

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 –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en : structure
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : Structures
Thème

**Application des systèmes innovants de la conception parasismique
de la structure**

Présenté Par :

- 1) Melle Si Mohammed Nadjwa
- 2) Melle Belbachir Loubna

Devant le jury composé de :

Dr. Djellil Mohamed	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Président
Dr. Saïd Abderrahmane	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Examinateur
Dr. DERBAL Rachid	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant
Dr BENNACEUR Sidi Mohamed	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Co-Encadrant

Année Universitaire 2021/2022



Remerciements

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

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait
Pas pu avoir le jour sans laide et l'encadrement de Mr
DERBAL Rachid, on le remercie pour la qualité de son encadrement
Exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité
Durant notre préparation de ce mémoire.*

*Nos remerciement s'adresse à Mr BENNACEUR Sidi Mohamed
Pour son aide pratique et son soutien moral et ses
Encouragements.*

*Nos remerciement S'adresse également à tout nos professeurs
pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su
faire preuve malgré leurs charges académiques et
professionnelles.*



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa

Bonne éducation et de ses dévouements

A ma chère mère

A celui qui s'est changé la nuit en jour pour

M'assurer les bonnes conditions

A mon cher père

A mes frères et ma sœur au nom de leur amour et

En témoignage de leur encouragement.

A tous mes collègues de 2^{ème} année master structure

A mon binôme Loubna et toute sa famille

A tous mes professeurs et encadrant en témoignage

De leur soutien et surveillance à ma formation.

Si Mohammed nadjwa



Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long de mes années d'études.

A mes très chers frères.

A toute ma famille

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Nadjwa et toute sa famille

Mes dédicaces vont également à la promotion de structure

2021/2022

Belbachir loubna

Table des matières

Introduction générale.

1. Problématique.....	2
2. Prise en compte de l'isolation sismique par les règlements parasismiques	3
3. Objectifs et méthodologie.	4
4. Organisation de la thèse	5

Chapitre 01 : protection des structures par isolation de la base (état de l'art).

1. Introduction.	8
2. Aperçu sur les travaux antérieurs.	8
3. Conclusion.....	17

Chapitre 02 : les effets des séismes sur les structures.

1. Introduction	19
2. Effet de séisme	20
2.1. Effet associé à un séisme.....	20
2.2. Dommages aux bâtiments.....	21
3. La sismicité en Algérie.....	21
3.1. Le comportement de construction sous séisme	22
3.2. Origine des dégradations.....	23
3.3. Séisme de Mexique (13 sep 1985).....	24
4. Oscillations.....	25
4.1. Oscillations horizontales	26
4.2. Oscillations verticales	27
4.3. Oscillations de torsion.....	28
4.4. Exemple.....	29
4.5. Oscillations différentielles.....	31
5. effet de niveau souple.....	32
6. Constructions en maçonnerie	33
7. Constructions en bois	34
8. Conclusion.....	35

Chapitre 03 : protection sismique des structures : system de contreventement.

1. Introduction	38
2. Choix de contreventement.....	39
3. Domaine d'utilisation.....	40
3.1. Contreventement de toiture	40
3.2. Contreventement de façades.....	40
4. Contreventement général des bâtiments.....	41
4.1. Contreventement assuré par portiques	42
4.2. Contreventement assuré par pans rigides	42
4.3. Contreventement triangulée	43
4.4. Contreventement avec voile en béton armé	43
4.5. Contreventement par remplissage en maçonnerie.....	44
5. Types de Contreventements dans les structures métalliques	45
5.1. Ossatures à cadre ou en portique.....	45
5.2. Ossatures avec triangulation à barres centrées	46
5.3. Ossatures avec triangulation à barres excentrées	46
6. Structures contreventées et structures non contreventées	47
7. La géométrie du système de Contreventement.....	47
7.1. Contreventement en X (croix de saint André).....	47

7.2. Contreventement k	48
7.3. Contreventement V	48
7.4. Contreventement trapèze	49
8. Solutions mixtes	50
9. Conclusion.....	50

Chapitre 04 : système innovant : principe et technique de l'isolation à la base.

1. introduction	52
2. appuis parasismiques	52
3. Aperçu historique	53
4. Principe de base et fondements théoriques	53
5. Les différents systèmes d'isolation parasismique	56
5.1. Les appuis parasismiques	56
5.2. Appuis à déformation	57
5.3. Appuis en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB	59
5.4. Appuis en élastomère avec noyau de plomb	59
5.5. Appuis à pot	61
5.6. Appuis à glissement	62
5.7. Appuis à déformation et à glissement	63
5.8. Appuis à roulement	64
5.9. Amortisseurs parasismiques	65
5.10. Amortisseur hystérésis (élasto-plastique)	65
5.11. Amortisseur hydraulique	66
5.12. Amortisseur à friction.....	67
5.13. Amortisseur de masse accordée (TMD)	68
6. Choix entre les types d'appuis parasismiques.....	68
7. Les avantages de l'isolation parasismique	69
8. Les inconvénients de l'isolation parasismique	69
9. Conclusion.....	70

Chapitre 05 : prise en main des calculs et dimensionnement des appuis parasismique

1. introduction	72
2. Description du système d'isolation	72
3. Les codes parasismiques	72
4. Méthode de calcul d'une structure isolée	73
5. Méthode statique équivalente.....	73
6. Calcul du déplacement total	77
7. application numérique	78
7.1. Structure barre encastré R+5	79
7.1.1. Modélisation de la structure	79
7.1.2. Plan de travail.....	79
7.1.3. Dimensionnement.....	79
a) la période	79
b) le rayon de sphère	80
c) La rigidité effective K_{eff}	80
d) Calcul de déplacements.....	80
e) Le déplacement vertical de l'appui δ_v	81
f) Le diamètre d de la surface sphérique	82
7.1.4. Les résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000.....	82
a) Variation des périodes	82
b) Variation des déplacements entre structure encastré et structure isolé.....	83

c) Variation de l'effort tranchant de la structure encasté et isolés	85
d) Participation massique (structure encasté.....)	85
7.2. Structure en L encasté	86
7.2.1. Modélisation de la structure	86
a) La période.....	87
b) Le rayon de sphère	87
c) La rigidité effective Keff.	87
d) Calcul de déplacements.....	88
e) Le déplacement vertical de l'appui δ_v	89
f) Le diamètre d de la surface sphérique	89
7.2.2. Les résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000 de la structure encasté et isolé	91
a) Variation des périodes.....	91
b) Variation des déplacements (structure encasté.....)	91
c) Variation de l'effort tranchant à la base	91
d) Participation massique (structure encasté et isolé	92
8. Conclusion.....	92

Chapitre 06 : analyse dynamique de la structure d'un hôtel protection sismique par contreventement traditionnel.

1. Introduction	95
2. Présentation du logiciel « SAP2000 version 2014	95
3. Présentation et description de l'ouvrage	96
a) Situation du projet	96
b) Dimensions de l'ouvrage	96
c) Description du bâtiment	97
4. Règlement utilisés	97
5. Caractéristiques des matériaux	97
6. Evaluation de la force sismique	97
7. Détermination des paramétré dynamiques	98
a) Coefficient d'accélération de zone (A.....)	98
b) Coefficient de comportement global de structure (R).....	98
c) Facteur de qualité (Q).....	98
d) Le pourcentage d'amortissement critique	99
e) La période fondamentale.....	99
f) Facteur de correction d'amortissement donné par la formule	100
g) D'amplifications dynamiques moyennes	100
h) Poids total de la structure sans voiles	101
8. Le spectre de reponse	101
9. Pré dimensionnement des éléments.....	102
9.1. Pré dimensionnement de plancher.....	102
9.2. Pré dimensionnement des poutres	102
9.2.1. Poutre Principales (Porteuses	103
9.2.2. Poutres secondaires (chaînage.....)	103
9.2.3. Pré dimensionnement des poteaux.	104
10. Descente des charges.	106
10.1. Charge permanent	106
10.1.1. Plancher étage courant.....	106
10.1.2. Plancher terrasse accessible.....	107
10.1.3. Plancher terrasse inaccessible	108

10.2. Les charges d'exploitation Q.....	109
11. Etude sismique de la structure contreventée par des voiles	109
12. Définition des voiles.....	109
13. Modélisation.....	109
14. Positions des voiles	110
15. Vérification suivant (RPA99 version 2003	112
15.1. Justification vis-à-vis de pourcentage des modes	112
15.2. Justification vis-à-vis résultant de forces sismique de calcul.....	112
15.3. Vérification de la sollicitation normale.....	113
15.4. Force sismique et distribution des forces à chaque niveau	114
15.5. Calcule des déplacements entre des étages	115
15.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	117
15.7. Justification vis à vis de renversement	118
16. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000	120
16.1. Période de la structure encastré.	120
16.2. Variation du déplacement de chaque plancher.	120
16.3. Variation de l'effort tranchant à la base.	121
16.4. Variation des accélérations.	122
16.5. Participation massique de la structure.....	123
17. Conclusion.....	124

Chapitre 07 : analyse dynamique de la structure d'un hôtel : protection sismique par isolation à la base.

1. Introduction	127
2. Les codes parasismiques	127
3. Modélisation.....	128
4. Calcul des paramétré de isolation à la base.....	129
4.1. La période.....	129
4.2. Calcul le rayon de la sphère	130
4.3. La rigidité effective Keff	130
4.4. Calcul le déplacement horizontal de conception.	130
4.5. Le déplacement vertical de l'appui δ_v	131
4.6. Le diamètre d de la surface sphérique.	131
4.7. La vérification de la condition de recentrage de la structure	132
4.8. Le choix des types d'appuis.	133
5. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000.....	133
5.1. Période de la structure isolée.....	133
5.2. Variation du déplacement de chaque plancher.....	133
5.3. Variation de l'effort tranchant à la base	135
5.4. Variation des accélérations.	135
5.5. Participation massique.	136
6. Conclusion partielle.	137
6. Etude comparative de la protection sismique de la structure par contreventement traditionnel et par isolation à la base	137
6.1. Comparaison des périodes fondamentales	138
6.2. Comparaison des déplacements	138
6.3. Comparaison des efforts tranchants	141
6.4. Comparaison des accélérations.	142
6.5. Comparaison entre les modes des analyses modales.....	144
7. Conclusion.....	146

Conclusion générale	148
Références bibliographique.....	150
Annexe	152/156

Liste des tableaux :

Chapitre 04 :

Tableau 4.1: Caractéristiques de caoutchouc.

Chapitre 05 :

Tableau 5.1 : Coefficient de zone sismique (Z).

Tableau 5.2 : Coefficient de proximité de la faille (N).

Tableau 5.3 : Coefficient caractérisant le type de sol (S1).

Tableau 5.4 : Facteurs d'amortissement BD et BM.

Tableau 5.5 : le poids et la rigidité effective de chaque type.

Tableau 5.6 : Dimensions des appuis.

Tableau 5.7 : les périodes de la structure barre

Tableau 5.8 : variation des déplacements suivant X

Tableau 5.9 : variation des déplacements suivant Y

Tableau 5.11 : participation massique suivants X et Y (structure encasté et isolé)

Tableau 5.12 : le poids et la rigidité effective de chaque type

Tableau 5.13 : Dimensions des appuis.

Tableau 5.14: les périodes de la structure barre

Tableau 5.15 : déplacements suivants X et Y (structure encasté et isolé)

Tableau 5.16: variation des efforts tranchants suivants X et Y

Tableaux 5.17 : participation massique suivants X et Y (structure encasté et isolé)

Chapitre 06 :

Tableau 6.1: coefficient d'accélération

Tableau 6.2 : les pénalités du facteur de qualité.

Tableau 6.3: valeur de ξ (%)

Tableau 6.4 : pré-dimensionnement des poutres

Tableau 6.5 : choix de sections des poteaux

Tableau 6.6 : charge permanent de l'étages courant.

Tableau 6.7 : charge permanent de terrasse accessible.

Tableau 6.8 : charge permanent terrasse inaccessible.

Tableau 6.9 : charge d'exploitation Q.

Tableau 6.10 : pourcentage des modes

Tableau 6.11 : Résultats des forces sismique

Tableau 6.12 : la sollicitation normale.

Tableau 6.13 : force sismique de chaque niveau.

Tableau 6.14 : déplacement suivant l'axe X

Tableau 6.15 : déplacement suivant l'axe Y

Tableau 6.16: L'EFFET P- Δ suivante l'axe X.

Tableau 6.17 :L'EFFET P- Δ suivante l'axe Y

Tableau 6.18 : renversement suivant l'axe X.

Tableau 6.19 : renversement suivant l'axe Y.

Tableau 6.20 : déplacements des plancher suivant X et Y

Tableau 6.21 : l'effort tranchant à la base suivant X et Y.

Tableau 6.22 : accélération suivant X et Y

Tableau 6.23 : Condition de la participation massique.

Chapitre 07 :

Tableau 7.1 : les poids et le coefficient d'amortissement effectif

Tableaux 7.2 : dimensions des appuis isolés.

Tableau 7.3 : Déplacement des plancher suivant X et Y

Tableau 7.5 : Effort tranchant à la base suivant X et Y

Tableau 7.6 : accélération suivant X et Y

Tableau 7.7 : participation massique de la structure isolée

Tableau 7.8 : Comparaison des périodes fondamentales.

Tableau 7.9 : déplacements de la structure contreventée par des voiles et celle isolée à la base suivant X.

Tableau 7.10 : déplacements de la structure contreventée par des voiles et celle isolée à la base suivant Y.

Tableau 7.11 : comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens X

Tableau 7.12 : comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens Y

Tableau 7.13 : comparaison des accélérations suivant X

Tableau 7.14 : comparaison des accélérations suivant Y

Liste de figure.

- Figure 1.1 : modèle en éléments finis du bâtiment proposé à l'étude.
- Figure 1.2 : la structure étudiée.
- Figure 1.3 : modélisation du minaret de la grande mosquée.
- Figure 1.4 : modèle bidimensionnel de la structure étudiée.
- Figure 1.5 : structure avec système d'isolation.
- Figure 2.1 : propagation des ondes sismique dans le sol
- Figure 2.2 : Carte De Zonage Sismique Algérien
- Figure 2.3 : Dégradation D'une Eglise.
- Figure 2.4 : Dommages Sismiques Dus A La Résonance Du Bâtiment Avec Le Sol
- Figure 2.5 : Séisme Du Mexique, Mexico 1985
- Figure 2.6 : Oscillation De Torsion
- Figure 2.7 : Cisaillement D'un Portique.
- Figure 2.8 : Oscillations Verticale
- Figure 2.9 : Oscillation De Torsion
- Figure 2.10 : Séisme De Mexico 1985.
- Figure 2.11 : Séisme De Tokachi –Oki, Japon 1968
- Figure 2.12 : Eglise De Sainte-Hélène (Vosges)
- Figure 2.13 : Oscillation Différentielles.
- Figure 2.14 : Séisme De Kobé, Japon 1985
- Figure 2.15 : Effet De Niveau Souple
- Figure 2.16 : Ceylan-Missi, Turquie 1998
- Figure 2.17 : Constructions En Maçonnerie
- Figure 2.18 : Maisons En Bois Non Effondrées Malgré Un Important Glissement De Terrain, Séisme d'Anchorage, Alaska 1940.
- Figure 3.1 : Système De Contreventement
- Figure 3.2 : Type De Contreventement.
- Figure 3.3 : Ossature En Portiques (A Des Travées).
- Figure 3.4 : Pans De Contreventements Triangulés.
- Figure 3.5 : Contreventement Longitudinal D'un Bâtiment.
- Figure 3.6 : Contreventement Par Remplissage En Maçonnerie.
- Figure 3.7 : Ossatures En Portique (Zones Dissipatives Dans Les Poutres Et En Pied De Poteaux).
- Figure 3.8 : Ossatures Avec Triangulation A Barres Centrées.
- Figure 3.9 : Ossatures Avec Triangulation A Barres Excentrée.
- Figure 3.10 : Contreventement En X.
- Figure 3.11 : Contreventement En K.
- Figure 3.12 : Contreventement En V.
- Figure 3.13 : Contreventement Trapèze
- Figure 3.14 : Solution Mixtes.
- Figure 4. 1 : La Position Des Appuis Parasismiques Dans Un Bâtiment.
- Figure 4. 2 : Deux Types De Structure : Une Conventionnelle Encastree Dans Le Sol, Et Une Autre Protégée Contre Les Séismes Par Un Système D'isolation A La Base.
- Figure. 4. 3 : L'effet Des Appuis Parasismiques.
- Figure 4.4 : Structure Isolée Par Un Appui.
- Figure 4.5 : Structure Isolé Par Un Appui Et Un Amortisseur.
- Figure 4.6: Appuis A Déformation.
- Figure 4.7: Appuis En Elastomère A Fort Taux D'amortissement.

Figure 4.8: Appuis En Elastomère Avec Noyau De Plomb [12].
 Figure 4.9 : Exemples De Types D'appareils D'appui.
 Figure 4.10 : Appui A Pot.
 Figure 4.11 : Des Exemples De L'appui A Pot.
 Figure 4.12 : Appuis A Glissement.
 Figure 4.13 : Appuis En Pendules Glissants Fps
 Figure 4.14 : Appuis A Déformation Et A Glissement
 Figure 4.15 : Appuis A Roulement
 Figure 4.16 : Le Principe De Fonctionnement D'appuis A Bille.
 Figure 4.17 : Amortisseur Hystérésis (Elasto-Plastique).
 Figure 4.18 : Amortisseur Hydraulique.
 Figure 4.19 : Amortisseur A Friction.
 Figure 4.20 : Un Tmd Pendulaire De 800 Tonnes Dans Un Bâtiment De 508m De Hauteur (Tour De Taipei 101) Taiwan.
 Figure 5.1 : Boucles D'hystérésis Sous Chargement Cyclique.
 Figure 5.2 : Déplacements Du Système D'isolation.
 Figure 5.3 : Modélisation Sap2000 De La Structure Barre
 Figure 5.4 : Déplacements Suivant X (Structure Encasté Et Isolé)
 Figure 5.5 : Déplacements Suivant Y (Structure Encasté Et Isolé)
 Figure 5.6 : Structure En L (SAP 2000).
 Figure 5.7 : Vue 3 D De La Structure Isolé
 Figure 5.8 : vue 2 D de la structure isolée.
 Figure 6.1 : interface du logiciel SAP 2000.
 Figure 6.2 : Plans De Situation De La Structure.
 Figure 6.3 : Spectre De Réponse.

Figure 6.4 : Plancher Etage Courant.
 Figure 6.5 : Plancher Terrasse Inaccessible.
 Figure 6.6 : Vue En 3d De du modèle de la structure L'hôtel.
 Figure 6.7 : Position Des Voiles En 3D.
 Figure 6.8 : Position Des Voiles En 2D.
 Figure 6.9 : Déplacements Des Planchers Suivant X Et Y.
 Figure 6.10 : Accélération Suivant X Et Y.
 Figure 7.1 : Modélisation En Sap2000de la structure isolé (Vue 2D).
 Figure 7.2 : Modélisation En Sap2000 de la structure isolé (Vue 3D).
 Figure 7.3 : les types des appuis considérés.
 Figure 7.4 : Déplacements Des Planchers Suivant X Et Y.
 Figure 7.5 : Accélération Suivant X Et Y.
 Figure 7.6 : Comparaison Des Déplacements De La Structure contreventé par des voiles et Celles isolée à la base suivant X.
 Figure 7.7 : Comparaison Des Déplacements De La Structure contreventé par des voiles et Celles isolée à la base suivant Y.
 Figure 7.8: Comparaison Des Accélérations suivant X.
 Figure 7.9: Comparaison Des Accélérations suivant Y.
 Figure 7.10 : mode de vibration mode 01.
 Figure 7.11 : mode de vibration mode 02.
 Figure 7.12 : mode de vibration mode 03.
 Figure (a) : la coupe AA et coupe BB.
 Figure (b) : vue de façade latérale ouest et façade latérale est.
 Figure (c) : vue de façade principale et façade postérieure.

Figure (d) : plans de 4,5 eme étage de terrasse.
Figure (e) : plan 1, 2,3 eme étage.
Figure (f) : plan entre sol et réez de chaussée.
Figure(g) : plan de sous-sol 02 et sous-sol 1.
Figure (h) : plan de masse (cité akid outmani).
Figure (i) : plan topographique.
Figure (j) : plan de situation.

Notations

m : la masse de la structure.

β : facteur d'amortissement.

D : déplacement horizontal.

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

d : diamètre de l'isolateur.

D_y : déplacement de rupture.

T : période effective.

R : rayon de courbure.

μ : coefficient de frottement.

Z : coefficient de zone sismique.

N : coefficient dépendant de la proximité de 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
 α : angle.
 γ : poids volumique
 γ_b : coefficient de sécurité du béton
 γ_s : coefficient de sécurité de l'acier
 δ : espacements de cadres
 ε : déformation relative
 η : coefficient de fissuration
 λ : élancement géométrique
 ρ : masse volumique
(lrb) : lead rubber bearing
(fps) : la friction pendule sliding
hdrb : (high dampingrubberbearing)
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

S1: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

 δ_v : Le déplacement vertical de l'appui

Introduction Générale

1. Problématique :

Les seimes font parties des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité. En raison de vulnérabilités sismiques de notre pays, le développement des concepts technologiques innovateurs pour une protection accrue des structures et des personnes constitue un véritable challenge pour les chercheurs en génie civil vis-à-vis des effets préjudiciables généraux lors des mouvements sismiques.

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 1955 : magnitude 7,2.

L'Algérie fait partie des pays vulnérables face aux tremblements de terre, les séismes frappent le nord de ce pays durement soumis aux contraintes des mouvements de la terre. On peut citer les séismes qui frappé :

- ✓ Wilaya d'Alger mai 1716 de magnitude 9.7 (20000 morts et des milliers de 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).

Après chaque tremblement de terre majeur, les images de destruction se répètent invariablement. Pour cerner la difficulté du problème, il faut comprendre

les particularités des sollicitations sismiques et la raison pour laquelle elles sont si redoutables pour les structures en génie civil.

L'approche traditionnelle dans la conception parasismique est basée sur la combinaison de la résistance avec la ductilité pour pallier à la sollicitation sismique. Pour cela, l'ingénieur s'appuie sur la ductilité fournie par les matériaux afin d'éviter les catastrophes et garantir la stabilité des structures devant de graves séismes. Des dégâts structuraux sont souvent provoqués par les déformations plastiques dont souffre la structure à cause du niveau élevé de l'énergie générée durant un mouvement sismique.

Les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003 décrivent les principes généraux de conception et de calcul requis pour l'étude des ouvrages résistants aux séismes.

Le règlement en question vise deux objectifs :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance et de la sismicité de la zone d'implantation.
- 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 qui est applicable aux bâtiments et constructions civiles. Ce code parasismique a connu plusieurs actualisations ou révisions suite aux événements sismiques majeurs. En effet, l'importance de la secousse tellurique qui a frappé la région de Boumerdes et Alger, le soir du 21 Mai 2003 et les dégâts occasionnés (humaines et matériels) a conduit les structures concernées à la révision du règlement en vigueur et à l'apport

de modifications, à même de pallier aux problèmes survenus lors de cette secousse sismique.

Il est à noter que les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 ne donnent aucune indication sur le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques. Pour cette raison, on doit recourir à d'autres règlements mondiaux pour mener des calculs sur les structures isolées.

Parmi les codes les plus connus dans le monde, ceux qui prennent en compte l'isolation sismique à la base, le code parasismique Eurocode 8 où il dispose d'une partie trop timide sur l'application de ce dispositif aux structures. En effet, les règlements parasismique qui dispose d'une palette élargie sur le calcul et le dimensionnement des systèmes d'isolation sismique à la base c'est bien les codes américains (UBC-97 et IBC-2000).

3. Objectifs et méthodologie :

Les principaux objectifs de la conception parasismiques sont de minimiser les charges sismiques, créer une réserve de résistance de résistance vis-à-vis des charges plus sévère que le séisme de calcul et abaisser le cout de la protection parasismique.

Le contreventement, élément de la structure, fournissant la résistance latérale. Dans le but de reprendre les efforts et les moments dus à une action sismique, il est indispensable que les structures doivent se doter d'une maille structurale régulière. Les structures sont tenues d'éviter de recourir à la torsion des pièces pour équilibrer certains efforts et faire en sorte que les éléments porteurs se superposent convenablement d'un étage a l'autre et que les éléments de contreventement soient disposés en plans.

Pour une protection parasismique de nouvelles technologie ont été développées parmi lesquelles, on trouve les « dispositifs de dissipation passives d'énergie » qui ont pour objectif principal l'absorption d'une partie importante de l'énergie sismique et la diminution autant que possible, des dégâts dans les éléments structuraux.

Ces dispositifs peuvent se résumer en des isolateurs sismiques qui augmentent la flexibilité de l'ouvrage afin d'allonger sa période naturelle de vibration, ce qui, lorsque la structure est située dans une région où la sollicitation sismique a le plus d'énergie dans les hautes fréquences, réduit les forces sismiques induites dans la construction. Plusieurs types d'appuis parasismiques existent. Certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques.

Ce travail permet d'analyser et d'étudier l'effet de l'isolation parasismiques sur les bâtiments afin d'éclairer et de comprendre aisément cette nouvelle technique.

Généralement cette dernière n'est pas appliquée en Algérie et de même n'est pas incorporée dans le code parasismique Algérien (RPA99 Version 2003).

Le présent travail est mené conformément aux codes américains (UBC-97 et IBC-2000). Ainsi, l'ensemble des paramètres de calcul de l'isolation sismique à la base sont issus de ces règlements sismiques.

4. Organisation de la thèse :

Le contenu de ce mémoire est réparti en :

- ✚ En premier lieu, l'introduction générale consiste à présenter le contexte général, les motivations et les objectifs du présent travail.
- ✚ Le premier chapitre est une revue bibliographique. Il donne un aperçu sur les travaux antérieurs sur l'application de l'isolation sismique à des structures en génie civil.
- ✚ Le deuxième chapitre présente les effets des excitations sismiques sur les structures.
- ✚ Le troisième chapitre détaille les systèmes de contreventement dans les structures.
- ✚ Le quatrième chapitre présente les différents systèmes innovants de protection sismique.

- ✚ Au niveau du cinquième chapitre, deux cas d'étude sont réalisés dans le cas d'une protection sismique (Prise en main des calculs et dimensionnement des appuis parasismiques)
- ✚ Le sixième chapitre traite la stabilité sismique du cas d'étude en appliquant un système encastré à la base (contreventée par des voiles). Ensuite, on déduit les résultats de l'étude sismique de ce cas.
- ✚ Le septième chapitre traite la stabilité sismique du cas d'étude en appliquant un système isolé à la base. puis, on établit entre les résultats de l'étude sismique du cas d'étude en sa version contreventée par des voiles et celle isolée à la base par un dispositif innovant.
- ✚ Finalement, des conclusions sur les résultats obtenus sont établies, ainsi que quelques perspectives sont dressées pour les futurs travaux dans ce domaine.

Chapitre 01:

**Protection sismique des structures par
isolation à la base : État de l'art**

1. Introduction

Un problème qui préoccupe les ingénieurs en génie civil est de faire face aux phénomènes naturels fortement dévastateurs. La complexité des événements sismiques rend cette tâche difficile. La naissance du génie parasismique a été initiée par le développement des méthodes d'analyse dynamique des structures qui s'appuyaient sur des modèles encastres à la base et assurer un contreventement pour faire face aux efforts horizontaux résultant des excitations sismiques.

Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques travaux antérieurs qui traitent la protection sismique par isolation à la base.

2. Aperçu sur les travaux antérieurs

- **BENAYAD (2013) : Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base.**

Ce travail est structuré en deux grandes parties :

La première partie porte sur la conception et la définition de la structure isolée ou appuyée sur des isolateurs de base.

L'étude comparative effectuée sur une structure à quatre niveaux avec et sans le système d'isolation.

La deuxième partie c'est la réponse des structures isolées par un seul type d'isolateur, est caractérisée par des avantages et des inconvénients.

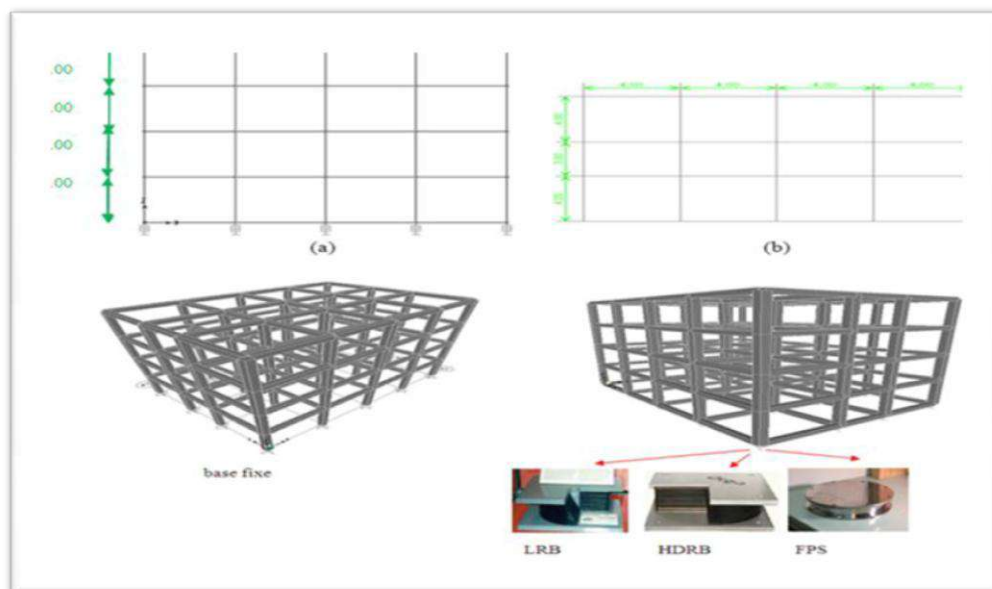


Figure 1.1: Modèle en éléments finis du bâtiment proposé à l'étude.

L'hypothèse est définie comme : Le problème posé réside dans le mauvais contact entre la fondation et le sol au cours d'un séisme, et que notre solution est d'installer des isolateurs entre l'infrastructure et la superstructure pour absorber l'énergie sismique.

Résultat final est : L'isolateur capte les déformations et filtre les accélérations de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations.

Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées par rapport à la capacité élastique de tels éléments.

En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur.

Ils sont conclut que l'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements parasismiques Algériens.

La technique d'isolation parasismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre ainsi que pour la réalisation d'une performance sismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes.

- **NAIT ZERRAD et BENMOUNA (2014) : Analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments.**

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

L'hypothèse de ce travail : Effectue des appuis dont la souplesse horizontale est beaucoup plus grande que celle de la structure.

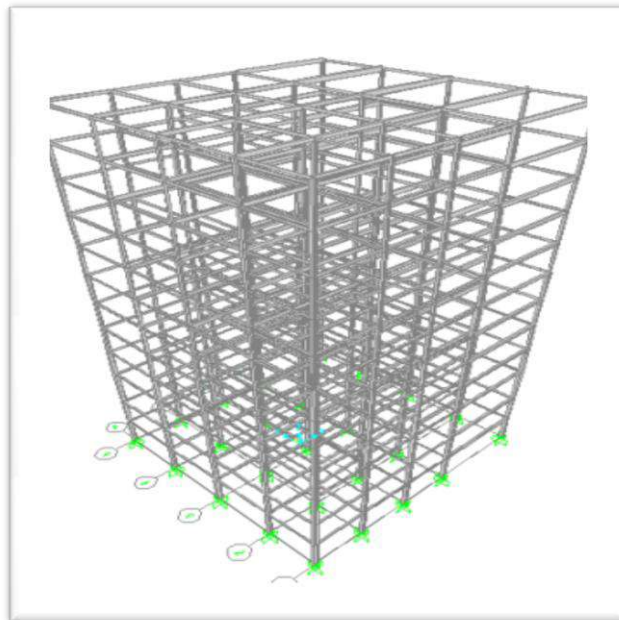


Figure 1.2 : la structure étudiée.

Ce travail une recherche sur différent système passif a été présentée ou le fonctionnement et les études paramétriques sur ces systèmes sont expliqués.

- La première partie est une recherche bibliographique concernant les différents types d'appuis parasismiques et les réglementations utilisée, ainsi leur caractéristique mécanique.
- La deuxième partie est une explication de deux systèmes d'isolation le lead rubber bearing (LRB) et la friction pendulum sliding (FPS) sur une structure de R+12 en ossature métallique avec deux

accélérogrammes différent (keddara et sylmar) pour voir leur influence dans la réduction des réponses sismique.

Résultat de ce travail : Permis les dispositions de dissipation d'énergie étudier le pendule a friction (FPS) rester mieux adapter pour réduire efficacement les réponse d'un bâtiment métallique soumis aux l'effet sismique.

Ils sont conclut que : L'évolution dans le domaine de GC suivis par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements algériens.

- **DAOUD et CHOUAIL (2017) : Conception parasismique : entre le système de contreventement conventionnel et les systèmes innovants.**

L'objectif de ce travail est de découvrir plusieurs types des systèmes parasismiques afin de les appliqués sur une structure en béton armé implanté à Ain Témouchent.

Le travail se compose de deux partie : Premièrement nous avons tenté de recueillir les principaux travaux récents sur les systèmes de contreventement, voire de présenter les théories de base sur les appuis parasismiques. En deuxième lieu, on a abordé l'étude sismique de la structure en adoptant un contreventement conventionnel par des voiles en béton armé. Les deux systèmes de contreventements actifs ont été comparés en termes de périodes, déplacements, l'efforts tranchants et participation massique.

Ils sont proposés de découvrir une nouvelle technologie des systèmes parasismique ; ces nouveaux dispositifs parasismiques commencent à être appliquer en Algérie mais d'une manière trop timide.

Ils sont conclure que La solution proposée dans ce travail, peut être étudié pour d'autres formes des structures.

L'efficacité du couplage des systèmes triangulaires et de pendule à friction peut être mise-en en évidence par une analyse comparative avec le système de contreventement traditionnel.

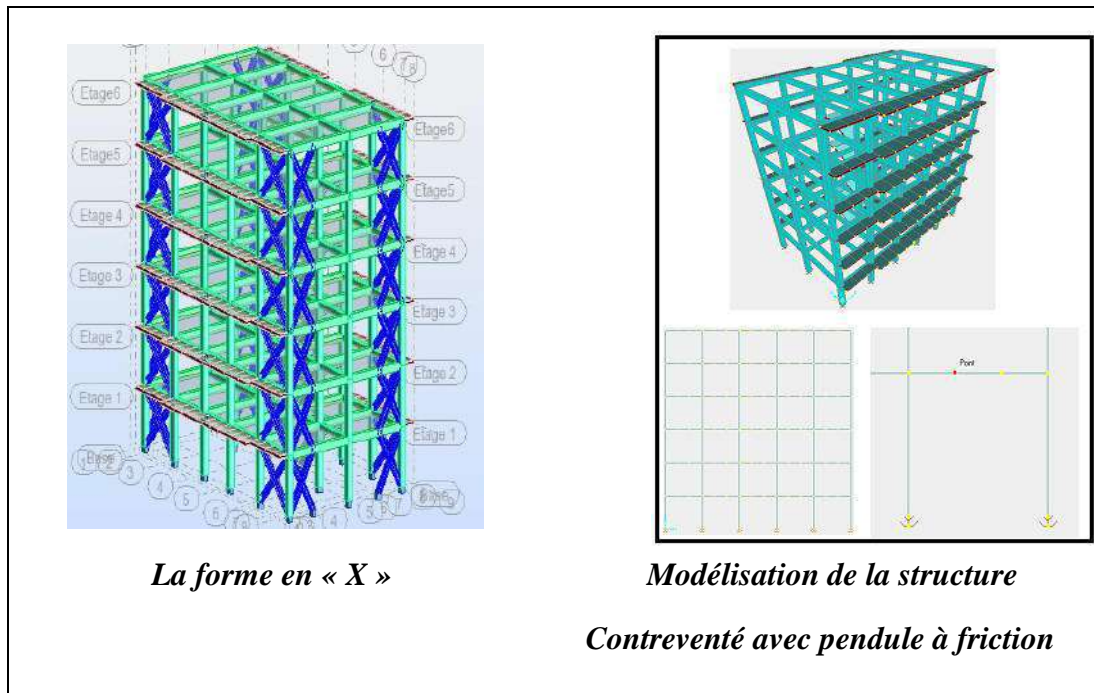


Figure 1.3 : modélisation de la structure 3D et 2D

- **ABDELKADER et BENSAID (2018) : Optimisation du comportement parasismique de la structure (élançée du Minaret de la grande mosquée d'Alger).**

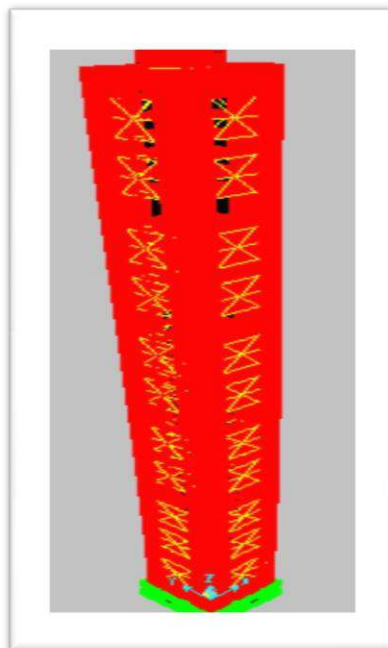


Figure 1.4 : modélisation du minaret de la grande mosquée

Ce travail se compose dans une première phase. Les résultats de la méthode d'analyse modale spectrale et de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme, ont été présentés.

La même évolution des valeurs est constatée pour les moments fléchissant.

Le maximum de ces efforts internes est enregistré pour 1^lème niveau.

Les déplacements relatifs du modèle isolé à la base son supérieurs à ceux du modèle encastré.ils sont estime que l'épaisseur des voiles devra être conservée ou à la limite, la réduction de section devra être décalée pour le ou les niveaux supérieurs.

Ils sont proposés d'utiliser l'isolation à la base pour minimiser les résultats des excitations dynamique par la réduction des efforts interne (moments, efforts tranchants dans les niveaux, déplacements, efforts tranchants à la base).

Ils sont conclut que le choix de la méthode de calcul sismique des structures très élancée doit faire l'objet d'une réflexion très poussée et que le système d'ossature adopté pour le minaret de la grande mosquée d'Alger n'est pas approprié .Ces modèles prouvent leur efficacité en termes de réduction d'efforts Interne. Les auteurs de ce travail estiment que l'utilisation des systèmes de protection sismiques innovants est un passage obligatoire.

- **MEHRAZ et AKKOUCHE (2018) : La technique d'isolation est son influence sur la réponse dynamique d'un bâtiment en béton armé.**

L'objectif de ce travail est L'influence de la technique d'isolation sismique sur la réponse dynamique d'une structure en béton armé.

La solution proposée est de démontrer l'efficacité de ce système par les meilleurs résultats.

Dans ce présent travail ils sont étudiée les accélérations de la structure isolée sont moins importantes par rapport aux accélérations de la structure encastrée.

Une réduction importante de l'effort tranchant à la base et une diminution du moment de renversement. Ce type d'appui nécessite pas un amortisseur pour minimiser les déplacements et sa grâce à son amortissent élevé.

Ils ont conclu que l'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements parasismiques Algériens.

- **GHARBI (2019) : Un système intelligent pour le contrôle de la réponse sismique des bâtiments.**

Ils sont proposés la solution suivante : S'agit du contrôle hybrique en couplant le système semi actif avec l'isolateur. Ce système sera utilisé pour atténuation des réponses sismiques de la structure soumise aux excitations sismique.

Dans ce sujet, ils sont étudié l'efficacité d'un contrôle hybride composé d'une structure à base isolée et un amortisseur magnéto-rhéologique pour la réduction de la réponse sismique.

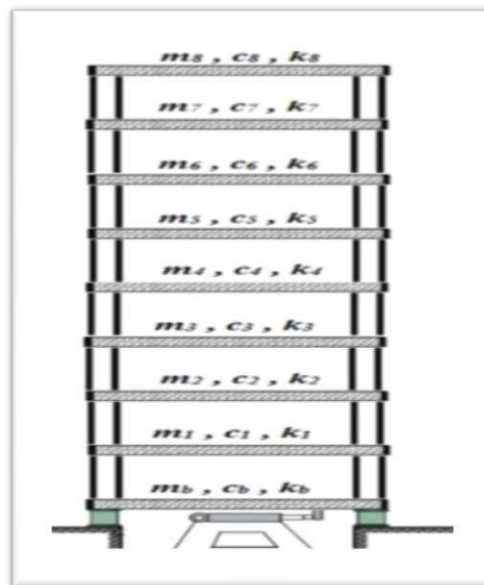


Figure 1.5 : modèle bidimensionnel de la structure étudiée.

Les résultats de ce travail sont : Le contrôle hybride (passif-semi actif) réduit les déplacements en tête et à la base du bâtiment étudié .La présence de l'amortisseur MR à la base de la structure n'altère pas les effets de l'isolation à la base (réduction du cisaillement à la base, déplacement en bloc rigide et réduction des déplacements inter-étages).

Ils ont conclu qu'il existe une corrélation directe entre les forces produites par l'amortisseur magnéto-rhéologique et la tension (voltage), où plus la tension est élevée, plus la réduction est importante.

- **HADAJI et BELAGH (2017) : Utilisation des isolateurs sismique de la conception parasismique des structures : modalisation de performances.**

Ce travail a pour objectif d'éclairer le comportement des structures avec et sans le système d'isolation et l'influence de ces systèmes sur la réduction des demandes sismiques.

Ils ont proposé la solution suivante ; Pour représenter les charges sismiques appliquées sur la construction, ils ont choisis la méthode d'analyse temporelle parmi les méthodes et les règlements de calcul des structures isolées.

Le travail se compose d'abord, quelques éléments de concepts de contrôle passif ont été passés en revue, qui sont les isolateurs parasismiques et les amortisseurs parasismiques. Pour avoir un comportement sismique exact de la structure il faut une bonne quantification de l'intensité sismique ainsi une bonne modélisation des structures à analyser.

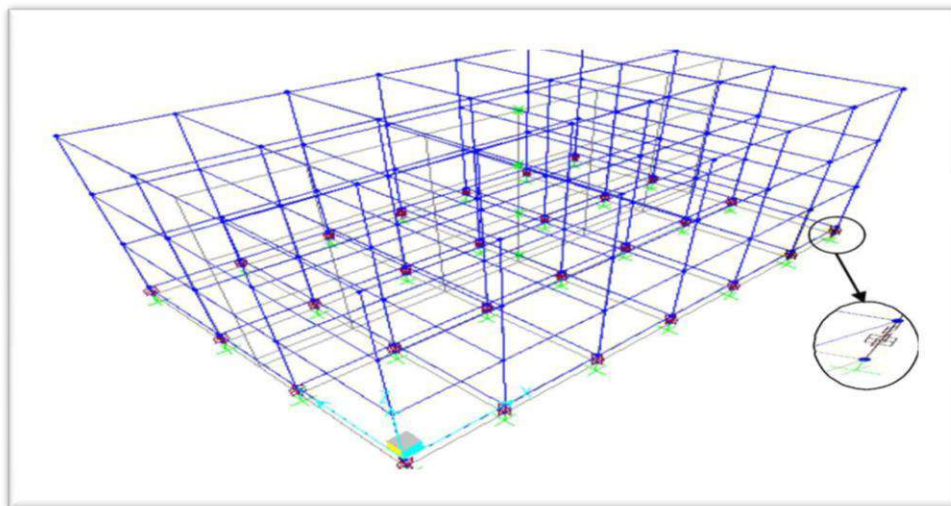


Figure 1.6 : structure avec système d'isolation

Les résultats obtenus d'après cette étude montrent que l'isolation sismique est plus efficace pour minimiser les dommages structuraux et sauver des vies pendant et immédiatement après un séisme. Ainsi, les déplacements seront principalement absorbés par les appuis plutôt que par la structure. Les

accélérations enregistrées au niveau de la structure isolée sont inférieures à celle de la structure encastrée.

La conclusion principale tirée de ce travail est que le risque sismique peut être notablement réduit sur les constructions neuves qui présentent d'emblée un bon comportement et une bonne résistance face aux séismes.

- **BENAHMED et LASRI (2016) : Effet d'isolateurs de base sur la réponse dynamique d'un bâtiment.**

L'objectif est d'évaluer la performance de ce système d'isolation en utilisant deux types d'appuis différents. La solution proposée est de démontrer l'efficacité de ce système par les meilleurs résultats.

Dans ce présent travail, sera étudié l'effet des isolateurs de base sur la réponse dynamique d'un bâtiment.

La structure choisie comme cas d'étude, a été dimensionnée selon les codes Algériens (D.T.R, B.A.E.L91 et RPA99 Version 2003)

Les résultats obtenus sont :

- Les déplacements de la structure isolée sont plus considérables vis-à-vis aux déplacements des structures à base fixe.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celle de la structure à base fixe.
- L'efficacité du système de couplage (HDRB+FPS) par rapport aux autres systèmes de l'isolation.

Ils ont abouti à ce que la technique d'isolation parasismique est un choix perçue d'ouvrage pour la diminution des dangers des séismes ainsi pour l'accomplissement d'un exploit sismique distinguée pour les structures nouvelles.

- **TALEB (2016) : Performance des structures à connexion évolutive isolées à la base.**

L'objectif de ce travail est de mettre en évidence l'influence de l'assemblage semi-rigide sur la réponse sismique des structures métalliques isolées à la base.

Ils sont proposés la solution suivantes : est faire une comparaison avec l'analyse non-linéaire des structures encastées à la base avec assemblage rigide sera effectuée.

Le travail de ce thème est composé de :1/a amené à une application de la méthode Pushover qui a été réalisée sur une structure de 7 niveaux dans deux cas: encastée à la base et isolée à la base en considérant les deux cas d'assemblage : rigide et semi-rigide d'une part, une étude d'évaluation des demandes sismiques d'autre part a été faite en utilisant la méthode N2.

L'étude comparative effectuée sur les structures avec et sans système isolé dans les deux cas d'assemblage rigides et semi rigides nous a permis de mettre en évidence l'influence de la semi rigidité d'assemblage sur la réponse sismique des structures métalliques isolées à la base.

Les résultats sont : Les déplacements cibles des structures à nœuds semi-rigides et isolés à la base sont deux fois plus importants par rapport à ceux des structures à nœuds rigides et encastées à la base.

Les déplacements inter-étages des structures isolées à la base sont réduits par rapport à ceux dans le cas encasté à la base, par contre, l'influence de l'assemblage semi rigide dans la réponse sismique des structures apparaît dans les structures de faible à moyenne hauteur.

Suivant les résultats obtenus, ils ont conclu que l'influence de la semi rigidité d'assemblage et l'isolation sismique sur la réponse sismique des structures métalliques a été clairement montrée.

3. Conclusion

Une synthèse des travaux antérieurs sur la protection sismique des structures par isolation à la base est présentée. L'ensemble de ces travaux ont abouti à ce que l'isolation à la base a fortement contribué à minimiser les effets néfastes du séisme .A cet effet, nous estimons que l'isolation sismique doit faire l'objet d'une réflexion afin de l'intégrer dans la réglementation parasismique algérienne.

Chapitre 2.

Effets des séismes sur les structures

1. Introduction :

Un séisme se traduit à la surface terrestre par des vibrations du sol et parfois par des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. L'ampleur des vibrations dépend en premier lieu de la quantité d'énergie libérée, de la profondeur de la rupture et de la distance à laquelle on se trouve. En outre, localement, ces mouvements peuvent être modifiés par des effets de site.

En plus des mouvements vibratoires, d'autres phénomènes peuvent aggraver les conséquences d'un phénomène sismique : tsunamis, mouvements de terrain, liquéfaction des sols.

L'épicentre est le point en surface correspondant à la rupture qui a eu lieu en profondeur.

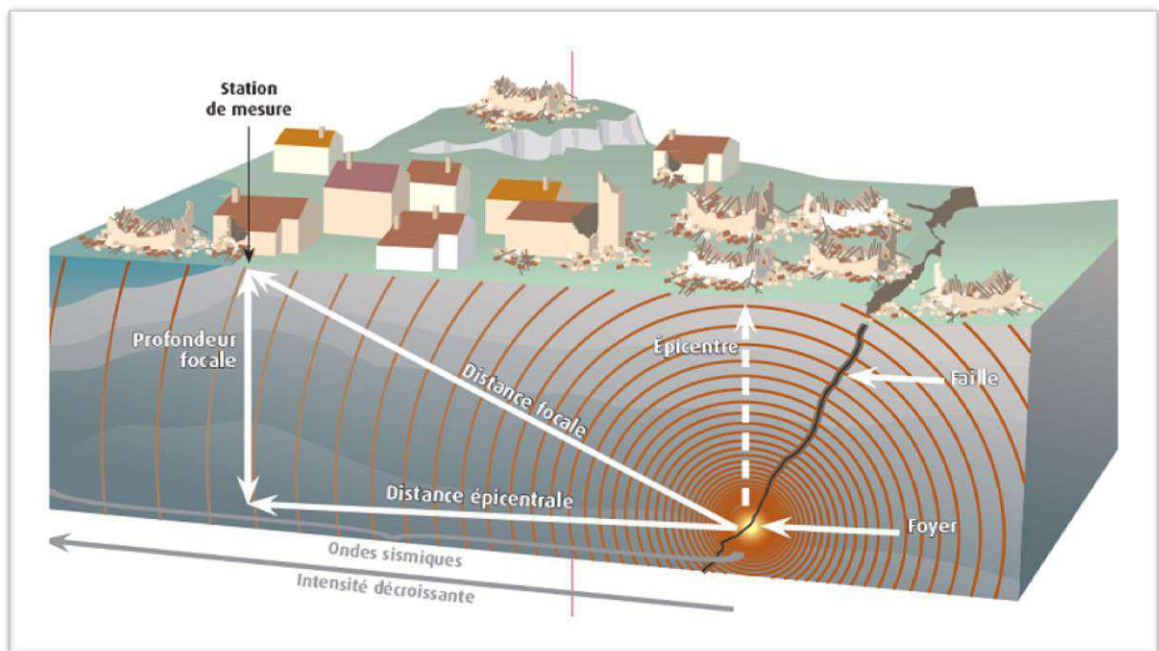


Figure 2.1. Propagation des ondes sismiques dans le sol

2. Effets des séismes :

Les séismes peuvent avoir des conséquences sur la vie humaine, l'économie et l'environnement. Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier, tant par ses effets directs (chutes d'objets, effondrements de bâtiments) que par les phénomènes induits (mouvements de terrain, tsunamis, etc.). En outre, ces phénomènes peuvent conduire à la rupture de réseaux de gaz, source d'incendies ou d'explosions, provoquant un nombre important de victimes indirectes. Outre les victimes possibles, un très grand nombre de personnes peuvent se retrouver, suite à un séisme, sans abri et déplacées.

Un séisme et ses éventuels phénomènes induits peuvent engendrer la destruction ou l'endommagement des habitations, des outils de production (usines, bâtiments des entreprises, etc.), des ouvrages (ponts, routes, voies ferrées, etc.), des réseaux d'eau, d'énergie ou de télécommunications, causant des pertes matérielles directes et des perturbations importantes de l'activité économique.

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 Dommages aux bâtiments :

Lorsque les secousses sismiques atteignent les bâtiments ils oscillent sur leurs fondations. Si les mouvements d'oscillation sont trop forts, les bâtiments peuvent être endommagés ou complètement ruinés. Le degré d'endommagement d'un bâtiment dépend de la magnitude du séisme, de la distance du bâtiment au foyer sismique, des caractéristiques du bâtiment, mais aussi des conditions de sol sous le bâtiment qui peuvent modifier les vibrations sismiques.

Il existe donc des règles parasismiques qui guident la construction (en termes de matériaux, conception architecturale, etc.) d'un bâtiment pour qu'il soit capable de résister au niveau de secousses sismiques attendu dans la zone sismique correspondante.

Une des caractéristiques importantes de la structure est sa fréquence naturelle d'oscillation. Lorsque cette fréquence est proche de celle des vibrations du sol pendant le séisme, le bâtiment est mis en résonance, ce qui entraîne une amplification des oscillations du bâtiment et donc un endommagement plus important pouvant aller jusqu'à sa destruction. La fréquence naturelle de vibration d'un bâtiment dépend de sa hauteur les bâtiments élevés ont une fréquence naturelle plus basse que les bâtiments de petite taille.

3. La sismicité en Algérie :

Historiquement, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active. Les investigations de paléo sismicité effectuées après le séisme d'El Asnam ont permis de révéler l'existence de traces d'anciens séismes qui auraient affecté cette région.

Ces travaux ont montré l'existence de plusieurs séismes importants avec rupture en surface ($M_s > 6,5$) ayant affecté la région depuis au moins 600 ans environ. Ces données de paléo sismicité permettant également d'estimer la récurrence des événements sismiques qui auraient marqué cette région.

L'activité sismique en Algérie du Nord connue remonte (d'après le CRAAG) au 02 Janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme à Alger. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers. Parmi ces séismes nous pouvons citer ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790 et Gouraya en

1891. Dans une période plus récente, on peut citer les séismes 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 août 1994), d'Alger (le 04 septembre 1996), de Ain Temouchent (le 22 décembre 1999), de Beni Ouartilane (le 10 novembre 2000) et de Boumerdès-Alger (le 21 mai 2003).

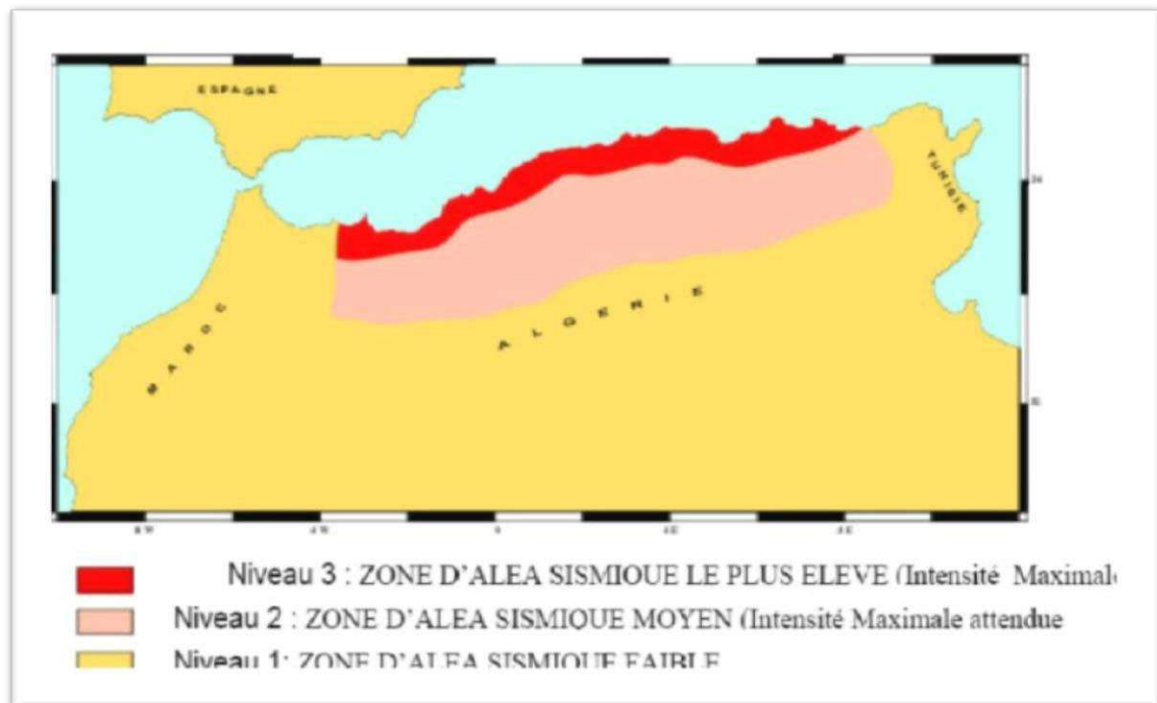


Figure 2.2. Carte de zonage sismique algérien.

3.1. 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.

3.2. 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.



Eglise sur rocher



Eglise sur sol meuble

Figure 2.3. Dégradation d'une Eglise.



Figure 2.4. Dommages sismiques dus à la résonance du bâtiment avec le sol.

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

3.3. Séisme de Mexique (13 Septembre 1985)

Le séisme de 1985 à Mexico a lieu le 19 septembre à 7 h 19, heure locale. Il provoque environ 10000 morts et 30000 blessés des dégâts monstrueux.

C'est un tremblement de terre de magnitude 8,2 sur l'échelle de Richter. L'épicentre du séisme est situé à 350 km au large de la côte pacifique du Mexique, dans la zone de subduction de la plaque de Cocos sous la plaque nord-américaine.



Figure 2.5. Séisme du Mexique, Mexico 1985

4. Oscillations :

Une oscillation est un mouvement ou une fluctuation périodique autour d'une position d'équilibre stable. Les oscillations sont soit régulières (périodiques) soit décroissantes (amorties). Elles répondent aux mêmes équations quel que soit le domaine. Une oscillation est une "variation d'une grandeur mécanique, électrique, caractérisée par un changement périodique de sens". Le cycle d'une oscillation est le temps écoulé entre deux passages successifs par la position d'équilibre.

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

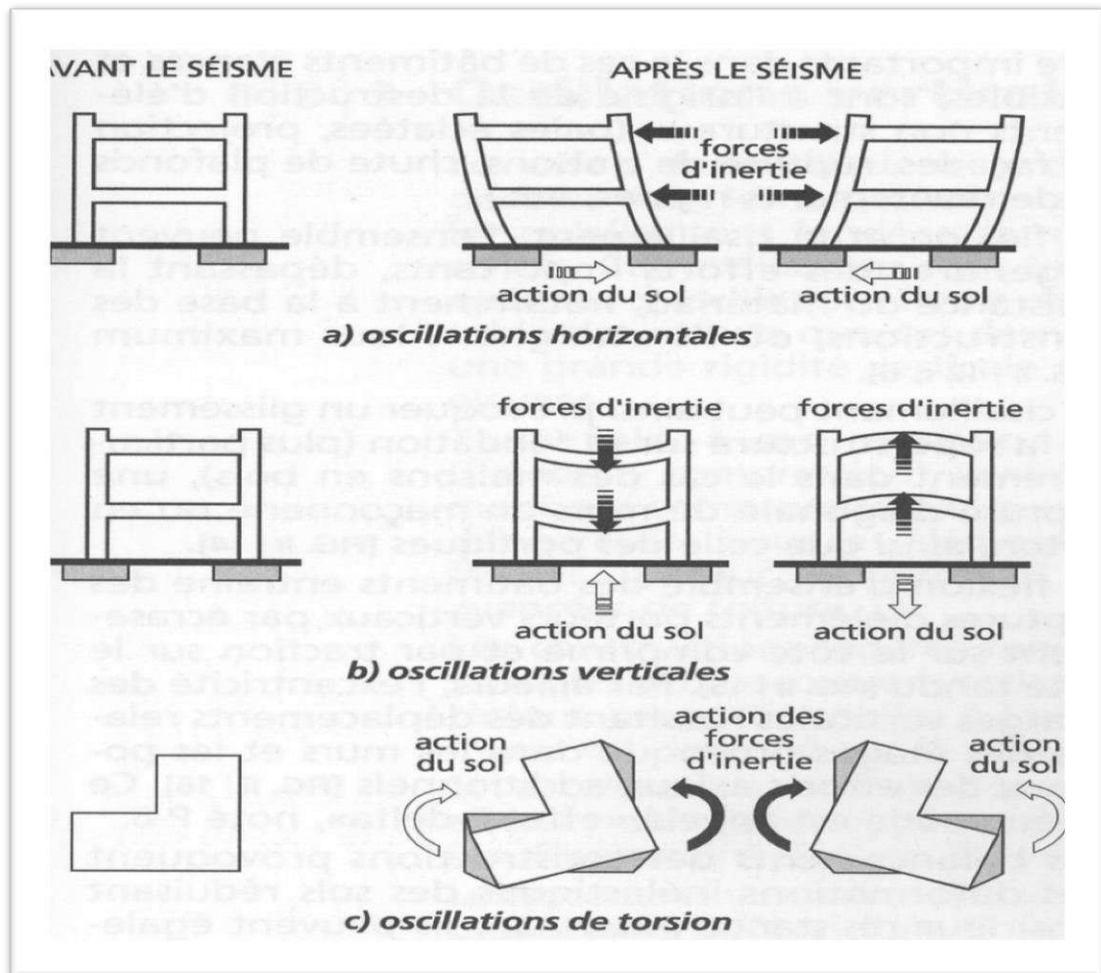


Figure 2.6. Oscillation de torsion.

4.1. Oscillations horizontales :

- 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

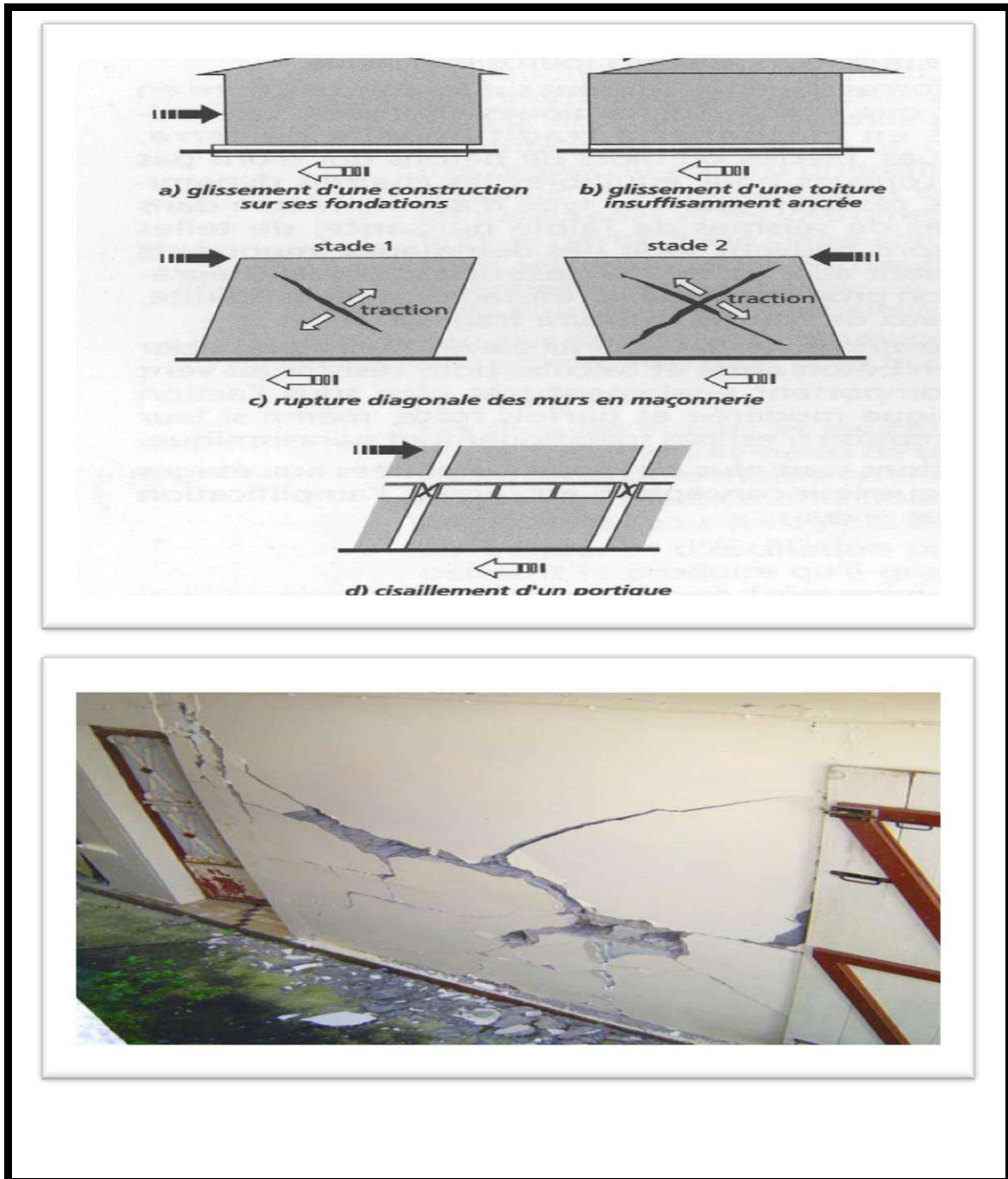


Figure 2.7. Cisaillement d'un portique.

4.2. 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.

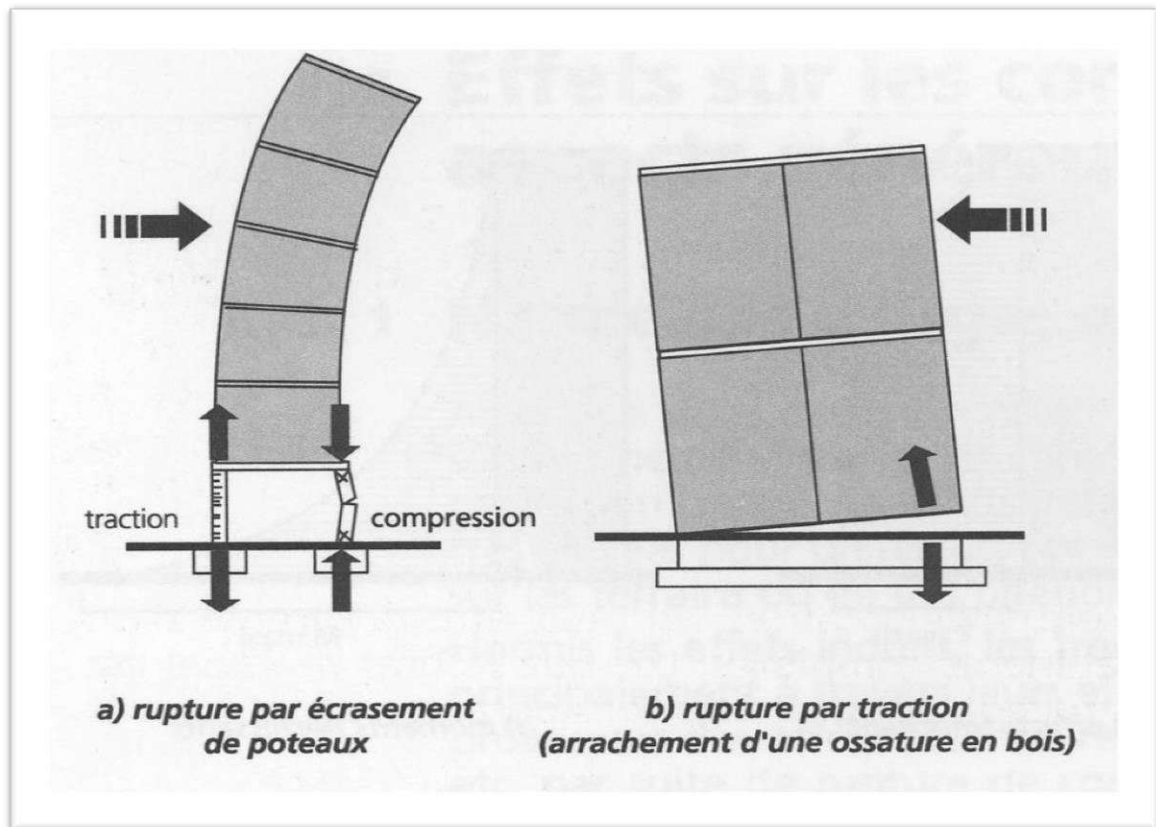


Figure 2.8. Oscillations verticale.

4.3. Oscillations de torsion :

Produites par les déplacements horizontaux du sol, quand les rigidités verticales ne sont pas symétriques au centre de gravité d'un niveau.

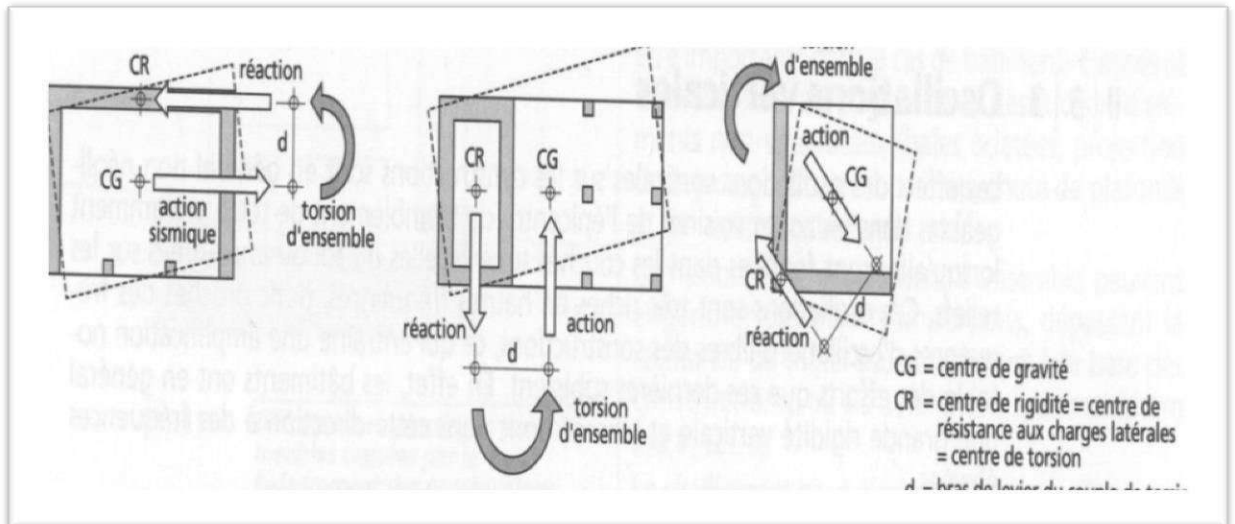


Figure 2.9. Oscillation de torsion

4.4. Exemples :

Les parties plus déformables vrillent autour des parties rigides. Tout niveau dont les éléments rigides ne sont pas répartis symétriquement peut être exposé en cas de séisme à une torsion d'ensemble dommageable due à la torsion d'ensemble.



Figure 2.10. Séisme de Mexico 1985.



Figure 2.11. Séisme de tokachi –oki, Japon 1968

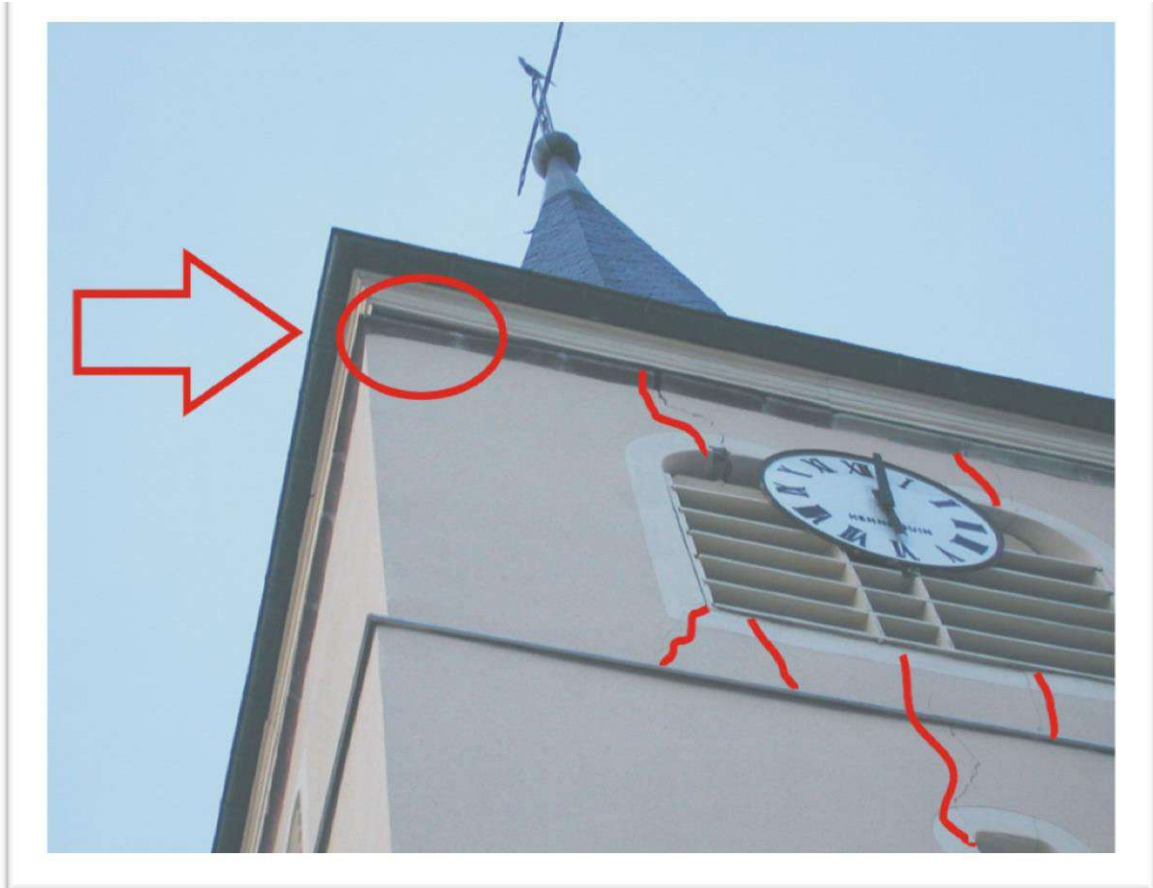


Figure 2.12. Eglise de Sainte-Hélène (Vosges)

4.5. Oscillations différentielles :

Domages dans les angles rentrants

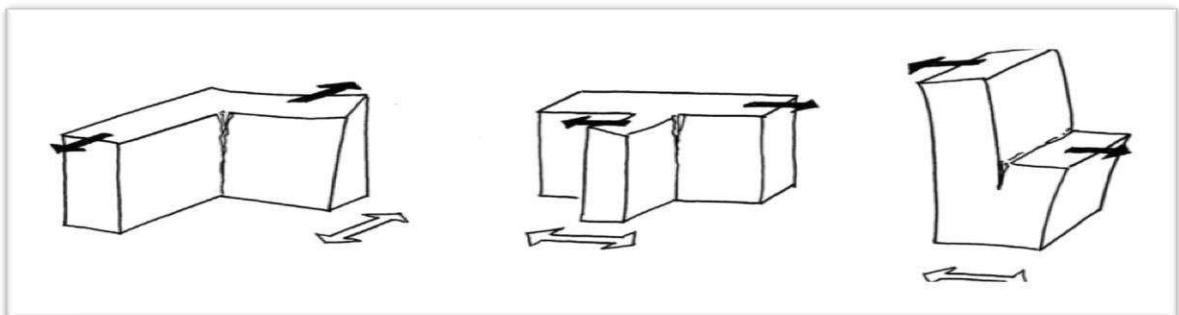


Figure 2.13. Oscillation différentielles.



Figure 2.14. Séisme de Kobé, Japon 1985

5. Effet du niveau souple :

Il se produit lorsqu'un niveau à structure en portiques est surmonté d'un niveau plus rigide (à structure à murs par exemple)

Conséquence de la présence d'un niveau souple : effondrement fréquent.

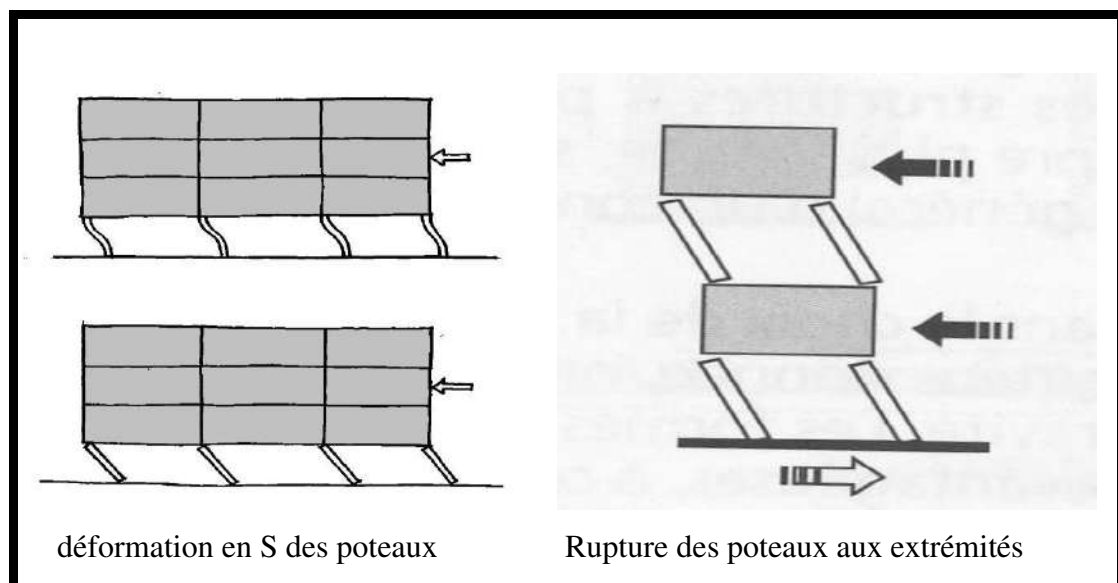


Figure 2.15. Effet de niveau souple.



Figure 2.16. Ceylan-Missi, Turquie 1998.

6. Constructions en maçonnerie :

Les maçonneries réalisées selon les méthodes propres aux zones non sismiques éclatent sous l'effet des séismes et se disloquent, car les joints de mortier résistent mal à la traction et au cisaillement.

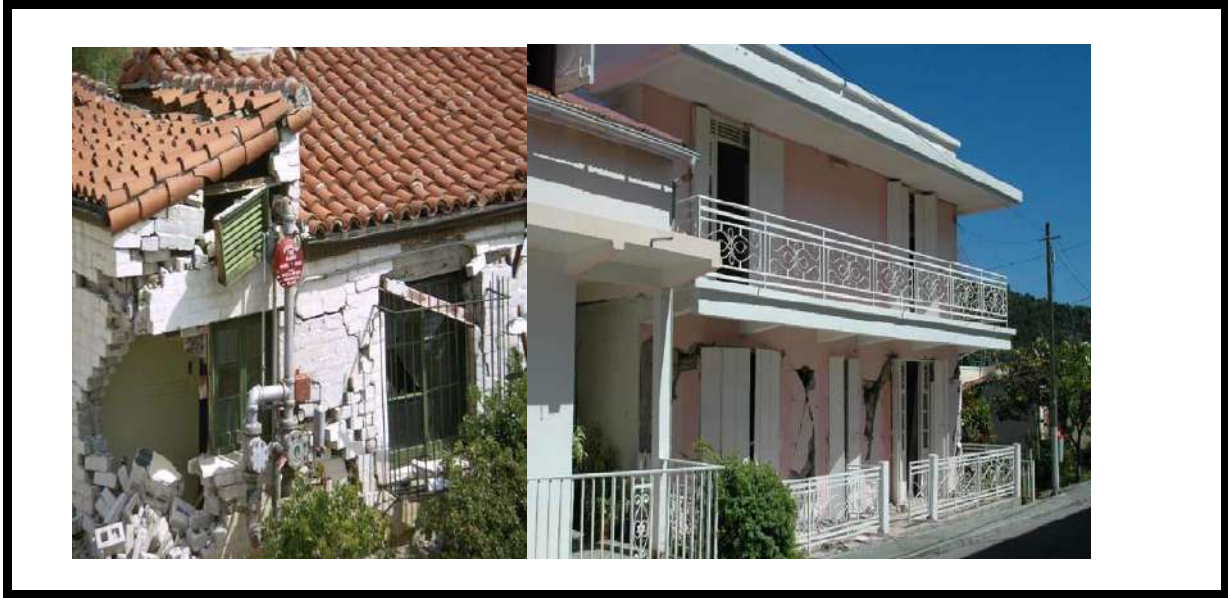


Figure 2.17. Constructions en maçonnerie.

7. Constructions en bois :

Construction réalisée en bois de construction (massif ou non, dans la construction neuve ou dans certaines réhabilitation), un matériau souvent promu pour sa résistance au feu et pour sa faible empreinte carbone (surtout si la construction est durable et que les bois utilisés proviennent d'essences locales issues de forêt locales gérées de manière soutenable).

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



Figure 2.18. Maisons en bois non effondrées malgré un important glissement de terrain, séisme d'Anchorage, Alaska 1940.

8. Conclusion :

Lors de séisme catastrophique ,90 % des victimes sont due à l'effondrement des constructions sur leurs occupants .L'objet de la construction parasismique est de trouver des techniques de génie civil permettant aux habitations de résister aux secousses sismique .Il est à noter que les bâtiments construits sur vide sanitaire devraient être ceinturés par des voiles périphériques comme c'est exigé dans le RPA 99 version 2003.

Chapitre 3.

Protection sismique des structures : Système de Contreventement.

1. Introduction

Dans cette partie, on va définir le type de système de contreventement sismique, ce dernier est l'ensemble des dispositifs permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales.

Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge extérieure et notamment sous l'action des charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismiques, chocs ...)

Autrement dit, la conception générale d'une structure, ainsi que de chacun de ses composants, doit permettre d'assurer la descente des charges horizontales depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. [3]

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des forces horizontales issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilités (flambage ou déversement).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée, ou par des treillis en bois ou en acier. Un contreventement est particulièrement utilisé dans la création d'une ossature ou d'une structure d'un bâtiment ou d'une charpente métallique figure (1.1). [4]

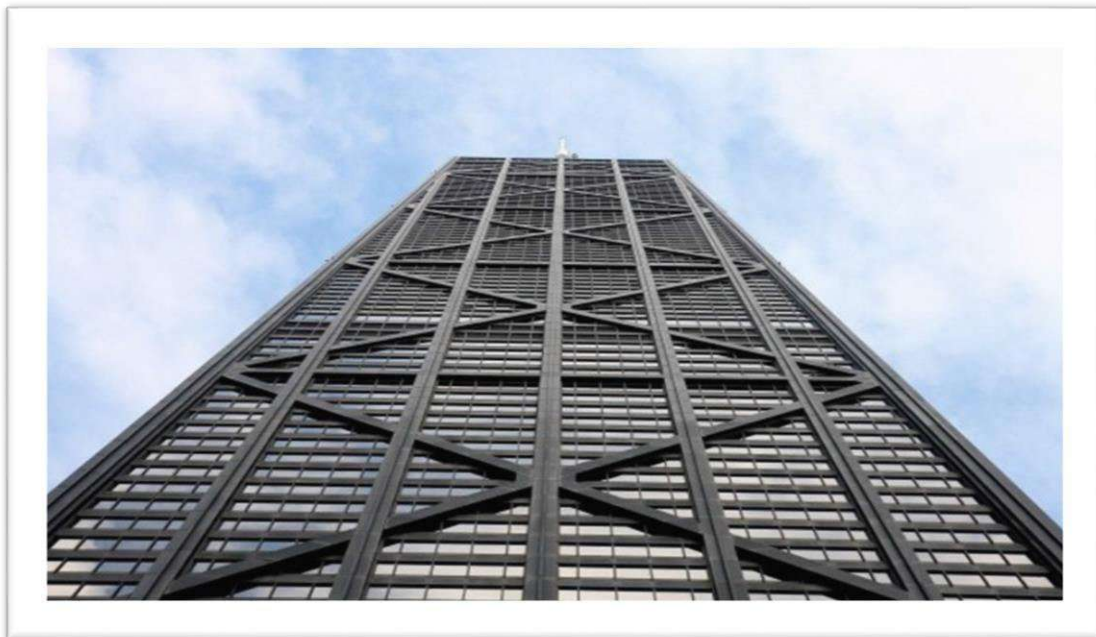


Figure 3.1. Système de contreventement

2. Choix Du Contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **Leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.

- **Leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **Leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées sa fin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion. [9]

3. Domaine d'utilisation

Le contreventement est utilisé :

- En toiture dans les parties inclinées
- En façade dans les parties verticales

3.1. Contreventement de toiture :

Le contreventement des toitures est assuré par quatre poutres au vent isostatique, elles ont pour rôle de reprendre la charge de vent agissant sur le pignon et de la transmettre aux palées de stabilités puis aux fondations assurant ainsi la stabilité horizontale longitudinale de la structure. [4]

3.2. Contreventement de façades :

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.



Figure (3.2) : type de contreventement.

4. Contreventement général des bâtiments :

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages.

Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural ; elles sont également dépendantes, dans une certaine mesure, du matériel dont dispose l'entreprise. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories. [9]

4.1. Contreventement assuré par portiques

Les portiques (figure 3.3) doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales, (Celle résistance implique la rigidité des nœuds). Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments. [4]

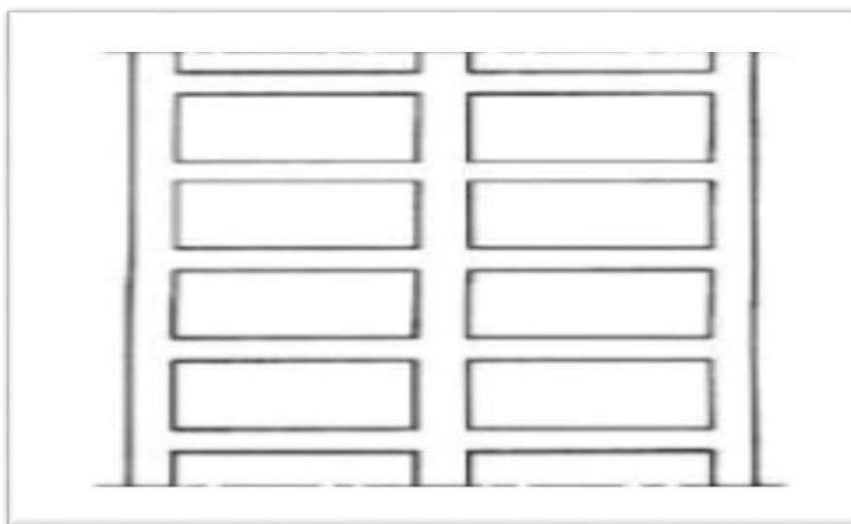


Figure 3.3. Ossature en portiques (à des travées).

4.2. Contreventement assuré par pans rigides :

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- soit par des triangulations en béton armé ;
- soit par des voiles en béton armé ;
- soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé. [4]

4.3. Contreventement triangulé :

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'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 (figure 3.4). [4]

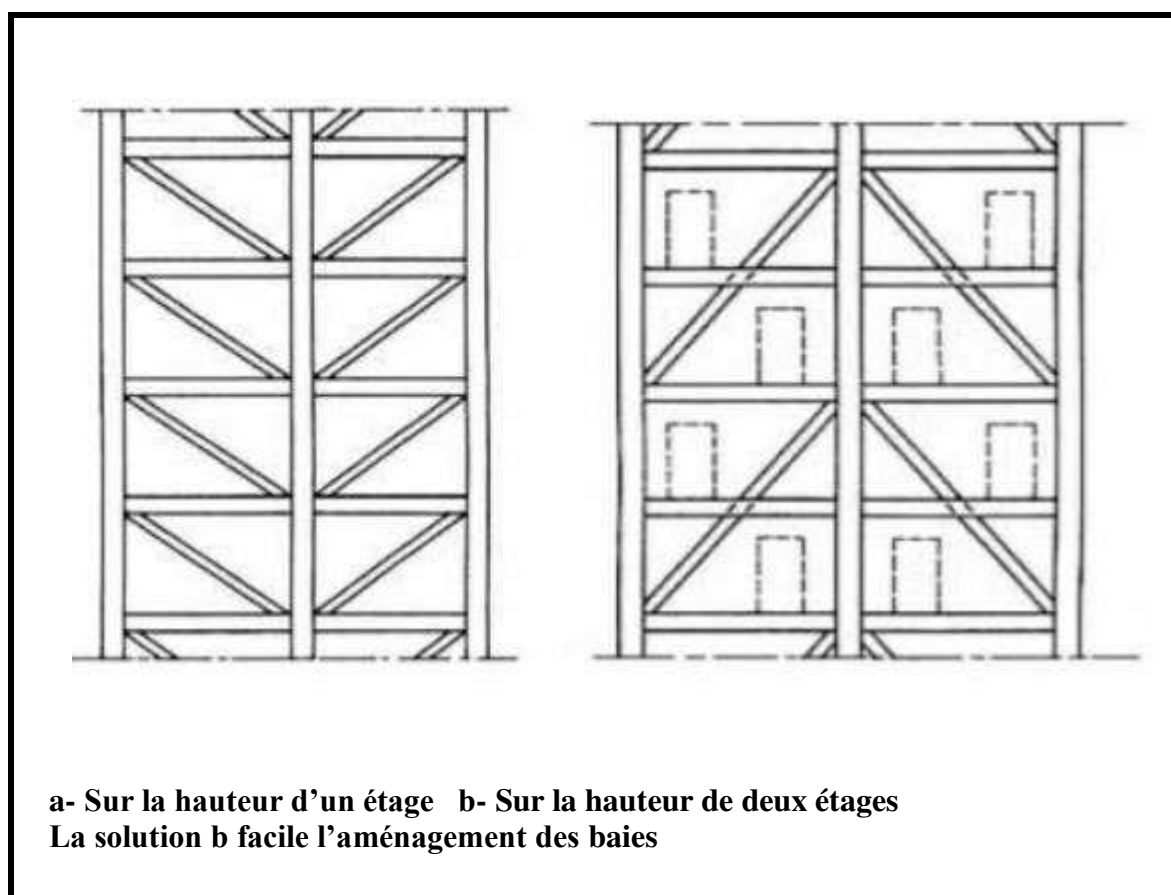


Figure 3.4. Pans de contreventements triangulés

4.4. Contreventement avec voile en béton armé :

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est très souvent répandue, ces derniers sont disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des

charges verticales sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. 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 figure (3.5) .[4]

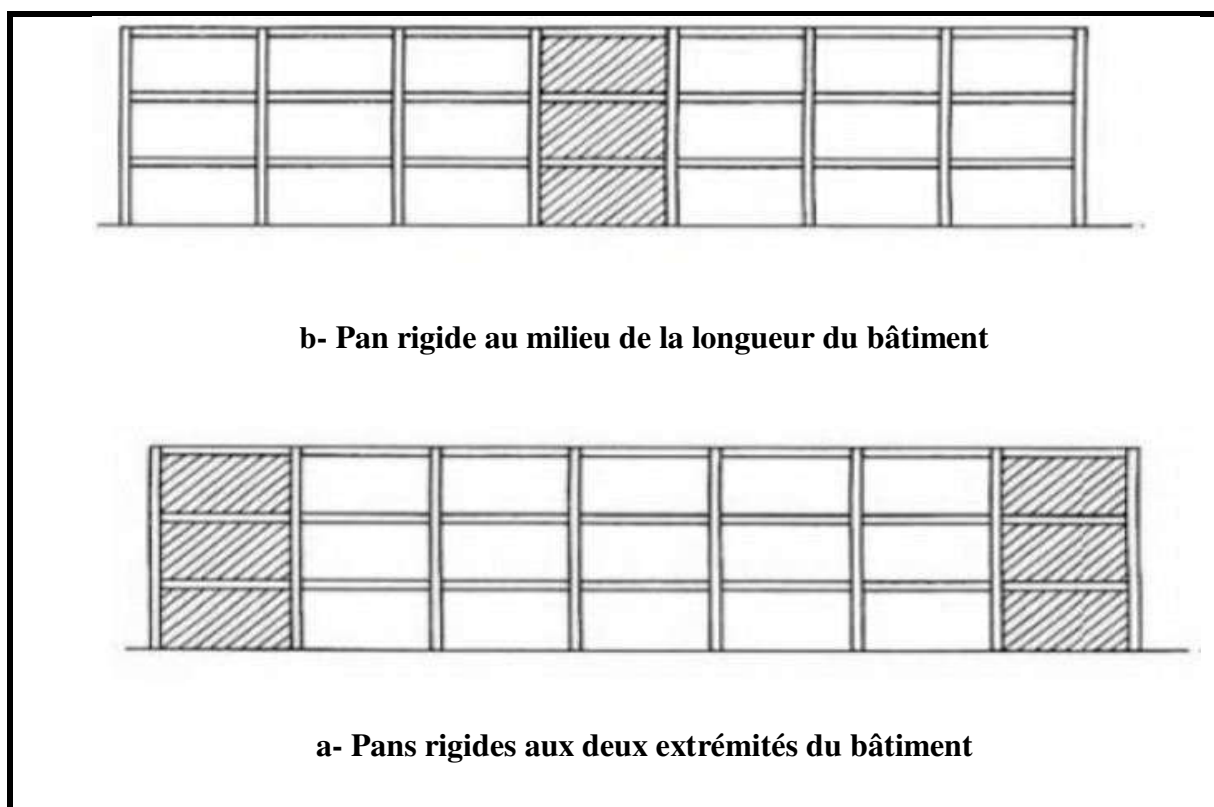


Figure 3.5. Contreventement longitudinal d'un bâtiment.

Remarque : La solution b est très défavorable vis-à-vis des effets de variations dimensionnelles.

4.5. Contreventement par remplissage en maçonnerie :

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que

les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures. [4])

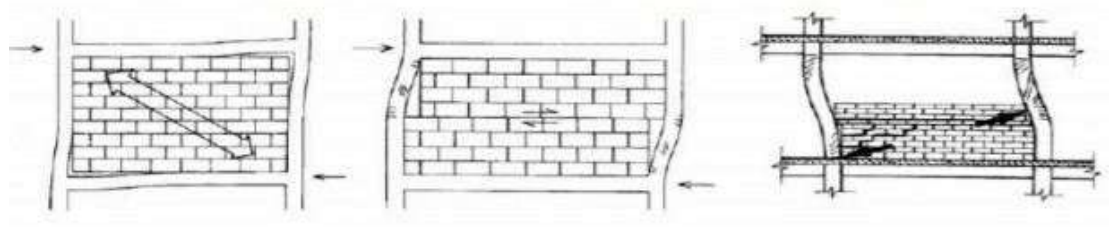


Figure 3.6. Contreventement par remplissage en maçonnerie.

5. Types de Contreventements dans les structures métalliques :

Les structures métalliques peuvent être classées dans l'une des catégories suivantes :

5.1. Ossatures à cadre ou en portique :

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. [6]

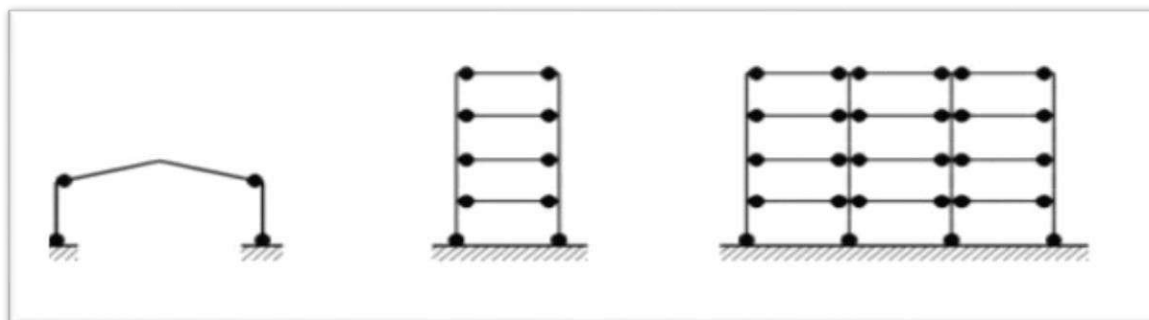


Figure 3.7. Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).

5.2. Ossatures avec triangulation à barres centrées :

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de Contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction Poteaux poutre. [6]

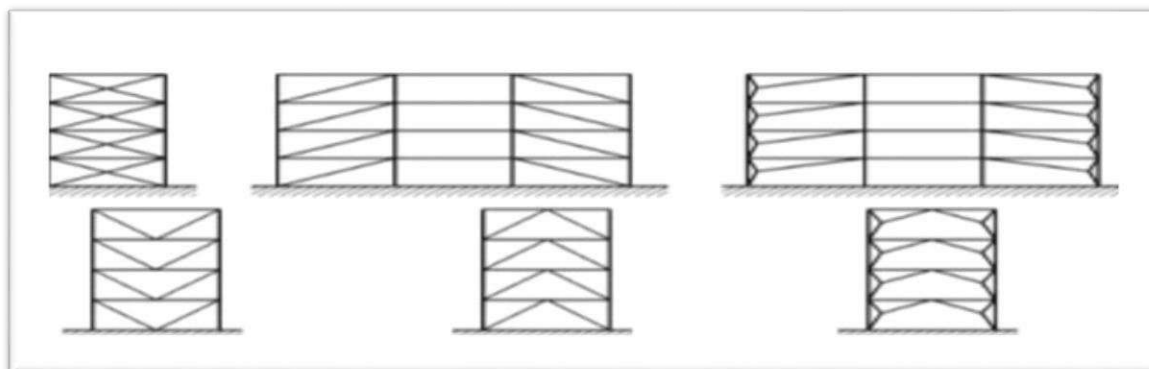


Figure (3.8) : Ossatures avec triangulation à barres centrées.

5.3. Ossatures avec triangulation à barres excentrées :

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. [6]

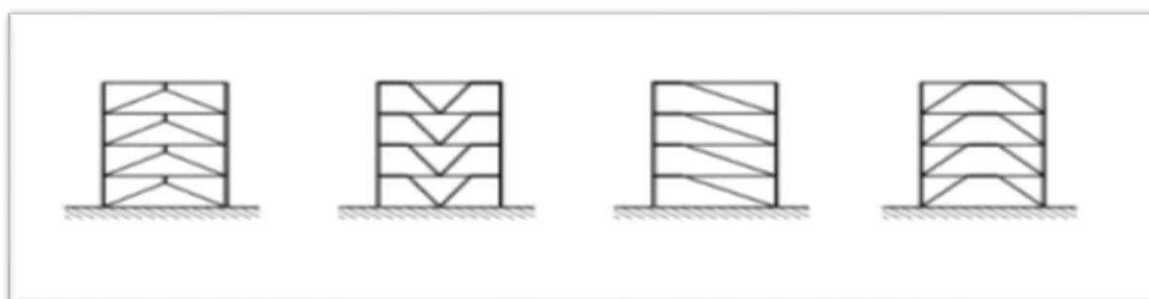


Figure 3.9. Ossatures avec triangulation à barres excentrée.

6. Structures contreventées et structures non contreventées :

Une ossature est classée comme contreventée si sa rigidité latérale, dans son plan, est assurée par un système de contreventement suffisamment rigide vis-à-vis des charges horizontales pour que l'on puisse considérer, avec une précision acceptable, que ces charges horizontales sont reprises par ce seul système de contreventement. L'Euro code 3 prescrit qu'une structure possédant un système de contreventement est classée dans la catégorie contreventée si son déplacement horizontal reste inférieur au 1/5 du déplacement qui aurait existé en l'absence du système de contreventement. [7]

7. La géométrie du système de Contreventement :

La structure métallique a besoin d'être contreventée. Ce terme est étendu à la plupart des pièces qui assurent l'indéformabilité de la construction.

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement comme les contreventements en X, en K, en V, ou en trapèze.

7.1. 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 n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales. [8]

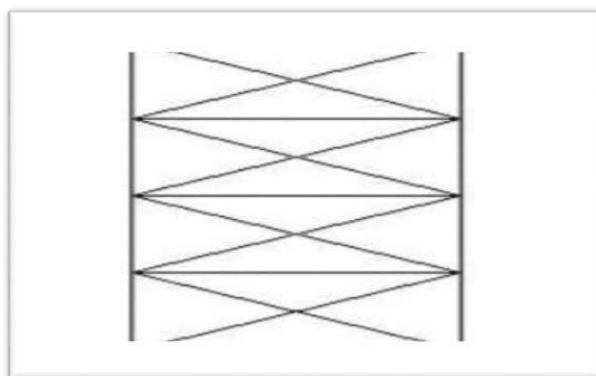


Figure 3.10. Contreventement en X

7.2. Contreventement en K :

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. 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 .[8]

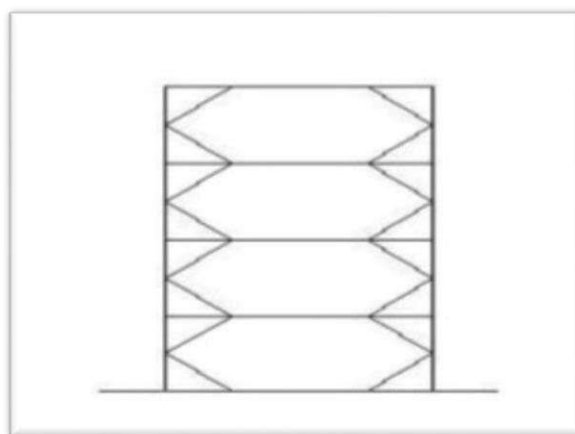


Figure 3.11. Contreventement en K.

7.3. Contreventement en V :

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. [8]

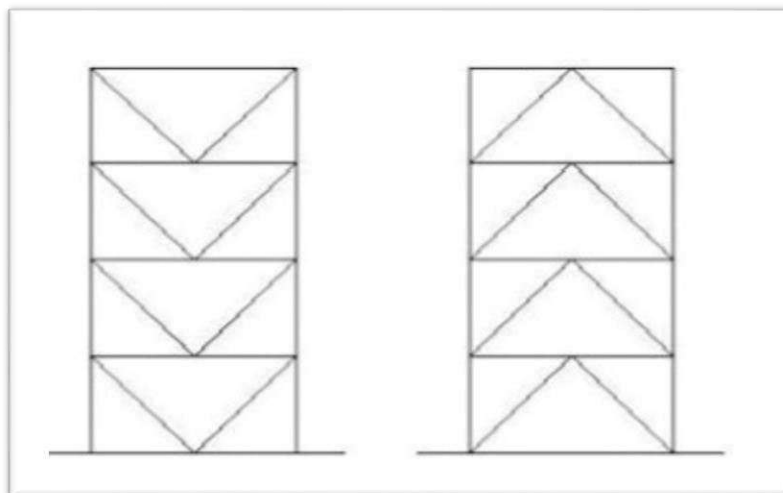


Figure 3.12. Contreventement en V.

7.4. Contreventement trapèze :

Est une composante structurelle qui transfère les pressions du vent exercées sur les parois latérales et le toit d'un bâtiment à sa fondation. Les contreventements trapèze sont utilisés dans les régions sismiques et permet de prévoir des portes et des couloirs dans les baies contreventées. Les cadres de contreventement excentrique peuvent présenter une caractéristique plus ductile et des capacités de dissipation d'énergie supérieures à celles d'un cadre à contreventement concentrique dans le même matériau. [9]

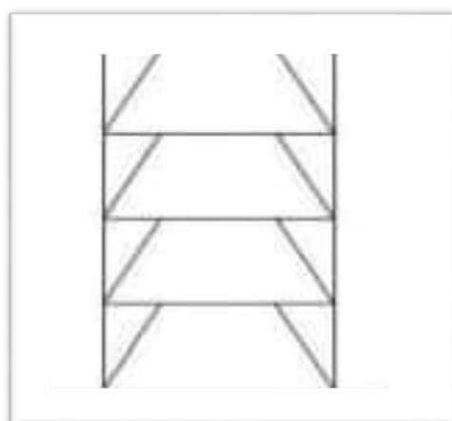


Figure 3.13. Contreventement trapèze

8. Solutions mixtes :

On peut très bien avoir recours à des solutions mixtes, utilisant simultanément plusieurs des solutions mentionnées aux paragraphes. La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être 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 : par exemple, ce dernier par voiles en béton armé et le premier par portiques, si l'on peut disposer d'un nombre important de travées. [9]

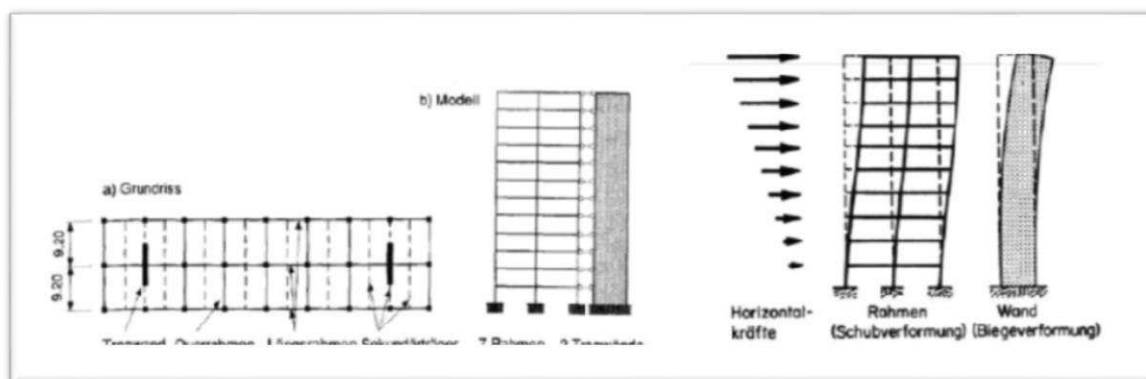


Figure 3.14. Solution mixtes.

9. Conclusion :

La reconstruction complète d'une ville est très coûteuse et les conséquences de sa destruction par un séisme sont inestimable, de par les pertes en vies humaines qu'elle en gendre, mais aussi par la distribution des monuments qui efface la mémoire des lieux. Les méthodes basées sur l'utilisation de dispositifs dissipatifs sont largement présentes. Elles concernent les structures en acier, en béton armé et en bois mais aussi les bâtiments du patrimoine en maçonnerie. Actuellement, une orientation vers la protection sismique en exploitant ces systèmes dissipatifs s'impose.

Chapitre 4.

Systemes innovants :

**Principe et technique de l'isolation
sismique à la base**

1. Introduction :

Pour renforcer la sécurité structurale et l'intégrité contre certains évènements sismiques, des techniques plus efficaces et plus fiables pour la conception parasismique de structures basées sur des concepts de contrôle structurel sont souhaitées.

Elle peut être adoptée pour des nouvelles structures ainsi que pour la rénovation des bâtiments et des ponts existants [10].

Les systèmes d'isolation de base en général, consistent en un appui permettant le mouvement horizontal, un amortisseur contrôlant les déplacements et des organes assurant la rigidité sous charges latérales.

La ductilité supplémentaire va changer la première période de la structure et provoque des grands déplacements dans la superstructure par rapport au système d'isolation sismique.

A la suite de ces dommages, des problèmes d'utilisation peuvent survenir.

Pour cette raison, des appareils mécaniques utilisant la déformation plastique de l'acier doux et du plomb et des matériaux tels que des élastomères ont été développés.

Une autre méthode alternative consiste à amortir l'énergie, elle consiste à utiliser le frottement pour diminuer les déplacements relatifs.

Dans ce chapitre, on va aborder quelques types d'isolateurs ainsi que leurs caractéristiques, et Leur historique, l'imitation d'utilisation, et leurs avantages et inconvénients.

2. Appuis parasismiques :

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure, ils ne laissent passer que des Efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Ils doivent permettre des déplacements Horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure, par Ailleurs ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges Gravitaires de la structure pendant et hors séisme.

La structure qui repose sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée.

3. Aperçu historique :

Historiquement, des morceaux de bois ont été installés entre la base et le palier des maisons en Iran. Des dispositifs pour l'isolement ou pour la dissipation de l'énergie ont été appliqués pour la première fois dans le domaine de la construction mécanique, telles que des amortisseurs dans les automobiles. Dans les années 50, la technologie structurale des blocs en caoutchouc flexible a été employée pour isoler des bâtiments induits par la vibration des chemins de fer, le trafic de véhicule, le vent...etc.

4. Principe de base et fondements théoriques :

L'isolation à la base est un système de contrôle passif, consiste à mettre entre la fondation et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante (pour pouvoir dissiper la déformation transmise au bâtiment) et une rigidité verticale très élevée (pour supporter le poids du bâtiment).



Figure 4.1. Position des appuis parasismiques dans un bâtiment.

La majeure partie de l'énergie d'un séisme est regroupée dans une bande de fréquence de 2 à 10 Hz, donc elle risque de subir une excitation conséquente si la fréquence fondamentale d'une structure encastrée au sol se situe dans cet intervalle. A cet égard, l'utilisation de systèmes d'isolation pour les structures conventionnelles sont plus sûres et plus performantes par ce que l'ajout de ces isolateurs, aura comme effet de réduire la fréquence fondamentale de la structure jusqu'à des valeurs typiquement situées en dessous de 0,5 Hz, et ainsi les efforts qu'exercent les séismes sur la structure isolée sont normalement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que les efforts pouvant s'appliquer à la structure à base fixe.

Les isolateurs sismiques fournissent une flexibilité suffisante dans la direction horizontale (parallèle au sol) de l'isolateur passif, d'où la réduction de la fréquence fondamentale de vibration, afin que la période naturelle de la structure diffère le plus possible de la période naturelle du tremblement de terre, et par conséquent, atteindre une diminution des accélérations au niveau de la base des bâtiments. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants se concentrent au niveau de l'isolateur.

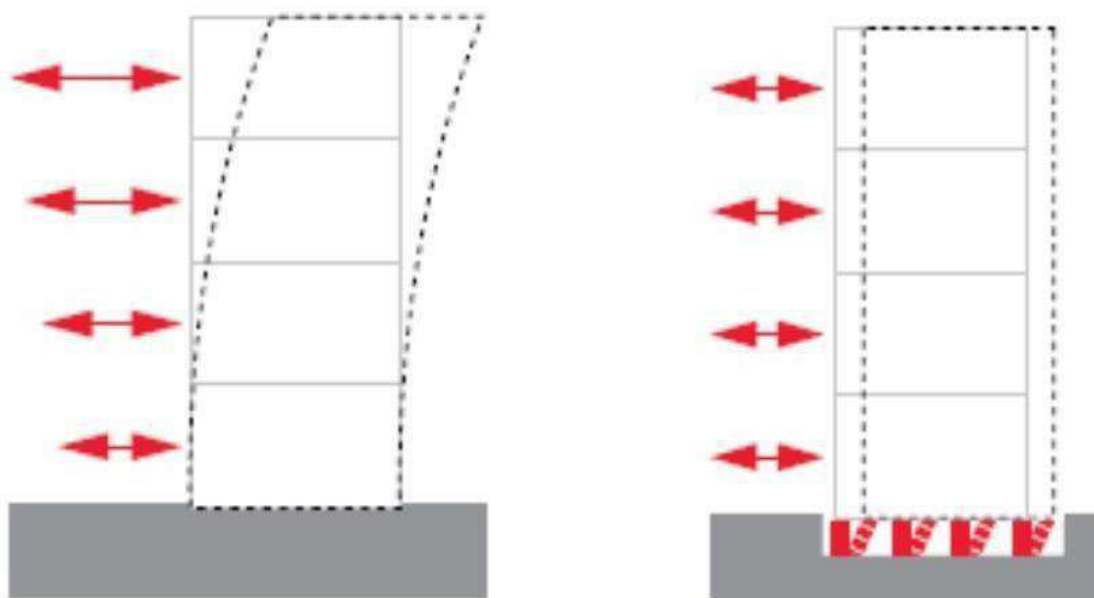


Figure 4.2. Deux types de structure :

- a. Conventiennelle encastrée dans le sol**
- b. Protégée contre les séismes par un système d'isolation à la base.**

Dans ce cas, l'intégration des unités d'isolation ou de l'usage d'un dispositif parallèle et externe du dispositif de dissipation d'énergie (amortisseurs) est requise pour contrôler les mouvements et réaliser une conciliation efficace entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement [10] [11] [12].

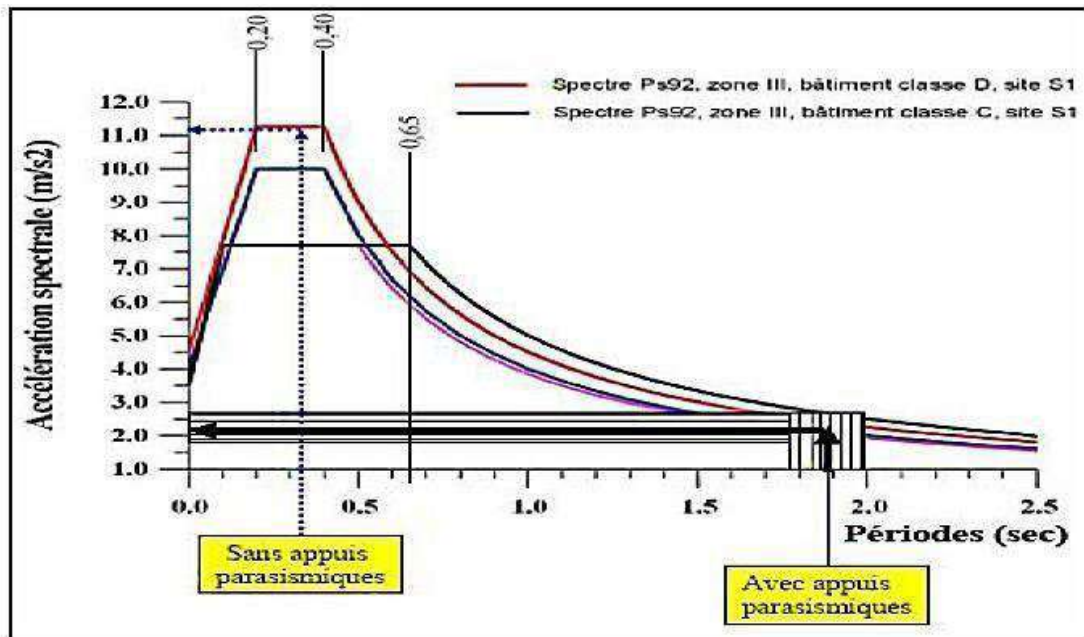


Figure. 4.3. L'effet des appuis parasismiques.

Les systèmes des isolations sismiques sont situés généralement à la base et doivent permettre un déplacement horizontal de 15cm ou plus [13].

Remarque

Si le système est une combinaison d'un appui parasismique et d'amortisseurs, donc les appuis réduisent les efforts mais augmentent les déplacements par contre les amortisseurs réduisent les déplacements en dissipant l'énergie. Cette combinaison permet de protéger la structure [14]. Elle est utilisée pour la grande mosquée d'Alger. La figure II.4 ci-après présente schématiquement l'effet de cette combinaison « L'appui et l'amortisseurs » sur un bâtiment lors d'un séisme.

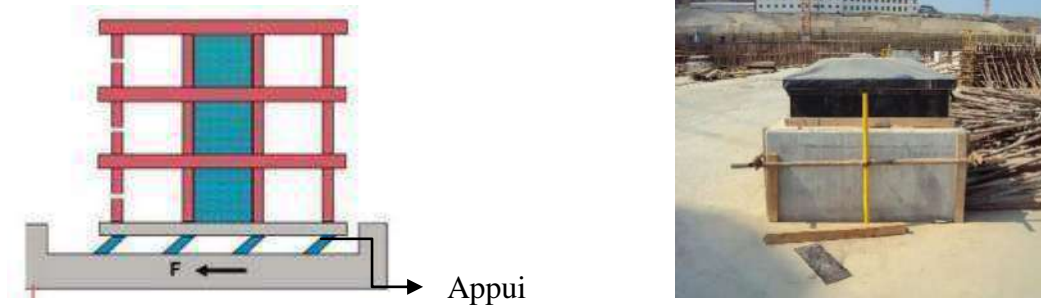


Figure 4.4. Structure isolée par un appui.

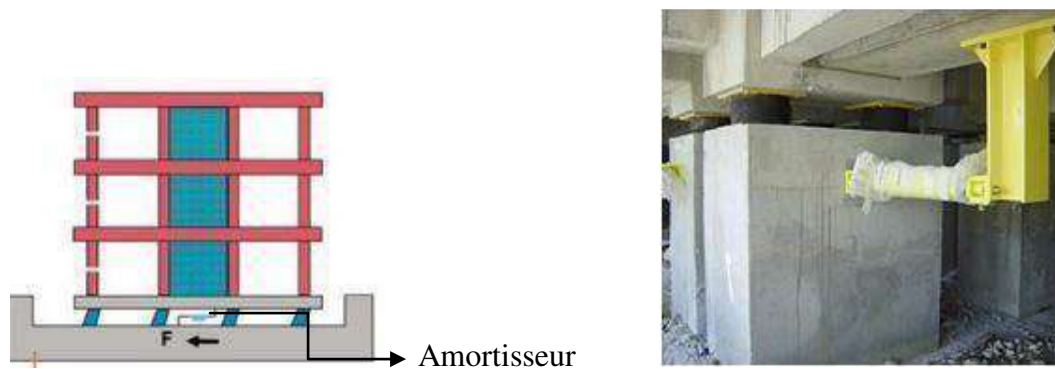


Figure 4.5. Structure isolé par un appui et un amortisseur.

5. Les différents systèmes d'isolation parasismique :

Un système d'isolation à la base combine deux mécanismes principaux :

- Les appuis parasismiques ;
- Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur) ;

5.1. Les appuis parasismiques :

Les appuis parasismiques ont un grand intérêt pour la plupart des pays concernés par le risque sismique. L'appareil d'appui est l'élément clé qui permet la liberté de mouvement entre une structure et son assise, tout en assurant la transmission des efforts verticaux et les rotations.

Il en existe plusieurs types, certaines ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'étude théorique ou d'essais. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement, on distingue :

- Appuis à déformation ou élastomère ;
- Appuis à pot ;
- Appuis à glissement ;
- Appuis à déformation et glissement ;
- Appuis à roulement ;

5.2. Appuis à déformation :

Les appuis à déformation utilisés depuis plus de 40 ans, ont toujours montré un comportement satisfaisant, ces appuis sont réalisés en élastomère fretté (couches alternées d'élastomère ; caoutchouc naturel ou élastomère synthétique (néoprène) et de plaques métalliques (frettes)) analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts (appareils d'appuis), que s'est généralisé l'emploi de plaques d'élastomère fretté en tant qu'appuis d'ouvrages d'art [15].

Le caoutchouc est un matériau qui peut être obtenu soit naturellement et c'est alors un polymère de l'isoprène, soit de façon synthétique qui lui est produit industriellement à partir de dérivés du pétrole [16].

Caoutchouc naturel	Le caoutchouc synthétique
1) Une bonne résistance à la traction 2) Un excellent allongement à rupture 3) Une tendance à la cristallisation 4) Un bon comportement aux sollicitations dynamiques	1) Une excellente résistance au vieillissement contrairement à Caoutchouc naturel 2) Un très faible taux de fluage sous charge 3) Une bonne résistance au déchirement

Tableau 3.1. Caractéristiques du caoutchouc.

Entre la structure et les fondations, on intercale des couches de l'acier pour la rigidité verticale et des couches de frette pour résister au poids de la structure en évitant une déformation verticale (figure 4.5). Le fait d'ajouter des couches d'élastomère au dispositif permet une flexibilité horizontale ainsi un déplacement de la superstructure en bloc dans le sens contraire au déplacement du sol. De ce fait, il réduit considérablement le déplacement relatif des étages. Plus, les élastomères sont élastiques/flexibles, moins les charges sismiques ressenties par le bâtiment sont importantes. Cependant une trop grande flexibilité des appuis diminue considérablement la stabilité de l'ouvrage en temps normal. Ces appuis sont donc appelés à juste titre « à déformation » car ils se déforment pour diminuer les effets des secousses sur le bâtiment [17-18-19].

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis en élastomères qui sont utilisés en réalité, tels que l'appui en élastomère à fort taux d'amortissement **HDRB (High Damping Rubber Bearing)**, appui en élastomère à faible taux d'amortissement **LDRB (Low Damping Rubber Bearings)** et l'appui en élastomère avec noyau de plomb **LRB**.

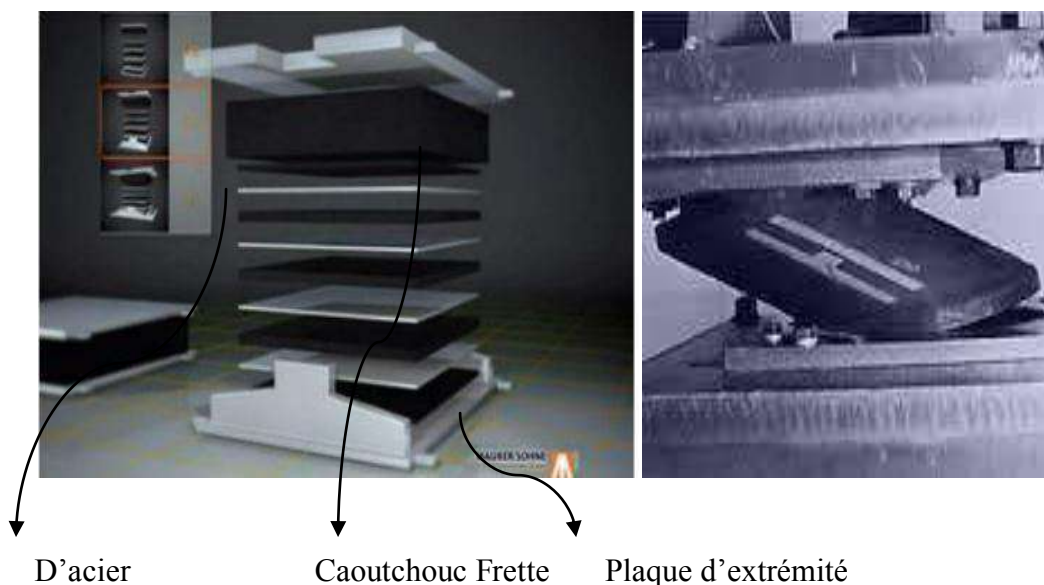


Figure4.6. Appuis à déformation

5.3. Appuis en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB :

Les appuis **HDRB** (figure II. 6) ont été principalement développés aux USA, au Japon et en Italie. Ils sont composés de couches alternées de matériau élastomère qui est obtenu après une étape de vulcanisation du latex et de plaques d'acier. Ils fournissent un haut coefficient d'amortissement (supérieur à 10%) ainsi qu'une grande capacité de déplacement et un module de cisaillement réduit. Ces caractéristiques sont obtenues par l'ajout d'additifs de type résine ou huile au matériau élastomère.

Les plaques de renforcement en acier sont complètement incorporées et scellées dans le matériau élastomère et ainsi protégées contre la corrosion. Le caoutchouc est fixé par vulcanisation aux plaques de connexion supérieure et inférieure. Les appuis peuvent également être fournis avec des plaques d'ancrage, permettant ainsi un remplacement plus facile de l'appareil si des travaux de maintenance sont nécessaires [13 ; 20 ; 21].



Figure4.7. Appuis en élastomère à fort taux d'amortissement

5.4. Appuis en élastomère avec noyau de plomb :

Les appuis LRB (figure 4.7) sont des systèmes à base d'élastomère combinés avec un système d'hystérésis. Cet appui est similaire à l'appui précédent, sauf qu'en plus, il est doté en son centre d'un noyau de plomb généralement cylindrique ainsi les valeurs d'amortissement associées à de tels systèmes sont plus élevées que celles des appuis

HDRB (jusqu'à 30%). Ce noyau de plomb travaillera en flexion car il n'est pas flexible comme les élastomères. Le noyau de plomb a pour objectif d'avoir une rigidité initiale lorsqu'il n'y a pas de séisme pour éviter que la structure ne bouge pas sous l'effet du vent ou des vibrations causés par le passage des gens ou bien des voitures par exemple et il joue aussi le rôle d'amortisseur grâce au phénomène d'hystérésis car il travaille en flexion sur le plan horizontal. Cependant, le noyau de plomb à un petit défaut, il transmet les accélérations de haute fréquence, donc réduit l'efficacité de l'isolation [13 ; 20 ; 21].

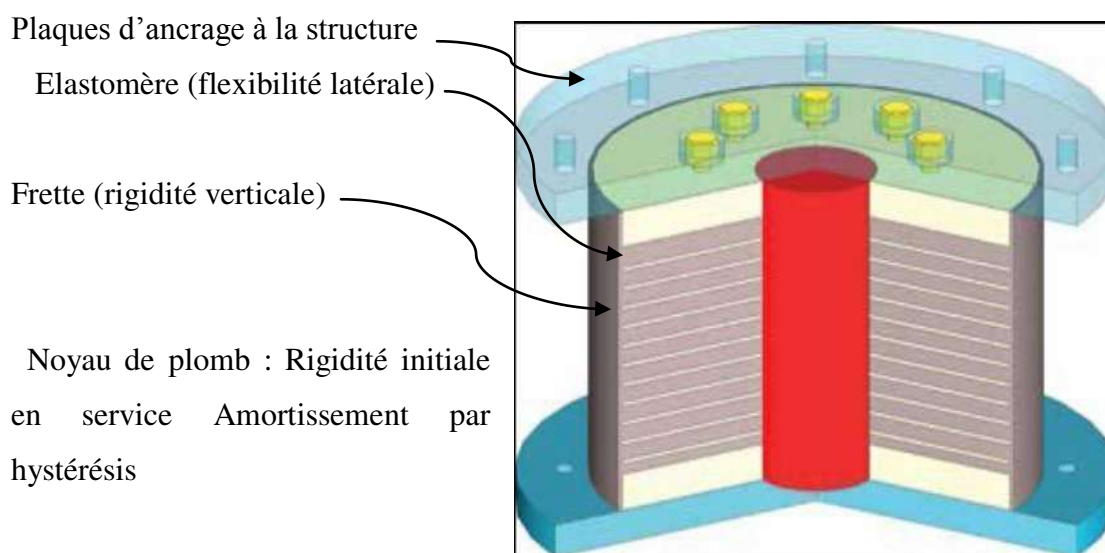


Figure4.8. Appuis en élastomère avec noyau de plomb.

La norme française NF EN 1337-3

Cette norme définit six types d'appareils d'appuis [27] :

- Type A : appareil d'appui à une seule frette enrobée.
- Type B : appareil d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobé.
- Type C : appareil d'appui comportant des plaques métalliques extérieures.
- Type D : appareil d'appui glissant comportant en surface une feuille de PTFE.
- Type E : appareil d'appui glissant comportant en surface une plaque métallique en contact avec la feuille de PTFE.
- Type F : Appareil d'appui non fretté et en bande.

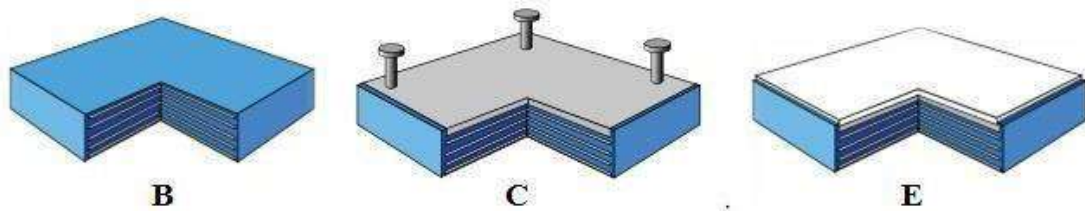


Figure 4.9. Exemples de types d'appareils d'appui

5.5. Appuis à pot :

Les appuis à pot sont fabriqués avec un disque en élastomère au centre d'un assemblage de pièces d'acier. Ils reprennent les efforts verticaux et les efforts horizontaux correspondants, ainsi que les mouvements longitudinaux et transversaux.

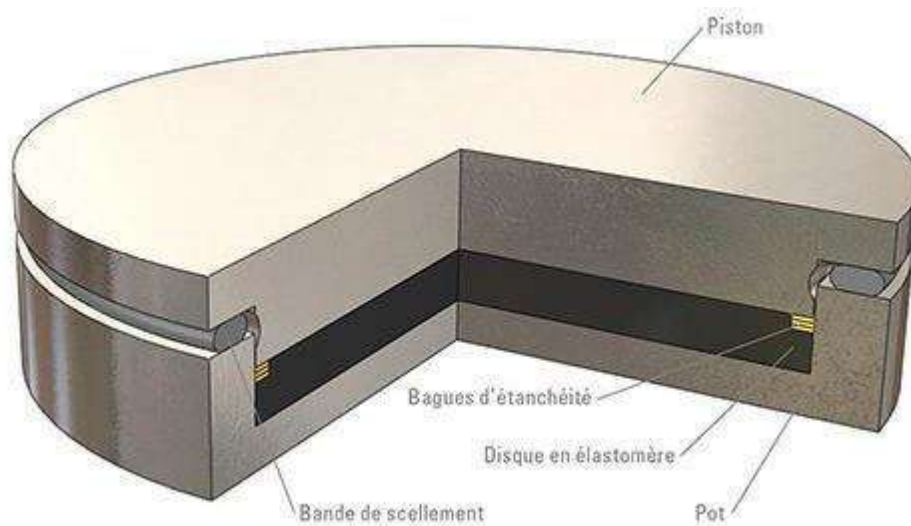


Figure 4.9. Appui à pot.

Les types de l'appui à pot [22] :

Dans la littérature, on trouve les types d'appui à pot suivants :

- Appuis fixes PF ;
- Appuis multidirectionnels PM ;
- Appuis multidirectionnels à guidage latéral PMG ;
- Appuis multidirectionnels à guidage central PCMG ;
- Appuis avec dispositifs anti-soulèvement ;



Figure 4.10. Exemples de l'appui à pot.

5.6. Appuis à glissement :

Les pendules à friction isolent différemment des autres types d'appuis parasismiques. Deux éléments bougent l'un par rapport à l'autre pour permettre le mouvement latéral de la structure et pour dissiper l'énergie. Ils peuvent être utilisés tant avec les structures légères qu'avec les plus massives, car leur période ne dépend que du rayon de courbure. Ils peuvent aussi supporter une charge verticale élevée et offrir un amortissement de plus de 30 %. Toutefois, contrairement aux précédents types d'appuis, ils ne peuvent pas être utilisés avec un autre type d'appareils d'appui sur une même structure.

Les appuis sont conçus pour supporter des forces verticales ainsi diminuer les forces horizontales et prendre en compte les rotations par le biais d'une embase sphérique et d'une partie inférieure d'embase de forme concave. De plus, la forme concave de la partie supérieure assure une protection optimale, car même si les forces sont très importantes il n'y a pas d'effet de butée du plot de glissement contre les plots de retenue, car la vitesse est fortement diminuée [17 ; 23].

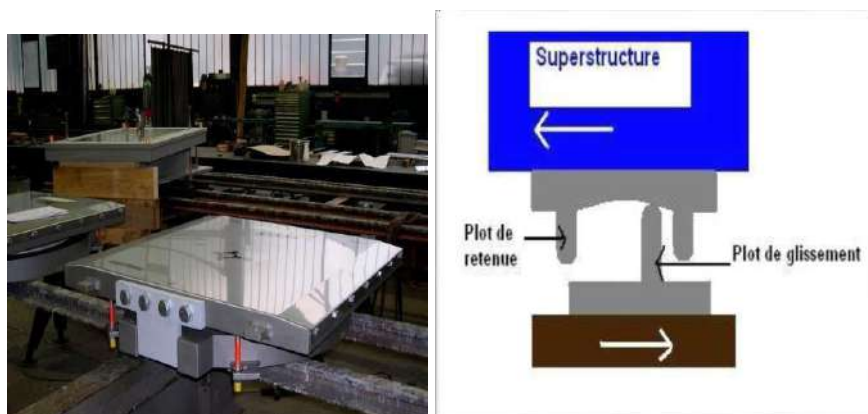


Figure 4.11 : Appuis à glissement

Dans la famille des appuis à glissement, l'appui en pendule glissant (FPS) (Figure 4.12) est le plus retrouvé. C'est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clé qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système.



Figure 4.12. Appuis en pendules glissants FPS.

5.7. Appuis à déformation et à glissement :

Ce système d'appuis résulte de l'association de plaques de glissement et des appuis à déformation (figure II. 13). Cette association supprime l'inconvénient pour ces derniers en cas de sols mous. Dans un premier temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent ce système de protection sismique est très efficace, il peut produire plusieurs glissements.

Ce type d'appui entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements en superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à la base.

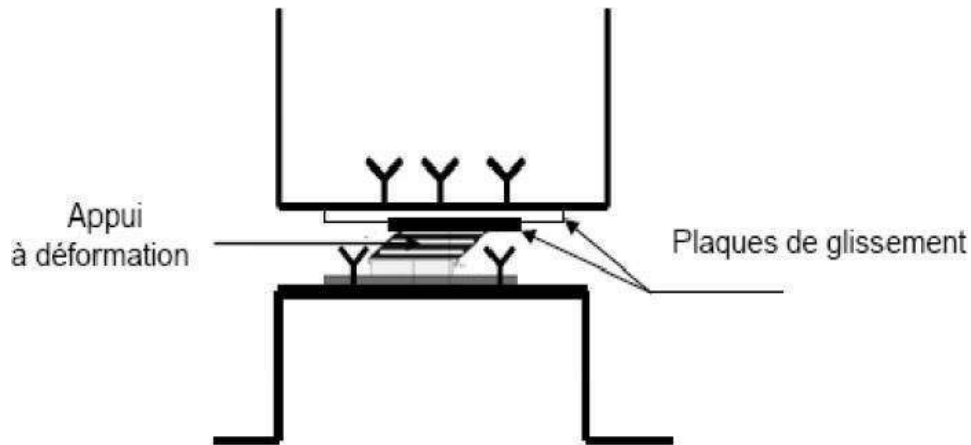


Figure 4.13. Appuis à déformation et à glissement

5.8. Appuis à roulement :

Ce système se compose de deux plaques en acier (plates ou incurvées) superposées et séparées des rouleaux (figure 4.14). Selon la qualité du matériau du rouleau ou du roulement à billes, la résistance du système peut être suffisante pour contrarier aux charges de services.

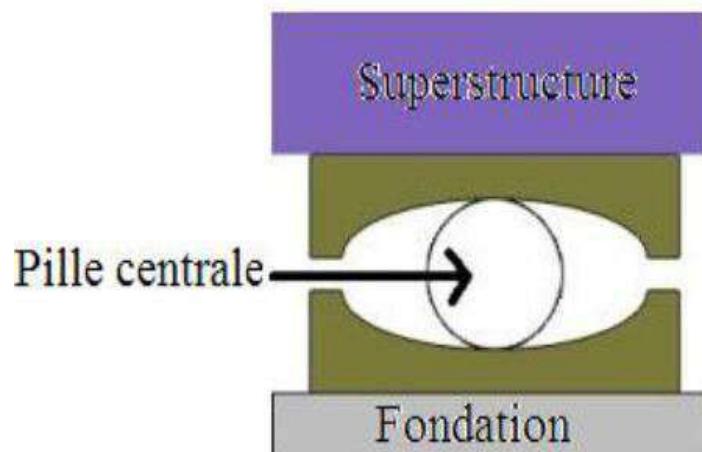


Figure 4.14. Appuis à roulement.

Le principe de fonctionnement est presque identique à celui du système de pendule de glissement. Dans ce système, au lieu d'un glisseur articulé, une bille est employée et mise entre deux surfaces concaves opposantes et le radius de courbure des surfaces concaves, est remplacé dans ce système par le radius de la bille adéquat pour atténuer

l'effet séismique. La configuration et la situation initiales sous la charge sismique sont illustrées dans la figure 4.15.

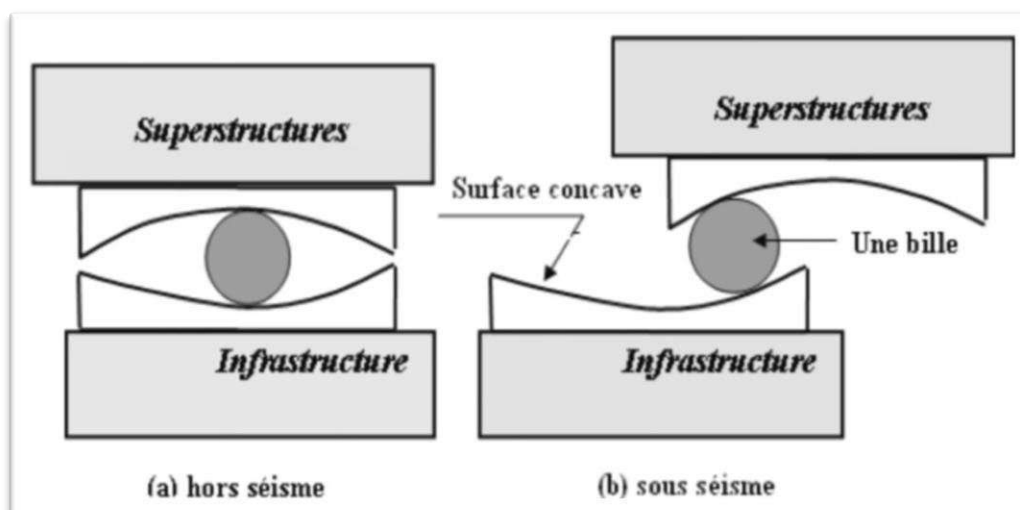


Figure 4.15. Le principe de fonctionnement d'appuis à bille.

5.9. Amortisseurs parasismiques :

Les amortisseurs permettent d'absorber et donc dissiper l'énergie emmagasinée par la structure pendant le tremblement de terre. Ces amortisseurs peuvent être installés dans l'appui antisismique ou bien installés en parallèle. Ils ont pour but de limiter la déformation de l'appui ainsi que le déplacement de la structure.

On distingue différents types de dispositifs :

- Amortisseur hystérésis (élasto-plastique) ;
- Amortisseur hydraulique ;
- Amortisseur à friction ;
- Amortisseur de masse accordée TMD (Tuned Mass Damper) ;

5.10. Amortisseur hystérésis (élasto-plastique) :

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

de fluide visqueux, sous forme de barreaux en acier, en plomb ou bien grâce à des poutres.

Ce système est associé à un appui parasismique « appui à déformation ou élastomère » (figure 4.16). Il est surtout utilisé comme aide à l'isolation pour absorber une partie du déplacement vertical et diminuer celui-ci en exerçant une résistance aux déplacements horizontaux et non verticaux. Il ne demande pas d'entretien, et leur utilisation est facile [17 ; 19].

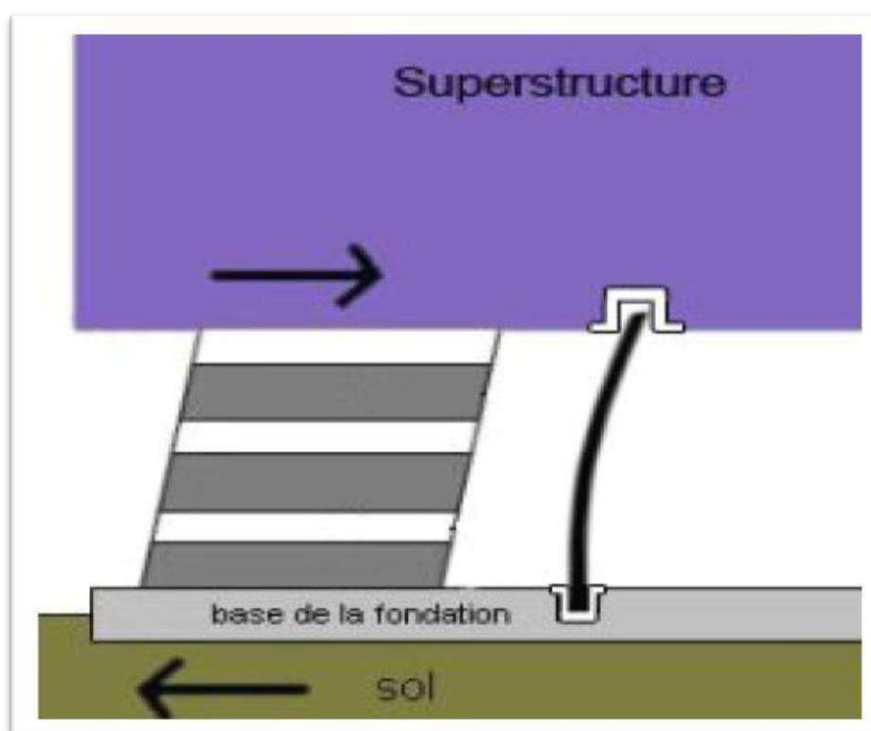


Figure4.16 : Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).

5.11. Amortisseur hydraulique :

Ces systèmes sont constitués de tube cylindrique dans lequel une pièce mobile sépare le volume du cylindre en deux chambres isolées l'une de l'autre (figure 4.17). La tige est plongée dans un fluide très dense comme l'huile hydraulique, le bitume ou la pâte silicone, pour permettre le déplacement de longue durée et pour absorber une grande quantité d'énergie provoquée par le mouvement sismique. Ils permettent à la superstructure de reprendre sa position initiale après un séisme sans dommages.

L'inconvénient de ces amortisseurs est l'influence de la température du fluide sur la sa densité [17 ; 24].

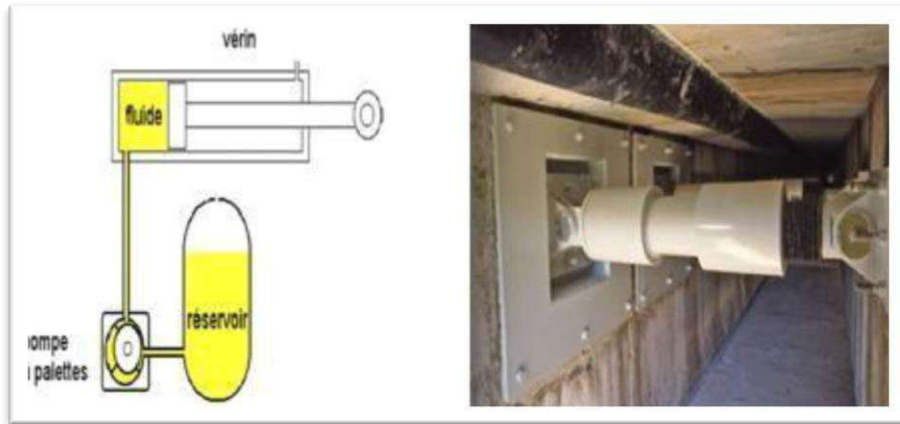


Figure 4.17. Amortisseur hydraulique.

5.12. Amortisseur à friction :

Le principe des amortisseurs de types frottement sec est de dissiper le maximum de l'énergie exercée lors du chargement dynamique et de l'emmagasiner sous forme d'énergie thermique par friction. Ils sont placés à des endroits stratégiques de la superstructure (figure 4.18) pour assurer une meilleure résistance aux séismes [17].



Figure 4.18. Amortisseur à friction.

5.13. Amortisseur de masse accordée (TMD) :

Ces systèmes sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments, les ouvrages d'art et surtout les buildings de grande hauteur. Ces dispositifs sont retrouvés notamment les grandes tours du monde tel que la Taipei 101 (figure 4.19), Burdj Khalifa. Ce dispositif est un concept assez simple mais très efficace et peu coûteux, il s'agit d'un pendule. En effet une grosse masse est reliée à la structure par des ressorts ou bien des câbles. Quand un séisme frappe la base de la tour elle se met à osciller c'est ainsi que le pendule qui est un dispositif oscillatoire va absorber cette énergie en oscillant dans le mouvement inverse de la tour [25 ; 26].

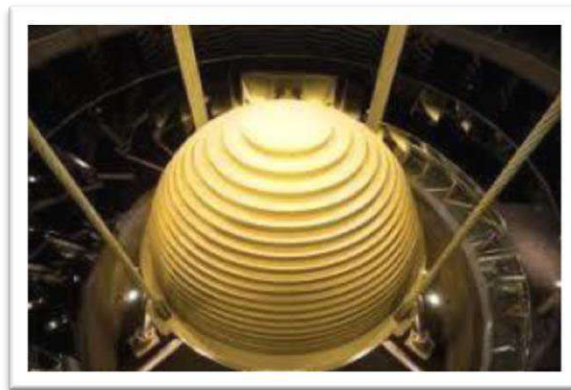


Figure4.19. Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508m de hauteur (tour de Taipei 101) Taiwan.

6. Choix entre les types d'appuis parasismiques :

L'isolation à la base exige un choix de type d'appui parasismique selon les normes, leurs propriétés, et le coût. Par ailleurs il faut prendre en compte leur efficacité et leurs réparations à long terme. Étant donné que le caoutchouc est un matériau qui se dilate et se rétrécit, donc il est nécessaire d'accomplir des vérifications périodiques dans le but d'assurer sa flexibilité au cours du temps. Par contre, les appuis à roulement et à glissement n'exigent aucun entretien.

En outre, l'état du sol est une autre raison qui influe sur le choix des appuis comme les appuis à déformation qui se détériorent dans les sols mous donc ils perdent leur productivité à long terme. Ainsi les appuis à glissement s'accordent mieux à cause des

faibles coefficients de frottement des plaques donc la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique.

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

7. Les avantages de l'isolation parasismique

- Le degré de protection pouvant être acquérir est très éminent au niveau requis par les règles parasismiques pour les ouvrages à risque normal. Les ouvrages restent habituellement exploitables, même après les séismes terribles ;
- Les dégâts sont faibles ou presque nuls à l'équipement et aux éléments non structuraux ;
- En principe après un séisme les appuis restent immaculés et sont opérationnels face aux nouvelles secousses ;
- La diminution des charges sismiques permet de calculer la structure en hypothèse de comportement élastique. Ce calcul est bien maîtrisé et plus fiable que celui des constructions habituellement susceptibles de subir des déformations plastiques, qui font concept d'hypothèses approximatives ;
- Les inconvénients associés à une forme dissymétrique ou complexe des structures sont restreints, car leur comportement sur appuis dépend principalement de la répartition de la rigidité de ces derniers et non plus de celle du bâtiment ;

8. 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 réceptifs des fluides polluants ;
- La largeur des joints de séparation entre deux bâtiments doit être considérable car les déplacements des blocs pouvant atteindre des valeurs décimétriques ;

- Les changements à venir de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas rectifier d'une façon expressive le comportement dynamique originaire du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des appuis, sous peine de provoquer des montants d'adaptation élevés ;

9. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le concept général des isolateurs à la base et ses différents sous-systèmes (appuis parasismiques et amortissements) en dotant leurs importantes caractéristiques, leurs comportements, leurs avantages et inconvénients ainsi que leurs effets sous l'action sismique.

Dans le chapitre qui suit, on va présenter la méthodologie de dimensionnement de ces appuis selon le code américain (UBC97) en notant aussi la procédure d'analyse dynamique des structures à base isolée.

Chapitre 5.

**Prise en main des calculs et
dimensionnement des appuis
parasismiques**

1. Introduction :

L'analyse du comportement dynamique d'une structure sur isolateurs parasismiques soumise à une excitation sismique ne peut être effectuée sans que le comportement dynamique de ces derniers soit complètement défini. La transformation de fonctionnement des structures isolées en un modèle mathématique est une étape essentielle dans une étude dynamique.

L'évaluation exacte du comportement dynamique des appuis parasismiques est très complexe. Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important de bien comprendre leur fonctionnement afin de pouvoir choisir une modélisation adéquate qui permet la traduction du comportement réel de l'appui ainsi que l'établissement des équations mathématiques simples à résoudre soit par des méthodes analytiques ou numériques.

2. Description du système d'isolation :

La première étape de pré dimensionnement d'un ouvrage consiste alors à estimer le meilleur compromis entre le type d'appareils (dans le cas qui nous intéresse) et leur nombre, afin d'atteindre la meilleure solution technique et financières.

Les paramètres qu'il faudra prendre en considération sont : les caractéristiques du site de construction (mouvements sismiques et nature de sol), celles de l'ouvrages (masses, rigidités, type de contreventement), celles des appareils d'appuis, et d'autres exigences liées aux conditions d'exploitation (exigences en terme de déplacement limite, présence d'obstacles au voisinage) selon l'UBC 97. [28]

3. Les codes parasismiques :

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.

UBC 97 : Il était destiné à promouvoir la sécurité publique et a fourni des exigences normalisées pour la construction Sécuuritaire qui ne varient de ville en ville comme cela avait été le cas auparavant.

4. 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.

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.

5. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente ou la méthode de la force latérale équivalente, définit en générale le mouvement sismique par un simple jeu de coefficients sismique ou les réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de force statique fictive.

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

- 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.
- 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.

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) CT_D}{B_D} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) CT_M}{B_M} \dots\dots\dots (5.2)$$

D_D : Déplacement minimale conception. (UBC 97V2 Section 1658.3.1 formule58.1)

D_M : Déplacement maximal. (UBC 97V2Section 1658.3.3 formule58.3)

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 :

$$C = ZNS_1 \dots\dots\dots (5.3)$$

Z:Coefficientdezonesismique obtenu à partir du tableau 16de l’UBC 97

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4

Tableau 5.1. 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		
	≥ 8.0	= 7.0	≤ 6.0
≥ 15 Km	1.0	1.0	1.0
= 10 Km	1.2	1.0	1.0
≤ 5 Km	1.5	1.3	1.1

Tableau 5.2. Coefficient de proximité de la faille (N).

S₁: Coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau :

Type de sol	S _I
S ₁ : sol ferme	1.0
S ₂ : sol moyen	1.4
S ₃ : sol meuble	2.3
S ₄ : sol très meuble	2.7

Tableau 5.3. Coefficient caractérisant le type de sol (S₁).

T_D, T_M: Sont les périodes effectives de la structure isolée aux niveaux DBE et MCE respectivement et sont déterminées comme suit:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\min} \times g}} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M,\min} \times g}} \dots\dots\dots (5.5)$$

T_D: Période en seconde correspondante au déplacement minimal de conception. (L'UBC 97V2Section 1658.3.2 formule58.2).

T_M: Période en seconde correspondante au déplacement maximal. (L'UBC 97V2Section 1658.3.4 formule58.4).

W: Poids de la structure.

K_{D,min}; K_{M,min}: Les valeurs minimales de rigidités effectives (K_{D,eff}; K_{M,eff}) du système d'isolation en (KN/m) correspondant au déplacement de conception D_D et D_M respectivement. Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) représentés sur la figure ci-après obtenues 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 :

$$K_{D,eff} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \dots\dots\dots (5.6)$$

$$K_{M,eff} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-} \dots\dots\dots (5.7)$$

K_{eff} : est tirée L'UBC 97V2Section 1665.3 formule65.1.

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_{Deff} correspondant au déplacement minimum de conception D_D et $K_{M,min}$, $K_{M,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{M,eff}$ au correspondant déplacement maximum D_M .

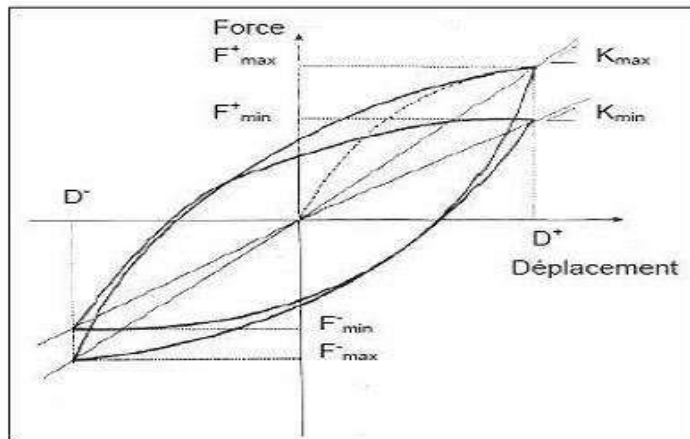


Figure 5.1. Boucles d’hystérésis sous chargement cyclique.

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

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

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

Les coefficients d'amortissement B_D et B_M sont donnés en termes d'amortissement effectif β dans le tableau A-16-C del'UBC-97.

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

Tableau 5.4. Facteurs d'amortissement B_D et B_M .

6. Calcul du déplacement total :

Le déplacement total minimum de conception DTD :

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \dots \dots \dots (5.8)$$

Le déplacement maximum total DTM qui incluent la torsion :

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \dots \dots \dots (5.9)$$

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).

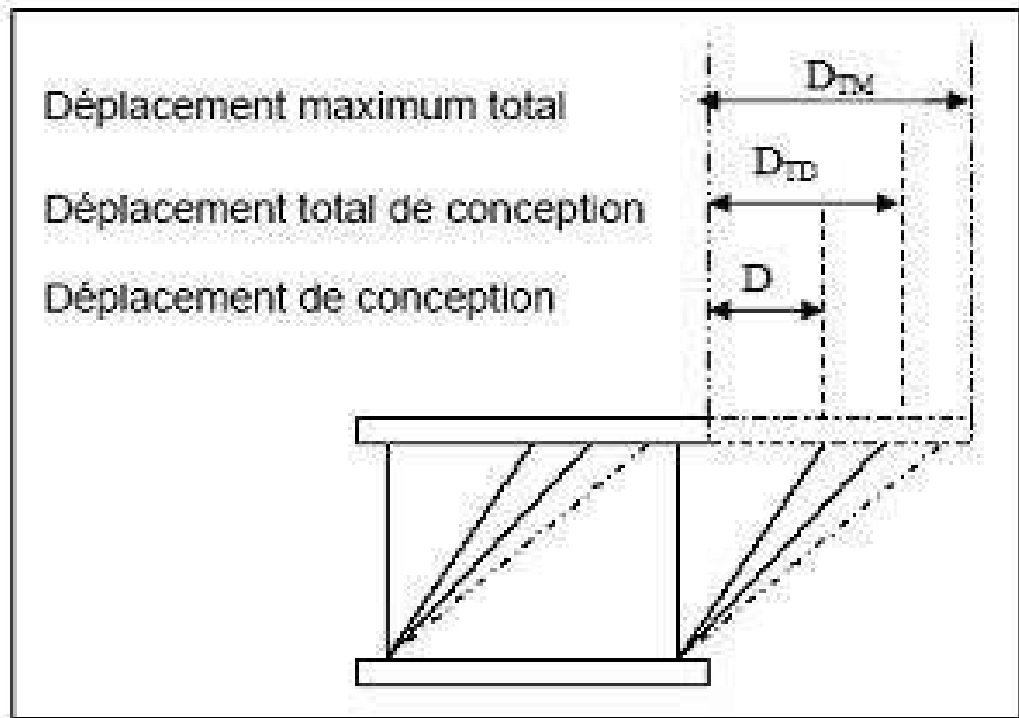


Figure 5.2. Déplacements du système d'isolation.

7. Applications numériques :

On a choisi deux structures de différentes formes pour l'étude sismique. La zone de sismicité est moyenne (Zone IIa) (Annexe I du RPA 99/version 2003) [29]. Les deux structures sont implantées dans un site meuble. Elles sont classées au Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne (Article 3.2 du R.P.A/version 2003) [29].

- Structure 01 : forme barre (R+5).
- Structure 02 : forme en L (R+4).

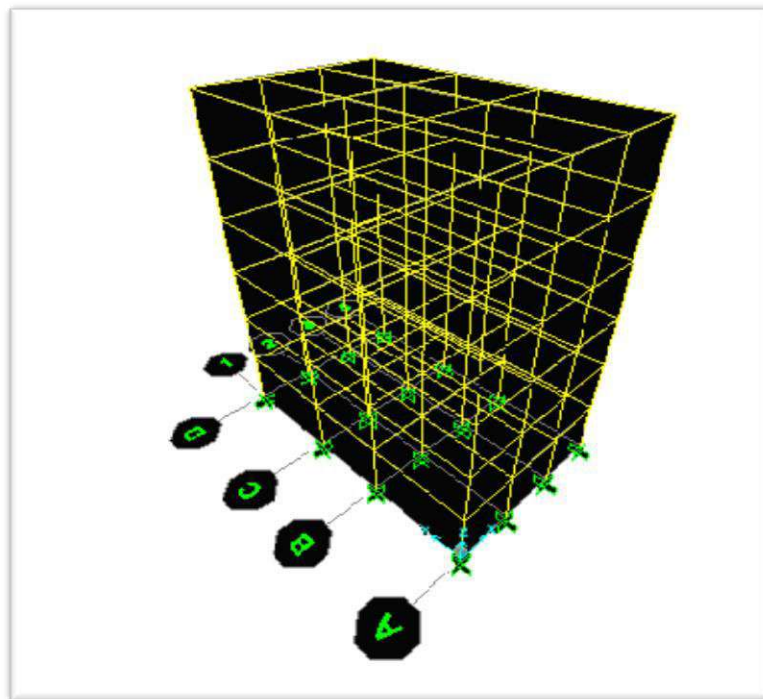
7.1. Structure barre encastré R+5 :**7.1.1. Modélisation de la structure**

Figure 5.3 : modélisation SAP2000 de la structure barre

7.1.2. Plan de travail :

Pour le dimensionnement des isolateurs parasismiques il faut :

- ✓ Chercher à utiliser le nombre minimum d'appuis parasismiques qui doivent être placés sous les poteaux de grandes charges gravitaires.
- ✓ Calculer les dimensions de l'isolateur de telle sorte que la période de la structure va être allongée afin de réduire les efforts sismiques.
- ✓ Le coefficient d'amortissement de l'isolateur de telle sorte que le déplacement de la structure soit limité vis-à-vis du vent et des ouvrages adjacents.

7.1.3. Dimensionnement :**a) La période :**

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

T = 0.5465s

$T_D = 3 \times T \dots\dots\dots (5.10)$

Donc : $T_D = 1.6395 \rightarrow T_D \approx 2 s$

b) le rayon de sphère

$R = g \times \left(\frac{T_D}{2\pi}\right)^2 \dots\dots\dots (5.11)$

Donc : $R = 9.81 \times \left(\frac{2}{2\pi}\right)^2 = 0.995m$

c) La rigidité effective K_{eff}

$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \dots\dots\dots (5.12)$

Ex :

La charge verticale W supportée par l'appui 1 est égale à : 2380.903 KN.

$K_{eff} = \frac{2380.903}{0.995} + 0.07 \frac{2380.903}{0,11442148} \rightarrow K_{eff} = 3849,51378 KN/m$

Tableau de Keff		
Type d'appui	W (KN)	Keff (KN/m)
Type 1	2380,903	3849,51378
Type 2	1737,539	2809,304
Type 3	1278,244	2066,70238
Type 4	868,268	1403,84116

Tableau 5.5. Poids et la rigidité effective de chaque type

d) Calcul de déplacements

μ : est choisi dans notre exemple égal à 0.07

D : est calculé selon le code UBC 97 :

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \times C \times T_D}{B_D} \dots\dots\dots (5.13)$$

Z=0.15(zone IIa).

N=1 (distance à la faille).

S_{III}=2.3 (sol meuble).

Avec : **C=ZNS_{III}**

→**C=0.15×1×2.3**

→**C=0.345**

On choisit :

ξ_{eff}=20% et on le corrige ci-après : **B_D=1.5**

- Calcul le déplacement horizontal de conception.

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

→ **D = 0.11442148**

On vérifie ξ_{eff} par la formule suivante :

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} + \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \dots\dots\dots (5.14)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2}{3.14} + \frac{0.07}{0.07 + \frac{0.1144}{0.995}}$$

→ **ξ_{eff} = 24%**

e) Le déplacement vertical de l'appui δ_v

$$\delta_v = \frac{0,11442148^2}{2 \times 0.995}$$

→ **δ_v = 0.00651321m**

f) Le diamètre d de la surface sphérique

$$d > 2 \times D \dots\dots\dots (5.15)$$

$$\rightarrow d > 2 \times 0,11442148$$

donc : d = 25cm

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

$$\frac{D}{R} \geq \mu \dots\dots\dots (5.16)$$

$$\rightarrow \frac{0,11442148}{0,995} = 0,115 \geq \mu \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Les dimensions de l'appui sont :

D = 0.11442 m, $\delta_v = 0.0065$ m, d=25 cm

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

Type d'app	TD (s)	R (m)	M	D (m)	W (KN)	Keff (KN/m)	ξ_{eff} (%)	δ_v (m)	d (cm)
Type 1	2	0,995	0,07	0,11442	2380,90	3849,51	24%	0,0065	25
Type 2	2	0,995	0,07	0,11442	1737,53	2809,30	24%	0,0065	25
Type 3	2	0,995	0,07	0,11442	1278,24	2066,70	24%	0,0065	25
Type 4	2	0,995	0,07	0,11442	868,27	1403,84	24%	0,0065	25

Tableau 5.6. Dimensions des appuis.

7.1.4. Les résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000 :

a) Variation de la période :

Le résultat de cette période a été obtenu à partir d'analyse de logiciel SAP 2000 :

Structure Encastrée	0,55 s
Structure Isolée	2,10 s

Tableau 5.7. Périodes de la structure barre.

b) Variation des déplacements entre structure encadrée et isolée

Les déplacements de chaque étage obtenu par la méthode d'analyse sont représentés comme suit :

Niveaux	Structure Encadrée		Structure Isolée	
	DEPL (X)	DEPL (Y)	DEPL (X)	DEPL (Y)
Niveau5	0,12776	0,091543	0,001852	0,001245
Niveau4	0,124011	0,089544	0,001706	0,001159
Niveau3	0,117974	0,085892	0,00146	0,001
Niveau2	0,098698	0,073386	0,000707	0,000495
Niveau1	0,084269	0,063525	0,000268	0,000198

Tableau 5.8. Variation des déplacements suivant X

Suivant l'axe X :

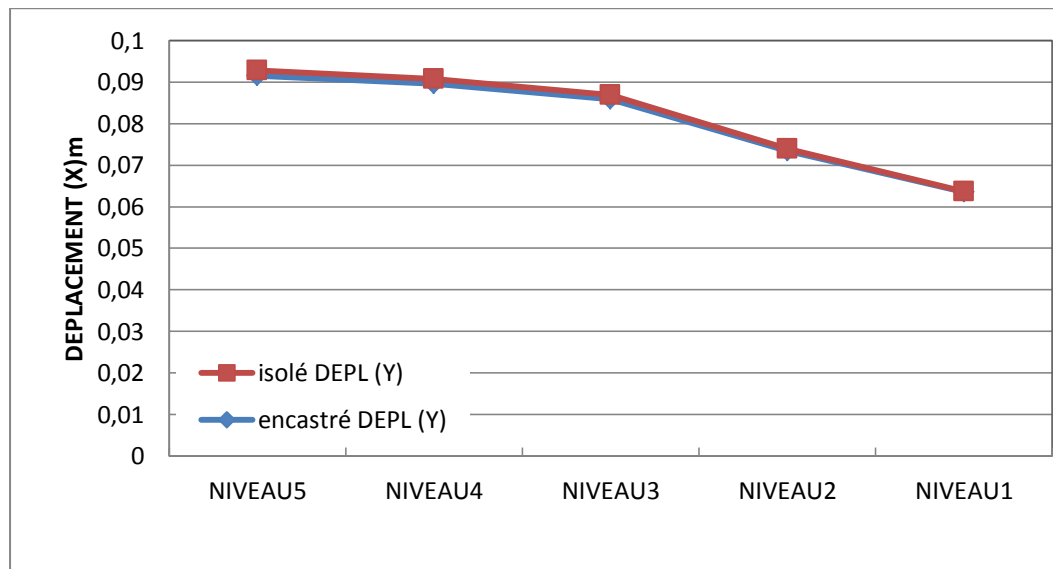
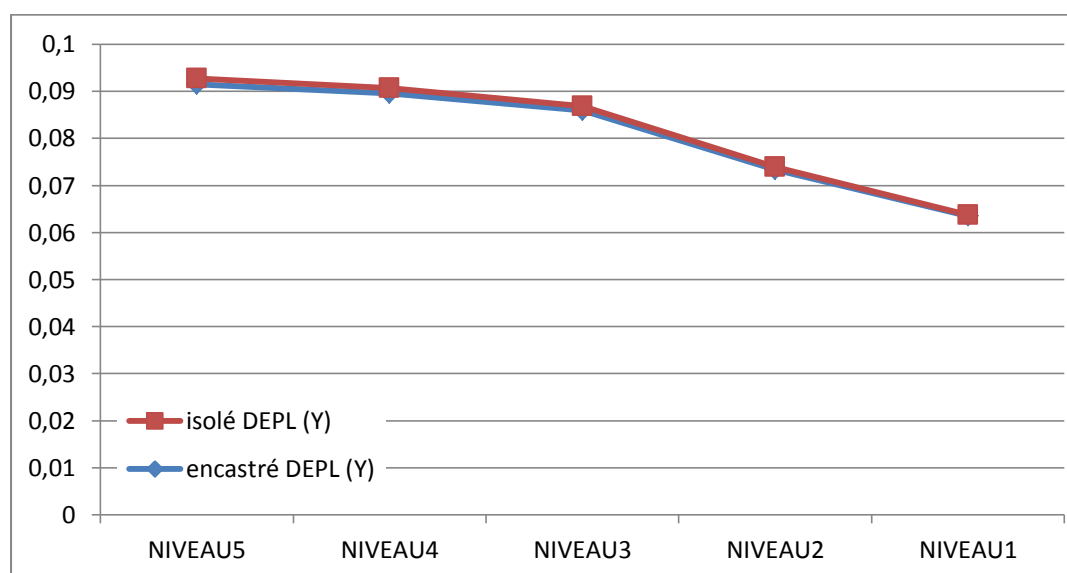


Figure 5.4. Déplacements suivant X (structure encadrée et isolée)

Suivant l'axe Y :

	Encastrée	Isolée
NIVEAUX	DEPL (Y)	DEPL (Y)
NIVEAU5	0,091543	0,001245
NIVEAU4	0,089544	0,001159
NIVEAU3	0,085892	0,001
NIVEAU2	0,073386	0,000495
NIVEAU1	0,063525	0,000198

Tableau 5.9. Variation des déplacements suivant Y**Figure 5.5. Déplacements suivant Y (structure encastree et isolee)****Remarque :**

D'après les figure et les tableaux ci-dessus on remarque que les déplacements dans les niveaux sont pratiquement identiques (même allure pour les deux structures étudiés).

c) Variation de l'effort tranchant de la structure encastré et isolés

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.

	Structure encastrée	Structure isolée
Effort tranchant (X)	1504.17 KN	218.377 KN
Effort tranchant (Y)	1486.247 KN	196.465 KN

Tableau 5.10. Variation des efforts tranchants suivants X et Y

- D'après les tableaux ci – dessus, on remarque que la structure équipé d'isolateur sismique subit un effort tranchant près de (6% suivant X et 7% suivant Y) plus faible que celui du la structure à base fixe.

d) Participation massique (structure encastré)

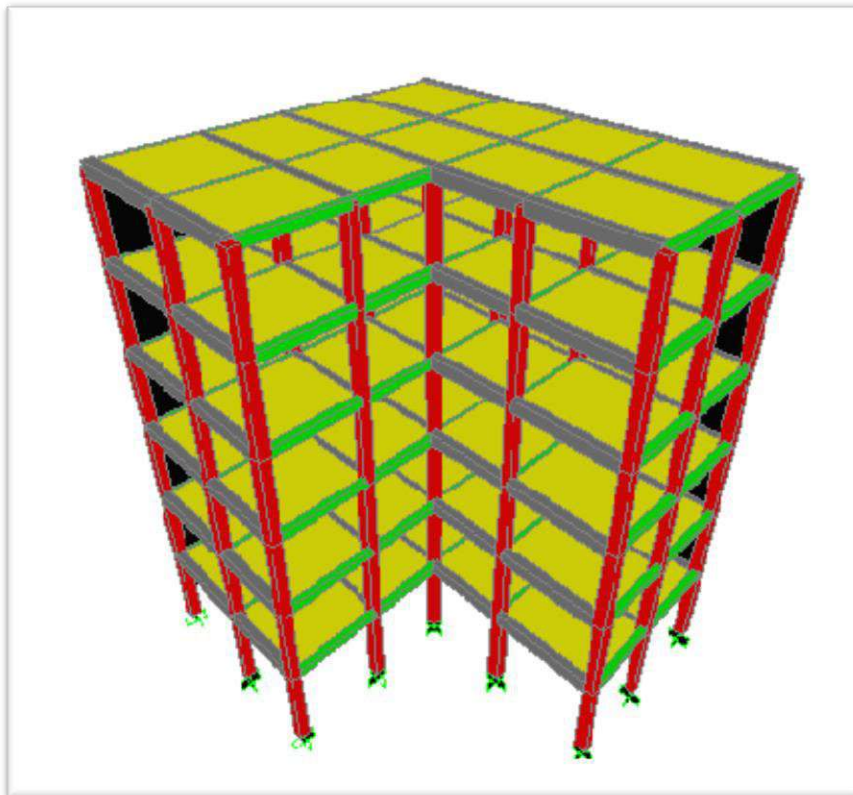
Modes	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY
Mode 01	0,81253	1,67E-08	0,7593	0,0143
Mode 02	0,81266	1,72E-07	0,82646	0,62963
Mode 03	0,81266	0,82467	0,86078	0,91794
Mode 04	0,91661	0,82467	0,99117	0,91794
Mode 05	0,91661	0,82467	0,99247	0,93515
Mode 06	0,91687	0,82467	0,99483	0,97886
Mode 07	0,91689	0,82467	0,99864	0,98349
Mode 08	0,91689	0,92625	0,99869	0,98406
Mode 09	0,9179	0,92625	0,9987	0,98739
Mode 10	0,9179	0,92625	0,99871	0,98768
Mode 11	0,9179	0,92626	0,99871	0,98777
Mode 12	0,95754	0,92626	0,99872	0,99846

Tableau 5.11. Participation massique suivants X et Y (structure encastrée et isolée)

- 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 encastrée au niveau au 4^{ème} mode suivant l'axe X et au 8^{ème} mode suivant l'axe Y.
- Et pour la structure isolée a participation massique atteint 90% de la masse totale au niveau 4^{ème} mode suivant l'axe X et au 3^{ème} mode suivant l'axe Y.

7.2. Structure en L encastrée

7.2.1. Modélisation de la structure

**Figure 5.6. Structure en L (SAP2000)**

a) La période

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

$T = 0.5465s$

$T_D = 3 \times T \dots \dots \dots (5.17)$

Donc : $T_D = 1.6395 \rightarrow T_D \approx 2s$

b) Rayon de sphère

$R = g \times \left(\frac{T_D}{2\pi}\right)^2 \dots \dots \dots (5.18)$

Donc : $R = 9.81 \times \left(\frac{2}{2\pi}\right)^2 = 0.995m$

c) La rigidité effective K_{eff} .

$K_{eff} = \frac{w}{R} + \frac{\mu w}{D} \dots \dots \dots (5.19)$

Ex :

La charge verticale W supportée par l'appui 1 est égale à : **$w = 2380.903 KN$.**

$K_{eff} = \frac{1388.3}{0.995} + 0.07 \frac{1388.3}{0,11442148}$

$K_{eff} = 2244.64415 KN/m$

Tableau de K_{eff}		
APPUIS	W (KN)	K_{eff} (KN/m)
Type 1	1388,3	2244,64415
Type 2	746,367	1206,74805
Type 3	644,392	1041,87188
Type 4	516,17	834,558791

Tableau 5.12 : le poids et la rigidité effective de chaque type

d) Calcul de déplacements

μ : est choisi dans notre exemple égal à **0.07**

D : est calculé selon le code UBC 97 :

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \times C \times T_D}{B_D} \dots\dots\dots (5.20)$$

Z= 0.15 (zone IIa).

N=1 (distance à la faille).

S_{III}=2.3 (sol meuble).

Avec : **C=ZNS_{III}**

$$\rightarrow C=0.15 \times 1 \times 2.3 \rightarrow \quad \quad \quad \mathbf{C=0.345}$$

On choisit :

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

- Calcul le déplacement horizontal de conception.

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

$$\rightarrow \mathbf{D = 0.11442148}$$

On vérifie ξ_{eff} par la formule suivante :

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} + \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} \dots\dots\dots (5.21)$$

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2}{3.14} + \frac{0.07}{0.07 + \frac{0.1144}{0.995}}$$

$$\rightarrow \mathbf{\xi_{\text{eff}} = 24\%}$$

e) Le déplacement vertical de l'appui δ_v

$$\delta_v = \frac{0,11442148^2}{2 \times 0,995}$$

$$\delta_v = 0.00651321m$$

f) Le diamètre d de la surface sphérique

$$d > 2 \times D \tag{5.22}.$$

$$\rightarrow d > 2 \times 0,11442148$$

donc: $d = 25cm$

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

$$\frac{D}{R} \geq \mu \dots\dots\dots (5.23)$$

$$\rightarrow \frac{0,11442148}{0,995} = 0.115 \geq \mu \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Les dimensions de l'appui sont :

D = 0.11442 m, δ_v = 0.0065 m, d=25 cm

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

Appui	TD (s)	R (m)	μ	D (m)	W (KN)	K_{eff} (KN/m)	ξ_{eff} (%)	δ_v (m)	d (cm)
Type1	2	0.995	0.07	0.11442148	1388.30	2244.64	24%	0.00651	25
Type2	2	0.995	0.07	0.11442148	746.367	1206.75	24%	0.00651	25
Type3	2	0.995	0.07	0.11442148	644.392	1041.87	24%	0.00651	25
Type4	2	0.995	0.07	0.11442148	516.170	834.560	24%	0.00651	25

Tableau 5.13 : Dimensions des appuis.

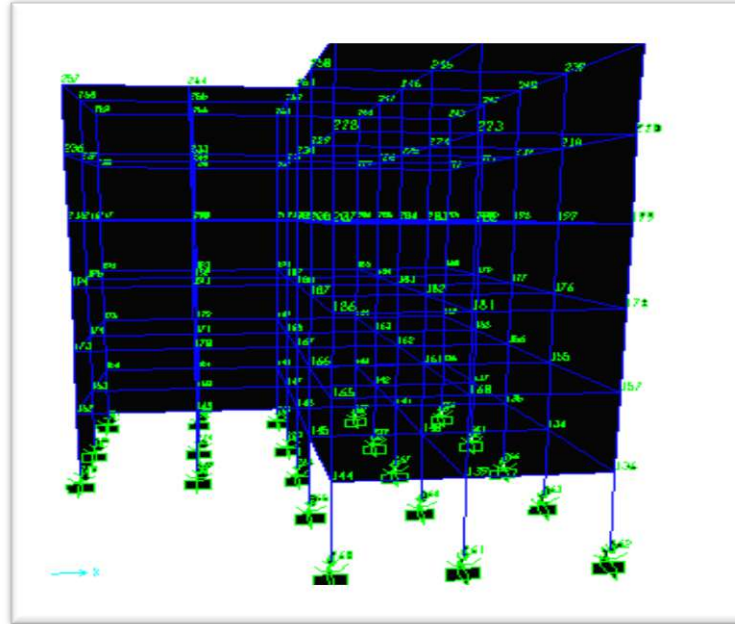


Figure 5.7. Vue 3D de la structure isolée.

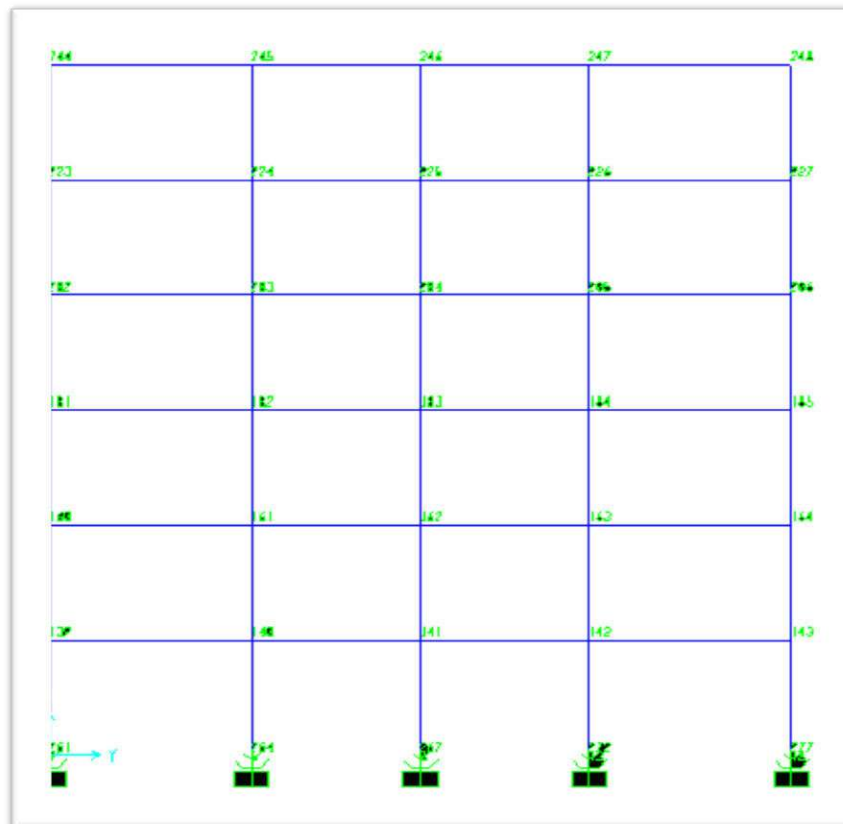


Figure 5.8. Vue 2D de la structure isolée

7.2.2. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000 de la structure encadrée et isolée

a) Variation des périodes

A partir des résultats d'analyse de logiciel, on a obtenu les périodes suivantes :

structure encadrée	0,68 s
structure isolée	2,33 s

Tableau 5.14. Périodes de la structure barre

b) Variation des déplacements (structure encadrée)

Les déplacements de chaque étage obtenu par la méthode d'analyse sont représentés comme suit :

Niveaux	Structure encadrée		Structure isolée	
	DEP. X	DEP. Y	DEP. X	DEP. Y
Niveau 01	0,029679	0,030135	0,001551	0,001531
Niveau 02	0,031004	0,031336	0,003569	0,003457
Niveau 03	0,031963	0,032216	0,005433	0,005191
Niveau 04	0,032694	0,032893	0,00816	0,007688
Niveau 05	0,033199	0,033368	0,00816	0,007688
Niveau 06	0,033481	0,033641	0,008866	0,008329

Tableau 5.15. Déplacements suivants X et Y (structure encadrée et isolée)

c) Variation de l'effort tranchant 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.

	Structure encadrée	Structure isolée
Effort tranchant (X)	789,272 KN	907,001 KN
Effort tranchant (Y)	789,835 KN	943,682 KN

Tableau 5.16. Variation des efforts tranchants suivants X et Y

Remarque :

- D'après les tableaux ci – dessus, on remarque que la structure équipé d'isolateur sismique subit un effort tranchant plus faible que celui du la structure à base fixe.

d) Participation massique (structure encadrée et isolée)

Modes	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY
Mode 01	0,83224	0,0007	0,75712	0,14867
mode 02	0,83295	0,83702	0,96403	0,88028
mode 03	0,83326	0,83724	0,98987	0,99128
mode 03	0,93598	0,83731	0,99889	0,99129
mode 04	0,93603	0,93846	0,99899	0,99614
mode 05	0,93606	0,93866	0,99902	0,99893
mode 06	0,97206	0,93866	0,99952	0,99911
mode 07	0,97208	0,97341	0,99968	0,99953
mode 08	0,97226	0,97389	0,99972	0,99954
mode 09	0,98959	0,97391	0,99972	0,99957
mode 10	0,98963	0,99033	0,99972	0,99957
mode 11	0,98977	0,99055	0,99972	0,99957

Tableaux 5.17. Participation massique suivants X et Y (structure encadrée et isolée)

- 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 encadrée au niveau au 3^{ème} mode suivant l'axe X et au 4^{ème} mode suivant l'axe Y.
- Et pour la structure isolée la participation massique atteint 90% de la masse totale au niveau 2^{ème} mode suivant l'axe X et au 3^{ème} mode suivant l'axe Y.

8. Conclusion

Dans ce chapitre, une description détaillée a donnée en ce qui concerne le dimensionnement des appuis parasismiques en particulier les pendules à friction. Deux applications numériques de deux structures ont été présentées. Le choix a été porté sur deux structures de différente forme (forme barre et forme en L) afin de bien maîtriser la méthode de calcul des appuis parasismique et comment choisir les types d'appuis. Une maîtrise est née à partir de ces deux applications numériques. Les paramètres de calcul ont été établis conformément au code parasismique UBC97. L'analyse dynamique du cas d'étude sera étayée par le travail présenté dans ce chapitre.

Chapitre 6,

**Analyse dynamique de la structure d'un hôtel:
Protection sismique par contreventement
traditionnel**

1. Introduction :

Pour évaluer la performance des structures isolées, ainsi que l'efficacité des systèmes d'isolation, une étude comparative entre le système encastéré et le système isolé de la même structure, doit être faite en terme de réponse en déplacements, déplacements inter étages, accélérations et efforts tranchants...etc.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connus (CBA93, DTR B.C.2.2 et RPA99 version 2003, UBC97) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier,...) et le dimensionnement.

2. Présentation du logiciel « SAP2000 » :

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures par éléments finis, spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des structures. Les calculs sous SAP2000 sont effectués sous actions statiques et dynamiques. SAP2000 permet le calcul et la vérification des sections d'aciers nécessaires à la résistance des pièces en béton armé, selon différentes règles internationales. Elle permet d'acquérir des connaissances dans le domaine du calcul statique et dynamique des structures en béton armé.



Figure 6.1. Interface du logicielSAP2000.

3. Présentation et description de l'ouvrage :

La structure étudiée objet de cette présente étude est un Hôtel composé de 2 sous-sol, un entresol, un rez-de-chaussée, 7 étages et une terrasse. Les plans architecturaux sont indiqués en annexe. La superstructure sera réalisée en béton armé. Elle présente une forme asymétrique, irrégulière en plan et en élévation. Il est à noter que cet hôtel n'est pas encore réalisé.

a) Situation du projet :

- L'ouvrage est considéré être implanté **Ain Témouchent cité akid outmani**. 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).

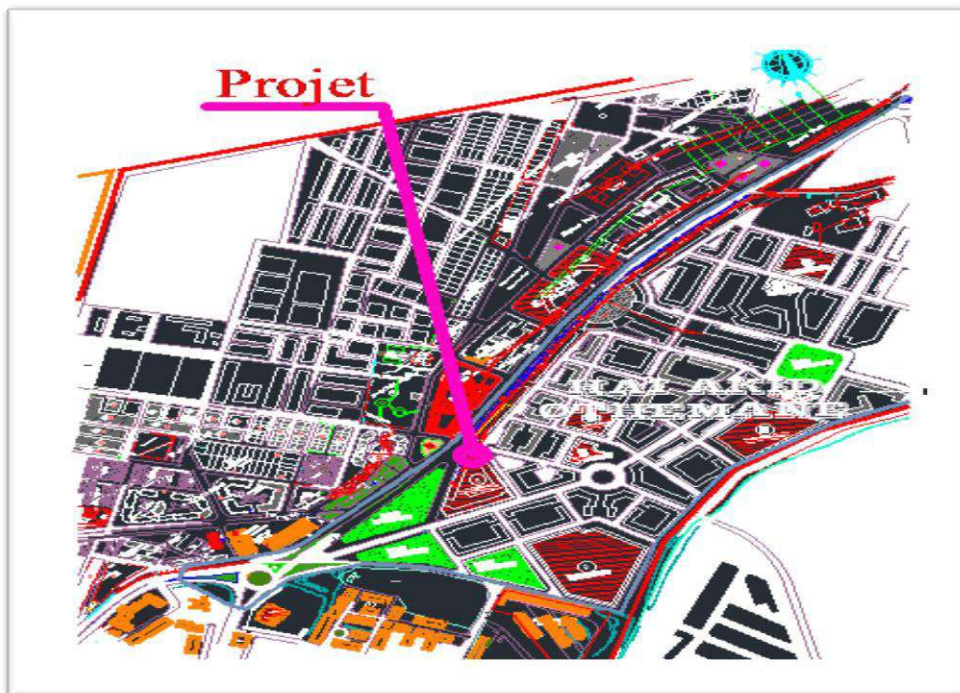


Figure 6.2. Plans de situation de l'ouvrage

b) Dimensions de l'ouvrage :

- Longueur totale : 26.07 m
- Largeur de la structure : 30.19 m
- Hauteur totale : 34 m

- Hauteur de 2 sous- sol : 3.06 m
- Hauteur de l'entre sol : 3.74 m
- Hauteur du RDC : 3.74 m
- Hauteur d'étage courant : 3.4 m

c)Description du bâtiment :

La conception architecturale du bâtiment obéit aux dix principes d'une conception parasismique qui sont :

- une structure qui n'été pas simple aux détails.
- Dans la vus en plan d'un hôtel, le principe de déformation se traduit par le choix de formes asymétriques.
- Dans la vue en élévation, le principe de déformations se traduit par un aspect aussi irrégulier que possible avec changement brusque de section.

4. Règlement utilisés :

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) a été effectué en respectant les exigences des règlements en vigueur (CBA93, BAEL91 modifié 99. Et RPA99 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.

5. Caractéristiques des matériaux

Deux matériaux sont essentiels utilisés à savoir le béton et l'acier, qui doivent répondre au règlement RPA99 version 2003[29], ainsi que les règles du béton armé aux états limites (CBA93, BAEL 91 modifié 99).

6. Evaluation de la force sismique :

Conformément au RPA99 version 2003

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \dots\dots\dots \text{Article (6.1)}$$

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 version 2003).

R : coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement. (Tableau 4-3 de RPA99 version 2003).

W : poids de la structure. (Article 4-5 de RPA99 version 2003).

7. Détermination des paramètres dynamiques :

a) 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 6.1. Coefficient d'accélération

b) Coefficient de comportement global de structure (R) :

En fonction du système de contreventement R=4 (portique contreventé par voiles d'après RPA99 version 2003).

c) Facteur de qualité (Q) :

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \text{la somme } Pq$.

P_q sont des pénalités à appliquer quand les conditions à vérifier ne sont pas observées (Tableau 6.2).

La structure étudiée présente les facteurs de qualité suivants :

$$Q_x = 1.15 \text{ et } Q_y = 1.15$$

Critère q	P_q	
	observé	N/observé
1-condition minimales sur les fils de contreventement.	0	0
2-Redondance en plan.	0.05	0.05
3-régularité en plan.	0.05	0.05
4-régularité en élévation.	0.05	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0

Tableau 6.2. Les pénalités du facteur de qualité.

d) Le pourcentage d'amortissement critique :

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

e) La période fondamentale :

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

$$T = C_t * h_n^{3/4} \dots \dots \dots (6.2)$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

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

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

Tableau 6.3. Valeurs du ξ (%)

$$T = Ct * hn^{3/4}$$

Sachant que $hn = 34m$; $C_t=0.05$ donc $T=0.70s$.

Suivant l'axe x-x :

$$T_x = \frac{0.09 * hn}{\sqrt{D_x}} \dots\dots\dots(6.3)$$

$$L_x=26.07 \quad \implies \quad T_x = \frac{0.09 * hn}{\sqrt{26.07}} = 0.59s$$

Suivant l'axe y-y :

$$T_y = \frac{0.09 * hn}{\sqrt{D_y}} \dots\dots\dots(6.4)$$

$$L_y=28.59 \text{ m} \quad \implies \quad T_y = \frac{0.09 * hn}{\sqrt{28.59}} = 0.57s$$

f) Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7 \dots\dots\dots(6.5)$$

Sachant que : $\xi = 10 \rightarrow \eta = 0.76 \rightarrow \eta > 0.7$

g) Facteur d'amplification dynamique moyenne :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \dots\dots\dots(6.6) \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Sens x :

$$T2 \leq T \leq 3s \rightarrow 0.5 \leq 0.59 \leq 3 \Rightarrow DX = 2.5\eta = 1.9$$

Sens-y :

$$T2 \leq T \leq 3s \rightarrow 0.5 \leq 0.57 \leq 3 \Rightarrow DY = 2.5\eta = 2.2$$

Alors : $D_X = 1.9$; $D_Y = 2.2$

h) Poids total de la structure sans voiles :

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

Avec :

$$W_i = WG + \beta W \dots\dots\dots (6.7)$$

Le poids total de la structure : $W_i = 3669.76$ Tonne

8. Le spectre de reponse :

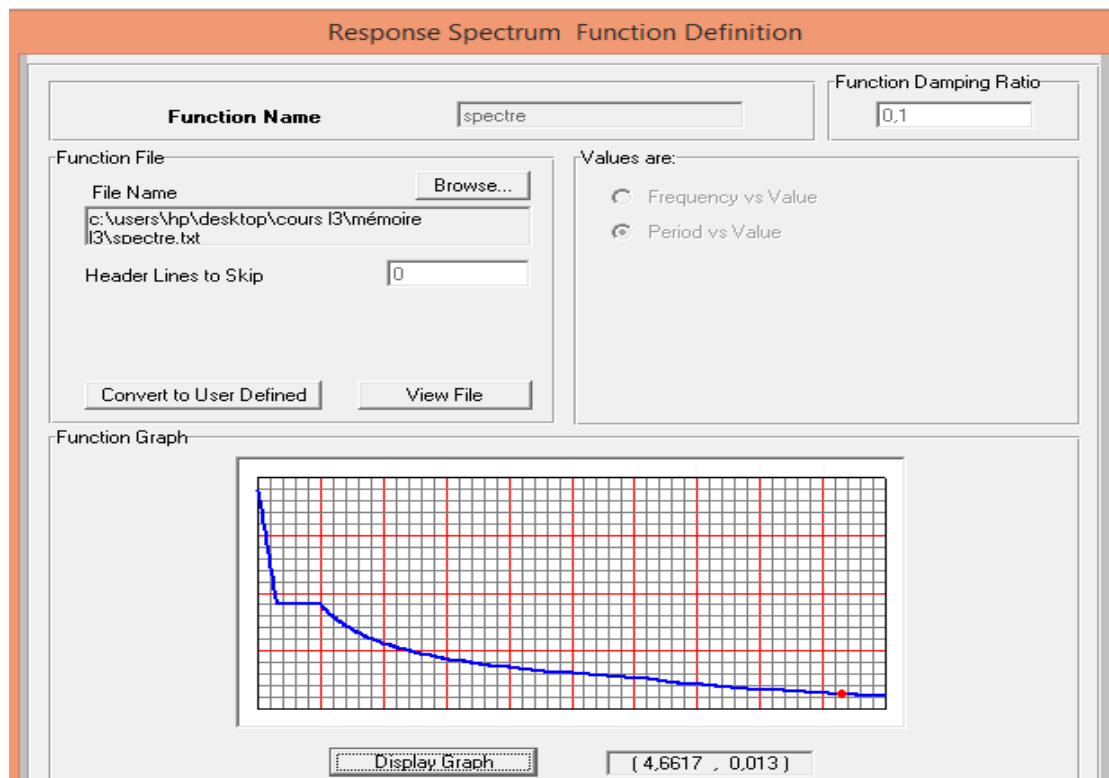


Figure 6.3. Spectre de reponse

9. Pré dimensionnement des éléments :

La structure est un hôtel à usage d'habitation en deux sous-sols et un entre sol et rez-de-chaussée +5 étages et une terrasse, le contreventement de l'hôtel est assuré dans les deux directions par de portique en béton armé :

- Dimensions en plan : $L_x=26.07$ m, $L_y=30.19$ m.
- Hauteur totale : $H = 34$ m.
- L'hôtel est implanté dans une zone sismicité moyenne (zone **II a**).

9.1. Pré dimensionnement de plancher

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. La hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante (BAEL 91mod 99) :

$$H_t \geq L_{\max}/22.5 \dots \dots \dots (6.8)$$

Avec:

H_t : hauteur totale du plancher.

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

$$H_t \geq 5.46/22.5 \implies h_t \geq 0.24$$

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

$$h = 20 \text{ cm}, h_0 = 5 \text{ cm}.$$

9.2. Pré dimensionnement des poutres :

En ce qui concerne les poutres, il est préférable de prévoir des poutres plutôt hautes carrelles sont plus économiques, plus facile à ferrailer et à bétonner tout en respectant les critères architecturaux. Il est aussi conseillé d'assurer au maximum que possible la continuité des poutres pour minimiser le ferrailage utilisé.

Les poutres utilisées seront de section rectangulaire Soient :

L : longueur de la portée maximale de la grande travée

h : hauteur de la poutre.

b : largeur d'une section rectangulaire

9.2.1. Poutre Principales (Porteuses) :

D'après CBA93 et BAEL91 modifié 99 :

- $L/15 \leq ht \leq L/10$ ht : hauteur de la poutre.
- $0,3ht \leq ht \leq 0,7 ht$ b : largeur de la poutre.

Avec : L est la portée maximale de poutre.

Nous avons : **L= 5.46 m.**

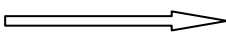
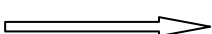
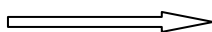
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 0.37 \leq ht \leq L/10 \end{array} \right. \dots\dots\dots (6.9)$$

On prend: **ht= 0.45 m**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3ht \leq b \leq 0,7ht \\ 0.15m \leq b \leq 0.35m \end{array} \right. \dots\dots\dots (6.10)$$

On prend : **b=0.35 m**

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

- b ≥ 20cm**  **b = 35cm >20cmVérifiée.**
- h ≥ 30cm**  **h = 45cm >30cmvérifiée.**
- h/b ≤ 4cm**  **h/b = 1,28 < 4cmvérifiée**

9.2.2. Poutres secondaires (chaînage) :

D'après CBA93 et BAEL91 modifié 99 :

- $L/12.5 \leq ht \leq L/10$ ht : hauteur de la poutre.
- $0,3ht \leq ht \leq 0,7 ht$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : $L = 5.46 \text{ m}$.

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10} \\ 43.7 \text{ cm} \leq 54.6 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots (6.11)$$

On prend : $ht = 45 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} 0.3ht \leq b \leq 0.7ht \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots (6.11)$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA 99.V2003** suivant :

$b \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée.

$h/b \leq 4 \text{ cm}$ \Rightarrow $h/b = 1,5 < 4 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée.

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

	b (cm)	h (cm)
Poutres principales	35	50
Poutres secondaires	30	45

Tableau 6.4. Pré-dimensionnement des poutres

9.2.3. 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 :

$$N \leq \alpha \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{Af \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (6.12)$$

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:

$$Br = (a - 2 \text{ cm}) \times (b - 2 \text{ cm}) \dots\dots\dots (6.13)$$

α:est coefficient qui dépende de l'élançement de l'élément poteau λ par la formule suivante :

Pour : λ < 50 on a α = $\frac{0.85}{\beta(\lambda)}$B.8.2.1 (CBA93)

Donc :

$$\beta(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots (6.14)$$

- Les résultats sont démontrés dans le tableau ci-dessous :

NIVEAU	n	S	Q	Nu (KN)	β	F _{bc}	γ	FE	B _r (m ²)	a (m)	Choix
SS2	9	25	1	2,25	1,2	14,17	1,15	400	0,144	0,400	55
SS1	8	25	1	2	1,2	14,17	1,15	400	0,128	0,378	55
ES	7	25	1	1,75	1,2	14,17	1,15	400	0,112	0,355	50
RDC	6	25	1	1,5	1,2	14,17	1,15	400	0,096	0,330	50
1 ^{ER}	5	25	1	1,25	1,2	14,17	1,15	400	0,080	0,303	45
2EME	4	25	1	1	1,2	14,17	1,15	400	0,064	0,273	45
3EME	3	25	1	0,75	1,2	14,17	1,15	400	0,048	0,239	40
4EME	2	25	1	0,5	1,2	14,17	1,15	400	0,032	0,199	40
5EME	1	25	1	0,25	1,2	14,17	1,15	400	0,016	0,146	40

Tableau 6.5. Choix des sections des poteaux

10.Descente des charges :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharge revenant à chaque élément porteur au niveau de plancher. Elle se devisée en deux charge :

➤ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, l'isolateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

➤ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale.»

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations .Les tableaux cités ci-dessous illustrent la descente des charges de la structure étudiée.

10.1. Charges permanentes :

10.1.1.Plancher étage courant :



Figure 6.4. Plancher étage courant

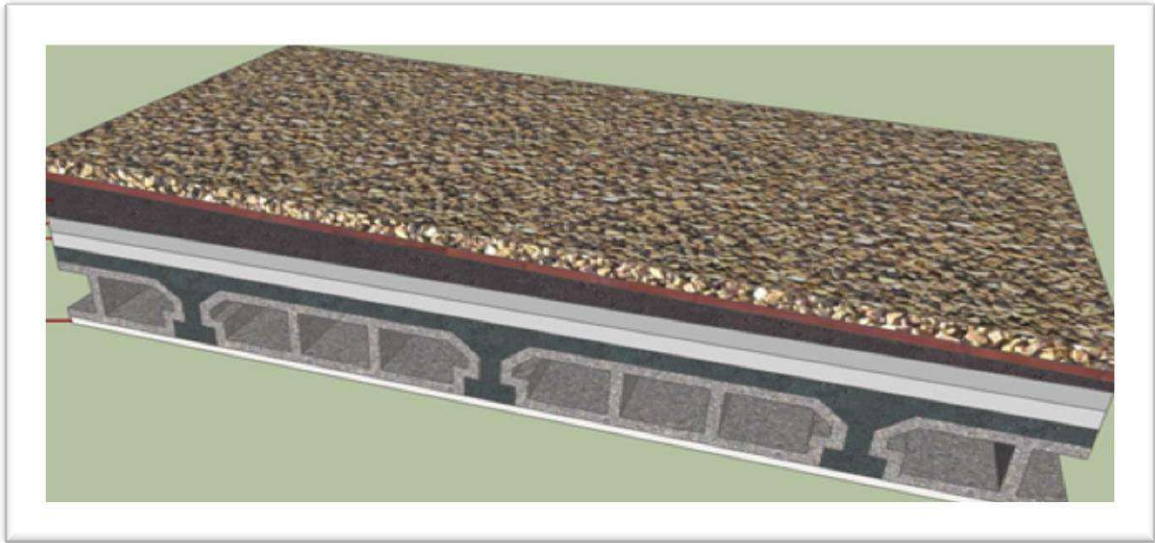
Désignation	Poids volumique [KN/m ³]	Epaisseurs [m]	Poids [KN/m ²]
Dalle de sol	22	0.015	0,33
Mortier de pose	20	0.025	0,5
Chape	24	0.05	1,2
Plancher 20+5			3,2
Enduit sous plafond	22	0.015	0,33
Charge permanente			5,56

Tableau 6.6. Descente des charges pour l'étage courant.

10.1.2. Plancher terrasse accessible :

Désignation	Epaisseurs [m]	poids volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
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
Charge permanente			6,31

Tableau 6.7. Descente des charges pour le plancher terrasse accessible.

10.1.3. Plancher terrasse inaccessible :*Figure 6.5 : Plancher terrasse inaccessible*

Les déferant couches	Epaisseurs [m]	Poids volumique [KN/m3]	Poids [KN/m2]
Gravier	0.05	20	1.00
Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
Forme de pente	0.10	22	2.20
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher corps creux			3.20
Enduits en ciment	0.015	22	0.33
Charge permanant			7.01

Tableau 6.8. Descente des charges pour le plancher terrasse inaccessible.

10.2. Les charges d'exploitation Q :

Planchers	Charges (KN/m ²)
Etage courant	1.5
Terrasse accessibles	1
Terrasse inaccessible	1
Balcon	3.5

11. Etude sismique de la structure contreventée par des voiles :

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.[30]

12. Définition des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimension 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 toutes la hauteur du bâtiment, continus des fondations jusqu'au sommet.

13. Modélisation :

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).

La vue en 3D de la structure modélisée est représentée dans la figure 6.6

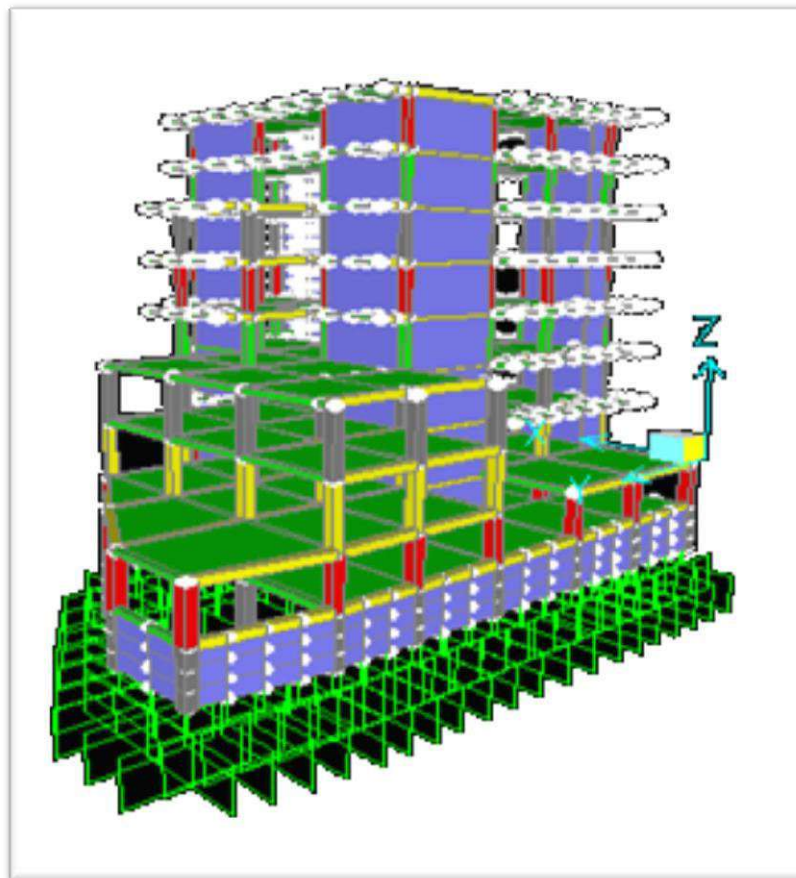


Figure 6.6. Vue en 3D du modèle e la structure de l'hôtel.

14. 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.

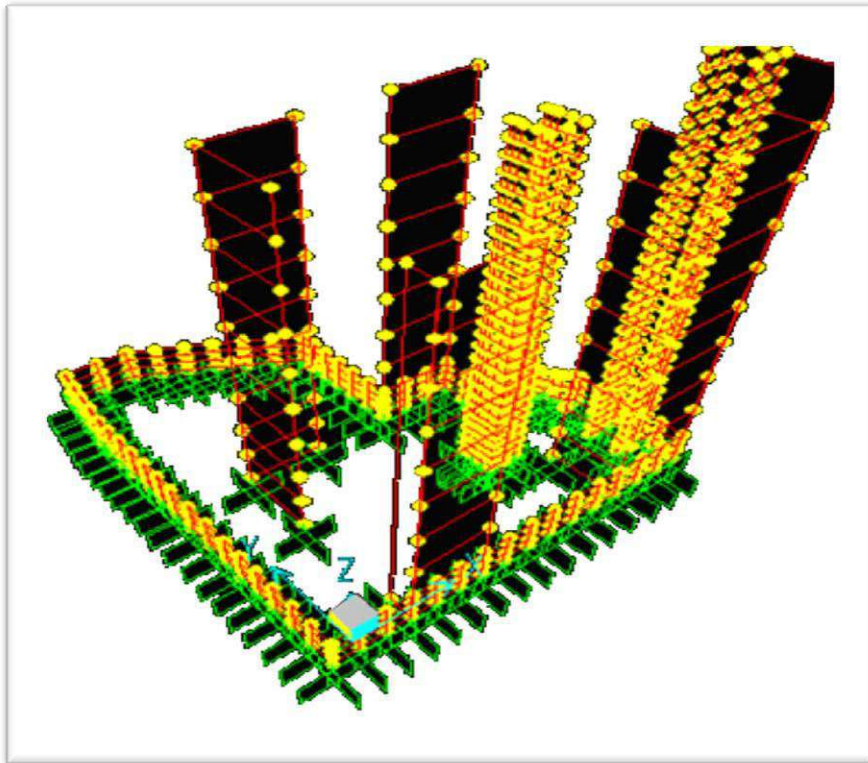


Figure 6.7. Position des voiles en 3D

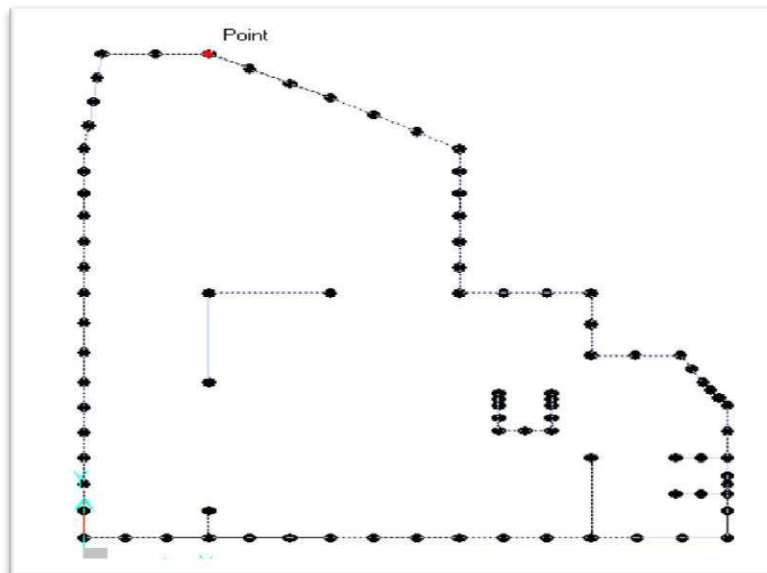


Figure 6.8. Position des voiles en 2D

15. Vérification suivant (RPA99 version 2003) :**15.1. Justification vis-à-vis de Pourcentage Des Modes :**

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

T dynamique		T statique	
xx	yy	Xx	yy
0.77000	0.69000	0.7791	0.7240

Tdynamique <= 1.30 Tstatique	Condition Vérifiée
--	---------------------------

Tableau 6.9. Vérification de la condition de la période fondamentale.

15.2. Justification vis-à-vis résultant de forces sismique de calcul :

Les prescriptions des RPA 99 version 2003 sont basées sur l'approche statique équivalente avec l'analyse dynamique autorisée pour obtenir une distribution améliorée de l'effort tranchant à la base sur la hauteur du bâtiment .L'analyse dynamique dans les RPA 99 version 2003. Il est Possible d'obtenir les efforts tranchant à la base sensiblement inférieure par l'analyse dynamique, selon les hypothèses faites dans les modèles de structures et les modèles de comportement ainsi que Les mouvements au sol utilisés. Les ingénieurs ont été découragés pour l'emploi de l'analyse dynamique comme moyen d'établir des efforts sismiques en raison de sa sensibilité aux Caractéristiques des mouvements au sol choisis et les hypothèses de calcul faites, qui dépendent à :

Méthodes	V _t Dynamique		V Statique		80% V Statique		Observation
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	
V à la base	3 755.85	4 138.47	3585.86	3585.86	2868.69	2868.69	Condition est vérifiée

Tableau 6.10. Résultats des forces sismiques

15.3. 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 : [29]

$$V = \frac{Nu}{B * f_{c28}} < 0.3 \dots \dots \dots (6.15)$$

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.

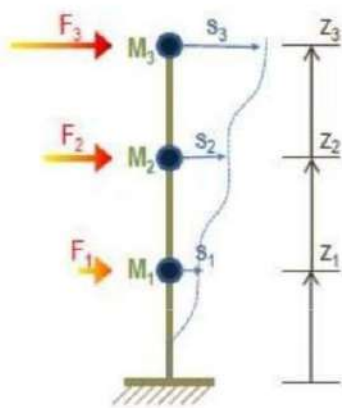
Niveau	N u(KN)	B(cm2)	f _{c28}	Sollicitations	Condition	
SS2	82,893	0,16	25	0,207	≤ 0,3	Vérifiée
SS1	20,451	0,16	25	0,051	≤ 0,3	Vérifiée
ES	10,886	0,16	25	0,027	≤ 0,3	Vérifiée
RDS	28,958	0,16	25	0,072	≤ 0,3	Vérifiée
01	26,447	0,2025	25	0,052	≤ 0,3	Vérifiée
02	30,248	0,2025	25	0,059	≤ 0,3	Vérifiée
03	126,092	0,25	25	0,201	≤ 0,3	Vérifiée
04	21,274	0,25	25	0,034	≤ 0,3	Vérifiée
05	70,207	0,3025	25	0,092	≤ 0,3	Vérifiée
Terrasse	171,367	0,3025	25	0,226	≤ 0,3	Vérifiée

Tableau 6.11. Vérification de la sollicitation normale.

15.4. Force sismique et distribution des forces à chaque niveau :

- **Distribution des forces sismique horizontales en élévation :**

- ✓ La forme du mode fondamental $s(x)$ dans chaque direction d'analyse horizontal est établi à l'aide de méthodes de dynamique des structures.
- ✓ Les effets de l'action sismique sont déterminés en appliquant, dans les deux modelées plans, des forces horizontales F_i à chaque étage de masse m_i [29]



$$F_i = F_b * \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j} \dots \dots \dots (6.16)$$

- **Distribution horizontale des forces sismique :**

Cet effort tranchant au niveau de l'étage K dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux l'élément vertical de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

$$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \dots \dots \dots (6.17)$$

Niveau	m (t)	Hk(m)	m*Hk	ξ (m*Hk)	m*Hk / ξ (m*Hk)	V statique (T)		Fk(Kn)	
						xx	Yy	Xx	yy
1	469.183	3.06	1435.701	54030.29	0.027	232.870	256.770	61.88	68.23
2	652.099	6.12	3990.847		0.074			172.01	189.66
3	389.579	9.86	3841.244		0.071			165.56	182.55
4	553.912	13.60	7533.201		0.139			324.68	358.00
5	330.314	17.00	5615.342		0.104			242.02	266.86
6	396.022	20.40	8078.843		0.150			348.20	383.93
7	357.481	23.80	8508.049		0.157			366.70	404.33
8	290.216	27.20	7893.868		0.146			340.22	375.14
9	211.559	30.60	6473.693		0.120			279.02	307.65
10	19.397	34.00	659.5062		0.012			28.42	31.34

Tableau 6.12. Force sismique de chaque niveau.

15.5. Calcul des Déplacements entre les étages :

Les résultats obtenus par l'analyse dynamique, en termes de déplacement inter étage suivant les deux sens de l'excitation sismique :

Suivant l'axe (x) :

Niveau	Diaphragme	U _x (m)	Rδk(m)	hk(T)	1%.hk(m)	Observassions
1	D1	0.000103	0.000410	3.060	30.6000	Condition est vérifiée
2	D2	0.002872	0.011076	3.060	0.0306	Condition est vérifiée
3	D3	0.007435	0.018253	3.740	0.0374	Condition est vérifiée
4	D4	0.012493	0.020231	3.740	0.0374	Condition est vérifiée
5	D5	0.017500	0.020030	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
6	D6	0.022199	0.018794	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
7	D7	0.026707	0.018033	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
8	D8	0.030480	0.015092	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
9	D9	0.0336689	0.013	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
10	D10	0.036292	0.010	3.400	0.0340	Condition est vérifiée

*Tableau 6.13. Déplacement suivant l'axe X***Suivant l'axe (Y) :**

Niveau	Diaphragme	U _x (m)	Rδk(m)	hk(T)	1%.hk(m)	Observassions
1	D1	0.001009	0.00404	3.060	0.0306	Condition est vérifiée
2	D2	0.001185	0.00071	3.060	0.0306	Condition est vérifiée
3	D3	0.002958	0.00709	3.740	0.0374	Condition est vérifiée
4	D4	0.005271	0.00925	3.740	0.0374	Condition est vérifiée
5	D5	0.007771	0.01000	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
6	D6	0.010468	0.01079	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
7	D7	0.013303	0.01134	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
8	D8	0.016120	0.01127	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
9	D9	0.0188392	0.011	3.400	0.0340	Condition est vérifiée
10	D10	0.0187208	0.000	3.400	0.0340	Condition est vérifiée

Tableau 6.14. Déplacement suivant l'axe Y

15.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (d'après RPA99 version 2003) :

$$\theta = P_k * \Delta_K / V_K * h_K \leq 0.10 \dots\dots\dots (6.18)$$

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

$$\sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi}) \dots\dots\dots (6.19)$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k" .

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i \dots\dots\dots (6.20)$$

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

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Suivant l'axe (x) :

Niveau	Pk (t)	Pt (t)	Δk(m)	Vk(Kn)	hk(m)	θk
1	3669.76	469.18	0.0004	61.88	3.06	0.00795
2	3200.58	652.10	0.0111	172.01	3.06	0.06735
3	2548.48	389.58	0.0183	165.56	3.74	0.07513
4	2158.90	553.91	0.0202	324.68	3.74	0.03597
5	1604.99	330.31	0.0200	242.02	3.40	0.03907
6	1274.67	396.02	0.0188	348.20	3.40	0.02024
7	878.65	357.48	0.0180	366.70	3.40	0.01271
8	521.17	290.22	0.0151	340.22	3.40	0.00680
9	230.96	211.56	0.0128	279.02	3.40	0.00311
10	19.40	19.40	0.0105	28.42	3.40	0.00211
θk≤0.1	Donc	Effets P-Δ Peuvent être négligés				

Tableau 6.15.L'effet P-Δ suivante l'axe X.

Suivant l'axe (Y) :

Niveau	Pk (t)	Pt (t)	Δk (m)	Vk (Kn)	Hk (m)	θ_k
1	3669.76	469.18	0.0040	68.23	3.06	0.070941
2	3200.58	652.10	0.0007	189.66	3.06	0.003891
3	2548.48	389.58	0.0071	182.55	3.74	0.026471
4	2158.90	553.91	0.0093	358.00	3.74	0.014918
5	1604.99	330.31	0.0100	266.86	3.40	0.017686
6	1274.67	396.02	0.0108	383.93	3.40	0.010535
7	878.65	357.48	0.0113	404.33	3.40	0.007248
8	521.17	290.22	0.0113	375.14	3.40	0.004604
9	230.96	211.56	0.0109	307.65	3.40	0.002402
10	19.40	19.40	0.0005	31.34	3.40	0.000086
$\theta_k \leq 0.1$ Donc Effets P-Δ Peuvent être négligés						

*Tableau 6.16.L'effet P- Δ suivant l'axe Y.***15.7. Justification vis à vis de renversement :**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. [29]

Suivant l'axe (x) :

Niveau	Wt (T)	Wk (T)	hk(T)	Wi*hi	Fkx(T)	Fkx.hk	bi(m)	Wk.bi
1	3669.76	469.18	3.06	1435.7	6.188	18.93	4.82	2263.34
2	3200.58	652.10	6.12	3990.8	17.201	105.27	4.82	3145.73
3	2548.48	389.58	9.86	3841.2	16.556	163.24	4.82	1879.33
4	2158.90	553.91	13.60	7533.2	32.468	441.57	4.82	2668.19
5	1604.99	330.31	17.00	5615.3	24.202	411.44	4.82	1591.12
6	1274.67	396.02	20.40	8078.8	34.820	710.32	4.82	1907.64
7	878.65	357.48	23.8	8508.0	36.670	872.74	4.82	1721.99
8	521.17	290.22	27.2	7893.9	34.022	925.41	4.82	1397.97
9	230.96	211.56	30.6	6473.7	27.90	853.79	4.82	1019.0778
10	19.40	19.40	34	659.5	2.84	96.64	4.82	93.436505
		3669.76	34.00	54030.29		4599.34		17687.82
		$\sum Fkx.hk=$		4599.34	Renversement Suivant XX Est Vérifiée			
$\sum Wk \times bk \geq \sum Fk \times hk$								
		$\sum Wk.bi =$		17687.82				

Tableau 6.17. Justification au renversement suivant l'axe X.

Suivant l'axe Y :

Niveau	Wt(T)	Wk(T)	hk(T)	Wi*hi	Fky(T)	Fky.hk	bi(m)	Wk.bi
1	3669.76	469.18	3.06	1435.70	6.82	20.88	9.80	4598.00
2	3200.58	652.10	6.12	3990.85	18.97	116.07	9.80	6390.57
3	2548.48	389.58	9.86	3841.24	18.25	179.99	9.80	3817.87
4	2158.90	553.91	13.60	7533.20	35.80	486.88	9.80	5428.34
5	1604.99	330.31	17.00	5615.34	26.69	453.66	9.80	3237.08
6	1274.67	396.02	20.40	8078.84	38.39	783.22	9.80	3881.01
7	878.65	357.48	23.80	8508.05	40.43	962.31	9.80	3503.31
8	521.17	290.22	27.20	7893.87	37.51	1020.39	9.80	2844.11
9	230.96	211.56	30.60	6473.69	30.77	941.41	9.80	2073.27
10	19.40	19.40	34.00	659.51	3.13	106.56	9.80	190.09
		3438.81	34.00	54030.29		5071.38		35963.66
		$\sum Fkx.hk=$		5071.38	Renversement Suivant YY Est Vérifiée			
$\sum Wk \times bk \geq \sum Fk \times hk$								
		$\sum Wk.bi =$		35963.66				

Tableau 6.18. Justification au renversement suivant l'axe Y.

16. Résultats obtenus à partir du logiciel SAP 2000 :**16.1. Période de la structure encastrée :**

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

T = 0.60s

16.2. 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)
SS2	5,87	0,457
SS1	2,344	1,201
ETRS	5,992	2,965
RDC	9,892	5,219
Niveau01	13,716	7,631
Niveau02	17,29	10,235
Niveau03	20,747	12,985
Niveau04	23,688	15,737
Niveau05	26,181	18,413

Tableau 6.19. Déplacements des plancher suivant X et Y

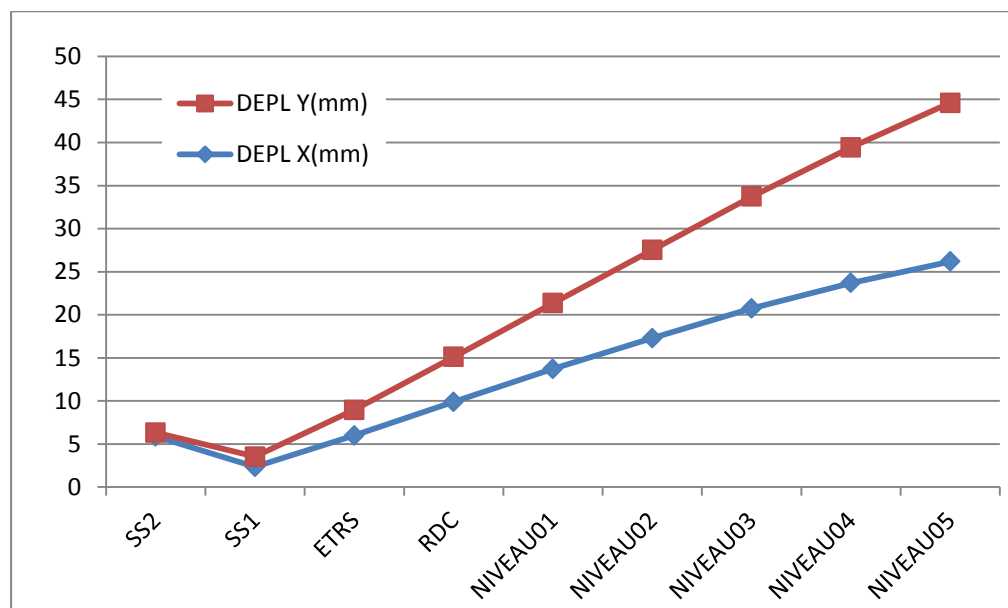


Figure 6.9. Déplacements des planchers suivant X et Y

- D'après la figure, 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.

16.3. Variation de l'effort tranchant à la base :

La variation de l'effort tranchants est montrés dans le tableau suivant, à partir de laquelle, on voit que la valeur maximale atteinte est de l'ordre 4138.47 KN dans le sens Y et de l'ordre 3755.85 KN dans le sens X. la différence entre ces deux valeurs peut être expliquée par les rigidités structurelles attribuées à chaque sens.

Structure Encastree			
Effort Tranchant X		Effort Tranchant Y	
3755,85	KN	4138,47	KN

Tableau 6.20. Effort tranchant à la base suivant X et Y.

16.4. Variation des accélérations :

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

Niveaux	ACCEL(X)	ACCEL(Y)
SS2	0,11g	0,12g
SS1	0,15g	0,15g
ETRS	0,165g	0,17g
RDC	0,18g	0,183g
Niveau01	0,17g	0,18g
Niveau02	0,18g	0,176g
Niveau03	0,18g	0,17g
Niveau04	0,19g	0,19g
Niveau05	0,28g	0,26g
Terrasse	0,44g	0,52g

Tableau 6.21. Accélération suivant X et Y

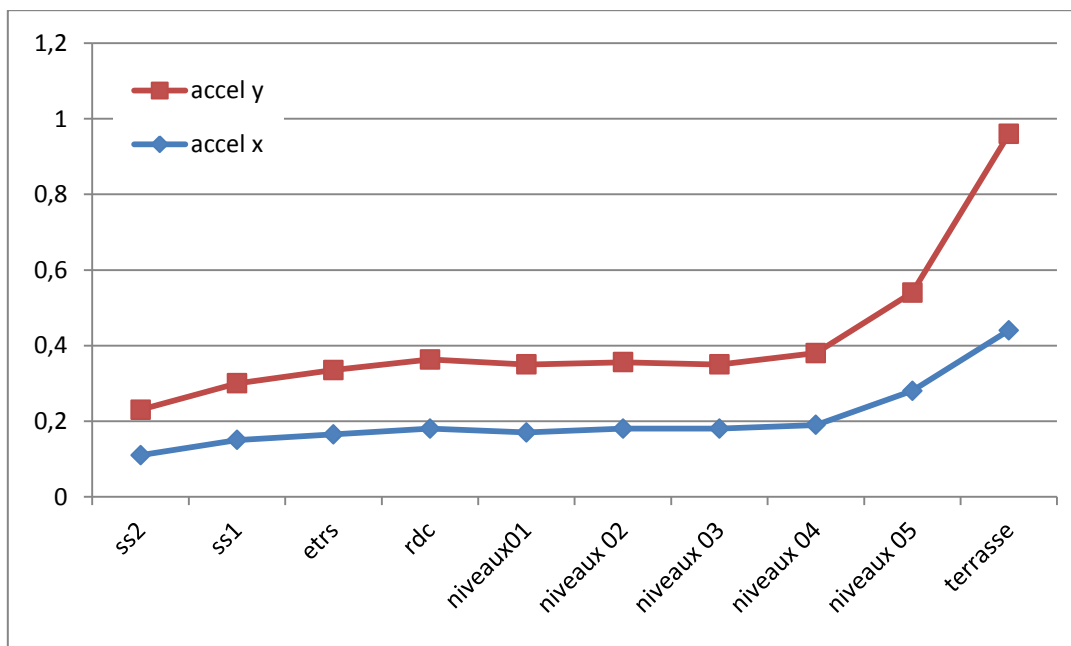


Figure 6.10. Accélération suivant X et Y.

Remarque :

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

16.5. 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	0,00509	0,58867
Mode 02	0,59179	0,59333
Mode 03	0,59702	0,59612
Mode 04	0,59703	0,76419
Mode 05	0,78688	0,76488
Mode 06	0,78967	0,77782
Mode 07	0,78981	0,77804
Mode 08	0,78982	0,77805
Mode 09	0,78982	0,77831
Mode 10	0,78983	0,77882
.	.	.
.	.	.
.	.	.
.	.	.
Mode 114	0,87926	0,8913
Mode 115	0,88532	0,89145
Mode 116	0,89263	0,89147
Mode 117	0,95685	0,89161
Mode 118	0,95685	0,96013

Tableau 6.22. 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 117^{ème} mode suivant l'axe X et au 118^{ème} mode suivant l'axe Y.

17. Conclusion :

Durant ce chapitre on a fait un pré dimensionnement et la modélisation des éléments structuraux d'un hôtel à 2 sous-sol + 7 niveaux + terrasse, tout-en respectant les normes et les conditions des codes de calcul cités auparavant (CBA93, BAEL 91 et RPA 99 version 2003).

Par la suite, on va entamer la modélisation et des vérifications suivant RPA 99 version 2003 (effet P-delta, renversements.....etc.) et l'analyse dynamique qui donne des résultats de variation de la période ,déplacements, participation massique et accélération ...etc.

Chapitre 7.

**Analyse dynamique de la structure d'un hôtel :
Protection sismique par isolation à la base**

1. Introduction :

Pour évaluer la performance des structures isolées, ainsi que l'efficacité des systèmes d'isolation, une comparaison entre la structure encastree, et structure isolée doit être faite en termes de réponse en déplacements relatifs, accélérations et efforts tranchants.

Cette comparaison est faite à l'aide d'un même programme numérique d'analyse dynamique des structures, en l'occurrence le logiciel SAP2000.

Ce type d'appuis (isolateur à friction) comporte une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule.

2. Les codes parasismiques :

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.

Les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 décrivent les principes généraux de conception et de calcul requis pour l'étude des ouvrages résistants aux séismes. Ces règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux ouvrages importants tels que les ponts, barrages, grands réservoirs de stockage ou bâtiments de très grande hauteur. De même, le code ne donne aucune indication sur le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques. Pour cette raison on doit recourir à d'autres règlements mondiaux pour mener des calculs sur les structures isolées. Parmi les codes les plus connus dans le monde, on a choisi les codes américains (UBC-97 et IBC-2000) pour la suite de notre étude.

Le code UBC97 (the Uniform Building Code) exige que le système d'isolation doive être stable pour le déplacement requis, et avoir des propriétés qui ne se dégradent pas sous le chargement cyclique répété. Le concept de 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.

3. Modélisation :

Notre travail dépend du fonctionnement d'isolateur à friction qui est un des systèmes d'isolation à la base les plus récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Il est constitué d'une surface sphérique d'acier inoxydable et d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de Téflon. Le système FPS est composé d'un mécanisme de reconstitution basé sur sa géométrie concave.

Les FPS travaillent sur le principe qu'un pendule simple, lors d'un tremblement de terre le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave faisant déplacer la structure de petits mouvements harmoniques et augmentant la période normale de la structure afin d'éviter les forces de tremblements de terre les plus fortes, Ils réduisent les charges latérales et les mouvements de vibration transmise à la structure et peuvent protéger les structures et leur contenu pendant des séismes forts.

On a choisit cet isolateur parce qu'il donne des meilleurs résultats.

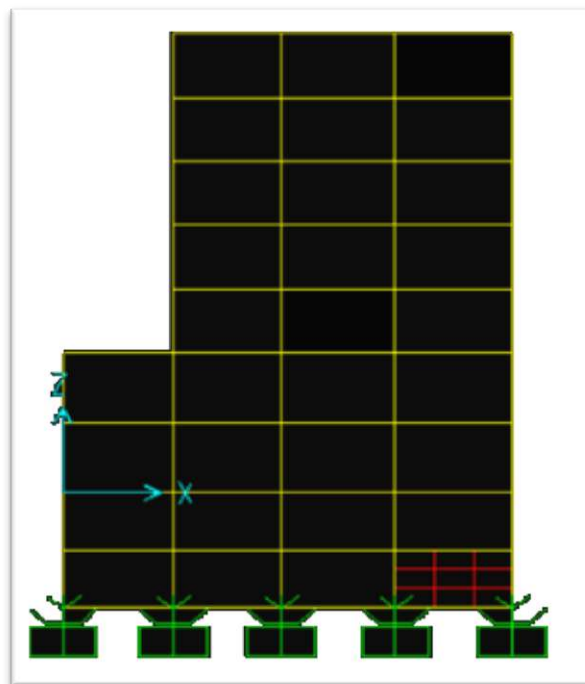


Figure 7.1. Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 2D)

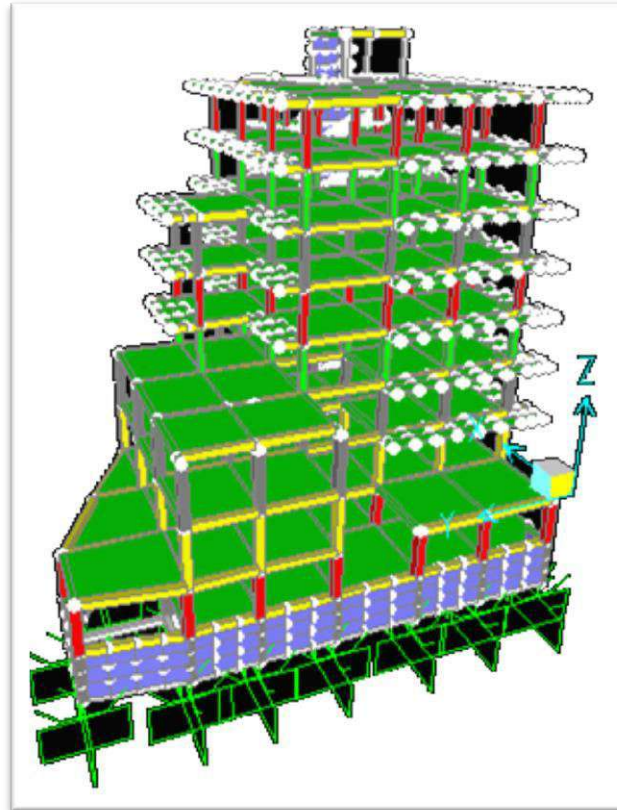


Figure7.2.Modélisation en SAP2000 de la structure isolée (vue 3D)

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

4.1. La période

La période de conception du système d'isolation (T_D) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à 3 fois T . $\rightarrow T = 0.60s$

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

Alors:

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

$$\rightarrow T_D = 1.8s$$

$$\rightarrow T_D \approx 2s$$

4.2. Calcul le rayon de la sphère:

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

$$R = 9.81 \times \left(\frac{2}{2\pi}\right)^2 = 0.995\text{m}$$

4.3. La rigidité effective K_{eff}

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

La charge verticale W supportée par l'appui 1 est égale à : 2380.903 KN.

$$K_{eff} = \frac{2712.913}{0.995} + 0.07 \frac{2712.913}{0,11442148} = 4386.31729\text{KN/m}$$

L'APPUI	W (KN)	K_{eff} (KN/m)
Type 1	2712,913	4386,31729
TYPE 2	932,17	1507,15979
TYPE 3	345,962	559,361506
TYPE 4	1636,049	2645,212
TYPE 5	440,696	712,530215

Tableau7.1. Poids et coefficient d'amortissement effectif

4.4. Calcul du déplacement horizontal de conception

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

μ :est choisi dans notre exemple égal à 0.07

D :est calculé selon le code UBC 97 :

Avec :

$$C = Z N S_{III} \dots \dots \dots 7.5$$

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

$$\rightarrow C = 0.345$$

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

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

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

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

Alors :

$$D = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \times 0.345 \times 2}{1.5} = 0,11442148$$

Correction du ε_{eff} (l'amortissement effectif) de l'appui :

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

$$\varepsilon_{eff} = 24\%$$

4.5. Déplacement vertical de l'appui δ_V

$$\delta_V = \frac{D}{2 * R} \dots \dots \dots (7.7)$$

$$\delta_V = \frac{0,11442148^2}{2 \times 0.995} = 0.00651321m$$

4.6. Diamètre d de la surface sphérique

$$d > 2 \times D \dots \dots \dots 7.8$$

$$\rightarrow d > 2 \times 0,11442148$$

Donc $d = 25cm$

4.7. La vérification de la condition de recentrage de la structure

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

$$\rightarrow \frac{0,11442148}{0,995} = 0.115 \geq \mu \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Les dimensions d'appuis sont :

$$R = 0.995 \text{ m}$$

$$\delta v = 0,00651321 \text{ m}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

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)	ξ_{eff} (%)	δv (m)	d (cm)
Type 1	2	0,995	0,07	0,114	2712,913	2318,293	24%	0,006	25
Type 2	2	0,995	0,07	0,114	932,17	796,576	24%	0,006	25
Type 3	2	0,995	0,07	0,114	345,962	295,638	24%	0,006	25
Type 4	2	0,995	0,07	0,114	1636,049	1398,07	24%	0,006	25
Type 5	2	0,995	0,07	0,114	440,696	376,592	24%	0,006	25

Tableau 7.2. Dimensions des appuis isolés

4.8. Le choix des types d'appuis

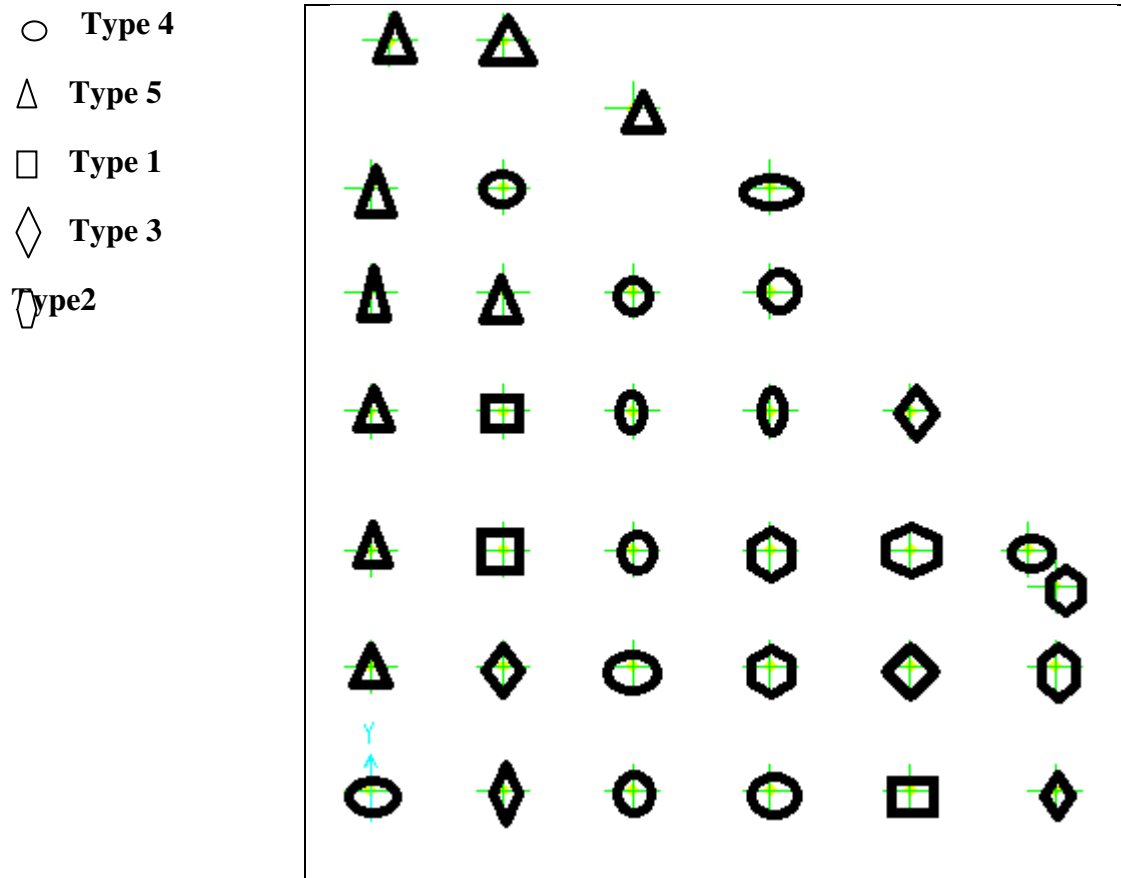


Figure 7.3. Types d'appuis considérés.

5. Résultats obtenus à partir du logiciel sap 2000 :

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 :

$$T = 4.3s$$

5.2. Variation du déplacement de chaque plancher

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

Niveaux	DEP X (mm)	DEPL Y (mm)
SS2	3,550	0,597
SS1	2,470	0,794
ETRS	1,840	0,907
RDC	1,290	0,888
Niveau 01	0,829	0,813
Niveau 02	0,661	0,686
Niveau 03	0,230	0,489
Niveau 04	0,100	0,272
Niveau 05	0,041	0,092

Tableau 7.3. Déplacement des plancher suivants X et Y

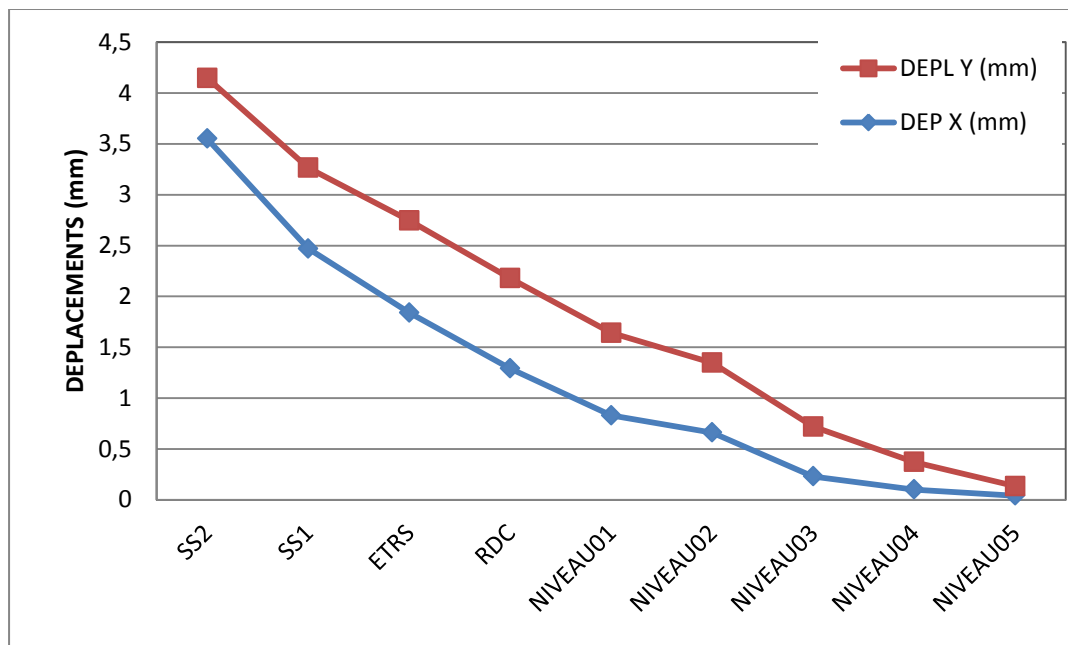


Figure 7.4. Déplacements des planchers suivant X et Y

Remarque :

Les déplacements diminuent suivants les niveaux de SS2 jusqu'aux derniers niveaux (presque nulle). On note que la variation des déplacements du dernier niveau est de 60% suivant l'axe x et 103% suivant l'axe y.

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	
222,083	KN	173,208	KN

Tableau7.5. Effort tranchant à la base suivant X et Y**5.4. Variation des accélérations**

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 0.023g dans le sens X et de l'ordre 0.025g dans le sens Y. cette différence en accélérations dans les deux sens n'est pas aussi importante.

Niveaux	ACCEL (X)	ACCEL (Y)
SS2	0,019g	0,023g
SS1	0,024g	0,023g
ETRS	0,021g	0,024g
RDC	0,021g	0,023g
Niveau 01	0,02g	0,023g
Niveau 02	0,022g	0,025g
Niveau 03	0,022g	0,024g
Niveau 04	0,023g	0,025g
Niveau 05	0,022g	0,025g
Terrasse	0,023g	0,025g

Tableau7.6. Accélération suivant X et Y

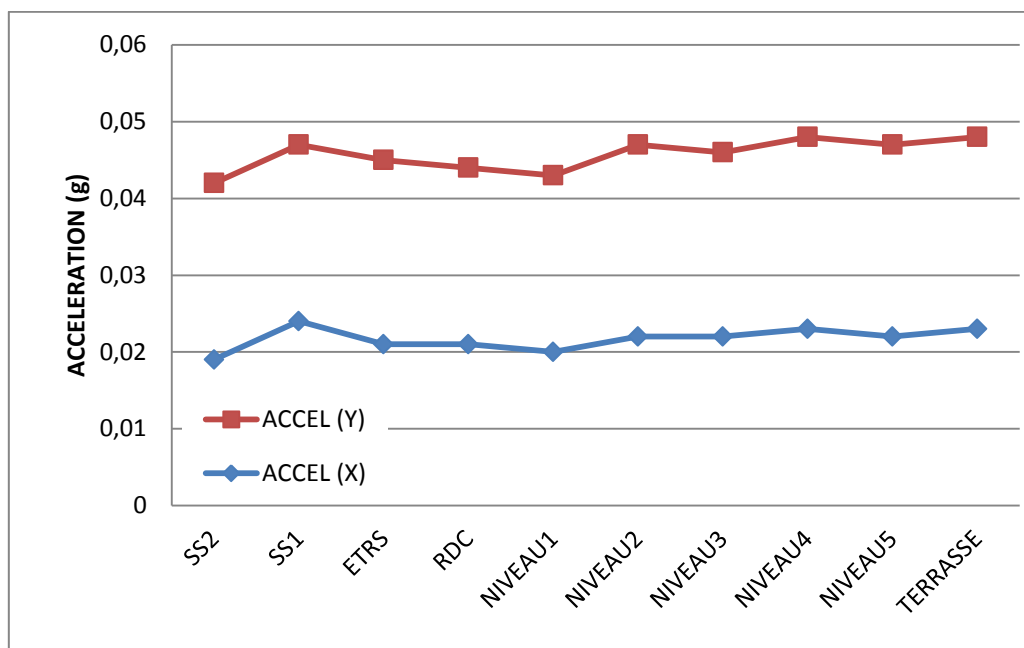


Figure7.5. Accélération suivant X et Y

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^{ème} mode suivant l'axe X et au 3^{ème} mode suivant l'axe Y.

modes	Sum UX	Sum UY
Mode 01	5,087E-06	0,74734
Mode 02		
Mode 03	0,99916	0,74735
Mode 04	0,99918	0,99936
Mode 05	0,99919	0,99987
Mode 06	0,99999	0,99987
Mode 07	0,99999	0,99999
Mode 08	0,99999	0,99999
Mode 09	0,99999	0,99999
Mode 10	0,99999	0,99999
Mode 11	0,99999	0,99999
Mode 12	0,99999	1

Tableau7.7. Participation massique de la structure isolée

6. Conclusion partielle :

Au niveau de cette partie, l'analyse dynamique de la structure étudiée par isolation à la base a été réalisée. En se basant sur le code parasismique américain (UBC 97), la méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques et la procédure d'analyse dynamique des structures à base isolée ont été établies. La détermination exacte du comportement sismique des structures n'est pas du tout facile, mais pour avoir des bonnes approches sur leur comportement il faut un dimensionnement des appuis parasismique exact ainsi une bonne quantification de l'intensité sismique et une bonne modélisation des structures à analyser.

6. Etude comparative de la protection sismique de la structure par contreventement traditionnel et par isolation à la base

L'étude comparative des réponses dynamiques (en déplacement, accélérations et efforts tranchants) entre la structure contreventée par des voiles en béton armé et la même structure isolée à la base, nous permet de déterminer le degré d'efficacité du système d'isolation à la base et d'évaluer la performance de ces structures. Il est à

noter que les structures contreventées par des voiles peuvent être nommées également structures à base fixe ou encastree à la base.

6.1. Comparaison des périodes fondamentales

Les résultats illustrés ci-dessous dans le tableau (7.6) représentent la comparaison entre la période pour la structure à base fixe et celle isolée à la base.

Période structure encastree	Période structure isolé
0.602 s	0.480 s

Tableau 7.8. Comparaison des périodes fondamentale

- Les périodes sont importantes et les pulsations sont réduites pour les différents modes de la structure à base isolée comparé à celles ayant une base fixe.
- Le système d'isolation ramène la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour une structure encastree. La souplesse de la structure isolée (due au rallongement de la période) est obtenue par l'introduction des isolateurs entre la fondation et la superstructure. On constate que ce système d'isolation a pour effet d'assouplir La structure.

6.2. Comparaison des déplacements

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 (mm)	DEP X (mm)
SS2	5,87	3,55
SS1	2,344	2,47
ETRS	5,992	1,84
RDC	9,892	1,29
Niveau 01	13,716	0,829
Niveau 02	17,29	0,661
Niveau 03	20,747	0,23
Niveau 04	23,688	0,1
Niveau 05	26,181	0,041

Tableau 7.9. Déplacements de la structure contreventée par des voiles et celle isolée à la base suivant X.

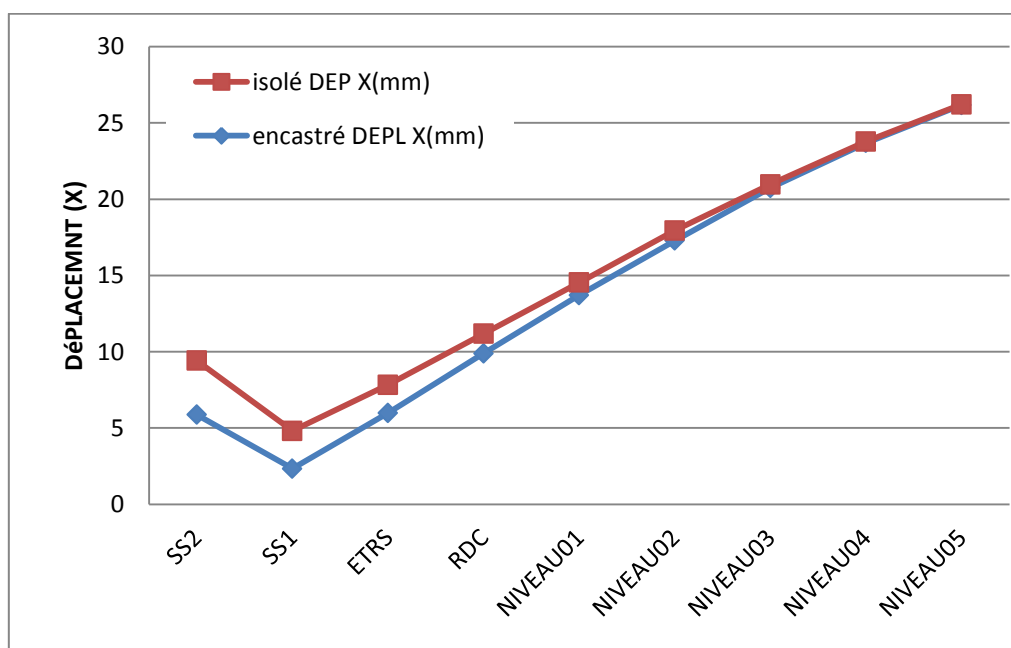


Figure7.6. Comparaison des déplacements de la structure contreventée par des voiles et celle isolée à la base suivant X.

b) Suivant Y :

	Structure encastrée	Structure isolée
	DEPL Y (mm)	DEPL Y (mm)
SS2	0,457	0,597
SS1	1,201	0,794
ETRS	2,965	0,907
RDC	5,219	0,888
Niveau 01	7,631	0,813
Niveau 02	10,235	0,686
Niveau 03	12,985	0,489
Niveau 04	15,737	0,272
Niveau 05	18,413	0,092

Tableau 7.10. Déplacements de la structure contreventée par des voiles et celle isolée à la base suivant Y.

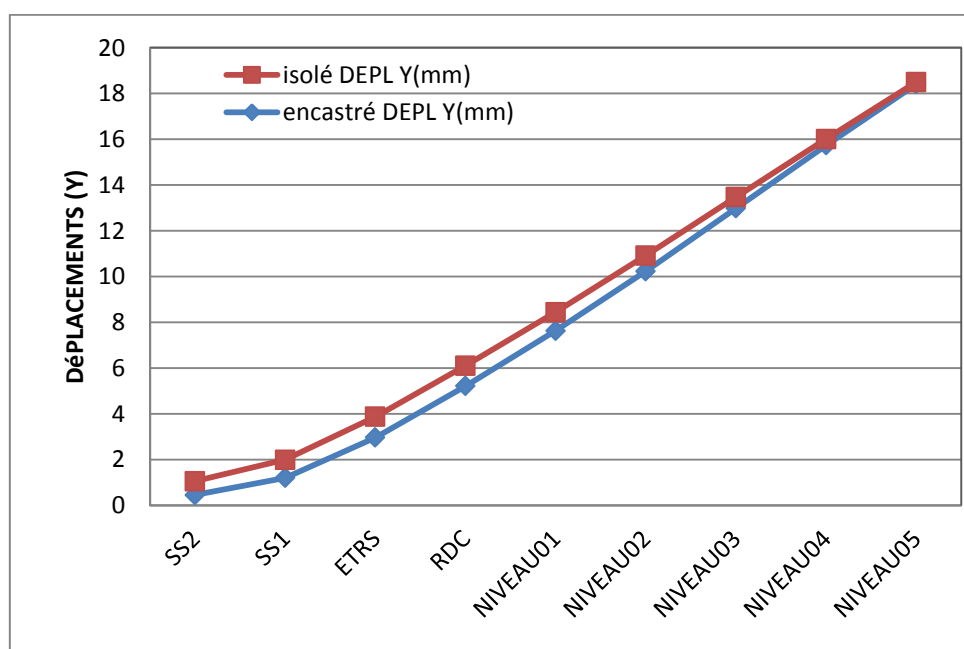


Figure 7.7. Comparaison des déplacements de la structure contreventée par des voiles et celle isolée à la base suivant Y.

- Les réponses en déplacements des différents niveaux des structures (à base fixe/base isolée) sont présentées au (tableau 7.6 et 7.7) .la comparaison de ces résultats nous montre que le système d'isolation a fait diminuer le

déplacement des étages 60% suivant le sous-sol, et 15% suivant le dernier niveau (direction X). et le déplacement décroissant 50% suivant le dernier niveau.

- Le déplacement de la structure isolé est presque nul.

6.3. Comparaison des efforts tranchants

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
3755,85 KN	222,083 KN

Tableau 7.11. Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens X

b) **Suivant Y :**

Structure Encastrée	Structure Isolée
Effort Tranchant X	Effort Tranchant X
4138.47 KN	173.208 KN

Tableau 7.12. Comparaison des efforts tranchants à la base suivant le sens Y

D'après les tableaux ci – dessus, on remarque que la structure équipé d'isolateur sismique subit un effort tranchant près de (6% suivant X et 4% suivant Y) plus faible que celui du la structure à base fixe.

Donc ; le système d'isolation réduit considérablement l'effort tranchant à la base. Ceci est dû à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.

6.4. Comparaison des accélérations

	Structure Encastrée	Structure Isolée
Niveaux	ACCEL (X)	ACCEL(X)
SS2	0,11g	0,019g
SS1	0,15g	0,024g
ETRS	0,165g	0,021g
RDC	0,18g	0,021g
Niveau01	0,17g	0,02g
Niveau02	0,18g	0,022g
Niveau03	0,18g	0,022g
Niveau04	0,19g	0,023g
Niveau05	0,28g	0,022g

Tableau 7.13. Comparaison des accélérations suivant X

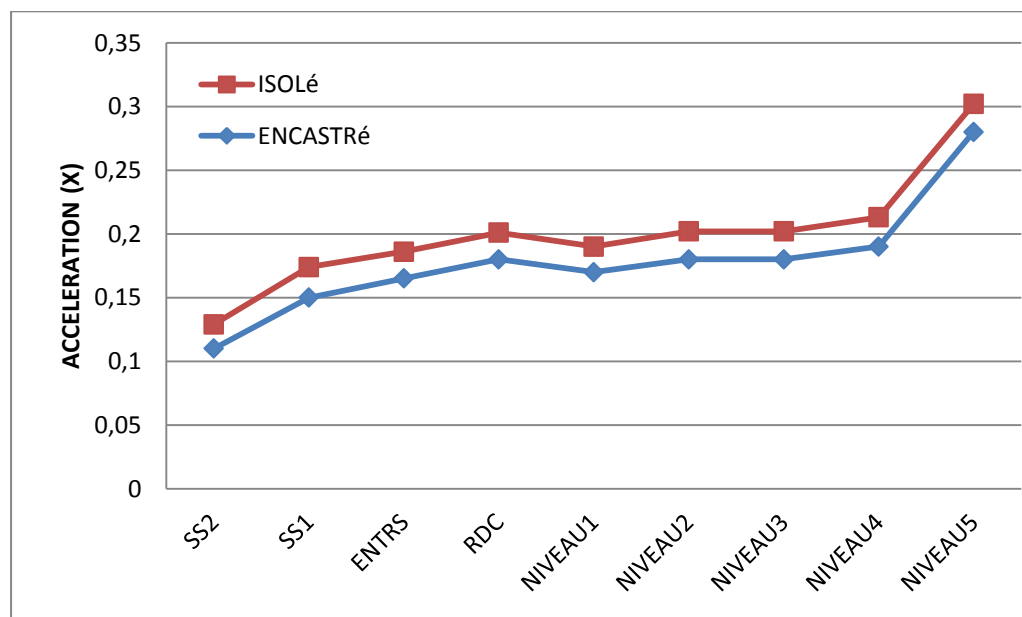
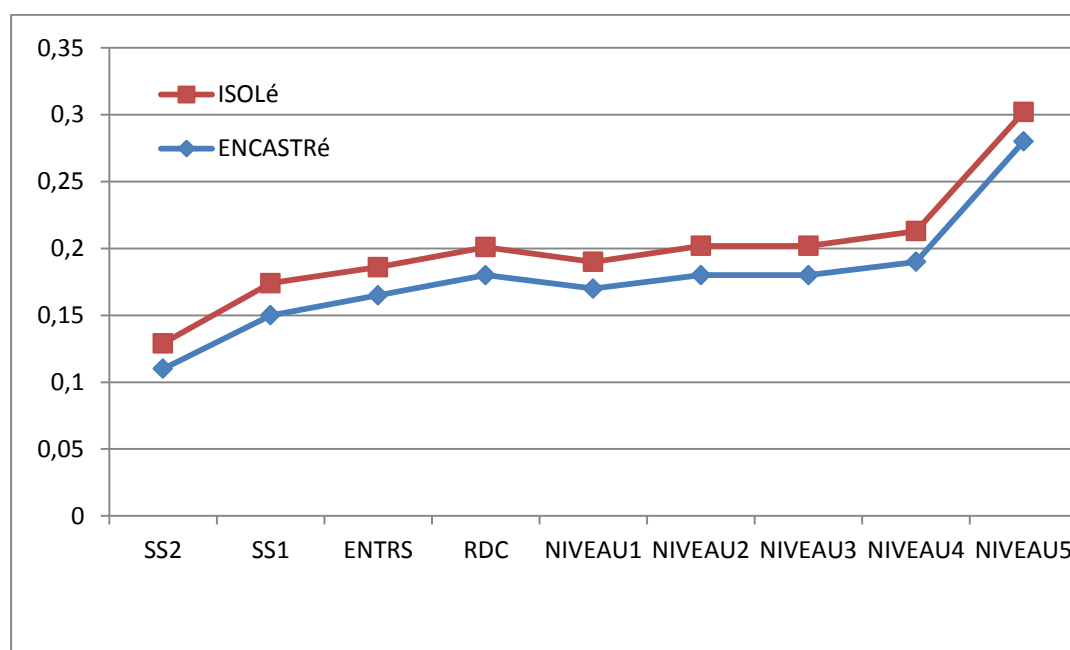


Figure 7.8. Comparaison des accélérations suivant X.

	Structure Encastrée	Structure Isolée
Niveaux	ACCEL (Y)	ACCEL(Y)
SS2	0,12g	0,023g
SS1	0,15g	0,023g
ETRS	0,17g	0,024g
RDC	0,183g	0,023g
Niveau01	0,18g	0,023g
Niveau02	0,176g	0,025g
Niveau03	0,17g	0,024g
Niveau04	0,19g	0,025g
Niveau05	0,26g	0,025g

Tableau 7.14. Comparaison des accélérations suivant Y**Figure 7.9. Comparaison des accélérations suivant Y.**

- La comparaison de ces résultats nous montre que l'accélération presque similaire entre les structure est suivants les deux directions le système d'isolation a fait diminuer l'accélération de (17%, 5%) suivant X et (19%, 5%) suivant Y (parce que les déplacements et presque nulle dans la structure isolé).

6.5. Comparaison entre les modes des analyses modales :

Suivant l'analyse dynamique de logiciel SAP2000 les modes sont comme suit :

- 1^{er} mode translation suivant X.
- 2^{ème} mode translation suivant Y.
- 3^{ème} mode rotation suivant Z.

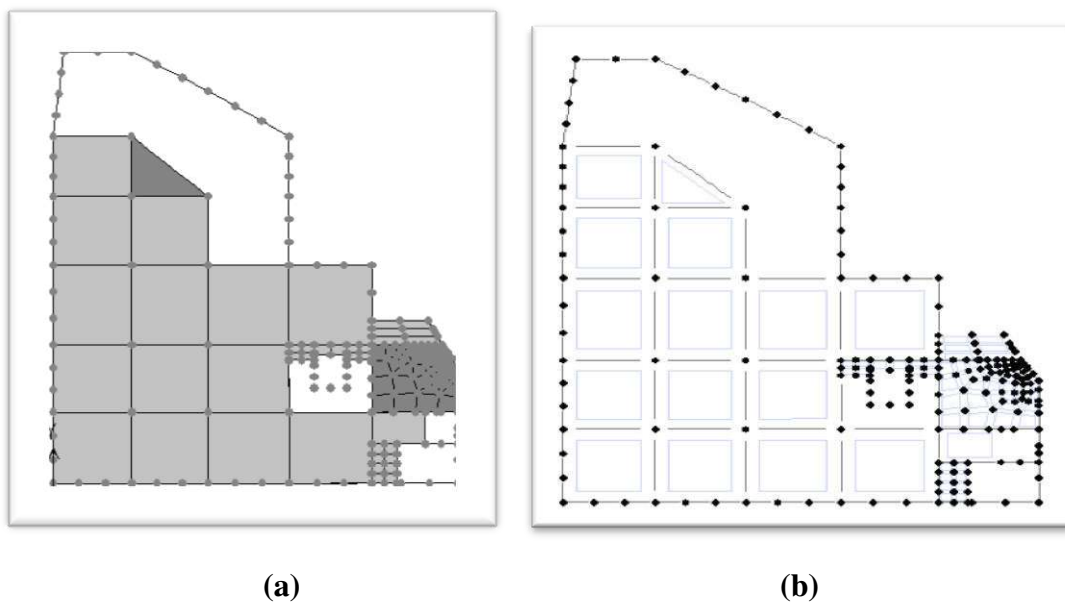


Figure 7.10. Mode de vibration N°01.

a) Structure isolée à la base ; b) Structure contreventée par des voiles.

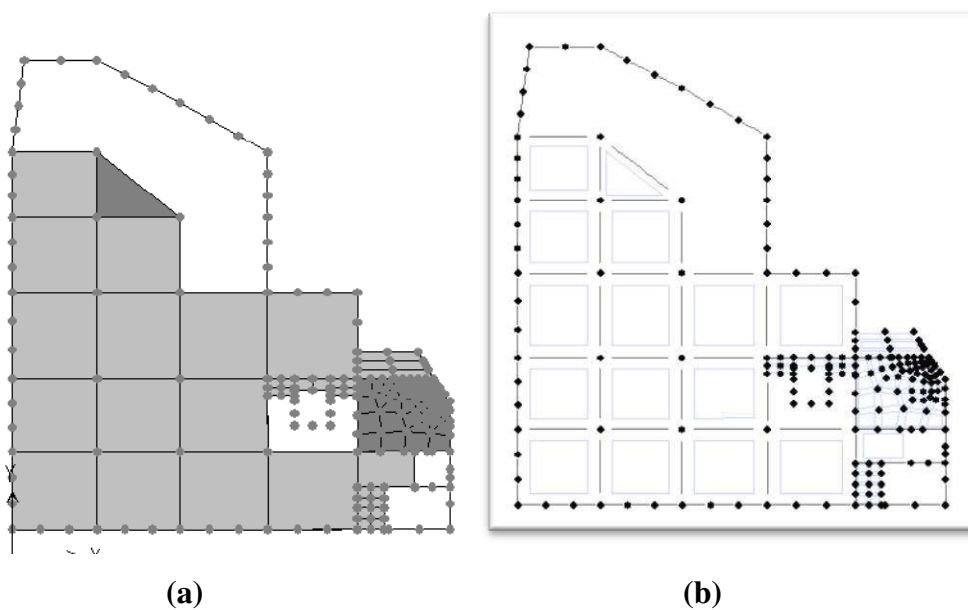


Figure 7.11. Mode de vibration N°02.

a) Structure isolée à la base ; b) Structure contreventée par des voiles.

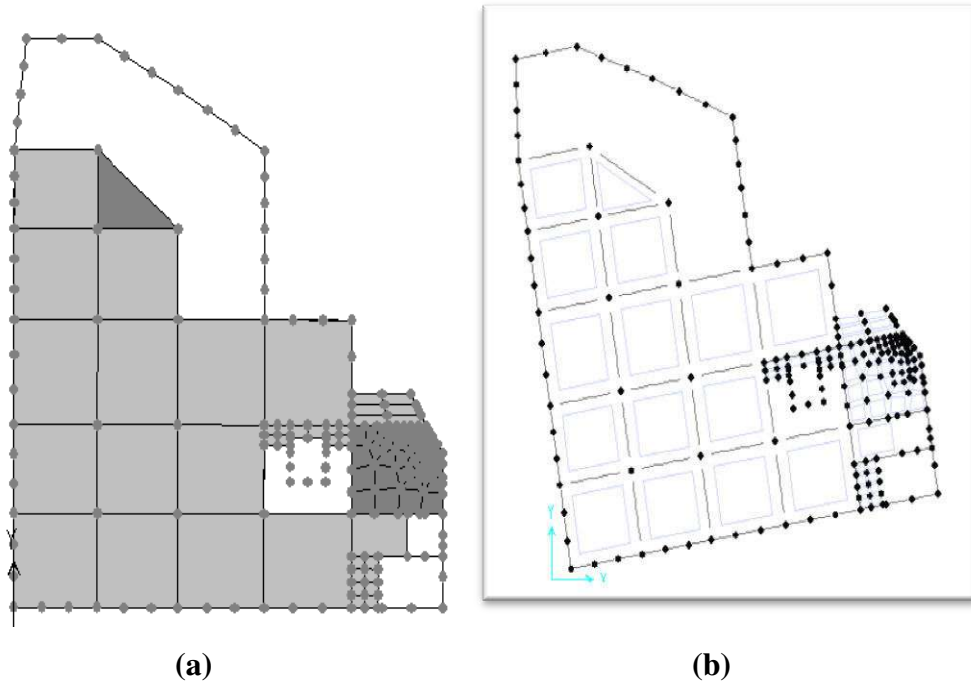


Figure 7.12. Mode de vibration N°03.

a) Structure isolée à la base ; b) Structure contreventée par des voiles.

7. Conclusion partielle :

L'allure de la réponse en termes de période, déplacements, accélérations efforts tranchants, montre bien que les isolateurs jouent leur rôle de filtres des hautes fréquences.

Après l'analyse comparative entre les deux systèmes (isolé et à base fixe), on peut récapituler les résultats obtenus :

- Les périodes du système isolé sont importantes par rapport à celles du système à base fixe.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus considérables qu'aux déplacements de la structure à base fixe (la structure isolée déplacé comme un Corp. rigide) par ce que les déplacements dans cette structure sont localisés principalement aux niveaux des appuis.
- Les déplacements des étages de la structure isolée sont quasi nuls. Cela 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.
- Les efforts tranchants sont réduits par ce système d'isolation.

Conclusion Générale

Conclusion générale

En guise de conclusion, Ce travail de mémoire de fin d'étude qui se veut une contribution à l'isolation sismique, nous a permis de maîtriser les bases du calcul des paramètres des appuis parasismiques et l'analyse des résultats obtenus.

Ce domaine de la protection sismique par isolation à la base n'est pas encore parfaitement maîtrisé en Algérie. Néanmoins, plusieurs travaux tentent de sensibiliser la communauté scientifique sur le besoin de s'orienter vers cet axe. A travers notre modeste travail, nous avons tenté de soutenir l'isolation sismiques des structures.

Etant donné la forte sismicité dans notre pays, ainsi que l'évolution faite dans le domaine du génie parasismique, cela devrait être suivi par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements algériens, en particulier pour les ouvrages qui sont appelés à rester opérationnels pendant et après un séisme.

Il est à rappeler que l'objectif principal de notre travail est de contribuer au calcul des paramètres des isolateurs sismiques et à la modélisation des structures appelant à ces systèmes de protection sismique. Une partie de ce travail a été dédié à la compréhension du comportement des structures équipées de cette technique. Elle consiste en l'introduction d'une composante flexible entre le sol et la structure, découplant ainsi les mouvements de la superstructure de ceux du sol. Cette technique d'isolation sismique à la base peut être réalisée selon de nombreuses manières. Parmi celles-ci, les isolateurs à friction prennent une place de choix grâce à une simplicité de fabrication alliée à un faible coût et à une similarité avec les appuis classiques.

Une étude comparative a été menée entre une structure à base fixe (contreventée par des voiles en béton armé) et à base isolée (système enisolateurs à friction), soumises à la même excitation sismique. Les résultats obtenus de cette étude montrent que l'isolation sismique est plus efficace pour minimiser les dommages structuraux, et de sauver des vies humaines pendant et immédiatement après un séisme. A partir de l'étude comparative, on a abouti aux principales conclusions suivantes :

Conclusion Générale

- ✓ Les structures isolées, se déplacent sur les appuis comme un bloc quasi indéformable. Les déplacements imposés à la construction par les secousses du sol se localisent principalement au niveau des appuis. Grâce à leur faible rigidité, la période propre de la construction s'allonge et la vitesse d'oscillation diminue.
- ✓ La superstructure du cas isolé à la base subit des accélérations plus faibles que le sol. Il y a donc atténuation des accélérations et non pas d'amplification. Les appuis agissent donc comme un filtre qui ne laisse passer que des vibrations de longue période.
- ✓ Le découplage du sol fait diminuer les efforts tranchants à la base, ce qui permet de soulager les éléments porteurs verticaux et de réduire les tassements différentiels pour la structure isolée.

Enfin, d'après les constatations faites on peut dire qu'une structure dotée d'isolateurs pourra résister au séisme avec très peu de dommages, ce qui constitue une alternative admise pour la réduction de l'action sismique.

En se basant sur les travaux antérieurs menés dans cet axe, nous estimons qu'il est temps de lancer une réflexion parmi la communauté scientifique et ingénieurs afin d'introduire le volet de la protection sismique des structures par isolation à la base dans le règlement parasismique algérien. Les résultats obtenus dans notre travail nous font qu'appuyer cette idée qui devient plus que nécessaire.

Références bibliographique

[1] : **G. DESIRE** et **P CONIL** à partir de présentations élaborées par **Guy Jacquet**, **Ghislaine Verbiest** (CETE Méditerranée), **Thierry Winter** (BRGM) et **Milan ZACEK** (Ecole Archi Marseille)

[2] : site web

[3] : Contreventement : description des différents types Ooreka

<https://construction-maison.ooreka.fr> › Faire construire sa maison › À la loupe

[4] : Prof. **A. KASSOUL**, Cours : Ossatures Bâtiment – MASTER Génie Civil – Option : Structures Civiles et industrielles - UHB Chlef (2015/2016).

[5] : **Manfred A. Hirt** et **Michel crisinel** « Charpente métallique volume 11 Conception et dimensionnement des halles et bâtiments ».

[6] : Contreventement-Philippe Berger

philippe.berger2.free.fr/Bois/Cours/TSC/Contreventement2/contreventement2.htm

[7] : **ABDELHAMID Fayçal**, Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Construction en zone sismique « Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique »

[8] : **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.

[9] : **BOURAI Benamar** et **OUSLIM Hicham**, Mémoire Master en Génie Civil Spécialité : Construction Métallique. « Etude comparative du choix et positionnement du contreventement sur la réponse d'une structure », 2015.

Cours contreventement :

[10] : Lien :

www.univchlef.dz/fgca/CHAPITRE3%20%20CONTREVENTEMENTS-2016.PDF.

[11] CATALIN, S. T., *Commande de systèmes d'isolation antisismique mixte*, Thèse de Doctorat, 2013, Paris, France, 197 p.

[12] SCRIBD. Les séismes [en ligne] Disponible sur : <https://fr.scribd.com/doc/288762214/Les-seismes>

[3] GUIZANI L., Les Industries Z-Tech Inc. *L'isolation sismique des ponts au Canada*, 1997.

[13] MAGEBA *Dispositif de protection parasismique mageba pour la préservation des structures*, 2015, Bülach, Switzerland, 4 p.

[14] DOUCEHYDRO. *Isolation à la*

[15] DAVIDOVICI, V. *Appuis parasismique. Sécurités des bâtiments-Constructions parasismiques* [En ligne] (page consultée le 03/03/2003).

[16] FRANÇOIS, J., FRAGNET, M., LACOSTE, G et al. *Appareils d'appui en élastomère fretté*, Edition ed. : Sétra, 20017. ISBN 978-2-11-095820-4.

[17] Charly LAPORTE. *Systèmes parasismiques pour structures*. 25 p

- [18] GP. *Tpe sur le génie parasismique* [En ligne] Disponible sur : http://gp.tpe.free.fr/index_fichiers/Page520.htm
- [19] CARRON, L. *Les systèmes parasismiques* [En ligne] (page consultée le 13/03/2015)
- [20] QUANG, T. N., *Etude du comportement du néoprène et d'appareils d'appui parasismique en néoprène frette*, Thèse de Doctorat, 2013, Strasbourg, France, 138 p.
- [21] KHAC, H. P., *Vulnérabilité et spectres de plancher des structures sismiquement isolées*, Thèse de Doctorat, 2010, 134 p.
- [22] GOODCO Z-TECH, *Appuis en élastomère*, 2010, Montréal, Canada, 20 p.
- [23] AFNOR. Appareils d'appuis structuraux. Partie3 : *Appareils d'appui en élastomère*. NF EN1337-3 [en ligne]. (Page consultée le 23/03/2008). ISBN 0335-3931. 86 p.
- [24] GOODCO Z-TECH, *Appuis de type pot*, 2010, Montréal, Canada, 20 p.
- [25] SEISMES. Séismes et Préventions.
- [26] BATH, A., CARPARELLI, H. et CAVALLO, D. Les bâtiments parasismiques [En ligne] Disponible sur : <http://tpebatimentsparasismiques.weebly.com/les-fondation.html>
- [27] BEN MEKKI, O., *Amortissement semi-actif des structures flexibles*, Thèse de Doctorat, 2006, Roma, Italie, 214 p.
- [28] PINKAEW, T., LUKKUNAPRASIT, P ; et CHATUPOTE, P. *Seismic effectiveness of Tuned Mass Dampers for damage reduction of structures*, 2015.
- [29] RPA version 2003
- [30] International conference of building officials (ICBO), *earthquake regulations for seismic –isolated structures, uniform building code, chapter 16*, 1997

ANNEXE

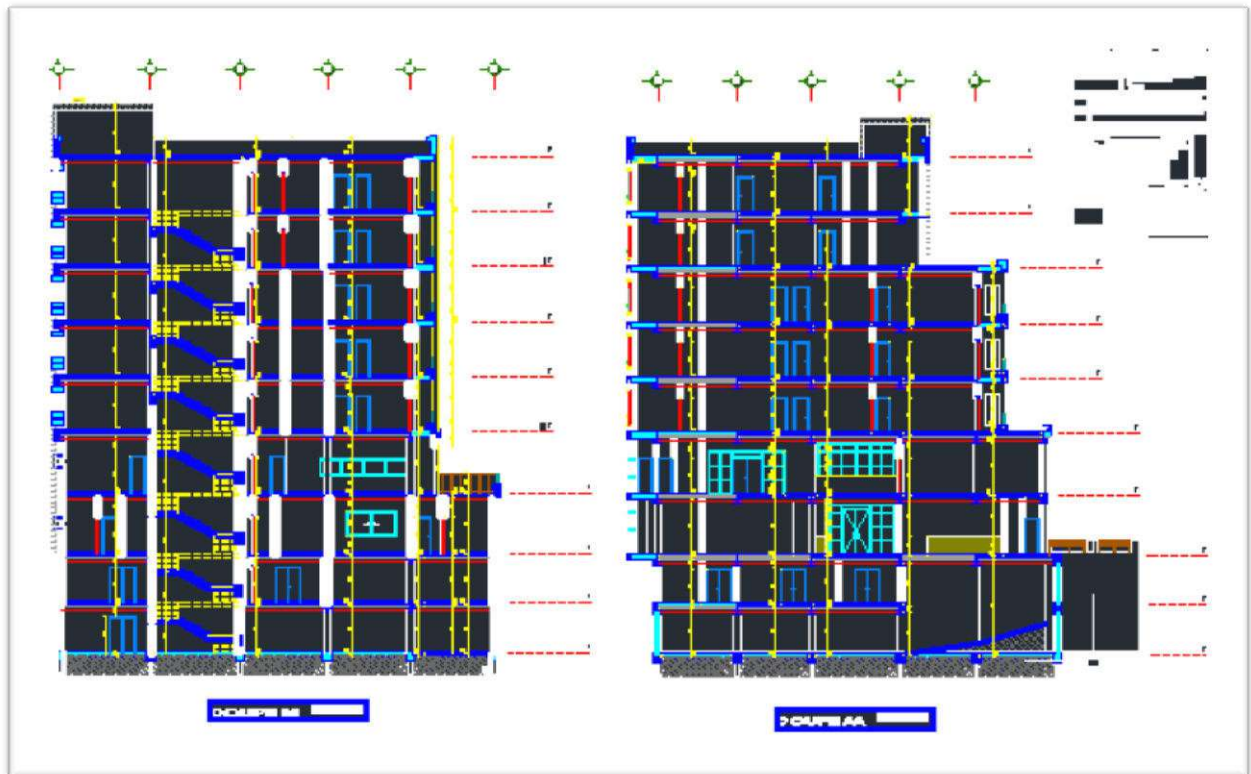


Figure (a) : La coupe AA et coupe BB

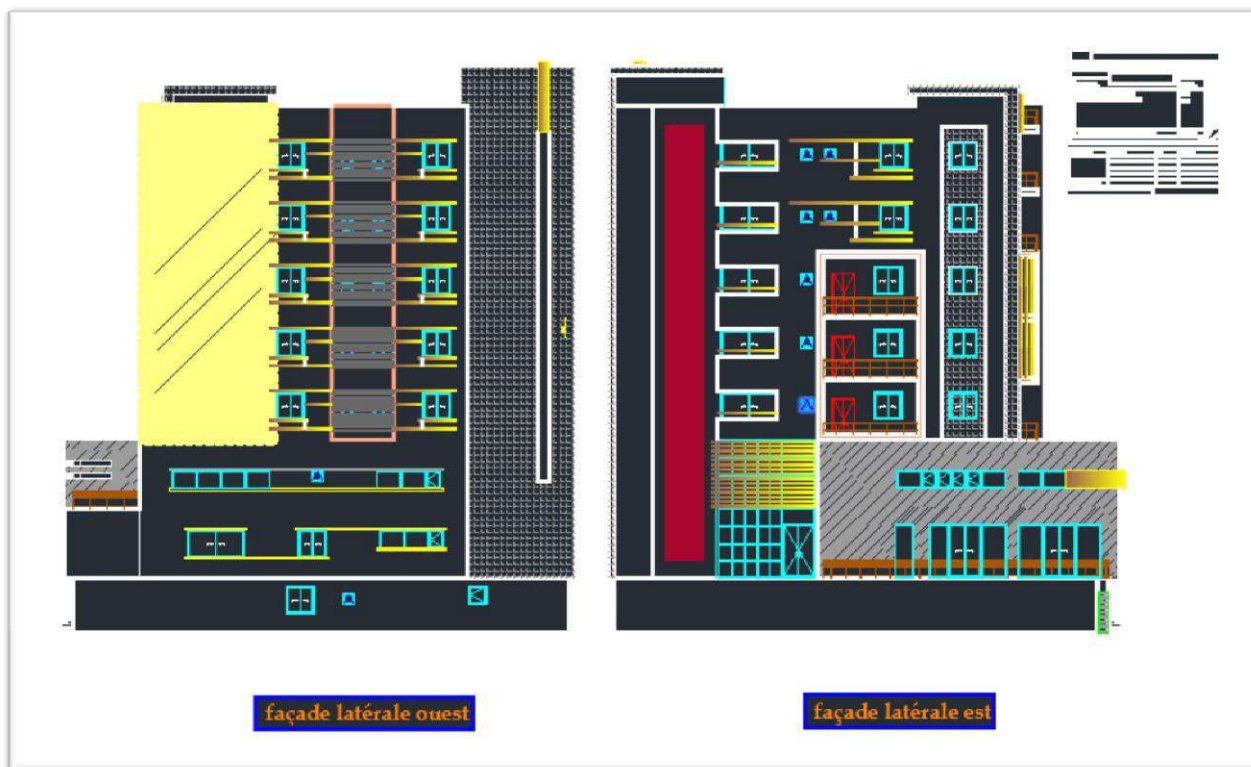


Figure (b) : Vue de façade latérale ouest et façade latérale est

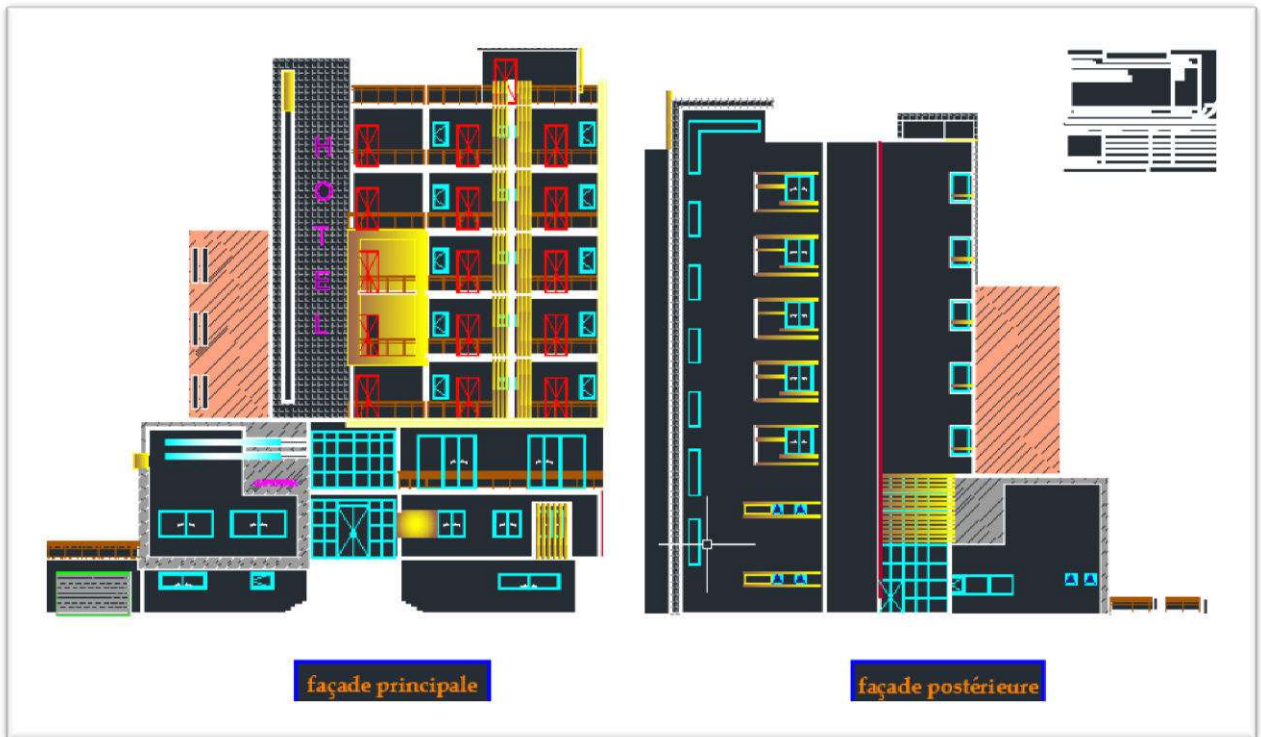


Figure (c) : Vue de façade principale et façade postérieure

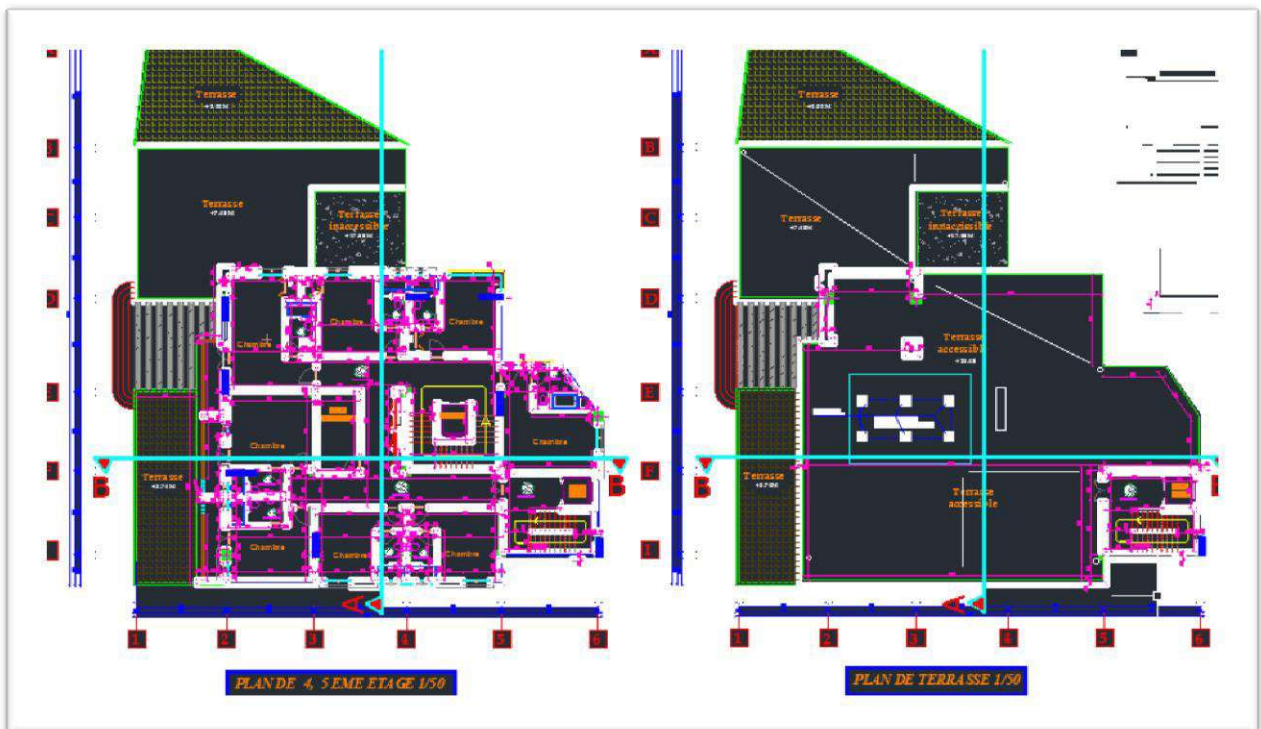
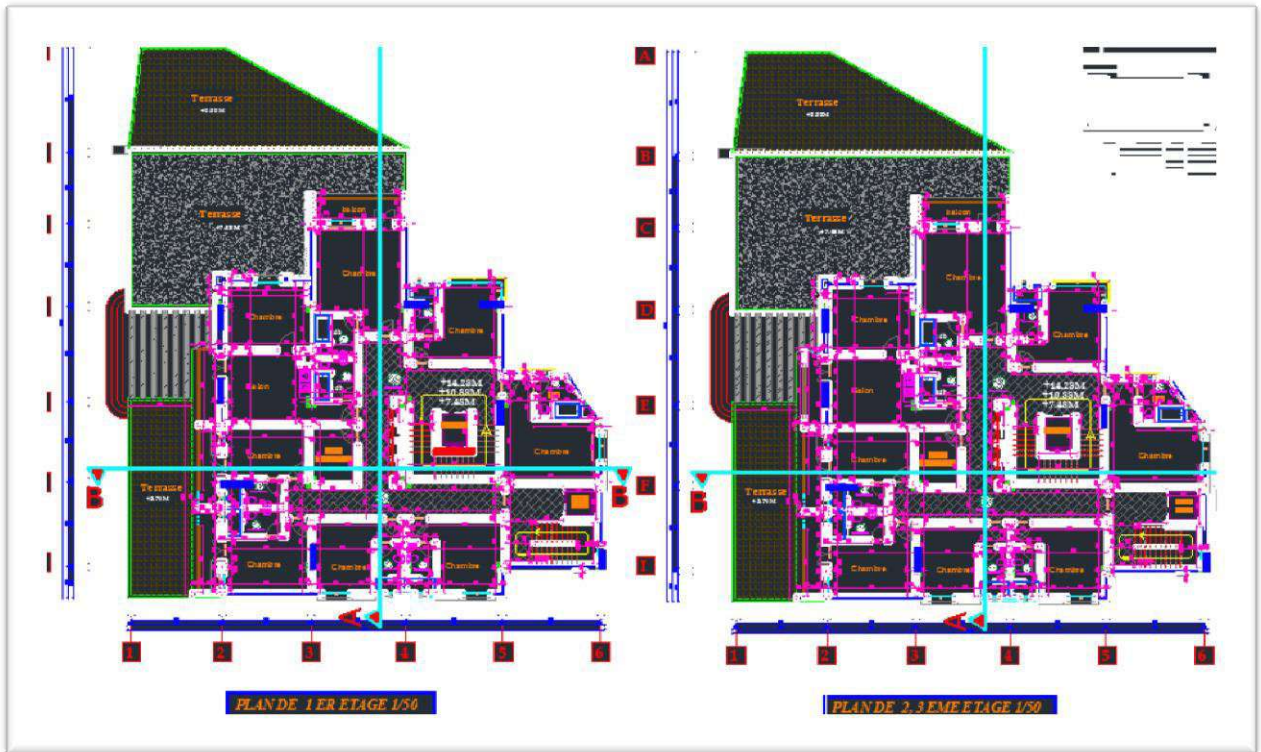
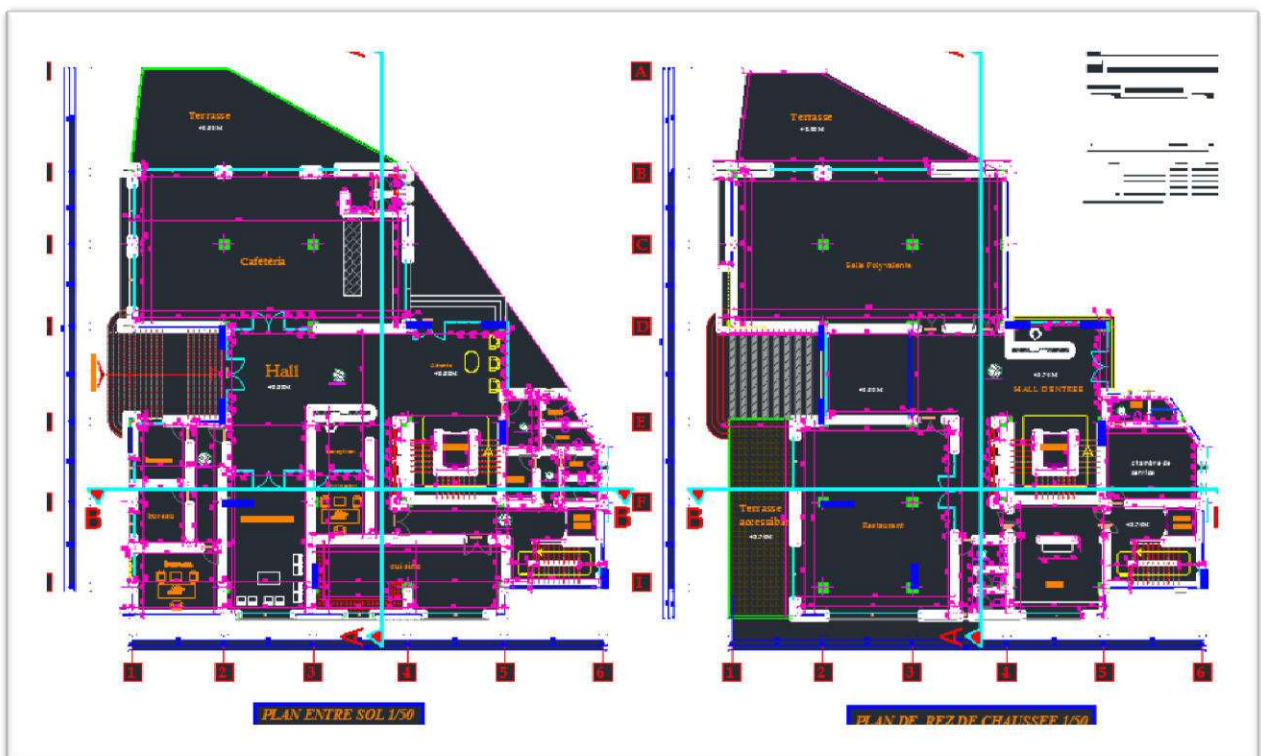


Figure (d) : Plan de 4 ,5 ème étage et de terrasse



Figure(e) : Plan de étage 1, 2, 3 éme étage



Figure(f) : Plan de entre sol et le réez de chaussée

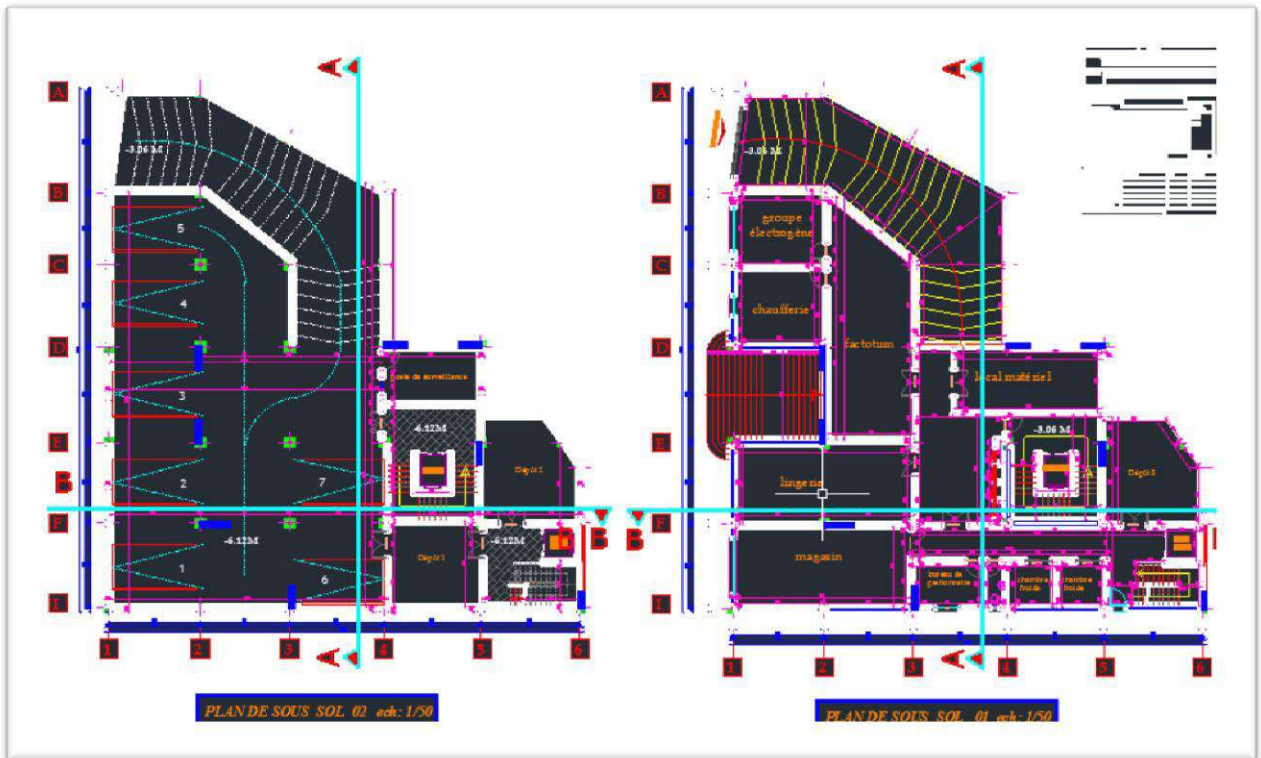
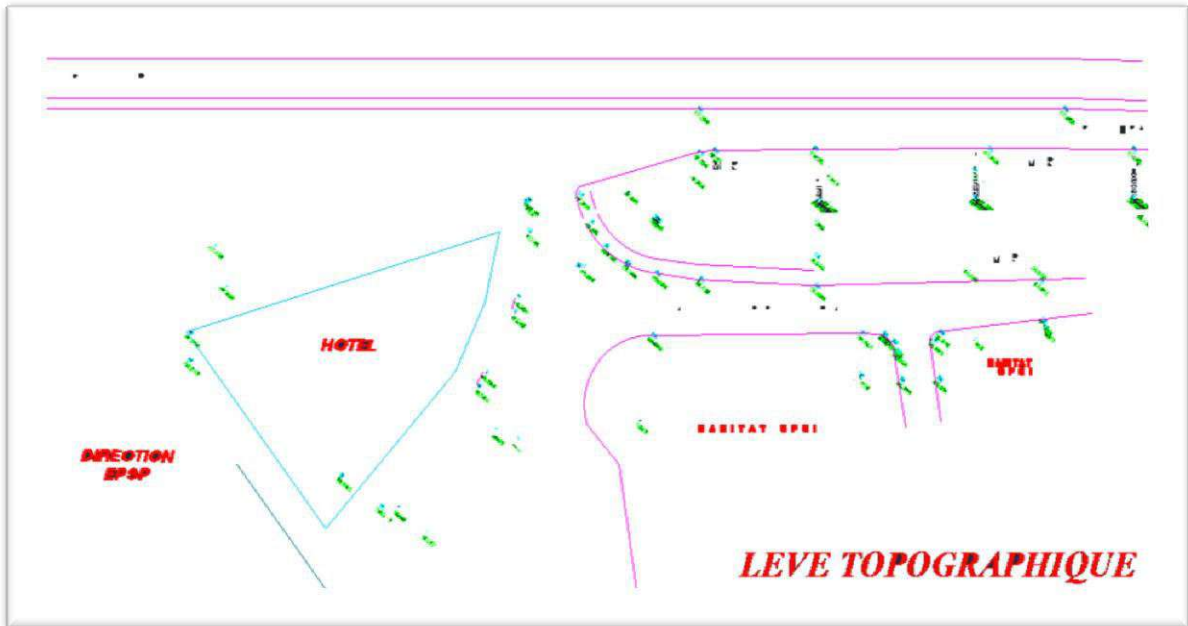


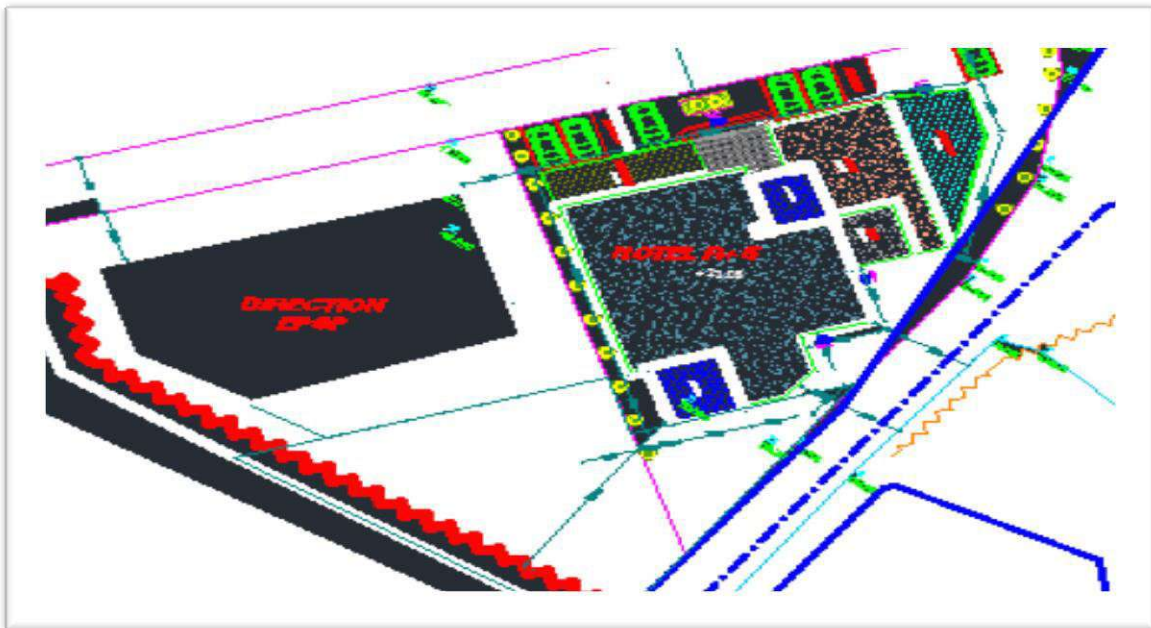
Figure (g) : Plan de sous-sol 02 et sous-sol 0 1.



Figure (h) : Plan de masse (Cité akid outmani)



Figure(i) : Plan topographique



Figure(j) : Plan de situation