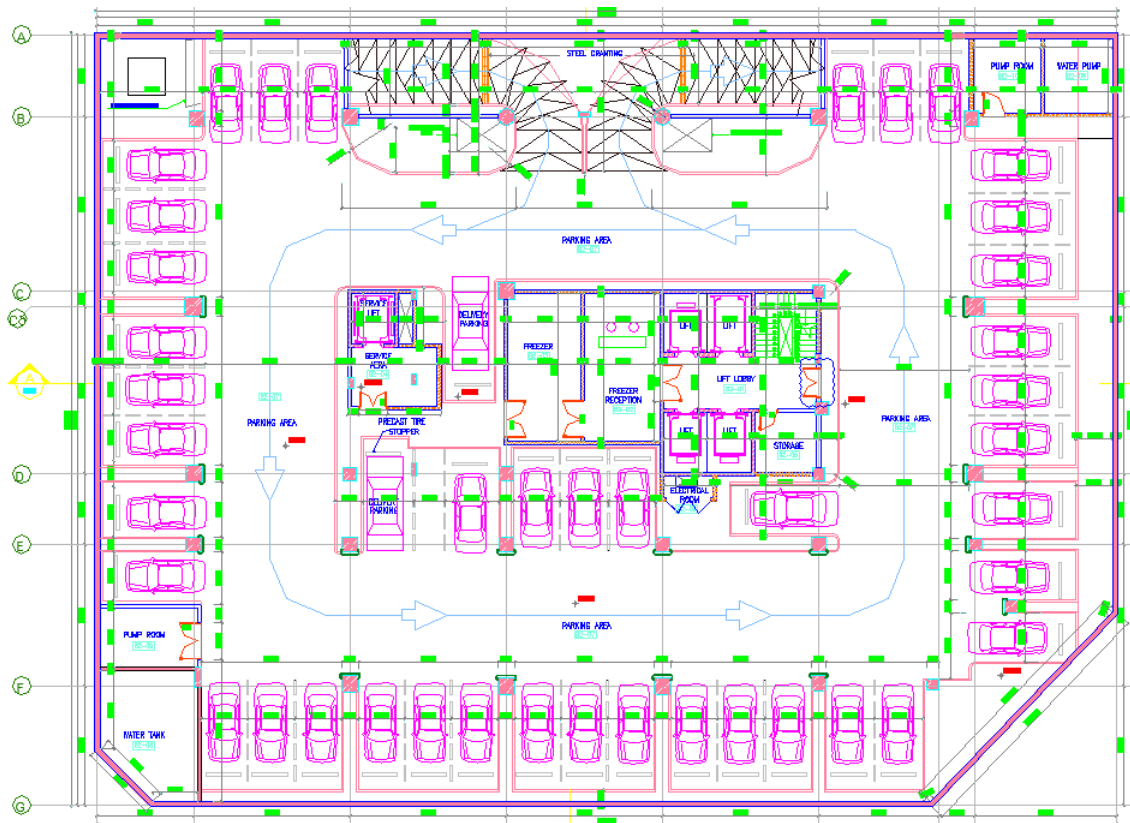


Figure (B-1) : Plan de sous-sol d'hôpital

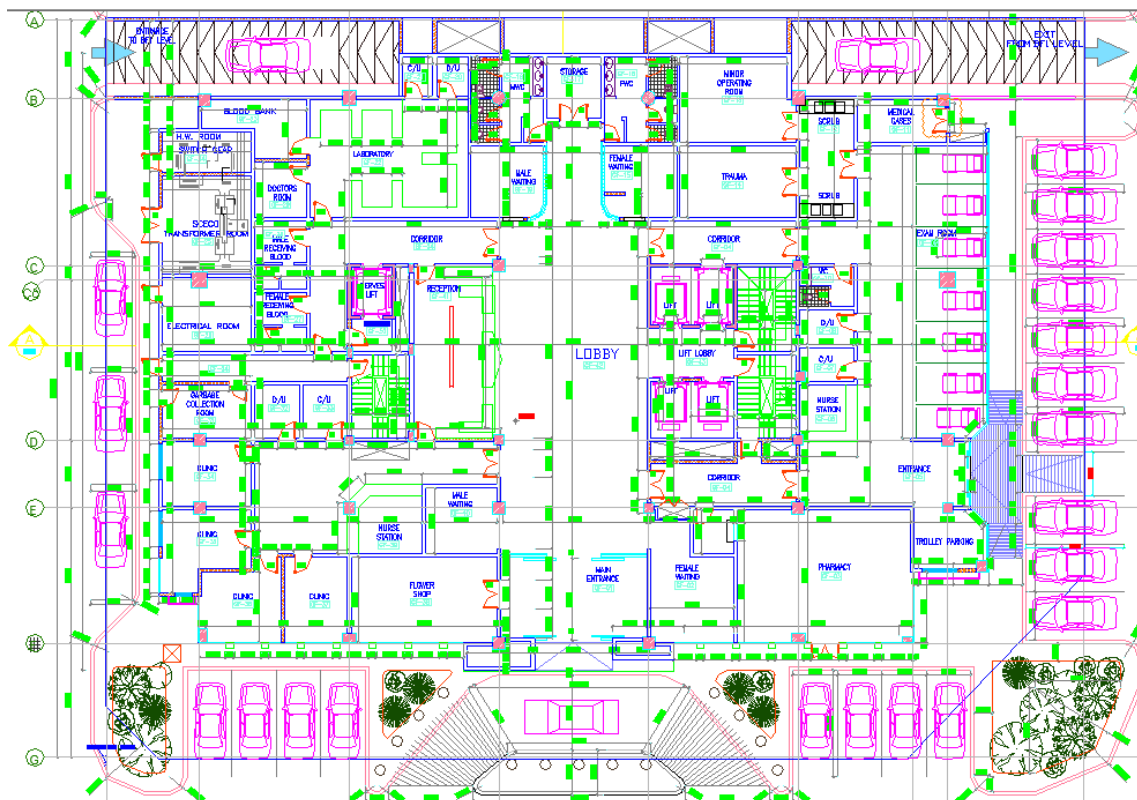


Figure (B-2) : Plan de RDC d'hôpital

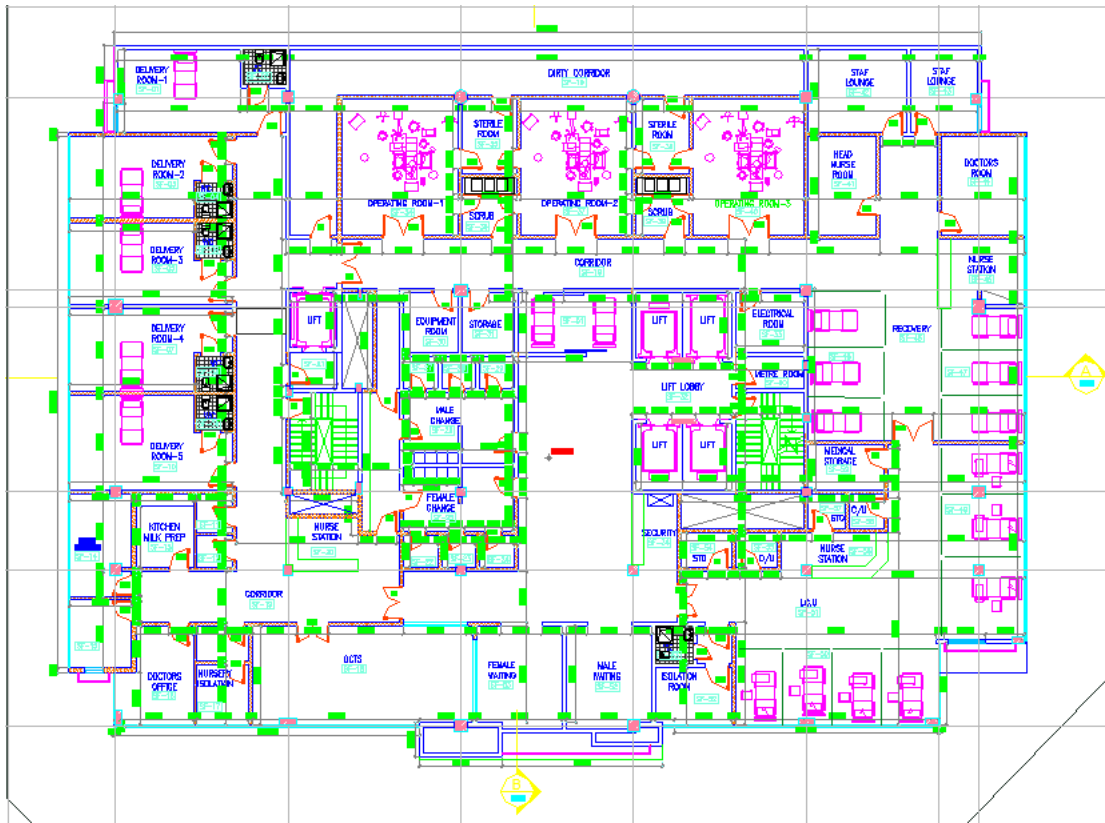


Figure (B-3) : Plan d'étage courant d'hôpital