République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farés de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière : génie civile

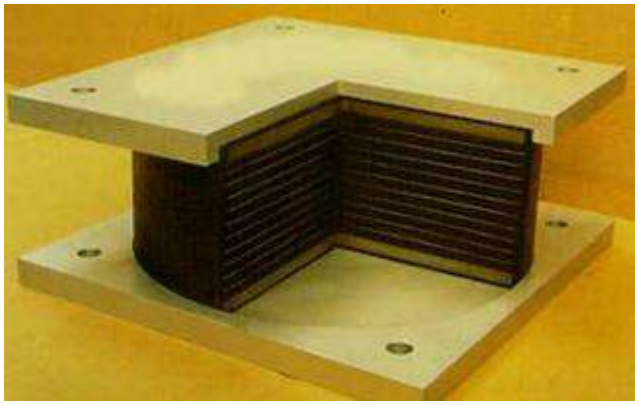
Projet de Fin d'Etudes

Pour obtention du diplôme de MASTER

Option : Construction & Matériaux

Thème :

Inflience des appuis parasismiques sur le comportement dynamique d'une structure (Sous-Sol+RDC+4)



Étudié par :

- ABDALLAH EL HADJ Abdelkader
- ZERAIMI Leila

Dirigé par :

- M^{me} HERNOUN.Houria

Promotion juin2016

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères : Djamel.brahim.Ali.Hsane.Hossine.Abdelkrime

A mes soeurs : Houria.Fetma.Saliha.Mariem.Fetma.z

A toute la famille : Abdellah el haddj

Je remercie mon binôme Leila qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A mes Amis:

Hind.Ben issa.Tarek, Abdallah,Othemen.Abdelnour

Nocieba.KhaoutherAsama.Monira…

A toute la promotion de G.C 2016 et la promotion de G.C 2017.

Abdelkader



Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères : Abdelkader, Fethi et Mouhamed.

A mes soeurs : Fatiha, Khadja, Aicha et Mazora.

A toute la famille :Zeraimi.

Je remercie mon binôme Abdelkader qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A mes Amis : Manel ,Nacira, Tarek,Abdallah.

A toute la promotion de G.C 2016et la promotion de G.C 2017.

Leila



Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice M. Hernoun pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Nous remercions également monsieur Mr.KHELADI et Mr Ould tourki Benaissa. Pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

Sans oublier tout le personnel du CTC-AIN DEFLA, pour leur accueil chaleureux et leur disponibilité et leur encouragement particulièrement Mr A.DJELALE.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ABDELKADER et LEILA

Chapitre IV :
Etude Comparative

IV. Étude comparative de la structure avec et sans le système d'isolation

Pour évaluer la performance des structures isolées, ainsi que l'efficacité des systèmes d'isolation, une comparaison entre les réponses dynamiques d'une structure isolée et les réponses dynamiques de la même structure (sans le système d'isolation) doit être faite en terme de réponse en déplacements, déplacements inter étages, période, participation massique, ductilité. Cette comparaison est faite à l'aide d'un même programme numérique d'analyse dynamique des structures (SAP2000 v 17).

IV.1 Périodes et facteurs de contribution modale

Les résultats des périodes obtenues pour les deux types de structures sont donnés dans le Tableau.II.1 :(chapitre II et III)

Structure sans le système d'isolation					Structure avec le système d'isolation				
Mode	Période	Cumulé Ux %	Cumulé Uy %	Cumulé Rz %	Mode	Période	Cumulé Ux %	Cumulé Uy %	Cumulé Rz %
1	0.339	**69.62%**	0.01%	0.50%	**1**	1.338	**98.23%**	1.34%	0.01%
2	0.316	69.62%	**69.25%**	0.71%	**2**	1.324	99.57%	**99.68%**	0.01%
3	0.218	70.26%	69.39%	**60.09%**	**3**	0.480	99.59%	99.69%	**80.45%**
4	0.090	91.97%	69.40%	68.54%	**4**	0.279	99.94%	99.74%	80.70%
5	0.082	91.97%	90.66%	69.22%	**5**	0.263	99.98%	99.99%	81.31%

Tableau.IV.1 : Périodes et facteurs de contribution modale.

a) Périodes

Les résultats obtenus montrent que les périodes correspondant au mode isolées sont plus grand par apport les modes encastrées. En effet, ce décalage de la période est la raison primaire de l'efficacité du système d'isolation.

b) Les facteurs de contribution modale

Pour la structure isolée, le mode fondamental a un facteur de contribution modale dépassant Les **98.23%**(Tableau.IV.1) ce qui nous permet de dire que la réponse de cette structure est régie par le premier mode, cela est significatif dans le cadre de l'analyse dynamique des structures car la contribution des modes secondaires est complètement négligeable ce qui n'a pas été vérifier dans le cas de la structure encastrée**.**

IV.2 Les déplacements

La figure (Fig.IV.1) montre une comparaison entre les déplacements des deux structures encastre et isolée dans les deux directions X et Y

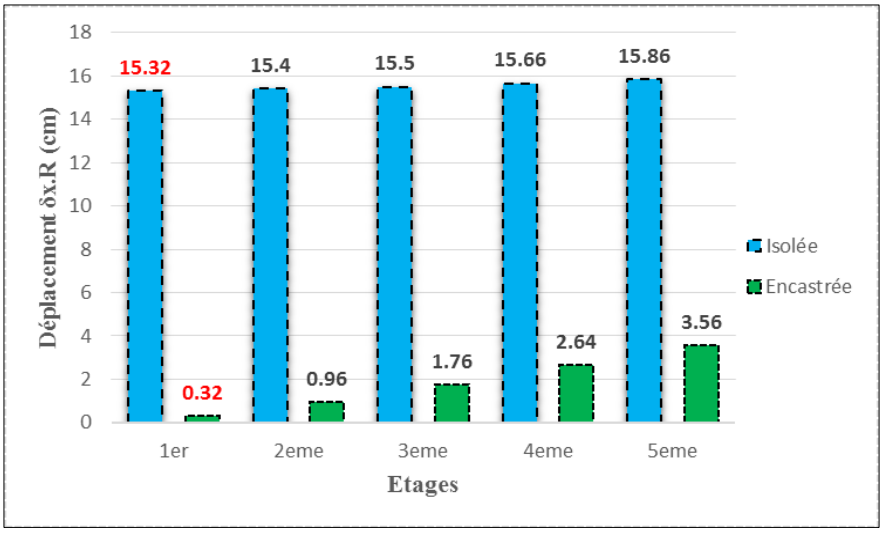


Fig.IV.1 : Comparaison des déplacements des étages sens X

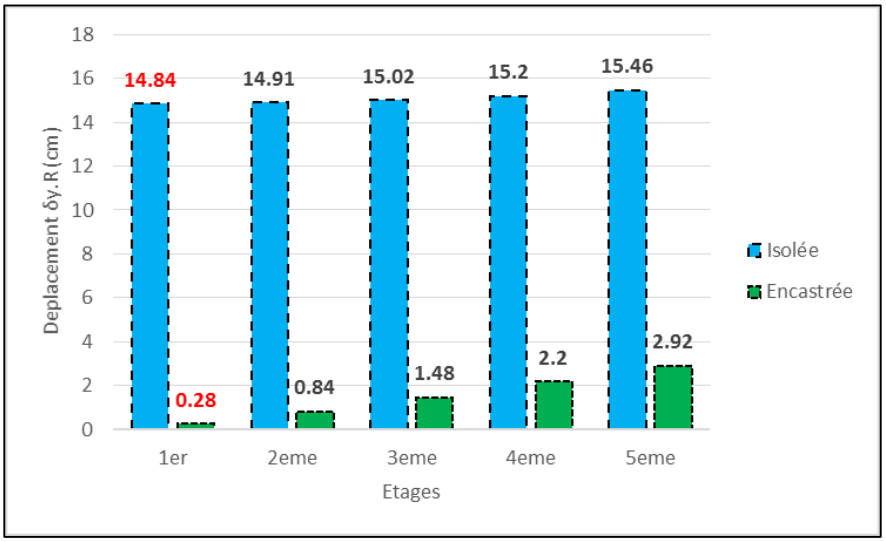


Fig.IV.2 : Comparaison des déplacements des étages sens Y.

La figure (Fig.IV.1.2) montre que les déplacements horizontaux de la structure isolée sont approximativement identique sur toute la hauteur avec des déplacements inters étages de la structure isolée sont presque nuls. Cela veut dire que la structure isolée vibre presque comme un corps rigide. La remarque tirée de cette comparaison est que les déplacements de la structure isolée sont plus importants par rapport aux déplacements de la structure encastrée, ceci est causé par les grands déplacements de la base de la structure isolée.

Le (Tableau. IV.2**)** est un résumé de l'étude comparative de la structure avec et sans le système d'isolation.

Paramètres maximaux	**Niveau**	**Direction**	**Structure encastrée**	**Structure isolée**	**Rapport (isolée/encastrée) %**
Déplacement (cm)	Dernier niveau	X	3.56	15.86	445
		Y	2.92	15.46	529
	Avant dernier niveau	X	2.64	15.66	593
		Y	2.20	15.20	690
Période Fondamentale (s)	-	-	0.339	1.338	394
Effort tranchant	Base	X	2164.492	1627.891	75.20
		Y	2175.452	1641.792	75.46

Tableau.IV.2 : Comparaison des réponses maximales pour les deux Structures isolée et encastrée.

IV.3 Conclusion

Les analyses de la structure avec et sans le système d'isolation nous a permis de déduire ce qui suit :

- Les périodes de la structure isolée sont allongées par rapport aux périodes de la structure à base fixe.
- La réponse dynamique de la structure isolée est régie par le premier mode. Par conséquence, la contribution des modes supérieurs dans le mouvement global est complètement négligeable.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus importants par rapport aux déplacements de la structure encastrée.
- Les déplacements maximaux de la structure isolée sont localisés au niveau de la base.
- Les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque nuls cela veut dire que la structure isolée vibre presque comme un corps rigide.
- Le système d'isolation réduite les efforts tranchants a la base.
- Les déformations causses par l'excitation sismique se concentrent aux niveaux des appuis parasismiques à la base des structures isolées.

IV.4 L'influence de la hauteur des Structures sur l'efficacité du Système d'isolation

nous allons faire des simulations sur une structure isolée à la base par des systèmes d'isolation de même nature en faisant varier le nombre de niveaux de cette structure afin d'évaluer la performance des systèmes d'isolation avec la variation de la période propre de la superstructure, et en des déplacements relatifs avec le changement de la hauteur de la structure.

IV.5 Présentation de l'étude

En ce qui concerne ce paramètre l'analyse va être effectuée sur la même structure présenter dans la 2ème partie, dans cette étude le nombre de niveaux de la structure va être changer progressivement. Nous allons utiliser des structures à 5, 8, et 12 niveaux ayant comme système d'isolation en les appuis en élastomère à amortissement élevé (HDR) avec une période de conception de **1.338 s** et un amortissement effectif de 20%.Il est toutefois utile de signaler que toutes les structures vont être calculées en utilisant le spectre de réponse de RPA99/version 2003. Pour ce genre d'études, on est confronté à une difficulté particulière qui est l'absence de définition normalisée pour les critères de performance. Mais le critère le plus pratique en général est celui de la réduction des déplacements de la superstructure ainsi que de cette dernière.

IV.6 Description des structures

Avant d'entamer cette étude paramétrique on doit faire une descente des charges afin de faire un pré dimensionnement pour les différentes structures .Ce pré dimensionnement nous permet d'aborder une analyse plus approfondie consistant à faire la comparaison des réponses des différentes structures. Les dimensions des différentes structures sont résumées dans le tableau ci – dessous :

	Les dimensions des poteaux en (cm)		
	Niveaux 1à4	**Niveaux 5à 8**	**Niveaux 8à12**
Structure à 5niveaux	50 x 50	/	/
Structure à 8niveaux	55 x 55	50 x 50	/
Structure à12 niveaux	70 x 70	65 x 65	60 x 60

Tableau. IV.3 : Les dimensions des poteaux des différentes structures

IV.7 Description du système d'isolation :

Dans notre illustration, on va calculer les dimensions de l'appui qui supporte la plus grande charge verticale **(B1).**

Les caractéristiques du système d'isolation pour la structure de déférents niveaux niveau sont résumées dans le Tableau.IV.4 :

	Potea u	TD (s)	Pu (KN)	D (m)	d (m)	h (m)	nc	t (mm)	ns	Ts (mm)	k_{eff} (KN/m)	ξeff %
R+4	**B1**	**2**	**1443.612**	**0.135**	**0.50**	**0.17**	**10**	**10**	**09**	**2**	**1424.787**	**20**
R+7	**B1**	**2**	**2180.424**	**0.135**	**0.55**	**0.17**	**10**	**10**	**09**	**2**	**2152.00**	**20**
R+11	**B1**	**2**	**3175.553**	**0.135**	**0.70**	**0.17**	**10**	**10**	**09**	**2**	**3134.145**	**20**

Tableau.IV.4 : Les dimensions du système d'isolation

IV.8 Période

Les résultats des périodes obtenues pour les structures 3 étudiées sont donnés par (Le Tableau IV.5)

Nombre de niveaux	**5**	**8**	**12**
Période de la structure encastrée (s)	0.339	0.514	0.940
Période de la structure isolée (s)	1.338	1.465	1.797
Rapport (T isolée / T encastrée)	3.946	2.850	1.911

Tableau. IV.5 : Les périodes obtenues pour les différentes structures.

IV.9 Les facteurs de contribution modale

Nombre de niveaux		5	8	12
Nombre de mode à considéré	**Structure encastrée**	5	8	11
	Structure isolée	2	2	2

Tableau. IV.6 : Les modes propres à considérer pour les différentes structures encastrées et isolées

IV.10 Les déplacements relatifs

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

Nombre de niveaux	5	8	12
Déplacement maximal Du dernier niveau de la structure encastrée en (cm)	3.56	7.12	16.00
Déplacement maximal du dernier niveau de la structure isolée en (cm)	15.86	19.36	27.13
Rapport (D isolée / D encastrée)	4.45	2.71	1.69

Tableau. IV.7 : Déplacements des derniers niveaux suivant X

Nombre de niveaux	5	8	12
Déplacement maximal Du dernier niveau de la structure encastrée en (cm)	2.92	6.08	17.60
Déplacement maximal du dernier niveau de la structure isolée en (cm)	15.46	18.96	26.73
Rapport (D isolée / D encastrée)	5.29	3.11	1.51

Tableau. IV.8 : Déplacements des derniers niveaux suivant Y

IV.11 Effort tranchant

➢ **Comparaison d'efforts tranchant à la base de la structure isolée et encastrée dans les deux directions X et Y :**

Les efforts tranchant à la base de la structure encastrée sont plus importants que dans le cas la structure isolée à la base, a qui conduite à conclure que le système d'isolation réduite les efforts tranchant à la base, ceci du a la réduction des accélérations transmise à la superstructure.

Le (Tableau IV.9.10) montre une comparaison des efforts tranchants à la base des deux

Nombre de niveaux	**5**	**8**	**12**
Effort tranchant maximal de la structure encastrée en (KN)	2175.452	3828.965	5170.350
Effort tranchant maximal de la structure isolée en (KN)	1641.891	24158.443	3500.425
Rapport (Visolée / Vencastrée)	0.754	0.63	0.68

Tableau.IV.9 : Les efforts tranchants à la base suivant X

Nombre de niveaux	**5**	**8**	**12**
Effort tranchant maximal de la structure encastrée en (KN)	2175.452	3828.965	5170.350
Effort tranchant maximal de la structure isolée en (KN)	1641.891	2415.443	3500.425
Rapport (Visolée / Vencastrée)	0.754	0.63	0.68

Tableau.IV.10 : Les efforts tranchants à la base suivant Y

IV.12 Conclusion

Il ressort des résultats précédents que :

·Le rapport des périodes entre les structures isolées et les structures encastrées diminue avec l'augmentation du nombre de niveaux.

·Contrairement aux structures basses, la réponse dynamique des structures élancées reposant sur des appuis parasismiques n'est pas régie par le premier mode, il Ya donc contribution des modes supérieurs dans le mouvement global de ces structures.

·Le rapport entre les déplacements entre les structures isolées et les structures encastré diminue avec le nombre de niveaux, cela veut dire que les structures hautes reposantes sur des appuis parasismiques se déforment plus que les structures encastrées de mêmes niveaux.

· Le rapport entre les efforts tranchants à la base entre les structures isolées et les structures encastré augmente avec le nombre de niveaux.

Sommaire

SOMMAIRE

Remerciements
Dédicace
ملخص
Résume
Abstract
Sommaire
Liste des tableaux
Liste des figures
Listes des symboles et des abréviations

Introduction générale…….3

Chapitre I : synthèse bibliographie

I Généralités sur les appuis parasismiques……..…..4

I.1 Définition des appuis parasismiques ……..……..4

I .2 historique…….……....4

I.3. Principe de base et fondements théoriques…….……6

I.4.Objectifs de l'isolation parasismique……...7

I.5. Champs d'application des appuis parasismiques…….……...7

I.6. Les différents types d'appuis parasismiques……...9

I.6.1. Les appui s à déformation……....9

I.6.2. Les appui s à glissement……14

I.6.3. Les appui s à déformation et glissement…….……..…… 15

I.6.4. Les appui s à roulement……..……15

I.7. Critères de choix des appuis parasismiques…….…… 16

I.8. Avantages et inconvénients des appuis parasismiques……..….....17

I.9L'emplacement des appuis parasismique……...……19

I.10 Incidence sur le coût..……...21

I.11 Théories de base sur les appuis parasismiques ……22

I.12 Fonctionnement et modélisation mathématique des appuis parasismiques……..22

I.12.1 Appui s en caoutchouc fretté…….….23

I.12.2 Structure isolée à (n+1) degrés de liberté ……..27

I.13 méthodes de calcul des structures isolées……..29

I.13.1Les codes parasismiques……..29

I.13.2 Critères de classification……..……...30

I.13.2.1 Niveaux du mouvement sismique……...…….....30

I.14 Méthodes de calcul des structures isolées.……..……...31

I.14.1 Méthode statique……...….....31

I.14.2 Méthodes dynamiques……..…….....37

I.14.2.1 La méthode modal e spectrale……...…….....38

I.14.2.2La méthode d'analyse par accélérogramme…….....39

I.15 Conclusion…….42

Chapitre II : Etude d'une structure sans le système d'isolation

II.A. Présentation de la structure et pré dimensionnement……43

II.A.1 Présentation de l'ouvrage…….....…...43

II.A.2 Pré dimensionnement……..…46

II.A.2.1Les planchers……..……...…….....46

II.A.2.2 Maçonnerie…….……...……...48

II.A.2.3 Pré dimensionnement des Poutres…….…….…….....48

II.A.2.4 Pré dimensionnement des poteaux……..……50

II.A.2.4.1 Choix du poteau le plus sollicité……...51

II.A.2.4.2 Dimensions des poteaux……....51

II.A.2.4.3 Calcul de la longueur de flambement Lf ……..…52

II.A.2.4.4 Calcul de l'effort $\overline{Nu}$……...…..52

II.A.2.4.5 la surface reprise par le poteaux……...53

II.A.2.4.6 Descente des charges ……...……54

II.A.2.4.6.1.a Charges d'exploitation……...54

II.A.2.4.6.2 b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$…….....55

II.A.2.4.6.3 Vérification selon le RPA99v2003…….....56

II.A.2.4.6.4 Vérification aux zones nodales……..56

II.A.2.5 pré dimensionnement des voiles……..56

II.A.2.6 L'acrotère……..58

II.A.2.6.1 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation……....58

II.A.2.7 Les escaliers……...……59

II.A.2.7.1 Evaluation des charges et surcharges…….……59

II.A.2.7.2 Calcul de la poutre palière ……....60

II.B. Etude sismique……....61

II.B.1Choix de la méthode de calcul ……....61

II.B.1.2Méthode dynamique modale spectrale ……...…...…….61

II.B.1.2.1 Principe……...……61

II.B.1.2.2Modélisation…….61

II.B.2.3.Le spectre de réponse de calcul……..62

II.B.3 proposition les différentes dispositions des voiles……64

II.B.4 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003……..69

II.B.5. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique……...……72

II.B.5.1.Vérification de comportement des trois premiers modes……...…73

II.B.5.2.vérification de participation massique……...74

II.B.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……75

II.B.5.4.Vérification de la stabilité au renversement……...……77

II.B.5.5.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……...78

II.B.5.6.Moment de renversement……...……....79

II.B.5.7.Moment stabilisant…….....79

II.B.5.8.Vérification des déplacements en tête……....80

II.B.5.9.Vérification des déplacements……...80

II.B.5.10.Vérification de cisaillement des éléments……81

II.B.5.11.Vérification de l'effort normal réduit à la base……..……..……....83

II.B.5.12-Vérification vis à vis de l'effet P-Δ …….……...84

II.6.Conclusion…….……...85

Chapitre III : Etude de la structure avec le système d'isolation

III.1 Etude de la structure avec le système d'isolation……....86

III.2. Méthodologie……..86

III.2.1 Dimensionnement.……86

III.2.2. Vérification des conditions de résistance et de stabilité……..……90

III.3 Dimensionnement du système d'isolation……93

III.4.Programmes de calcul des structures isolées……97

III.5. Modélisation……97

III.6.Interprétation des Résultats de la structure isolée …….....99

III.6.1.Calcul d'excentricité…….……99

III.6.2.Périodes et facteurs de contribution modale……..…….....100

III.6.3. Les déplacements……..…….……100

III.6.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……..…….102

III.6.5 Moment de renversement ……..102

III.6.6 Moment stabilisant…….…103

Chapitre IV : Etude comparative

IV. Etude comparative de la structure avec et sans le système d'isolations……..……...104

IV.1 Périodes et facteurs de contribution modale…….....104

IV.2. Les déplacements …….……...105

IV.3.Conclusion…….....105

IV.4 L'influence de la hauteur de la structure sur l'efficacité du système d'isolation……108

IV.5 Présentation de l'étude……..……...……108

IV.6 Description des structures…….……...…….…...108

IV.7 Description du système d'isolation…….....109

IV.8 Période……...…….....109

IV.9 Les facteurs de contribution modale……110

IV.10 Les déplacements relatifs……...110

IV.11Effort tranchant……...111

IV.12 Conclusion…….....112

Conclusion générale……...….113

Références bibliographiques……..115

Annex……....117

Liste des Figures

Liste des figures

Fig.I.1 : La première application d'isolateur parasismique En Algérie (Ain Defla-siège C.T.C)….5

Fig.I.2 : L'effet des appuis parasismiques…….6

Fig.I.3 Appuis en élastomère d'amortissement élevé (HDR) …….10

Fig.I.4 Appui en Caoutchouc Naturel et Synthétique de Faible Amortissement…….12

Fig. I. 5 : Appuis de base en élastomère avec noyau de plomb (LRB)……..…..13

Fig.I.6 : Les différents types d'appuis à glissement……14

Fig.I.7 : Appui à déformation et glissement……15

Fig.I.8 : Appuis à roulements……...……....16

Fig.I.9 : Emplacement des appuis parasismiques…….....19

Fig.I.10 : Vue en plan des différentes positions possibles…….....20

Fig.I.11 : Mise en œuvre……..……..…….….20

Fig.I.12 : Principe de fonctionne……...……..…….……23

Fig.I.13 : Modèle mathématique……..……23

Fig.I.14 : La forme des modes propres de la structure isolée……..25

Fig.I.15 : Modèle mathématique…….…….27

Fig.I.16 : Boucle d'hystérésis sous chargement cyclique……34

Fig.I.17 : Dimensions en plan pour la détermination du déplacement total…….…….…..36

Fig.I.18 : Déplacement du système d'isolation……..…….36

Fig.II.A.1 : Dimensionnement de poutre…….……48

Fig.II.A.2 : Le poteau le plus sollicité…….…….....51

Fig.IIA.3 : Section réduite d'un poteau……...52

Fig.II.A.4 : Représentation de poteaux plus sollicite……..53

Fig.II.A.5 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……57

Fig.II.A.6 : L'acrotère……..……....58

Fig.II.A.7 : Coupe longitudinale de l'escalier…….……....59

Fig.II.B.1 : Spectres de réponse (X et Y)……...64

Fig.II.B.2 :1 er Disposition des voiles en plan……...…….65

Fig.II.B.3 :2eme Disposition des voiles en plan……...……66

Fig.II.B.4 :3eme Disposition des voiles en plan……..……67

Fig.II.B.5 : Disposition des voiles en plan……..……...68

Fig.II.B.6 : Disposition des voiles en 3D……..……68

Fig.II.B.7 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe x)…….....71

Fig.II.B.8 : Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe Y)……..……...73

Fig.II.B.9 : Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)……..……74

Fig. II.B.10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement….……77

Fig.II.B.11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant(X, Y)……..78

Fig.III.1 : La surface chargé et La surface libre…….……87

Fig.III.2 : La section réduite……...89

Fig.III.3 : Position de l'appui sous séisme…….91

Fig.III.4 : Organigramme de dimensionnement des appuis parasismiques en élastomère Fretté..92

Fig.III.5 : Les dimensions finales de l'isolateur…….……....97

Fig.III.6 : Les différentes vues de la structure isolée…….98

Fig.III.7 : Vue des isolateurs……..98

Fig. III.8.variation du déplacement en Fonction De nombre d'étages suivant (X)……...101

Fig. III.9.variation du déplacement en Fonction De nombre de d'étages suivant (Y)……..101

Fig.IV.1 : Comparaison des déplacements des étages sens X……...105

Fig.IV.2 : Comparaison des déplacements des étages sens Y……...……105

Liste des Tableaux

Liste des tableaux

Tableau. I.1 : Conditions de convenance des structures à L'isolation sismique……..9

Tableau.I.2 : Coefficient de proximité de la faille (N)…….....33

Tableau.I.3 : Coefficient caractérisant le type de sol (SI)……...33

Tableau.I.4 : Facteurs d'amortissement BD et BM…….……35

Tableau.I.5 : Valeurs minimales de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique……..41

Tableau.IIA.1 : Pré dimensionnement des poteaux……...…….51

Tableau.II.A.2 : Calcule de $\overline{N}$…….53

Tableau.II.A.3 : Détermination des charges d'exploitation……54

Tableau.II.A.4 : Vérifications du ($1{,}1.Nu \leq \overline{Nu}$)…….55

Tableau.II.A.5 : Vérifications de coffrage des poteaux……..56

Tableau.II.A.6 : Vérification aux zones nodales……56

Tableau.II.A.7 : Pré dimensionnement des voiles……..57

Tableau.II.A.8 : Charges permanentes et surcharges D'exploitation de l'acrotère……58

Tableau.II.B.1 : Coefficient d'accélération de zone A……...62

Tableau.II.B.2 : détermination du facteur de qualité Q……..63

Tableau.II.B.3 : Le comportement des trois premiers modes……...….65

Tableau.II.B.4 : Le comportement des trois premiers modes…….....66

Tableau.II.B.5 : Le comportement des trois premiers modes……...67

Tableau.II.B.6 : Le comportement des trois premiers modes……....68

Tableau.II.B.7 : Calcul de centre de masse et centre de rigidité……....69

Tableau.II.B.8 : Calcul d'excentricité……...……..…70

Tableau.II.B.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant X……..70

Tableau.II.B.10 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage……..71

Tableau. II.B.11 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y…….....71

Tableau.II.B.12 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage…….72

Tableau.II.B.13 : Le comportement des trois premiers modes…….....73

Tableau.II.B.14 : vérification de participation massique…….....74

Tableau.II.B.15 : Calcul de la force sismique……...76

Tableau.II.B.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….76

Tableau.II.B.17 : Tableau. II.17. Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)……78

Tableau.II.B.18 : Calcul du moment de renversement……..79

Tableau.II.B.19 : Calcul u moment stabilisant……...……...79

Tableau.II.B.20 : Vérification de stabilisation…….…79

Tableau.II.B.21 : Vérification des déplacements en tête…….....80

Tableau.II.B.22 : Vérification des déplacements inter-étage sens X…….81

Tableau.II.B.23 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y…….……81

Tableau.II.B.24 : Vérification de cisaillement des poutres…..…….…82

Tableau.II.B.25 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X……...82

Tableau.II.B.26 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y……...82

Tableau.II.B.27 : Vérification de l'effort normal réduit à la base…….…83

Tableau.II.B.28 : Vérification l'effet P-Δ sens X……84

Tableau.II.B.29 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……85

Tableau. III.1 : Les constantes G, E, k ……87

Tableau. III.2 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté…….....97

Tableau. III.3 : Calcul de centre de masse et centre de rigidité…….....99

Tableau. III.4 : Calcul d'excentricité…….....99

Tableau. III.5 : Périodes et facteurs de contribution modale…….....100

Tableau. III.6 : déplacements des étages de sens x……100

Tableau. III.7 : déplacements des étages sens y……..101

Tableau. III.8 : forces sismique selon la hauteur (X et Y)……..102

Tableau. III.9 : calcule de moment de reversement……102

Tableau. III.10 : calcule de moment de stabilité…….103

Tableau. III.11 : rapport Mt/Mo……..……103

Tableau. IV.1 : Périodes et facteurs de contribution modale……...104

Tableau.IV.2 : Comparaison des réponses maximales pour les deux Structures isolée et encastrée…….106

Tableau. IV.3 : Les dimensions des poteaux de déférent structures……109

Tableau. IV.4 : Les dimensions du système d'isolation……..109

Tableau. IV.5 : Périodes et facteurs de contribution modale……...109

Tableau. IV.6 : Les périodes obtenues pour les différentes structures……...……..110

Tableau. IV.7 : Déplacements des derniers niveaux suivant X……110

Tableau. IV.8 : Déplacements des derniers niveaux suivant Y……110

Tableau. IV.9 : Les efforts tranchants à la base suivant X……..…..111

Tableau. IV.10 : Les efforts tranchants à la base suivant Y……..…...111

Symboles et Abravation

Notations :

K_s **:** Rigidité de la structure.

C_s **:** Amortissement de la structure.

K_b **:** Rigidité de système d'isolation.

C_b **:** Amortissement de système d'isolation.

u_s **:** Déplacement absolu de la structure.

u_g **:** Déplacement au sol.

m **:** Masse de la structure.

m_b **:** Masse de système d'isolation.

M **:** Masse de l'ensemble structure et système d'isolation.

w_b **:** Fréquence propre de système d'isolation.

w_s **:** Fréquence propre de la structure.

v_b **:** Déplacement relatif de système d'isolation.

v_s **:** Déplacement relatif de la structure.

β_b **:** Facteur d'amortissement de système d'isolation.

β_s **:** Facteur d'amortissement de la structure.

q_1 **,** q_2 **:** Coefficients modaux dépondant du temps.

S_D **:** Spectre de déplacement.

C_S **:** Coefficient de cisaillement.

w **:** Fréquence propre.

β **:** Facteur d'amortissement.

$(v_s)_{max}$ **:** Déplacement maximum de la structure.

$(v_b)_{max}$ **:** Déplacement maximum de système d'isolation.

M **:** Matrice de masse globale de la structure.

C **:** Matrice d'amortissement de la structure.

K **:** Matrice de rigidité de la structure.

u , u': Vecteurs des déplacements, vitesses et accélérations des degrés de liberté à la base.

M^* **:** Matrice de masse globale de la structure et le système d'isolation.

C^* **:** Matrice d'amortissement de la structure et le système d'isolation.

K^* **:** Matrice de rigidité de la structure et le système d'isolation.

K_H **:** Rigidité horizontale de l'élastomère.

G **:** Module de cisaillement de l'élastomère.

A : Surface de l'isolateur.

t_r **:** Epaisseur totale des couches d'élastomère.

***D* :** Déplacement horizontal.

K_v **:** Rigidité verticale.

E_c **:** Module de compression.

***S* :** facteur de forme.

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

***d* :** Diamètre de l'isolateur.

***G* :** Module de cisaillement.

F_y **:** Charge de plastification.

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

β_{eff} : Amortissement effectif.

***T* :** Période effective.

***R* :** Rayon de courbure.

μ **:** Coefficient de frottement.

***Z* :** Coefficient de zone sismique.

***N* :** Coefficient dépondant de la proximité de la faille active.

S_I **:** Coefficient caractérisant le type de sol.

D_T **:** Déplacement total.

D_{TM} : Déplacement total maximum.

***g* :** Accélération de la pesanteur.

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.

$K_{D,min}$ **:** Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement minimum.

$K_{M,min}$ **:** Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement maximum.

W : Poids total de la structure.

***y* :** Distance entre le centre de rigidité du système d'isolation.

***e* :** Excentricité.

V_b **:** Force sismique.

V_s **:** Force du cisaillement minimale.

R_I **:** Facteur de réduction de force de conception.

h_x **:** Hauteur du niveau x.

D'_D **:** Déplacement minimum total.

D'_M **:** Déplacement maximum total.

l : Hauteur totale des couches en élastomère et des plaques en acier.

S **:** Facteur de forme.

E **:** Module de recourbement.

G **:** Module de cisaillement de l'élastomère.

t_u **:** Epaisseur unitaire de la couche en élastomère.

t_r **:** Epaisseur d'une seule couche en élastomère

B : Largeur de l'appui.

Resume

ملخص

إن الزلازل ظاهرة طبيعية مدمرة من الخطأ أن نهملها في دراسة البنايات فمن الواجب على الأقل الحد من الخسائر التي تسببها لذلك فإن تقنية وضع مرشحة بين الأرض والبنايات من أجل تبديد الطاقة الزلزالية تعتبر حلا ناجحا لتخفيض من هذه الأضرار التي قد تطورت في العشريات الأخيرة تحت تسمية عازلة مقاومة للزلازل

هذا العمل المتواضع يسمح بدراسة مساهمة هذه العوازل في التخفيض من تأثير الزلازل على البنيات.

Résumé

Les séismes sont inévitables. Ils se sont produits dans le passé, il s'en produira à l'avenir de tout aussi violents. Faute de pouvoir les éviter dans la conception des constructions, on doit s'efforcer de prévenir ou du moins de limiter les dommages qu'ils occasionnent.

Pour cela, la technique de disposer entre le sol et les bâtiments un filtre, permettant de dissiper le maximum d'énergie, est considérée comme une solution fiable pour diminuer ces dommages, et qu'elle est développée ces dernières décennies sous l'appellation d'isolation parasismique.

Par conséquent, ce travail permet d'étudier l'influence des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments. Plusieurs types d'isolateurs de base sont choisis et étudiés pour évaluer leur comportement dans un bâtiment à plusieurs étages soumis à une excitation sismique.

Abstract

Earthquakes are inevitable. They occurred in the past, it will produce in the future just as Violent. Unable to avoid them in the design of buildings, we must strive to prevent or at least limit the damage they cause.

For this technique have between the ground and the buildings a filter to dissipate the maximum energy is considered a reliable solution to reduce this damage, and it has developed in recent decades under the name of insulation earthquake.

Therefore, this work assesses the contribution of seismic restraints in reducing seismic effects on buildings.

Several types of base isolators are selected and investigated to evaluate their behavior in a multi - story building subjected to seismic excitation.

Introduction Générale

Introduction générale

En raison de la vulnérabilité sismique de notre pays, le développement des concepts technologiques innovateurs pour une protection accrue des structures et des personnes constitue un véritable challenge pour le chercheur de génie civil vis-à-vis des effets préjudiciables générés lors de mouvements sismiques.
Les ingénieurs de structure ne peuvent pas être inconscients des dégâts provoqués par les séismes sur les plans humains et matériels dont a souffert notre pays, ce qui explique la nécessité de considérer le défi de l'intégration de nouvelles technologies comme systèmes de protection parasismique.

L'approche traditionnelle dans la conception parasismique est basée sur la combinaison de la résistance avec la ductilité pour pal lié aux sollicitations sismiques.
Pour cela, l'ingénieur s'appuie sur la ductilité fournie par les matériaux afin d'éviter les catastrophes et garantir la stabilité de la structure 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.

Pour une protection parasismique, une nouvelle technique innovatrice consiste à introduire des dispositifs spéciaux entre la fondation et la superstructure permettant l'isolation partielle entre ces derniers ainsi la dissipation de l'énergie due à l'action sismique avant qu'elle n'atteigne la superstructure s'est développée récemment dans le monde particulièrement en Amérique, Nouvelle-Zélande, Japon, Afrique du Sud et une partie de l'Europe occidentale et connaît aujourd'hui une introduction en Algérie, cette technique qui est certainement l'innovation la plus importante dans le domaine du génie parasismique est connue sous le nom de « **Les appuis parasismiques** ».

L'incorporation de« l'appuis parasismique » a 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. Parmi ces appuis, nous trouvons les **appuis en élastomère fretté d'amortissement élevé (HDR)** Ces dispositifs sont utilisés avec succès dans les nouveaux bâtiments ainsi que dans la réhabilitation des structures existantes.

Sensiblement conscients des avantages que présente la technique d'isolation sismique pour le dimensionnement des bâtiments en zones sismiques ainsi que pour la recherche scientifique dans le domaine du génie parasismique nous avons essayé à mettre en œuvre cette nouvelle technique par une application sur un cas pratique.

Pour mener à bien notre étude, nous proposons de subdiviser le travail en quatre chapitres :

- .Le premier chapitre sera consacré à une recherche bibliographique dans laquelle nous allons exposer quelques définitions, généralités, formulations mathématiques et les différentes méthodes de calcul des structures isolées.
- Le deuxième chapitre sera dédié à une étude d'une structure sans le système d'isolation.
- Le troisième chapitre sera dédié à une étude d'une structure avec le système d'isolation.
- Le quatrième chapitre sera dédié à une étude comparative d'une structure avec et sans le système d'isolation.

Enfin une conclusion générale qui synthétise le travail

Chapitre I :
Synthèse bibliographique

I Généralités sur les appuis parasismiques

L'isolation sismique, également connu sous le nom d'isolation de base en structures, est une stratégie innovatrice de modèle qui fournit un remplacement pratique pour
Le modèle résistant de séisme des structures neuves et de la réadaptation sismique des constructions existantes, des passerelles et des établissements industriels….etc.
L'effet de l'isolation de base peut être réalisé par l'installation de certains dispositifs entre la construction et la base de support, afin de séparer ou isoler le mouvement de la construction de celui du sol Ainsi, des forces induites par un séisme peuvent être réduites par des facteurs de cinq à dix de ceux qu'une structure non isolée. [1]
Pendant les attaques de séisme, les constructions avec structure traditionnelles où la base est fixe, répondent avec une augmentation progressive du niveau de sol au dessus de la construction, ceci provoque des dommages lourds ou l'effondrement total des structures. Pour éviter ces dommages, et en même temps répondre à des exigences fonctionnelles en service, une flexibilité est introduite à la base de la structure.

I.1 Définition des 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. [2]

I.2 Historique

L'isolation parasismique est une technique relativement jeune comparée aux méthodes traditionnelle de protection contre le séisme, l'idée d'isoler la structure à la base remonte au début du 20éme siècle. Néanmoins les premières applications modernes dans le monde ont été réalisées dans les années 70 à 80. Cela est dû au développement des techniques de calcul, sur support informatique, beaucoup plus puissantes qu'auparavant, ainsi que la disponibilité d'installation d'essai tel que les simulateurs sismiques (tables vibrantes).

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

Depuis des milliers d'années, des civilisations se trouvant partout dans le monde ont établi des édifices ayant résisté à de nombreux séismes tels que le palais impérial de Tokyo ou encore le site andin de Machu -Pic chu.

Malgré la séparation par plusieurs milliers de kilomètres entre ces civilisations. Les techniques qu'ils utilisaient étaient fortement similaires.

Aujourd'hui, l'utilisation de cette technique est en progression rapide dans le monde ; en Chine, en Amérique, en Italie, en Arménie, en Nouvelle Zélande, en Turquie,

en Grèce, en Russie, en Portugal, en Corée du sud, en Chili…etc.

- En Algérie, Le CTC-Chlef a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla en2003 située dans une zone à forte sismicité. (voir figure I-1) et le projet de la grande mosquée à Alger qui est en cours de la réalisation.

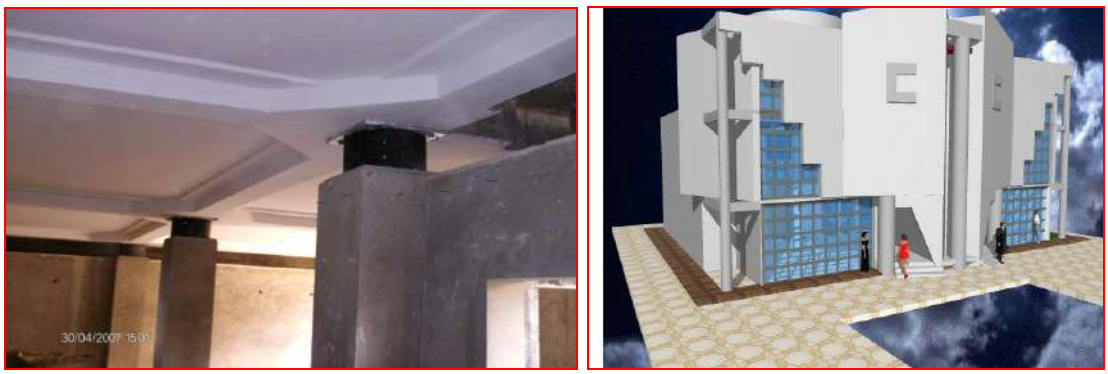


Fig.I.1 : La première application d'isolateur parasismique En Algérie (Ain Defla-siège C.T.C) [17]

I.3 Principe de base et fondements théoriques

L'isolation parasismique repose sur le principe que : si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, qui varie dans une plage de fréquences allant de 2 à 10 Hz, les accélérations transmises à la structure et par conséquent les forces d'inertie sont considérablement réduites ainsi que la vitesse d'oscillation de la structure. Le bâtiment se comporte dans la direction horizontale comme un oscillateur simple. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants, 15cm ou plus (suivant l'importance du séisme), qui se localisent principalement au niveau des appuis, cela influe sur la stabilité globale du bâtiment, Ce problème est posé particulièrement dans le cas des structures légères. Ces déplacements peuvent être réduits en couplant ces derniers avec des dispositifs appelés amortisseurs permettant la dissipation de l'énergie. Cette solution est aujourd'hui presque toujours utilisée afin de contrôler les déplacements et de réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. [1]

La figure suivante (Fig.I.2) montre l'effet des appuis parasismiques :

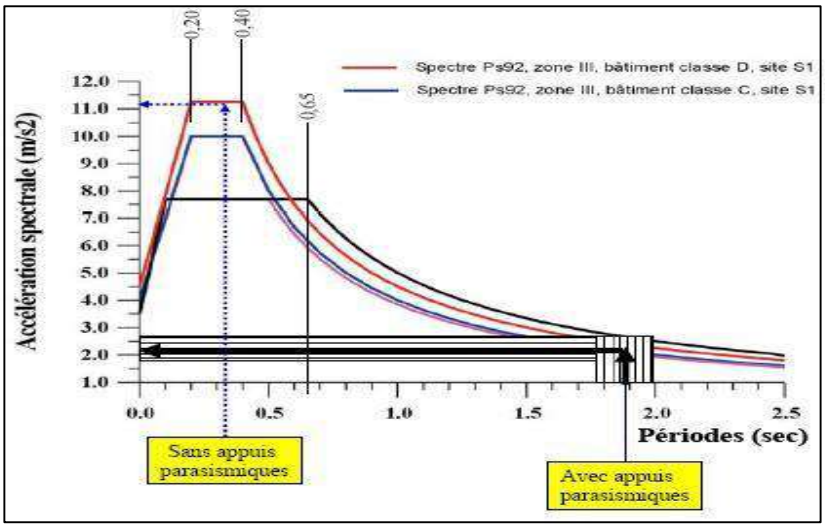


Fig. I.2 : L'effet des appuis parasismiques [1]

Grâce à leur grande rigidité verticale, les appuis parasismiques n'isolent pas la structure vis- à-vis les secousses verticales. Par conséquence, les accélérations verticales transmises à la construction ne sont pas filtrées. Elles sont sensiblement égales à celles du sol, cela veut dire que l'action sismique verticale passe intégralement dans le bâtiment.

Le balancement et le roulis de la superstructure sont par conséquence supprimés.

I.4 Objectifs de l'isolation parasismique [14] :

L'isolation parasismique a pour objectif de découpler l'infrastructure, qui se déplace avec le sol sans se déformer (déplacements horizontaux), de la superstructure, qui réagit à l'action du sol et se déforme sous l'effet des forces d'inertie.

• Elle vise à minimiser l'action sismique sur la structure en allongeant sa période propre. Le but de sa conception est de conférer à l'ensemble une période permettant la dé-amplification de l'action sismique.

• Elle est associée à des dispositifs amortisseurs qui limitent l'amplitude des déplacements de la structure.

I.5 Champs d'application des appuis parasismiques :

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

L'efficacité des appuis parasismiques augmente avec la différence entre leur rigidité horizontale et celle de la superstructure.

Dans ce contexte, on déduit qu'il est préférable que la structure soit suffisamment rigide pour se déplacer sur les appuis comme un bloc rigide quasi-indéformable.

Les appuis parasismiques conviennent .Donc le mieux pour les bâtiments bas et rigides pour lesquels la période fondamentale de vibration sans isolation est de moins de 1 sec, car une structure très Flexible (une tour par exemple) est souvent sujette à une amplification des

accélérations dues à la participation des modes supérieurs de vibration dans le mouvement global.

Pour obtenir une isolation efficace, nous devons réaliser une longue période de réponse. La période est proportionnelle à la racine carrée de la masse m (la masse de toute la structure) et inversement proportionnelle à la racine carrée de la rigidité k (rigidités du système d'isolation). [13]

$$T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$$

Cette relation montre que l'isolation fonctionne mieux avec des masses pesantes qui allongent la période. Par conséquent, les bâtiments très lourds sont relativement simples pour les isoler à une longue période de 2,5 à 3,0 secondes.

Dans le cas des structures très légères, il sera difficile de les isoler aux périodes plus grandes que 1,0 à 1,5 secondes.

Toutefois, une petite masse doit être associée avec une valeur faible de rigidité pour réaliser une période donnée d'isolation et il est difficile de concevoir la plupart des types des systèmes d'isolation pour une rigidité très faible ; Par exemple, les appuis en élastomère (paragraphe I-6-1) nécessitent un diamètre minimum pour assurer leur stabilité sous les mouvements sismiques, cette dimension minimale nécessite une rigidité pratique minimale. Cependant, il y a peu de systèmes proposés pour isoler les bâtiments légers.

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

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

Toutefois, ces emplacements meubles n'éliminent pas l'isolation en elle-même, mais l'efficacité sera réduite. [2]

Le tableau récapitulatif ci-dessous donne une meilleure façon pour évaluer la convenance des structures à l'isolation sismique par une simple lecture.

Facte	Condition de
Période de la structure	< 1 seconde
Hauteur de la structure	Faible
Poids de la structure	Lourd
Distance à partir de la faille	> 5 km
Type de sol	Ferme
Système d'isolation	Une rigidité horizontale plus faible que celle de la structure, une grande rigidité verticale et effectuer un contrôle de conformité avant mise en place.

Tableau. I.1 : Conditions de convenance des structures à L'isolation sismique [2]

I.6 Les différents types d'appuis parasismiques

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

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

I.6.1 Les 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).

I.6.1.1 Appuis en élastomère d'amortissement élevé (HDR) :

Le terme HDR est appliqué aux appuis en élastomères où l'élastomère utilisé fournit une quantité d'amortissement significative, habituellement à partir de 8% à 15% de l'amortissement critique [5].

Un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (figureI.3) est constitué de plusieurs couches en caoutchouc avec des propriétés d'amortissement élevées séparées par des plaques en acier afin d'augmenter la rigidité verticale. Il est verticalement rigide capable de soutenir les charges verticales de pesanteur tout en étant latéralement flexible, capable de permettre des grands déplacements horizontaux [6].

Au moyen de ses possibilités de flexibilité et d'absorption d'énergie, le système HDR reflète et absorbe partiellement une partie de l'énergie du tremblement de terre avant que cette énergie ne puisse être transmise à la structure.

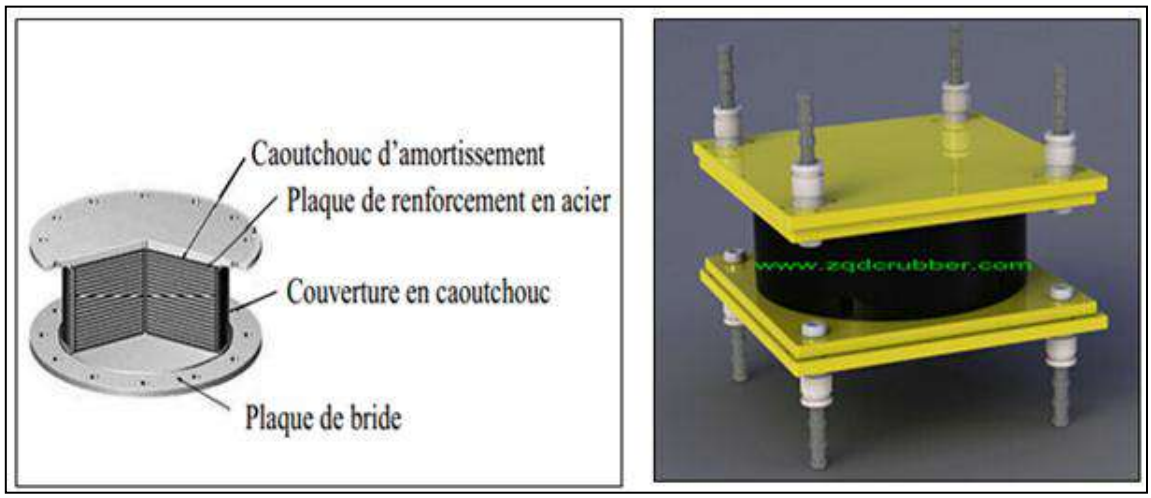


Figure I.3 : Appuis en élastomère d'amortissement élevé (HDR) [6]

I.6.1.2 Appuis en Caoutchouc Naturel et Synthétique de Faible Amortissement (LDRB)

Les appuis en caoutchouc naturel et synthétique de faible amortissement (Low-Damping Natural and Synthetic Rubber Bearings (LDRB)) ont été employés couramment au Japon en conjonction avec les dispositifs d'amortissement supplémentaires, tels que les amortisseurs visqueux, les barres en acier, les barres de plomb, les dispositifs de frottement…etc. Ces isolateurs sont constitués de deux plaques d'extrémité en acier épaisses et de nombreuses cales en acier épais. Le caoutchouc est vulcanisé et collé sur l'acier en une seule opération, sous la chaleur et la pression dans un moule.

Les cales en acier empêchent le gonflement du caoutchouc et fournissent une rigidité verticale élevée mais n'ont aucun effet sur la rigidité horizontale, qui est contrôlé par le faible module de cisaillement de l'élastomère. Le comportement du matériau dans le cisaillement est tout à fait linéaire jusqu'aux contraintes de cisaillement supérieures à 100%, avec l'amortissement de l'ordre de 2% à 3% de l'amortissement critique. [4 ; 6]

Le matériau n'est pas soumis au fluage et la stabilité à long terme du module est bonne
Les avantages des roulements stratifiés élastiques de faible amortissement, sont beaucoup, ils sont simples à fabriquer (le processus de composition et de collage à l'acier est bien compris), faciles à modeler, et leur réponse mécanique n'est pas affectée par le taux, la température, les étages, ou le vieillissement. Le seul inconvénient est que le système d'amortissement supplémentaire est généralement nécessaire. Ces systèmes supplémentaires exigent des liaisons élaborées et, dans le cas des amortisseurs métalliques, sont susceptibles à un cycle bas de fatigue [4 ; 8].

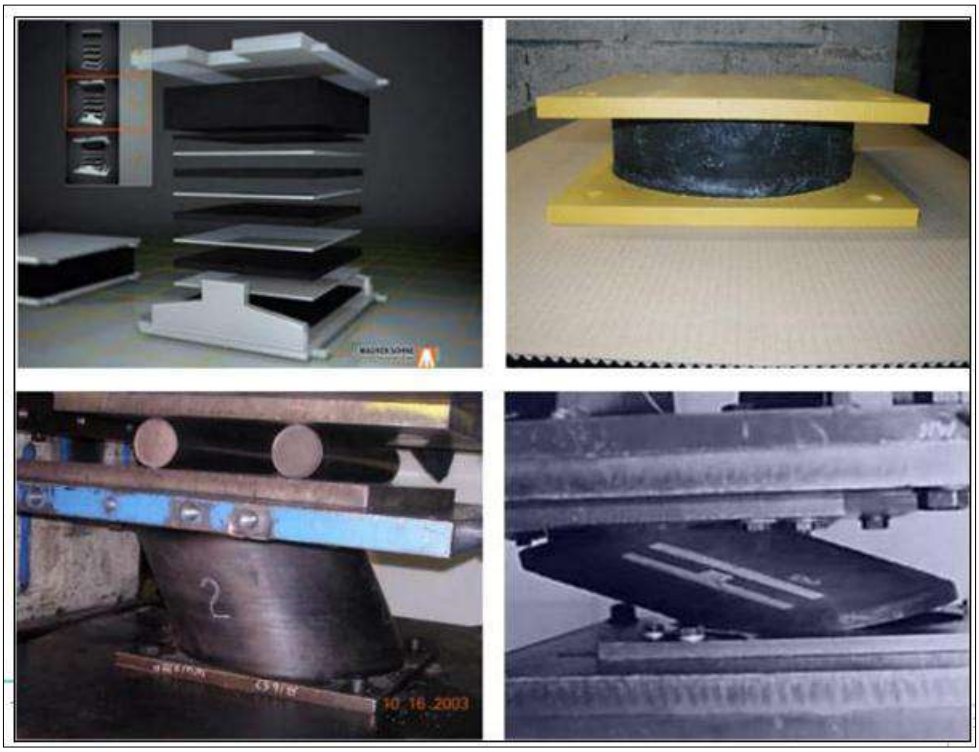
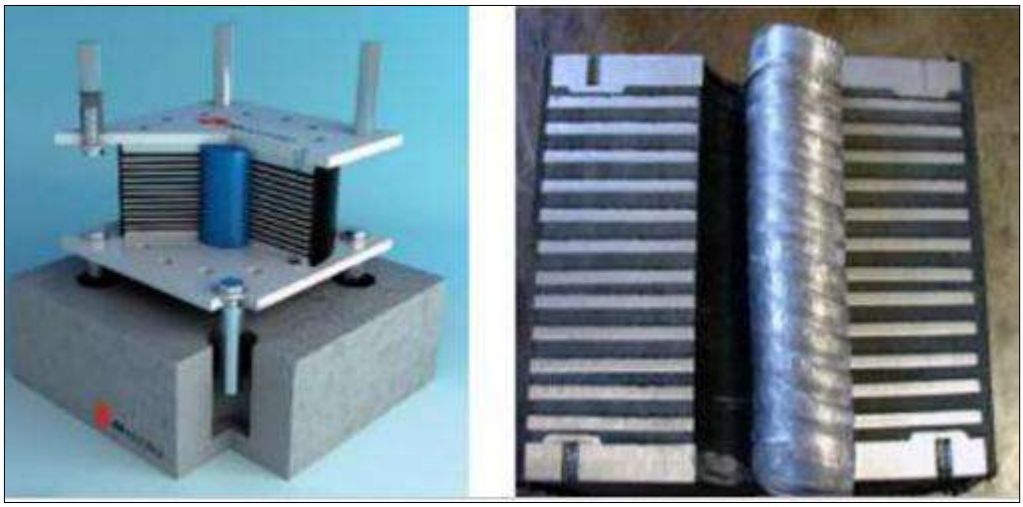


Figure I. 4 : Appui en Caoutchouc Naturel et Synthétique de Faible Amortissement.[6]

I.6.1.3. Appuis élastomère avec noyau de plomb(LRB)

Le genre le plus important des systèmes d'isolation à la base qui a été largement étudié et mis en œuvre dans certain nombre de bâtiments à travers le monde, est l'isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB), qui a été inventé en Nouvelle Zélande en 1975.

Un isolateur LRB comme le montre la (figure I.5) est construit d'une alternance de couches de caoutchouc et d'acier contribue à assurer la stabilité, soutient la structure et isole les vibrations, en outre un noyau de plomb inséré comme centre de LRB pour augmenter l'effet d'amortissement (le noyau de plombe fournit la rigidité sous les charges de services et la dissipation d'énergie sous les charges latérales élevées) et équipé dans le haut et le bas par des plaques en acier (pour fixer le glissement du bâtiment à travers sa fondation) [7 ;8 ;4].



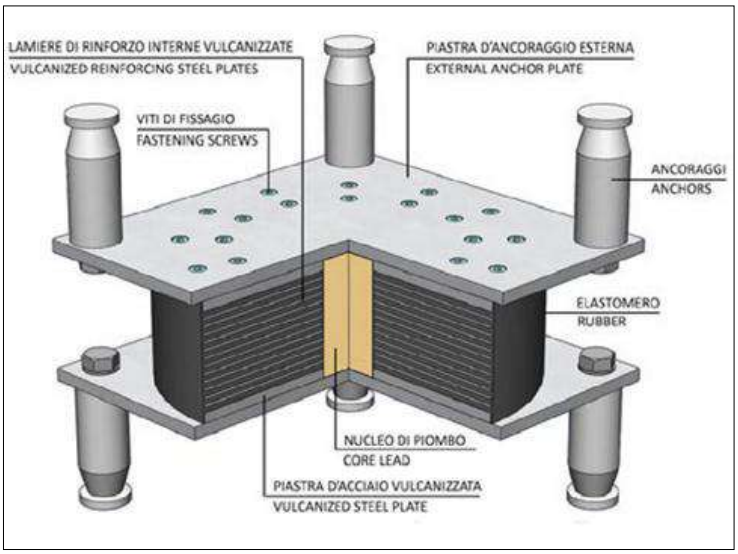


Figure I. 5 : Appuis de base en élastomère avec noyau de plomb (LRB) [9]

L'isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb est plutôt flexible dans le sens horizontal, mais assez rigide dans le sens vertical. La rigidité horizontale de l'appui est également conçue de telle manière qu'elle puisse résister aux forces du vent avec peu ou pas de déformation. Il soutient non seulement le chargement vertical mais également prolonge la période de réaction de séisme de la structure et exerce l'isolation et la dissipation d'énergie .La période normale recommandée pour une performance optimale est entre 1,5 et 2,5 sec [8].

I.6.2 Les appuis à glissement

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement. Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Le débord de la plaque la plus grande doit au moins égal à 1.2 fois le glissement maximal pour éviter la formation d'empreinte en cas d'absence durable de secousses, la plaque la plus grande doit être plus dure que la petite plaque (voir Fig.I.6 (a)).[9 ; 10]

La réponse d'un bâtiment reposant sur ce type d'appui est conditionnée par le coefficient de frottement entre les plaques ainsi que la masse du bâtiment.

L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure et inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux Plaques, le déplacement résiduel après un séisme de ces plaques est un problème qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage.

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismiques Parmi ces appuis, on peut citer les appuis en pendules glissants qui comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule (voir Fig.6 (b)). [3 ; 5 ; 11 ; 12]

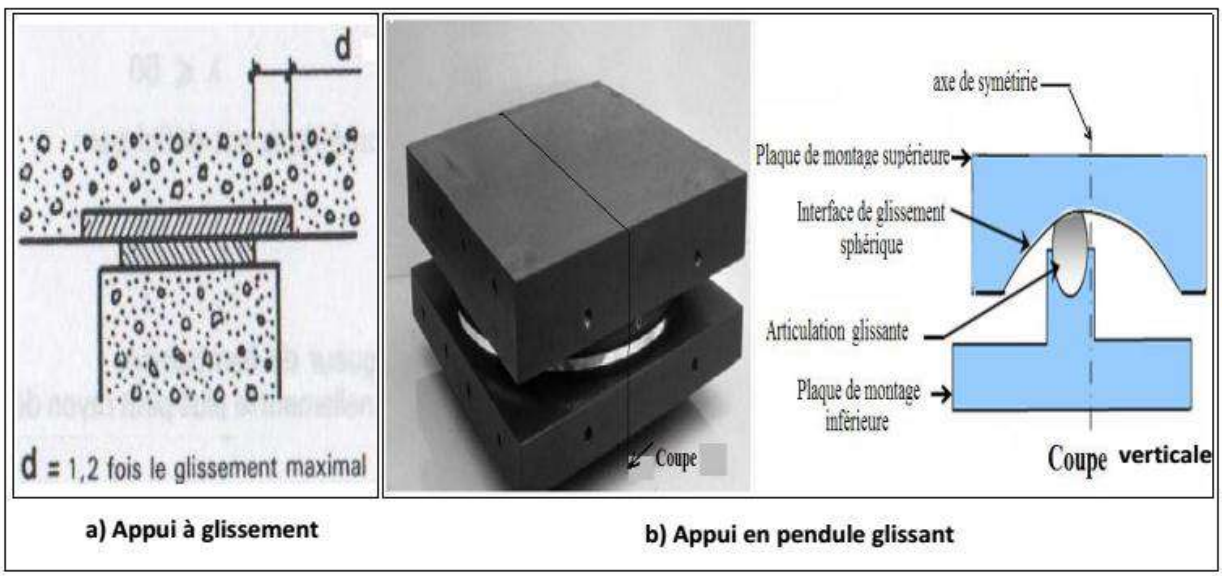


Fig.I.6 : Les différents types d'appuis à glissement [9 ; 15]

I.6.3 Les appuis à déformation et glissement

Il s'agit d'un dispositif combinant les deux types d'appuis sur mentionnés, il est constitué par l'association des plaques de glissement et des appuis à déformation (voir Fig.I.7). Dans un premier temps, les isolateurs se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence.

Pendant un séisme violent, il peut se produire plusieurs glissements. Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements de la superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à sa base.

Ceci est particulièrement avantageux dans le cas des constructions sur fondations profondes, plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles. [3][4]

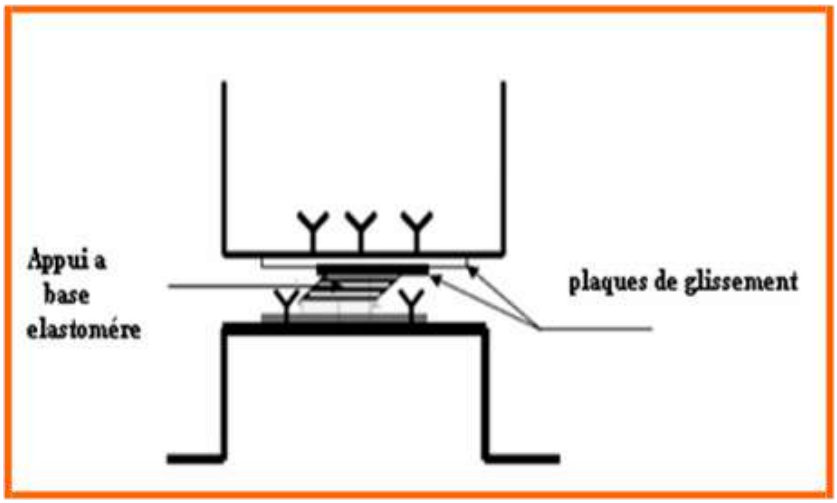


Fig.I.7 : Appui à déformation et glissement [6]

I.6.4 Les appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques sou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (voir Fig.I.8).

Des appuis ovoïdaux ont été utilisés pour un bâtiment expérimental de 7 niveaux à Sébastopol (Ukraine). Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale.

Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les

déplacements. [15] [1]

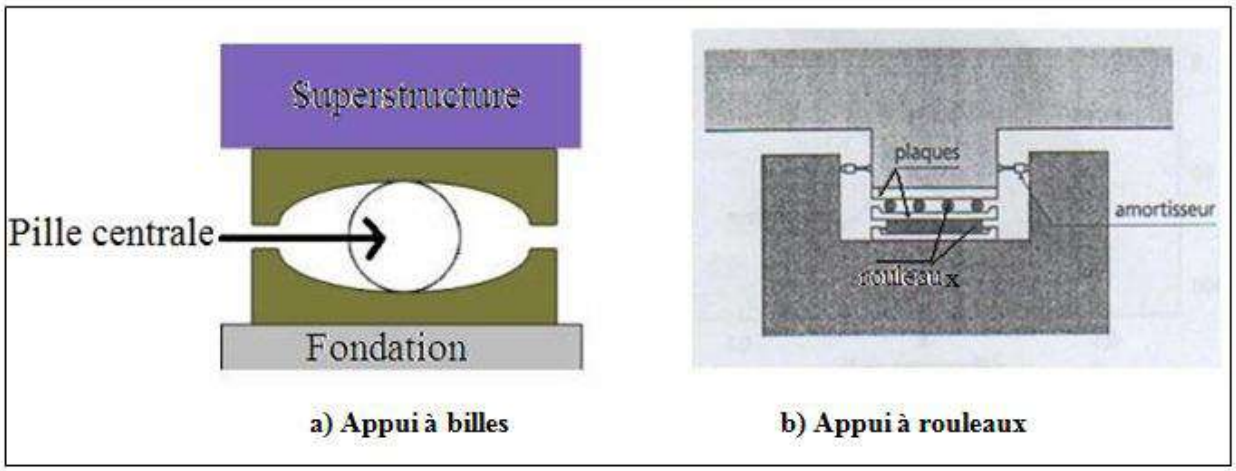


Fig. I.8 : Appuis à roulements [6]

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

I.7 Critères de choix des appuis parasismiques

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

En plus, une autre considération qui régit le choix entre les appuis est l'état du sol,les appuis à déformation perdent en grande partie leurs efficacités dans les sols mous, à longue période d'oscillation.

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

Les appuis à roulement sont très peu utilisés en raison de leurs inconvénients, dont les principaux sont le grippage éventuel du système en l'absence durable de mouvement et leur faible capacité d'amortissement ainsi leur sensibilité à l'action du vent. **[**1]

I.8 Avantages et inconvénients des appuis parasismiques

Comme tous autres systèmes de protection des bâtiments contre les effets sismiques, les appuis parasismiques présentent des avantages et des inconvénients. [3 ; 4 ; 6 ; 8 ; 9]

❖ Les principaux avantages sont :

•Une large réduction des forces sismiques agissantes sur la structure.

•Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé dans les codes parasismiques même en cas des séismes de niveaux très élevés.

•Les vies humaines sont protégées et les accidents secondaires dus aux meubles en chute sont réduits. La peur du séisme peut être allégée et l'effet psychologique est réduit.

•La structure peut être conçue de manière à rester élastique sans subir des déformations permanentes ou d'incursions dans le domaine post élastique. Cela évite la dégradation progressive de la structure.

•Le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques étant bien maîtrisé, il est facile que celui des constructions habituelles susceptibles de subir des déformations post élastiques qui font l'objet d'hypothèses approximatives.

•La structure et l'ensemble des appuis demeurent intacts après chaque secousse et restent tout à fait aptes à résister à la suivante (les répliques par exemple).

•Ils assurent une protection des équipements dans le cas des bâtiments stratégiques tels que les (hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes, les bâtiments industriels…) qui représentent parfois un investissement très important.

•Une bonne protection des éléments non structuraux (tels que les cloisons, menuiseries, revêtements…) qui sont incapables d'absorber l'énergie due aux mouvements de flexion globale et des déplacements inter étages à cause de leur rigidité élevé.

C'est là un fait important, car le coût des réparations non structurales peut attendre 80% du coût de l'immeuble après le passage du séisme ce qui permet de réaliser des économies.

•La réponse de la construction est principalement fonction des caractéristiques des appuis. La torsion due à une répartition asymétrique des éléments rigides de la superstructure est donc réduite. Lorsque leur centre de gravité est superposé avec le centre de rigidité des appuis, ce qui est souhaitable.

•Les bâtiments en forme de L, U ou Z peuvent être réalisés dans des bonnes conditions sans joints sismiques.

•Le découplage du sol diminue le moment de renversement ce qui soulage les éléments porteurs verticaux, le sol de fondation supporte alors des contraintes raisonnables pendant le séisme et on n'observe pas de tassement différentiel, dans ce contexte on déduit que les appuis parasismiques participent dans la stabilité de la fondation et de l'ensemble de la structure.

❖Les appuis parasismiques présentent quelques inconvénients à savoir

•Tous les ouvrages traversant le niveau des appuis (escaliers, ascenseurs, tuyauterie...) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations et plus particulièrement les réseaux de gaz et de protection contre l'incendie et les réseaux contenant des fluides polluants.

•Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur appuis parasismiques nécessitent des largeurs importantes. Toute fois l'existence de tels joints est rare.

•La rigidité et la masse des bâtiments sur appuis parasismiques ne doivent pas être modifiées par des travaux ultérieurs. Par conséquent, on ne peut transformer la structure, les cloisons, les façades ni tout autre élément lourd ou rigide sans refaire l'étude dynamique du système.

•Avant utilisation, tout système d'appuis parasismiques doit faire l'objet d'une validation technique destinée à déterminer ses caractéristiques de calcul, ainsi qu'à prouver sa fiabilité

et sa durabilité.

•L'interface entre le bâtiment et les équipements externes doit être étudiée avec attention.

I.9 l'emplacement et la mise œuvre des appuis parasismiques

Les appuis parasismiques sont placés de préférence au niveau du sol sous chaque colonne ou chaque intersection de murs. Ils doivent être insérés entre deux plans horizontaux rigides, de façon à ce que la distance des appuis entre eux reste invariable pendant la durée du séisme. [1][2][14]

Deux cas sont à considérer :

a) L'immeuble comporte un sous-sol dans ce cas, les appuis sont disposés entre le plancher bas du RDC et la partie haute du sous-sol, cette dernière devant être assez rigide pour se déplacer comme un ensemble, il est nécessaire de prévoir des murs de soutènement extérieurs permettant à la construction de se déplacer librement, ou de réaliser des talus de faible pente (2/3) au plus.

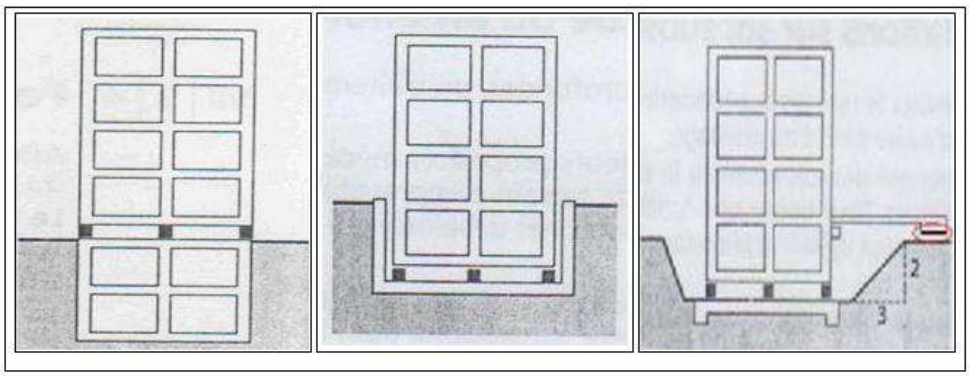


Fig.I.9 : Emplacement des appuis parasismiques [14]

b) L'immeuble ne comporte pas de sous- sol dans ce cas, les appuis sont fixés sur des plots en béton armé encastrés, soit sur un radier, soit directement dans le sol de fondation avec un chaînage en béton armé assurant une liaison entre les plots ; ils supportent le plancher bas du RDC comme dans le cas (a).

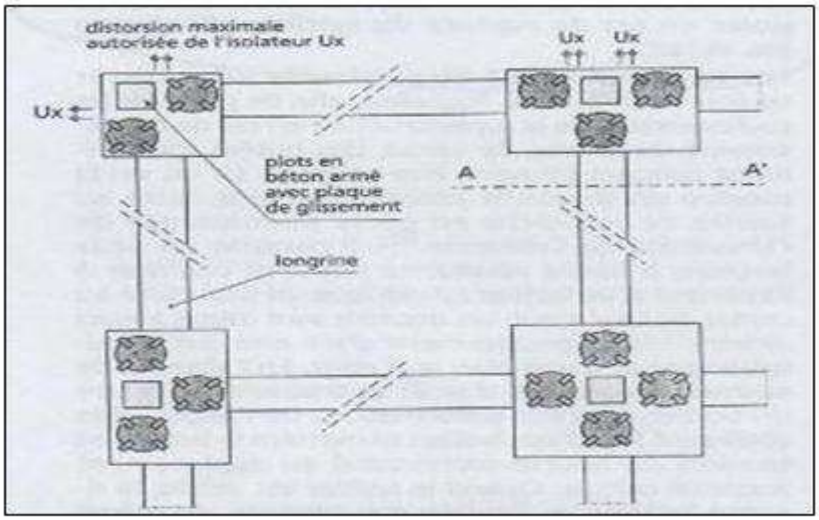


Fig.I.10 : Vue en plan des différentes positions possibles [14**]**

- Les appuis sont solidement fixés aux deux systèmes de planchers au moyen de boulons en acier ancrés dans le béton. Ce mode particulier de fixation permet le remplacement ultérieur des appuis si nécessaire.

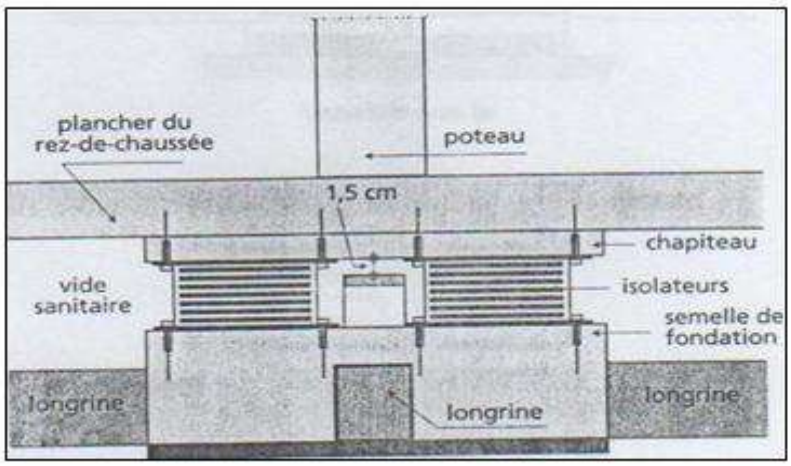


Fig.I.11 : Mise en œuvre [14]

- Les connections entre les réseaux de fluides intérieurs et extérieurs doivent pouvoir résister aux déplacements de calcul majorés de 20%. L'attention est particulièrement attirée sur les situations accidentelles supplémentaires occasionnées par les dommages subis par les réseaux de gaz.

- Par ailleurs, la fonction d'étanchéité doit être préservée pour les réseaux offrant un risque consécutif à une fuite. Les réseaux visés dans la condition d'étanchéité sont notamment les réseaux de gaz, d'incendie, ou plus généralement de fluides offrant des risques de pollution graves ou d'incendie, et les réseaux dont le maintien en service est nécessaire à l'intervention des secours.
- Le détail du plan de l'interface du système d'isolation est simple lorsque cette interface est horizontale. Par contre pour les emplacements en pente, la structure doit être posée graduellement, néanmoins, cette manière peut causer beaucoup de problème.

I.10 Incidence sur le coût

L'isolation parasismique augmente sensiblement le coût des bâtiments en termes de conception, réalisation et entretien mais elle offre une protection supérieure à la protection réglementaire.

Toutefois, on peut sensiblement réduire ce surcoût en optimisant ses différents paramètres du projet (réduction de la quantité des matériaux dans la superstructure). On doit rapprocher ce surcoût au coût de l'endommagement évité, rapporté à la probabilité de récurrence des séismes pouvant provoquer ces niveaux de pertes.

Lorsque les coûts sont évalués sur le long terme (durée de vie du bâtiment), l'isolation parasismique devient économiquement plus importante en termes :

- D'assurance ;
- Coûts post sismiques ;
- Réparations ;
- Perte de l'usage de l'infrastructure ;
- Coûts des dommages corporels ;
- Désorganisation sociale et économique réduite.

I.11 Théories de base sur les appuis parasismiques :

L'une des étapes essentielles dans une étude dynamique des structures isolées est la transformation de leur fonctionnement en un modèle mathématique.

Par conséquent, une bonne schématisation des systèmes d'appuis parasismiques par des modèles mathématiques qui permettent la formulation des équations du mouvement est très intéressante pour l'analyse du comportement du système combiné (le système d'isolation et la superstructure).

Dans le présent chapitre, nous allons décrire brièvement quelques modèles mathématiques simples des principaux systèmes d'isolation afin d'arriver à mieux appréhender l'analyse dynamique du système combiné.

I.12 Fonctionnement et modélisation mathématique des appuis parasismiques

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.

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 à travers une bonne schématisation qui permet à la fois 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

I.12.1 Appuis en caoutchouc fretté

Le principe de fonctionnement de ce système est décrit dans la Fig.II.1 :

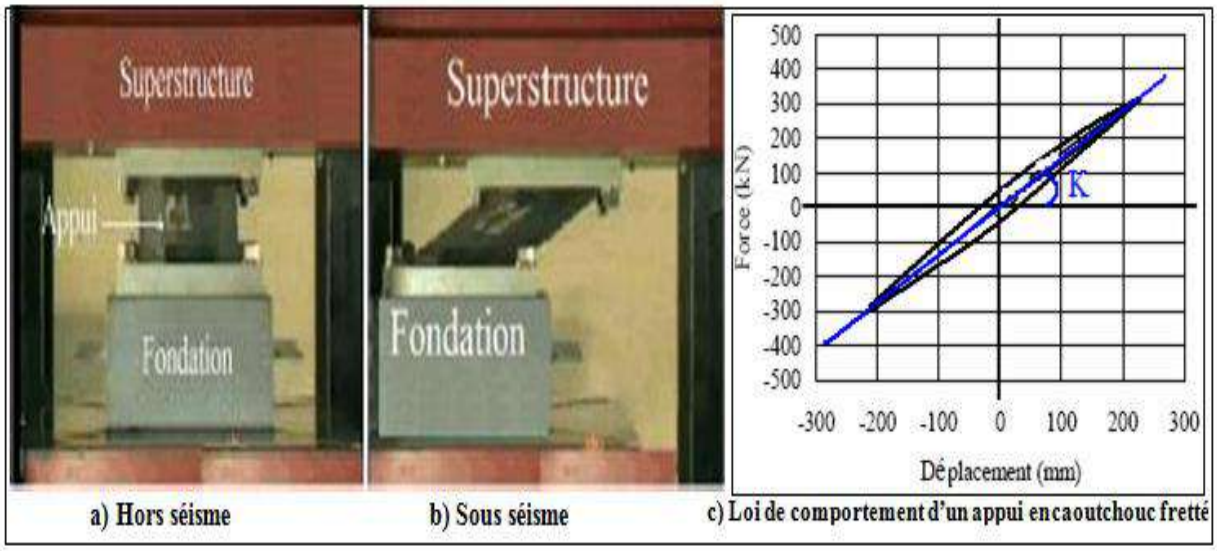


Fig. I.12 : Principe de fonctionnement [16]

Ce système d'appui est traduit par le modèle mathématique représenté dans la Fig.II.2 :

Le système est soumis à l'accélération du sol üg l'équation du mouvement est donnée comme suit :

$$m\,(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\,\dot{u} + ku = 0$$

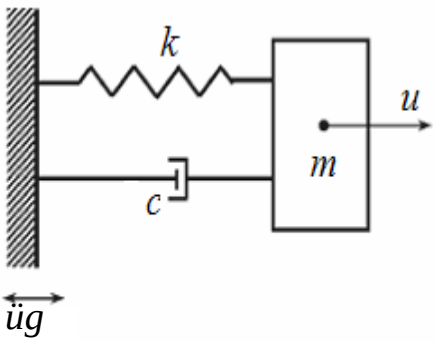


Fig.I.13 : Modèle mathématique

Où :

m : La masse de la superstructure

Donc :

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

$$\Rightarrow \ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g$$

Où :

$\omega^2 = \frac{k}{m}$ Et $2\xi\omega = \frac{c}{m}$

ξ : Coefficient d'amortissement.

ω : Pulsation de vibration.

L'équation caractéristique pour la détermination des fréquences ω_n est donnée par :

$$(1-\gamma)\omega_n{}^4 - (\omega_s{}^2 + \omega_b{}^2)\omega_n{}^2 + \omega_s{}^2\omega_b{}^2 = 0$$

$$\text{Avec : } \frac{m_s}{M} = \gamma, \quad \frac{k_s}{m_s} = \omega_s{}^2, \quad \frac{k_b}{M} = \omega_b{}^2$$

Les solutions de cette équation sont alors :

$$\omega_1{}^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)}\left\{(\omega_s{}^2 + \omega_b{}^2) - \left[(\omega_s{}^2 + \omega_b{}^2)^2 - 4(1-\gamma)\omega_s{}^2\omega_b{}^2\right]^{\frac{1}{2}}\right\}$$

$$\omega_2{}^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)}\left\{(\omega_s{}^2 + \omega_b{}^2) + \left[(\omega_s{}^2 + \omega_b{}^2)^2 - 4(1-\gamma)\omega_s{}^2\omega_b{}^2\right]^{\frac{1}{2}}\right\}$$

La plus petite valeur de ω_1 et ω_2 notée ωb_2 représente la fréquence d'isolation translatée, l'autre valeur notée ω_{s2} représente la fréquence modifiée de la structure.

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \text{ où } \varepsilon \text{ varie entre } 10^{-1} \text{ et } 10^{-2} \text{ vu que } \omega_b << \omega_s .$$

Posons :

Les deux équations de $\omega 1$ et $\omega 2$, en tenant compte de ε, se réduisent à :

$$\omega_1{}^2 = \omega_b{}^2(1-\gamma\varepsilon)$$

$$\omega_2{}^2 = \frac{\omega_s{}^2}{(1-\gamma)}(1+\gamma\varepsilon)$$

Du fait que ε est de l'ordre de10^{-2}, il peut être suffisamment précis dans beaucoup de cas de prendre comme approximation pour ω_1 et ω_2 les premiers termes :

$$\omega_1{}^2 = \omega_b{}^2 \quad \text{Et} \quad \omega_2{}^2 = \frac{\omega_s{}^2}{(1-\gamma)}(1+\gamma\varepsilon)$$

Les modes propres de vibration de la structure associés aux fréquences approximatives sont déterminés par l'équation suivante :

$$([K]-\omega_n{}^2[M])\{\phi^n\}=\{0\}$$

$$\Rightarrow \begin{cases}(\omega_b{}^2-\omega_n{}^2)\phi_b{}^n-\omega_n{}^2\gamma\phi_s{}^2=0\\ -\omega_n{}^2\phi_b{}^n+(\omega_s{}^2-\omega_n{}^2)\phi_s{}^n=0\end{cases}$$

Le premier mode $\phi^1=\begin{Bmatrix}1\\ \varepsilon\end{Bmatrix}$, correspond à la pulsation ω_1

Le deuxième mode $\phi^2=\begin{Bmatrix}1\\ \frac{1-(1-\gamma)\varepsilon}{\gamma}\end{Bmatrix}$, correspond à la pulsation ω_2

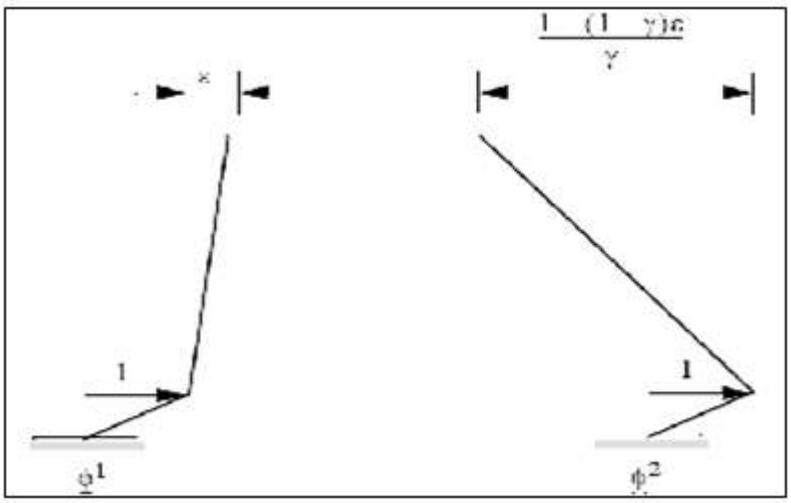


Fig.I.14 : La forme des modes propres de la structure isolée (2ddl) [17]

La Fig.I.12, indique que la structure est presque rigide dans le premier mode ø1, du fait que la fréquence du premier mode peut être considérée en tant qu'une petite modification de la fréquence du système d'isolation.

Par contre, le deuxième mode $ø_2$ entraîne la déformation dans la structure et

Le système d'isolation parce que la fréquence de la structure est sensiblement augmentée par la présence de la masse de la base.

Après que les deux modes sont obtenus, les déplacements relatifs vs, v_b peuvent être écrit comme suit :

$$V=\begin{Bmatrix}v_b\\ v_s\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}\phi_b^1 & \phi_b^2\\ \phi_s^1 & \phi_s^2\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}q_1\\ q_2\end{Bmatrix}$$

q_1, q_2 : Coefficients modaux dépendants du temps, ils sont donnés par :

$$q_1 = \frac{L_1}{\omega_1}\int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau)e^{-\omega_1\beta_1\tau}\sin\omega_1\tau\,d\tau \qquad \text{ET} \qquad q_2 = \frac{L_2}{\omega_2}\int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau)e^{-\omega_2\beta_2\tau}\sin\omega_2\tau\,d\tau$$

L_1, L_2 : Les facteurs de participation du premier et du deuxième mode dans la réponse, ils sont donnés par :

$$L_1 = 1-\gamma\varepsilon \qquad \text{ET} \qquad L_2 = \gamma\varepsilon$$

Du fait que**, $\gamma<1$** et que ε est de l'ordre de 10^{-2}, le facteur de participation dans la réponse pour le deuxième mode qui entraîne la déformation dans la structure est très petit. Par conséquent, ce résultat montre l'efficacité des systèmes d'isolation, car quand la valeur de la fréquence du deuxième mode est translatée à une valeur plus élevé que celle associée au cas d'une structure à base fixe, le décalage entre ces deux valeurs isole la structure du mouvement fort du séisme.

β1, β2 : Les rapports d'amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation, ils sont donnés par :

$$\beta_1 = \beta_b\left(1-\frac{3}{2}\gamma\varepsilon\right) \qquad \text{ET} \qquad \beta_2 = \frac{1}{(1-\gamma)^{\frac{1}{2}}}\left(\beta_s+\gamma\beta_b\varepsilon^{\frac{1}{2}}\right)$$

Par la suite, les valeurs maximales de q_1, q_2 sont données par :

$$|q_1|_{\max} = L_1 S_D(\omega_1,\beta_1) \qquad \text{ET} \qquad |q_2|_{\max} = L_2 S_D(\omega_2,\beta_2)$$

Où :

S_D (ω, β) : Le déplacement spectral du mouvement du sol, à la fréquence ω et au facteur d'amortissement β.

Ainsi, les déplacements v_s, v_b maximums sont donnés par :

$$|v_s|_{\max} = \varepsilon S_D(\omega_b,\beta_b) \qquad \text{ET} \qquad |v_b|_{\max} = S_D(\omega_b,\beta_b)$$

En fin, les forces sismiques Fs et F_b sont donnés par :

$$F_s = m_s\left\{S_A^2(\omega_1,\beta_1)+\varepsilon^2(1-\gamma)^2(1-2\varepsilon)^2S_A^2(\omega_2,\beta_2)\right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$F_b = m_b\omega_b^2\left\{(1-\gamma\varepsilon)^2\frac{S_A^2(\omega_1,\beta_1)}{\omega_1^4}+\gamma\varepsilon^2\frac{S_A^2(\omega_2,\beta_2)}{\omega_2^4}\right\}^{\frac{1}{2}}$$

I.12.2 Structure isolée à (n+1) degrés de liberté :

La théorie linéaire approximative des structures isolées à deux degrés de liberté peut être étendue à des structures à plusieurs degrés de liberté.

Pour une structure classique (encastrée) à n degré de liberté soumise à l'accélération du sol, l'équation du mouvement sous forme matricielle est donnée comme suit :

$$[M_0]\ddot{u} + [C_0]\dot{u} + [K_0]u = -[M_0]r\ddot{u}_g$$

Où :

u : vecteur déplacement par rapport au sol

r : vecteur d'influence

$[M_0]$, $[C_0]$ et $[K_0]$: désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité d'ordre (n x n).

Le modèle mathématique pour la structure à n ddl est donné par la figure.

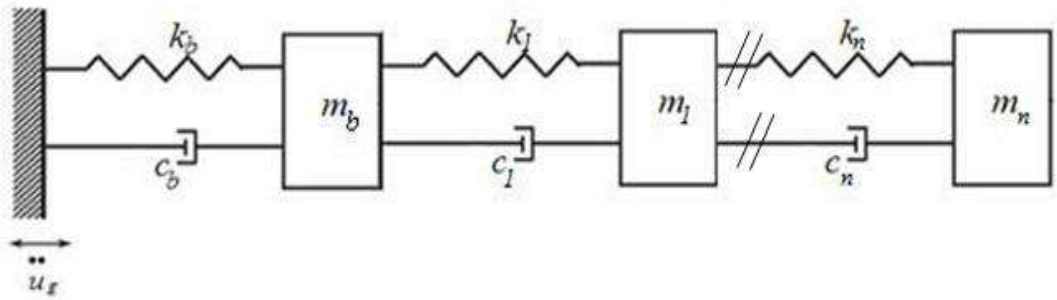


Fig.I.15 : Modèle mathématique [18]

Equations de mouvement :

•L'équation de la base mb est donnée comme suit :

$$m_b\ddot{u}_b + m_1\ddot{u}_1 + m_2\ddot{u}_2 + \cdots\cdots + m_n\ddot{u}_n + c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b(u_b - u_g) = 0$$

Où :

u_b, u_1, ...un : sont les déplacements absolues et vb, v1,…vn sont les déplacements relatifs.

$u_b = ug + v_b$, $u_1 = u_b + v_1$, $u_n = u_b + v_n$

En termes de déplacements relatifs l'équation précédente devient :

$$(m_b + m_1 + \ldots + m_n)\ddot{v}_b + (m_1\ddot{v}_1 + \ldots + m_n\ddot{v}_n) + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m_b + m_1 + \ldots + m_n)\ddot{u}_g$$

•L'équation de la masse m_n est donnée comme suit :

$$m_i\ddot{u}_i + c_i(\dot{u}_i - \dot{u}_g) + k_i(u_i - u_b) = 0$$

$$m_i\ddot{v}_b + m_i\ddot{v}_i + c_i\dot{v}_i + k_i v_i = -m_i\ddot{u}_g$$

Sous la forme matricielle, les équations de mouvement deviennent :

$$[M]\{\ddot{V}\} + [C]\{\dot{V}\} + [K]\{V\} = -[M]\{r\}^t\ddot{u}_g$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} m_b + M & \{r\}^t[M_0] \\ [M_0]\{r\} & [M_0] \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & [C_0] \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_i \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & [K_0] \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} v_b \\ v_i \end{Bmatrix} = -\begin{bmatrix} m_b + M & \{r\}^t[M_0] \\ [M_0]\{r\} & [M_0] \end{bmatrix}\ddot{u}_g$$

Où :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_b + M & m_1 & m_i & m_n \\ m_1 & m_1 & 0 & 0 \\ m_i & 0 & m_i & 0 \\ m_n & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix} \Rightarrow [M] = \begin{bmatrix} m_b + M & \{r\}^t[M_0] \\ [M_0]\{r\} & [M_0] \end{bmatrix}$$

Avec :

$$M = m_1 + \ldots + m_n \quad \text{Et} \quad \{r\}^t = \{1,0,0,\ldots 0\} \quad \text{Et} \quad \{V\} = \begin{Bmatrix} v_b \\ v_i \end{Bmatrix} \quad i = 1,n$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & [C_0] \end{bmatrix}, \quad [K] = \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & [K_0] \end{bmatrix}$$

$[M_0]$, $[C_0]$ et $[K_0]$: Les matrices de masse, d'amortissement, et de rigidité d'ordre (n x n) de la structure dans le cas classique.

Les fréquences naturelles ω_n d'une structure encastrée sont déterminées par : det $([K_0] - \omega_n^2 [M_0]) = 0$

$$\Rightarrow \sum_{i=1}^{n} \frac{L_i^2 M_i}{m_b + M} \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega_i{}^2}{\omega^2}\right)} = \left(1 - \frac{\omega_b{}^2}{\omega^2}\right)$$

Où :

L_i : Le facteur de participation du mode i dans la réponse.

M_i : La masse du niveau i.

ω_i : La pulsation du niveau i.

ω : La pulsation d'un des modes propres du système combiné.

Cette équation est l'équation caractéristique qui permet la détermination des pulsations ω_0^2, ω_1^2, … ω_n^2du système combiné.

Où :

ω_0^2: La pulsa ion de vibration translatée (ω_b^2).

I.13 Méthodes de calcul des structures isolées

Du fait que les charges induites par un tremblement de terre sont d'origine dynamique, caractérisées par des sollicitations variant à la fois dans le temps et dans l'espace, il convient donc, de représenter ces conceptions afin de reproduire au mieux le comportement réel du bâtiment.

Dans ce chapitre nous allons exposer brièvement les différentes méthodes d'analyse des structures isolées afin de déterminer les efforts agissants sur ces dernières.

I.13.1 Les codes parasismiques

Pendant que les produits de systèmes d'isolation atteignent leur développement complet (amené au stade de la réalisation) et deviennent disponibles dans le commerce, le concept d'isolation sismique a été employé dans beaucoup de pays.

Par la suite, cette activité a identifié un besoin de compléter les codes parasismiques existants avec les conditions de conception développées spécifiquement pour les structures isolées.

Ce besoin a été encadré par un certain nombre de pays concernés par l'aléa sismique avec des codes qui couvrent ce sujet pour que cette nouvelle technologie soit mise en application correctement.

Tandis que les critères généraux de la technique d'isolation sismique sont bien établis, les directives peuvent différer d'un pays à un autre dans les règles spécifiques visant les points suivants : l'Action sismique, la méthode de calcul, le système d'isolation et la superstructure.

Les règles parasismiques algériennes **RPA 99 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 d'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 et les codes européens (**UBC-97 et IBC-2000**) (**Euro code 8**) pour la suite de notre étude.

I.13.2 Critères de classification

I.13.2.1 Niveaux du mouvement sismique

Tous les codes prévoient différents niveaux d'intensité du mouvement sismique. **L'UBC-97** adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont :

•Le tremblement de terre de conception (DBE ; Design Basis Earthquake) : ce niveau du mouvement de tremblement de terre a une probabilité de 10% pour être excédé en 50 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 475années). Ce niveau est employé pour concevoir le système d'isolation, la superstructure, et l'infrastructure.

•Le tremblement de terre maximum (MCE ; Maximum Capable Earthquake) : est le niveau maximum de secousse sismique qui pourrait toucher le site où se trouve la structure.

L'MCE est pris en tant que probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 1000 années). Ce niveau est employé pour vérifier la stabilité du système d'isolation.

.

I.14 Méthodes de calcul des structures isolées

L'analyse d'une structure isolée qui permet le calcul des forces sismiques peut être mené suivant les mêmes méthodes de calcul des structures non isolées avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation. Selon le code Américain **UBC 97**, le code international **IBC** et code européen (**Euro code 8. NF-EN-1337)**
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.

I.14.1 Méthode statique

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

Du fait que les critères de cette méthode sont restrictifs, elle ne peut être appliquée que dans la phase préliminaire de conception et qu'aux systèmes d'isolation linéaires pour l'établissement d'un niveau minimum de déplacements de conception.

1) 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. La structure est située sur un site avec SI ≤ 0.6g (SI est l'accélération spectrale de 5% d'amortissement au niveau MCE).
- La structure est située sur un site de classe A (roche dure), B (roche), C (Sol très dense et roche meuble) ou D (sol ferme).
- La structure au-dessus du plan d'isolation n'excède pas quatre étages ou 20 m de hauteur.
- La période maximale du système d'isolation (T_M) ne dépasse pas les 3.0 secondes.
- La période de conception de la structure isolée (T_D) est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est régulière en plan et en élévation.

2) Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

•La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement de conception.

•Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel.

•Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge bilatérale.

a. Calcul des déplacements

Les deux déplacements de conception de base du système d'isolation à calculer sont DD et DM correspondants aux niveaux DBE et MCE respectivement.

Ces déplacements sont calculés au centre de rigidité du système d'isolation en utilisant les formules suivantes :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C T_D}{B_D} \qquad \text{ET} \qquad D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C T_M}{B_M}$$

D_D : Déplacement minimal de conception.

D_M : Déplacement maximal.

g : Accélération de la pesanteur.

C : Coefficient sismique prévus pour définir les ordonnées spectrales minimales à employer 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 :

$$C = ZNSI$$

Z : Coefficient de zone sismique (0.3 pour la zone 3 et 0.4 pour la zone 4)

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

Distance à 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.I.2 : Coefficient de proximité de la faille (N) [2]

S_I : coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau suivant :

Type de sol	***SI***
S1 : sol ferme	**1.0**
S2 : sol moyen	**1.4**
S3 : sol meuble	**2.3**
S4 : sol très meuble	**2.7**

Tableau.I.3 : Coefficient caractérisant

Le type de sol (SI) [2]

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

$$T_D = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{D,min}\ g}} \qquad \text{ET} \qquad T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{M,mim}\ g}}$$

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

T_M : Période en seconde correspondante au déplacement maximal.

W : Poids de la structure.

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

Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) représentés sur la figure ci-dessous obtenues à partir des essais de

chargements cycliques sur les isolateurs de prototype. Ces rigidités au déplacement minimum de conception D_D et au déplacement maximum D_M sont données par les équations suivantes :

$$K_{D,eff} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \qquad \text{ET} \qquad K_{M,eff} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-}$$

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

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

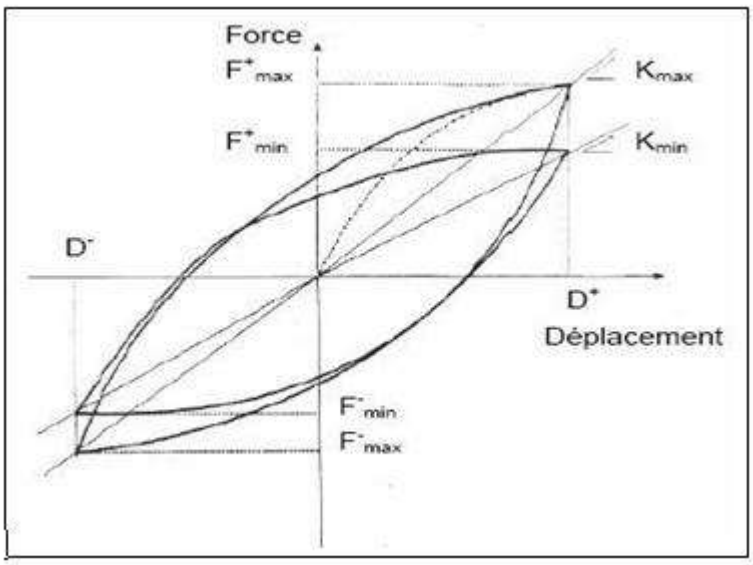


Fig.I.16 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique [2]

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

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

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

Les coefficients d'amortissement B_D et B_M sont donnés en termes d'amortissement effectif **β** dans le tableau **A-16-C de l'UBC-97**. De même, une approche d'approximation des valeurs du tableau est donnée par :

$$\frac{1}{B} = 0.25(1 - \ln \beta)$$

Amortissement effectif β (%de l'amortissement critique)	**Facteur B_D ou B_M**
≤2%	**0.8**
5%	**1.0**
10%	**1.2**
20%	**1.5**
30%	**1.7**
40%	**1.9**

Tableau.I.4 : Facteurs d'amortissement BD et BM [2]

b-calcul du déplacement total

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

$$D_{TD} = D_D[1 + y(\frac{12e}{b^2 + d^2})] \qquad \text{ET} \qquad D_{TM} = D_M[1 + y(\frac{12e}{b^2 + d^2})]$$

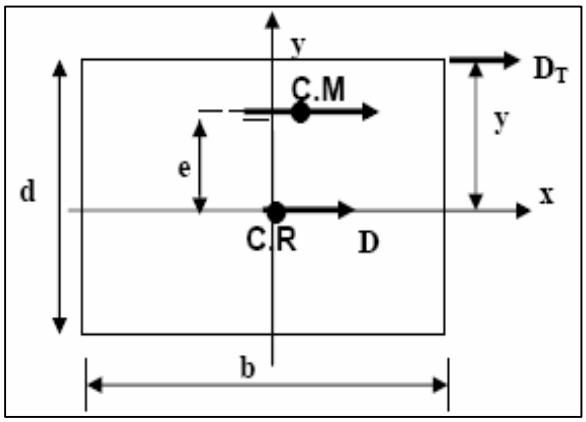


Fig.I.17 : Dimensions en plan pour la détermination du déplacement total

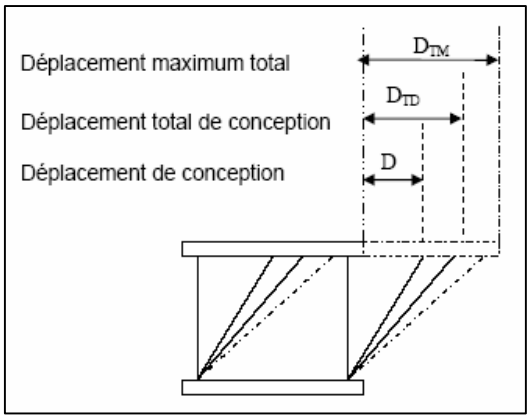


Fig.I.18 : Déplacements du système d'isolation

c-Calcul des forces sismiques

Le système d'isolation et tous les éléments structuraux au-dessous du système d'isolation sont conçus pour résister à une force sismique minimale calculée par la formule suivante :

$$V_b = K_{D,\,max} \times D_D$$

K_D, max : La valeur maximum de la rigidité effective K_D, eff au déplacement de conception.

D_D : Le déplacement de conception au centre de rigidité du système d'isolation correspondant au niveau DBE.

Dans tous les cas V_b ne doit pas être prise inférieure à la force maximale du système d'isolation.

La force sismique minimale prise pour le calcul des éléments au-dessus du système d'isolation est égale à :

$$V_S = \frac{K_{D,\max} D_D}{R_I}$$

R_I : est un facteur de réduction de la force de conception relié au type du système de contreventement des structures, selon **UBC97** $1.4 < R_I < 2.0$.

Ce facteur est analogue au facteur de comportement R des structures encastrées. Le facteur R_I est sensiblement plus petit que R pour un même système structural.

La force sismique V_S ne devrait pas être prise inférieure à :

•La force de conception correspondante à la charge du vent.

•La force latérale exigée pour activer entièrement le système d'isolation multipliée par 1.5

d-distributions verticale de la force sismique

La théorie de l'isolation sismique suggère une distribution uniforme de la force sismique sur la hauteur de la structure au-dessus du système d'isolation
(Les accélérations sont approximativement identiques à tous les niveaux de la structure). Néanmoins, une distribution triangulaire de la force sismique est exigée afin de considérer la participation des modes supérieurs dans la réponse dynamique de la structure.
La force sismique latérale totale V_S doit être distribuée sur la hauteur de la superstructure selon la formule suivant :

$$F_x = \frac{V_s \, W \, h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i \, h_i}$$

W_x, W_i= Poids des niveaux x et i respectivement.

h_x, h_i = Hauteurs des niveaux x et i respectivement au-dessus du niveau d'isolation.

e-Déplacements inter étages

Les déplacements inter étages ne doivent pas dépasser 0.015 h x.

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

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

$$\delta_K = \frac{R_I \delta_{SE}}{I_E}$$

Avec : δ_{SE} est le déplacement inter étages déterminé par l'analyse élastique I_E et est le facteur d'importance d'occupation.

I.14.2 Méthodes dynamiques

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

I.14.2.1 La méthode modale spectrale

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

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

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

Remarque :

Si un spectre de site spécifique est employé, il ne doit pas être moins de 80% du spectre de réponse normalisé.

a. Calcul des déplacements

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

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

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+(T/T_D)^2}} \quad \text{ET} \quad D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}}$$

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

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

b-calcul des forces sismiques

Pour le système d'isolation la force sismique ne doit pas être prise inférieure à 90% de V_b.

Pour la superstructure, si cette dernière est régulière en plan et en élévation, la force sismique ne doit pas être prise inférieure à 80% de Vs et pas inférieur à 60% de Vs.

c-déplacements inter étages

Les déplacements inter étages correspondants à la force latérale, en tenant compte du déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation, sont donnés comme suit :

Les déplacements inter étages d'une structure isolée calculés par la méthode spectrale ne doivent pas dépasser **$0.015h_x$.**

I.14.2.2 La méthode d'analyse par accélérogrammes

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

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

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

•La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30% (parce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes supérieurs dans la réponse).

•La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.

Les codes exigent d'autres conditions sur la manière dont les mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles doivent être appliqués dans la conception et l'analyse des structures isolées, ces conditions sont :

•Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées devraient être choisies et employées.

•Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.

•Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.

•Si les enregistrements appropriés ne sont pas disponibles, des enregistrements simulés appropriés peuvent être employés pour composer tout le nombre des enregistrements requis.

•Pour chaque composante des paires du mouvement du sol horizontal, un spectre de 5% d'amortissement doit être construit et le spectre résultant doit être combiné selon la combinaison SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) des deux spectres.

•Par suite, les réponses temporelles doivent être normalisées (multipliées par un facteur) telle que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne tombe pas au-dessous de 1.3 du spectre de conception correspondant à 5% d'amortissement (DBE ou MCE) et par un excédent de plus de 10% sur un intervalle de période de $0.5T_D$ à $1.25T_M$ où T_D et T_M sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.

•Si trois réponses temporelles sont employées, la conception doit être basée sur les valeurs maximales de réponse. Si sept réponses temporelles sont employées, la conception peut être basée sur les valeurs moyennes de répons

a. Calcul des forces sismiques

Pour le système d'isolation la force sismique ne doit pas être prise inférieure à 90%de V_b.

Pour la superstructure, si cette dernière est régulière en plan et en élévation, la force sismique ne doit pas être prise inférieure à 80% de Vs et pas inférieure à 60 % de Vs.

b-déplacements inter étages

Les déplacements inter étages correspondants à la force latérale, en tenant compte du déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation, sont donnés comme suit :

Les déplacements inter étages d'une structure isolée calculés par la méthode spectrale ne doivent pas dépasser 0.020 h_x.

Paramètres de conception		Méthode statique	Méthodes dynamiques	
			Modale spectrale	Réponses temporelles
Déplacement minimal de conception		$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right)CT_D}{B_D}$	/	/
Déplacement minimal total de conception		$D_{TD} = D_D[1+y(\frac{12e}{b+d})] \geq 1.1D_D$	$\geq 0.9D_{TD}$	$\geq 0.9D_{TD}$
Déplacement maximal		$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right)CT_M}{B_D} \geq 1.1D_M$	/	/
Déplacement maximal total		$D_{T_M} = D_M[1+y(\frac{12e}{b+d})]$	$\geq 0.8D_{TM}$	$\geq 0.8D_{TM}$
Force sismique au dessous du système d'isolation		$V_b = K_{D,max}D_D$	$\geq 0.9\ V_b$	$\geq 0.9\ V_b$
Force sismique pour une structure régulière		$V_S = \frac{K_{D,max}D_D}{R_I}$	$\geq 0.8V_S$	$\geq 0.6\ V_S$
Force sismique pour une structure irrégulière		$V_S = \frac{K_{D,max}D_D}{R_I}$	$\geq 1.0\ V_S$	$\geq 1.0\ V_S$
Déplacement inter étages	IBC-2000	$\leq 0.015h_x$	$\leq 0.015hx$	$\leq 0.020hx$
	UBC- 97	$\leq 0.01/R_I$	$\leq 0.015/R_I$	$\leq 0.02/R_I$

Tableau.I.5 : Valeurs minimales de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique [2 ; 3]

I.15 Conclusion

Une conception parasismique :

Il faut garder en mémoire que la construction doit pouvoir se déformer sans ruptures significatives et absorber l'énergie transmise au bâtiment par la secousse sismique.

On introduit ainsi la notion de ductilité, qui est la propriété d'une construction de se déformer notablement avant la rupture.

A la ductilité s'oppose la fragilité, qui correspond à une rupture brutale avec peu de déformation (comme celle du verre).

De façon imagée, pour la construction parasismique, il existe deux types de solutions

1. le chêne : une rigidité du bâti qui lui permette, grâce à sa cohésion et sa solidité mêmes, de ne pas se désintégrer ;
2. le roseau : une élasticité suffisante, il plie mais ne rompt pas.

C'est pourquoi la tâche du concepteur est de trouver un compromis pour obtenir la combinaison optimale entre la résistance et la déformabilité, ce qui n'est pas chose facile, le comportement de l'ensemble du bâtiment dépendant du comportement de chacun des éléments et de la façon dont ils sont assemblés.

Une bonne exécution des travaux :

Même le respect le plus strict des règlements parasismiques est inutile sans une bonne mise en œuvre et une exécution sur chantier soignée et menée par des personnes responsables.

La mauvaise exécution est hélas trop souvent la cause de désordres importants et de pertes humaines pourtant évitables.

Le respect de la réglementation :

Il n'est pas question d'exposer ici toutes les règles relatives à la conception et à la réalisation des bâtiments, les principes énoncés ne sont pas exhaustifs. Le génie parasismique est une véritable science en évolution et les indications données seront sans doute complétées à l'aide des enseignements tirés de l'observation in situ des séismes à venir. Les règles exposées sont simples, mais les derniers séismes ont montré que ces règles n'étaient pas toujours respectées.

Il est bon que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet, au même titre que l'étanchéité ou l'isolation cette approche doit devenir un réflexe, et la réglementation un aiguillon.

Chapitre II :
Etude d'une Structure Encastrée

II.A. Présentation de la structure et pré dimensionnement

Avant d'entamer l'étude d'un bâtiment encastrée, un pré dimensionnement rapide et efficace doit être fait en se référant à des documents techniques réglementaires (**DTR**) tel que **le RPA99 version 2003** et le **CBA93**. Ce pré dimensionnement nous permet d'aborder une analyse plus approfondie consistant à déterminer les dimensions à retenir pour la réalisation de notre structure.

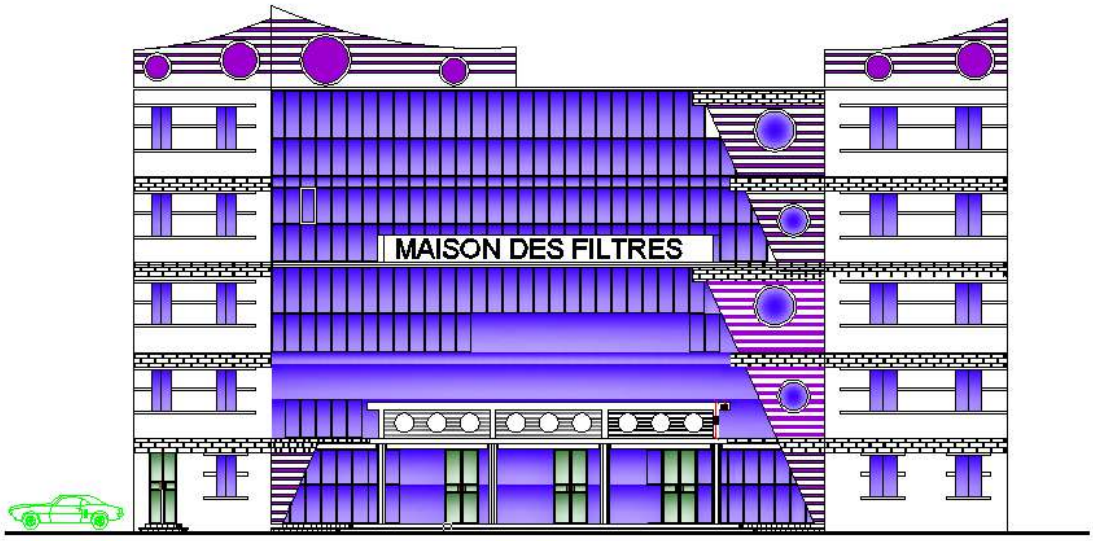
Dans ce qui suit, on va entamer le pré dimensionnement d'une structure à Six niveaux (R+4+**S/SOL**) contreventée par des voiles en béton armé sans et avec le système d'isolation.

II.A.1 Présentation de l'ouvrage

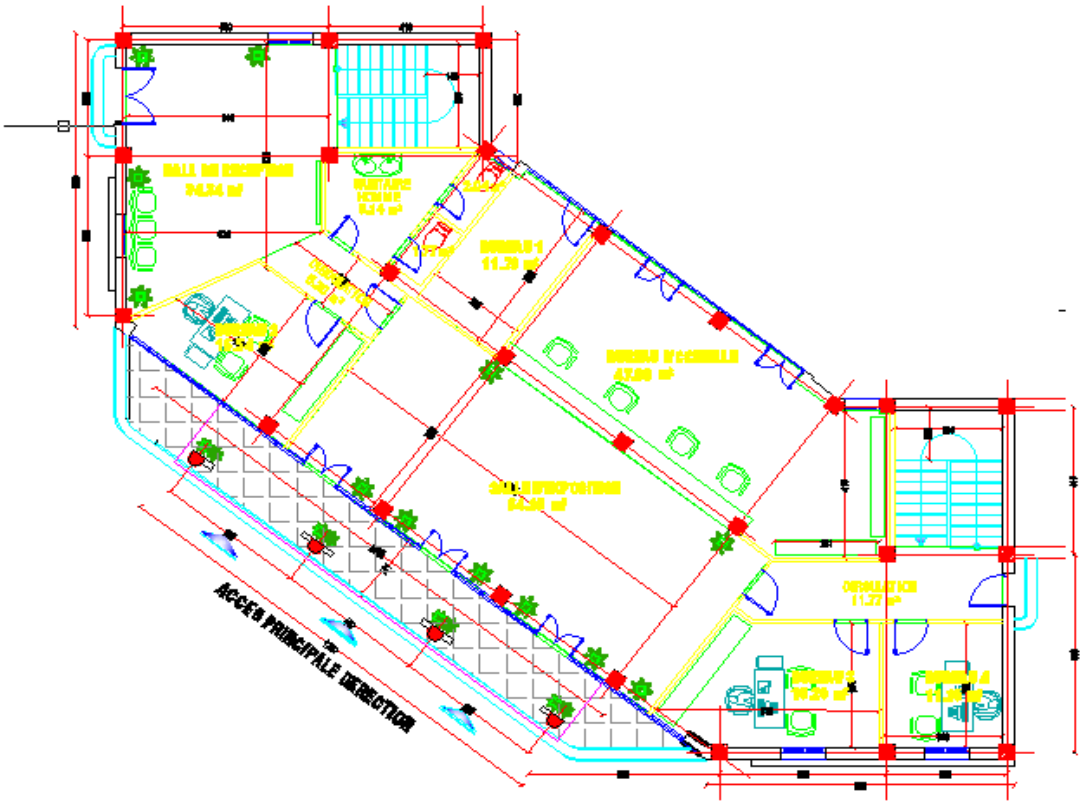
Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage bureaux (**Mison de Filtre**) de (**R+4+S/SOL**). Ce projet est implanté à willaya de **ALGER** zone de forte séismicité (**zone III**), selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/V 2003**).Notre ouvrage présent une forme en plan irrégulier (**forme d'angle**).

La structure est un bâtiment à usage de bureaux, Le contreventement du bâtiment est assuré dans les deux directions par des voiles :

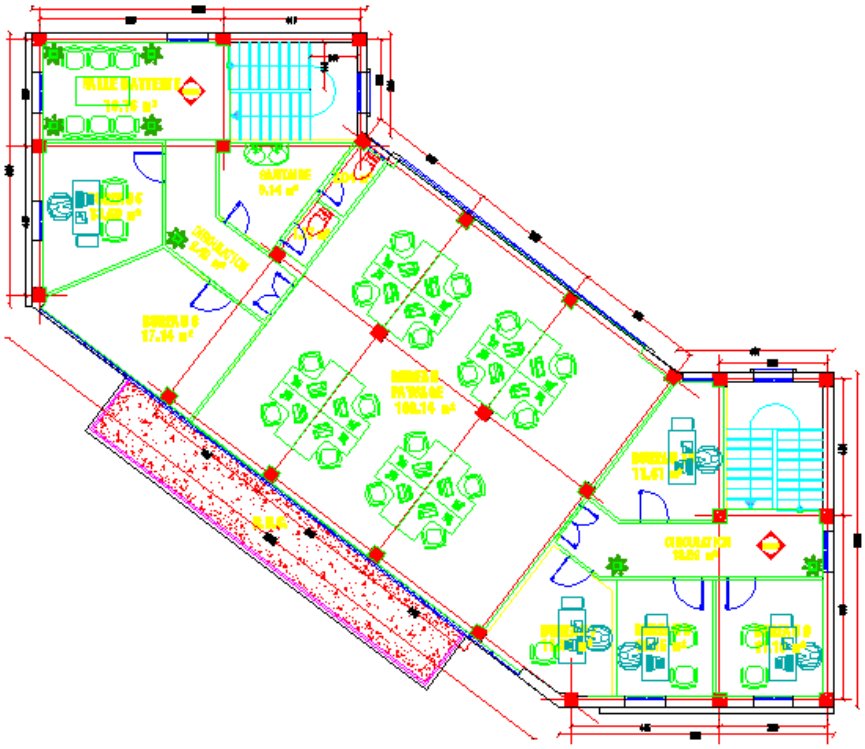
- Dimensions en plan : L_X = 23.96m, L_Y = 20.17m.
- Hauteur de S/SOL et RDC et les étages courants : 3.06 m
- Hauteur totale : 18.36 m.
- Le bâtiment fait partie du groupe d'usage 2.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III).



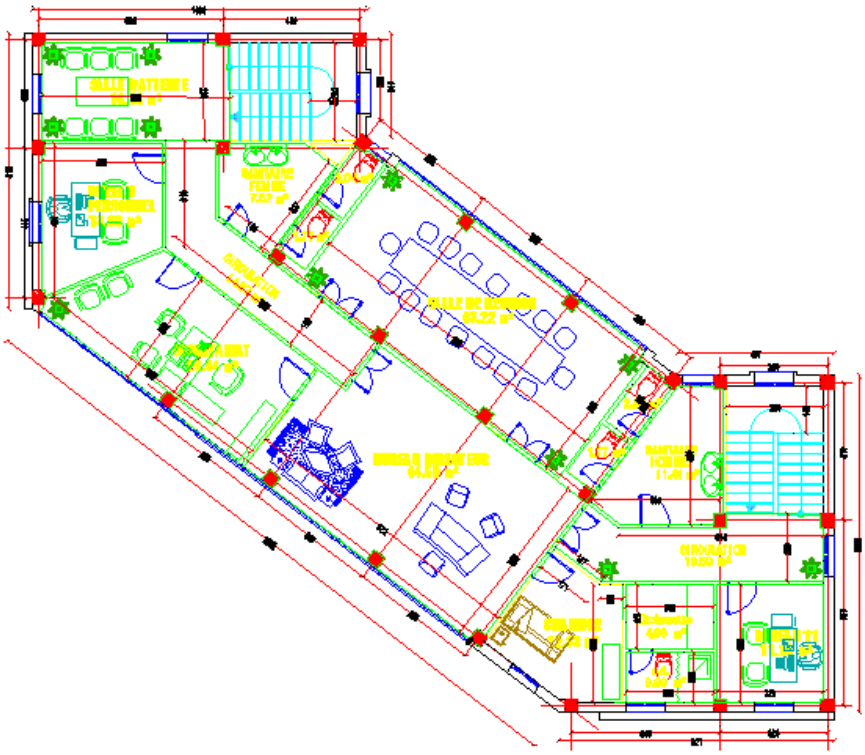
FACADE PRINCIPALE



PLAN DE DRC



PLAN DE 1°ER ETAGE



PLAN DE (2,3,4) EME ETAGE

II.A.2 Pré dimensionnement

II.A.2.1 Les planchers

Evaluation de l'épaisseur de la dalle

-Le plancher en corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise les formules empiriques suivantes :

$$L/25 \leq h_t \leq L/20.$$

Où :

L : est la portée de la poutrelle mesurée du nu des appuis.

h_t : est la hauteur de la poutrelle.

Donc : L= 435 cm → 17.20 ≤ h_t ≤ 21.75 → On prend : h_t = 20cm.

Avec une épaisseur de 4cm en béton armé (dalle de compression).

En fin l'épaisseur à retenir pour a dalle en corps creux dans ce cas est de :

e = (20+4) cm.

Les dalles pleines

Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

Critère de résistance :

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L}{35} \leq ep \leq \frac{L}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{45} \leq ep \leq \frac{L}{40}$$

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

(Lx/35) ≤ ep ≤ (Lx /30) ; L = 2.05 m → 5, 85 cm ≤ ep ≤6, 83 cm

Sécurité contre l'incendie :

Ep= 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

Ep = 11 cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

Critère d'isolation acoustique :

Ep = 15 cm.

Condition de la flèche :

- Si $L \leq 5\ m \Rightarrow f \leq L/500$
- Si $L > 5m \Rightarrow f \leq (L/1000) + 0{,}5\ cm$

Conclusion :

- Après avoir vérifié toutes ces conditions ; on adopte une épaisseur de 15 cm.

Evaluation des charges et surcharges

-Plancher terrasse inaccessible :

- Charges d'exploitations *:*

La charge d'exploitation d'une terrasse inaccessible est estimée à :

Q= 1KN/m².

- Charges permanentes :

La charge permanente du plancher terrasse inaccessible (Corps creux) :

G= 6.27KN/m².

-Plancher d'étage courant

- Charges d'exploitations

La charge exploitation d'un plancher d'étage courant est estimée à :

Q= 2.5 KN/m².

- Charges permanentes **:**

La Charge permanente du plancher courant (Corps creux):

G= 6.0 KN/m².

La Charge permanente du plancher (Dalle pleine):

G= 7.15 KN/m².

II.A.2.2 Maçonnerie :

La Charge permanente du mur double cloison **: G= 2.72 KN/m².**

II.A.2.3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

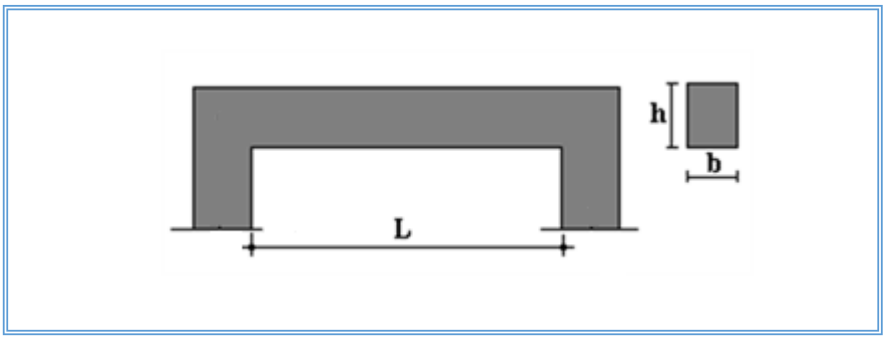


Fig. II.A.1 : Dimensionnement de poutre

Ou :

- ❖ b : largeur de la base de la poutre.
- ❖ h : hauteur totale de la poutre.
- ❖ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis

Le Pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad et \quad 0{,}3h \le b \le 0.7h$$

Et doivent respecter les conditions imposées par **(Art.7.5.1 : RPA 99 VERSION 2003).**

- $h \ge 30cm$
- $b \ge 20cm$
- $\frac{h}{b} \le 4$
- $b_{max} \le 1{,}5h + b_1$

a- Les poutres principales :

❖ **Conditions de la résistance :**

Lmax = 6,75 m→ 45.00 cm ≤ h ≤ 67,50 cm.

15,00cm ≤ b ≤ 35,00 cm.

Pour la portée de L = 6.75m : on adopte : h = 50cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 :**

h = 40 cm ≥ 30cm. (c.v)

b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)

$\frac{h}{b} = 1,67 \leq 4$ (c.v)

$b\max = 30\,\text{cm} \leq 1,5 \times 40 + 30 = 105\,\text{cm}$ (c.v)

❖ **Condition de la rigidité :**

$\frac{h}{L} = 0,074 \geq \frac{1}{16} = 0,06$ (c.v)

Donc on prend : (b × h) = (30 ×50) cm².

b- Les poutres secondaires **:**

❖ **Conditions de la résistance :**

Lmax = 4,35 m→ 29.00 cm ≤ h ≤ 43,50 cm

10,30cm ≤ b ≤ 24,50 cm

Pour la portée de L = 4,35m : on adopte : h = 35cm, b = 30 cm.

❖ **Vérification selon RPA 99 ver 2003 *:***

h = 35 cm ≥ 30cm. (c.v)

b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)

$\frac{h}{b} = 1,17 \leq 4$ (c.v)

$b_{max} = 30\,cm \leq 1,5 \times 35 + 30 = 82,5\,cm$ (c.v)

❖ **Condition de la rigidité :**

$\frac{h}{L} = 0,080 \geq \frac{1}{16} = 0,06$ (c.v)

Donc on prend : (b x h) = (30 x 35) cm².

❖ **Conclusion :**

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections des poutres porteuses et non porteuses : **(30×50) et (30×35)** cm² respectivement.

II.A.2.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient :(Nu=1,1Nu).

❖ **Étapes de pré dimensionnement**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **(Art.7.4.1 : RPA 99 VERSION 2003)**

II.A.2.4.1 Choix du poteau le plus sollicité *:*

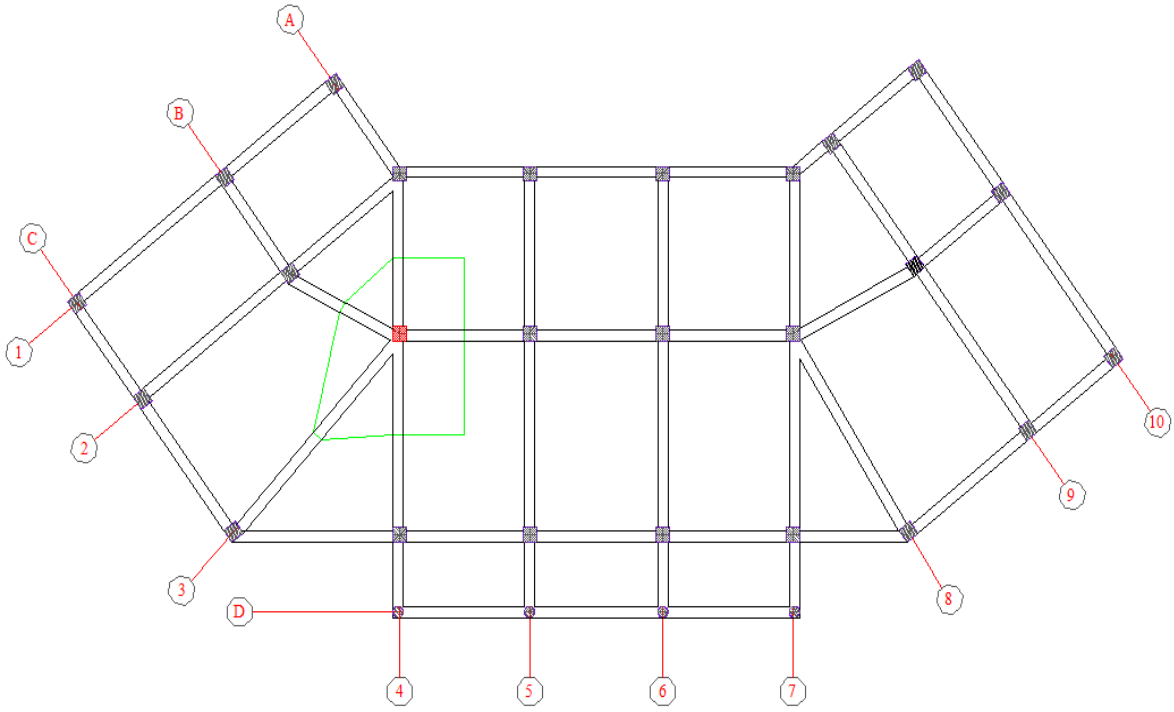


Fig. II.A.2 : Le poteau le plus sollicité**.**

II.A.2.4.2 Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$: *zone III*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Niveau d'étage		4ème	3ème	2ème	1er	RDC	S.SOL
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	35	35	40	40
	b (cm)	30	30	35	35	40	40

Tableau. II.A.1 : Pré dimensionnement des poteaux.

II.A.2.4.3 Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- **0,7×L_0** : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- **L_0** : dans les autres cas.

Avec L_0 =3.06 m pour S.SOL-RDC et L_0 =3,06m pour les autres étages.

II.A.2.4.4 Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

As : section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

B_r : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle

Un centimètre sur toute sa périphérie ; Br. = (b-2cm) × (h-2cm).

α : coefficient

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \quad \text{Pour } 50\alpha \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(section rectangulaire)}$$

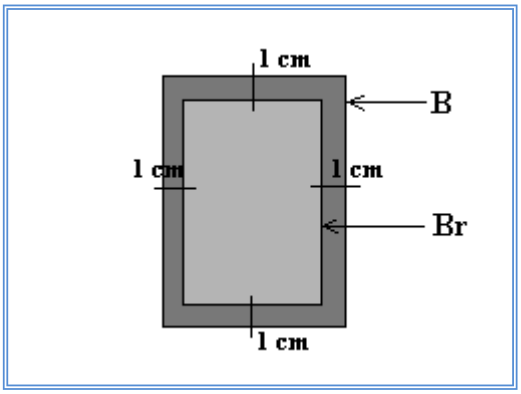


Fig. II.A.3 : Section réduite d'un poteau.

Avec : Lf=0.7l_0.

	dimension	Br. (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{N}$ (KN)
le 4eme étage	30x30	78400	24.73	0.772	90.0	1146.202
le 3eme étage	30x30	78400	24.73	0.772	90.0	1146.202
le 2eme étage	35x35	108900	21.20	0,791	122.5	1630.722
le 1er étage	35x35	108900	21.20	0,791	122.5	1630.722
RDC	40x40	144400	18.55	0.804	160.0	2196.845
S.SOL	40x40	144400	18.55	0,804	160.0	2196.845

Tableau. II.A.2 : Calcule de $\overline{N}$.

II.A.2.4.5 la surface reprise par le poteau :

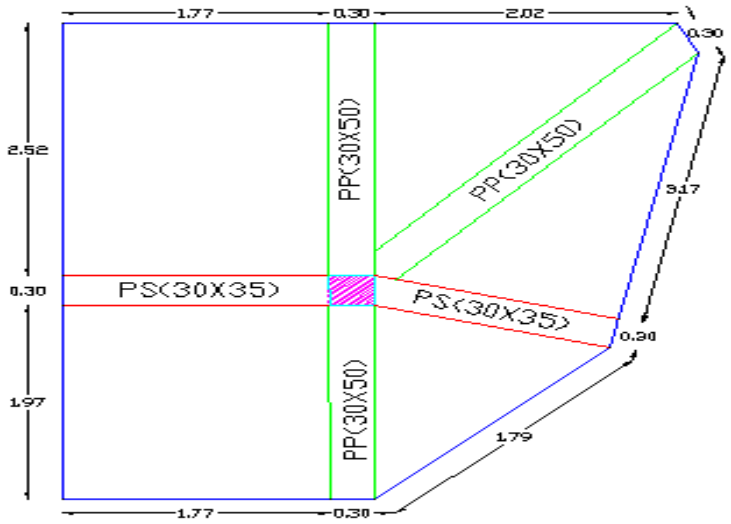


Fig. II.A.4 : Représentation du poteau le plus sollicité.

S_T = (1.92x4.79) +7.1138=18.55m^2

Sp = (1.77x2.52) + (1.97x1.77) + ((1.79x1.97+2.02x2.52+3.17x1.77) /2) = 15.06 m^2.

II.A.2.4.6 Descente des charges

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaires le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.A.2.4.6.1.a Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{5} Q_i$

Avec:

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \ldots Q_n$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

➢ **Loi de dégradation des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 3ème étage : Q_0+Q_1

Plancher 2ème étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher 1ème étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher du RDC : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

S.SOL : $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

	Q (KN/m²)	**∑ Qi(KN)**		$\frac{3+n}{2n}$	**Q cum (KN)**
4eme étage	18.55	Q_0=	-	-	18.55
3eme étage	46.375	Q_1=	46.375	1	64.92
2eme étage	46.375	Q_2=	92.750	0,95	106.66
1er étage	46.375	Q_3=	139.125	0,90	143.76
RDC	46.375	Q_4=	185.500	0,85	176.22
S.SOL	46.375	Q_5=	231.875	0,80	204.05

Tableau. II.A.3 : Détermination des charges d'exploitations.

II.A.2.4.6.2 b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de Poteaux de rives.

	Eléments	G (KN)	G cum (KN)	Q cum (KN)	Nu (KN)	1,1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$
4ème étage	Poutre P	29.58	145.17	18.55	246.624	271.286	1146.202	Oui
	Poutre S	09.30						
	Poteau	6.885						
	Plancher	116.3						
3ème étage	Poutre P	29.58	286.28	64.92	528.224	581.046	1146.202	Oui
	Poutre S	09.30						
	Poteau	6.885						
	Plancher	111.3						
2ème étage	Poutre P	29.58	427.39	106.66	806.224	886.847	1630.722	Oui
	Poutre S	09.30						
	Poteau	9.37						
	Plancher	111.3						
1er étage	Poutre P	29.58	568.50	143.76	1077.269	1184.996	1630.722	Oui
	Poutre S	9.30						
	Poteau	9.37						
	Plancher	111.3						
RDC	Poutre P	29.58	712.86	176.22	1345.225	1479.752	2196.845	Oui
	Poutre S	9.30						
	Poteau	12.24						
	Plancher	111.3						
S.SOL	Poutre P	29.58	857.22	204.05	1606.234	1766.857	2196.845	Oui
	Poutre S	9.30						
	Poteau	12.24						
	Plancher	111.30						

Tableau.II.A.4 : Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

II.A.2.4.6.3 Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le **RPA99 v2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3,06 - 0,35)/20=13.55cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

Tableau. II.A.5 : Vérifications de coffrage des poteaux.

II.A.2.4.6.4 Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- b max ≤ 1,5h_1+b_1
- d ≤ Max (b_1/2 ; h_1/2

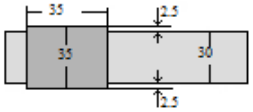
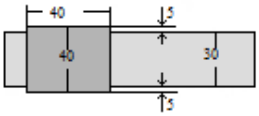
	b max (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	b max≤ 1,5h_1+b_1	d (cm)	Max (b_1/2 ; h1/2)	d ≤ Max (b_1/2 ; h1/2)
	30' »	35	35	Oui	2,5	17,5	Oui
	30	40	40	Oui	5,0	20,0	Oui

Tableau. II.A.6 : Vérification aux zones nodales.

II.A.2.5 pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition **L≥4a**. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003(Art 7.7.1), exige une épaisseur minimale de **15cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités.

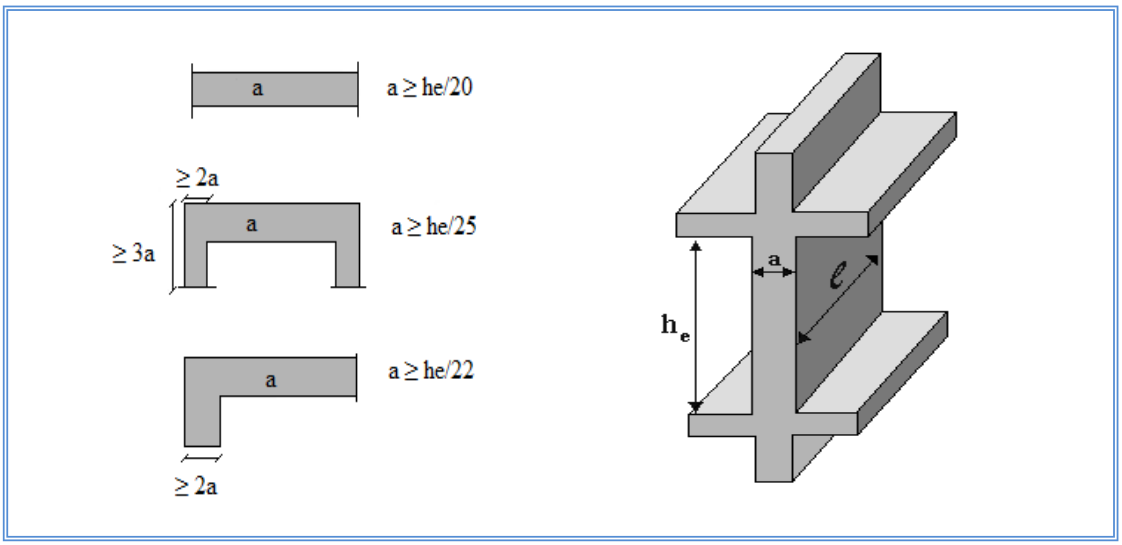


Fig. II.A.5 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

$$a \geq Max\left\{15\,cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right\}$$

Niveaux	h_e (cm)	a (cm)
4	271	15
3	271	15
2	271	15
1	271	15
RDC	271	15
S.SOL	271	15

Tableau. II.A.7 : Pré dimensionnement des voiles.

II.A.2.6 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures. (Voir la figure II.6)

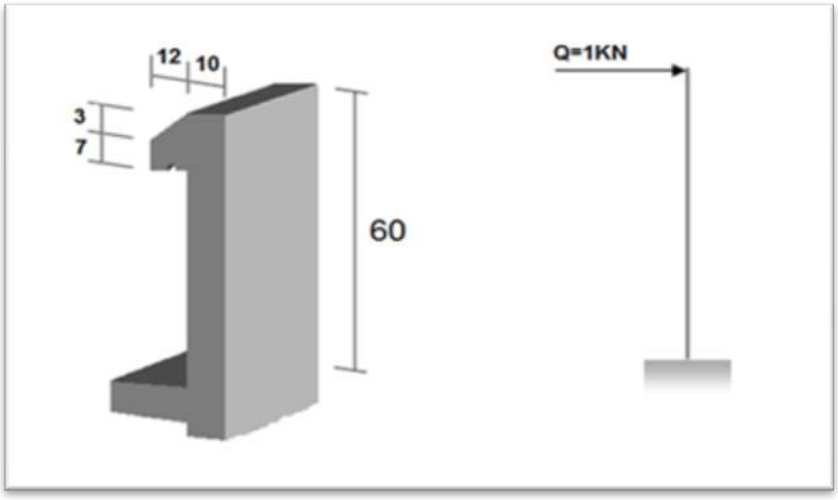


Fig. II.A.6 : L'acrotère

II.A.2.6.1 Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Charge Permanente
Poids propre : [(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

Tableau. II.A.8 : Charges permanentes et surcharges D'exploitation de l'acrotère.

II.A.2.7 Les escaliers

Evaluation des dimensions de l'escalier

Hauteur de l'étage : H = 3.06 cm.

Le giron : G=30cm.

La hauteur de la marche :

D'après la formule de Blondel : 59<2h+g<66 ↔ 14,5<h<18 On prend : h=17cm.

Le nombre de contremarches : Nc = H/h =3.06/17 ↔ Nc = 18

Soit 09 contremarches par volée.

Nombre de marches par volée : n= (Nc/2)-1 =9-1 ↔ n =08

Inclinaison de la paillasse : Tang α = 17/30 ↔ α = 29,53°

Longueur de la paillasse : L = 2,7/cos α ↔ L = 3.10 m

Epaisseur de la paillasse : L/35 ≤ ep ≤ L/30

Avec l=4.10 m 11.71 ≤ e ≤ 13.66

Nous prendrons : ep = 15 cm.

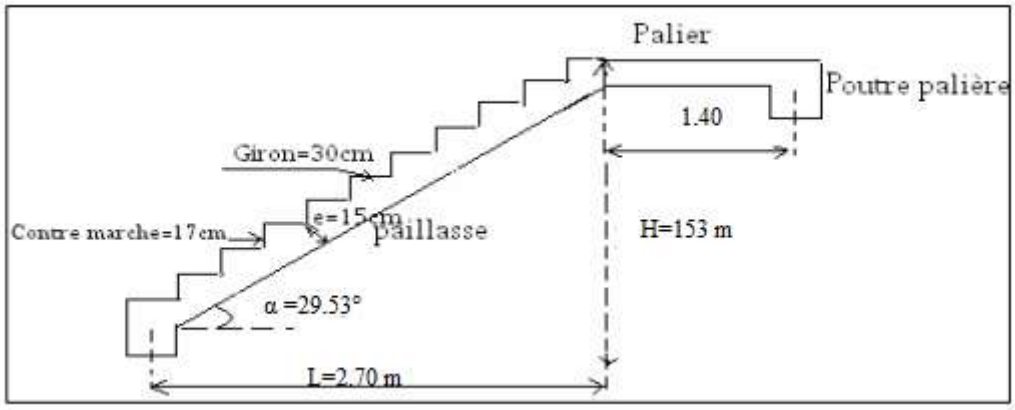


Fig. II.A.7 : Coupe longitudinale de l'escalier

II.A.2.7.1 Evaluation des charges et surcharges *:*

A. Charges permanentes :

- La Charge permanente du palier de repos de l'escalier **G=5.49KN/m²**
- La Charge permanente de la paillasse de l'escalier **G=8.17KN/m²**

B. Surcharge d'exploitation :

- ***La paillasse :*** **Q = 2,5KN/m2**
- ***Le palier* :** **Q = 2,5KN/m2**

II.A.2.7.2 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre : L = 3.20 m

➢ **Pré dimensionnement :**

La longueur de la poutre : L =3.20 m

$L/15 \leq h \leq L/10$; $0,6h \leq b \leq h$

L = 3.20m => $21.33 \leq h \leq 32$ => h = 35 cm

L = 3.20m => $21 \leq b \leq 35$ => b = 30 cm

Soit : (b x h) = (30 x 35) cm^2

➢ Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :

-b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)

-h = 35 cm ≥ 30 cm. (c.v)

-h / b = 1,167 < 4 (c.v)

II.B. Etude sismique de la structure

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.
Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures Pou

vant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

II.B.1. Choix de la méthode de calcul :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier 18.36 m, donc selon le RPA 2003 ►► [Art 4.1.2] ◄◄, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « SAP2000 version 17 ».

II.B.2 Méthode dynamique modale spectrale :

II.B.2.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

II.B.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le SAP2000 version17 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

II.B.2.3 Le spectre de réponse de calcul : [19]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a-Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99]*.

Zone	**groupe 1A**	**groupe 1B**	**groupe 2**	**groupe 3**
III	**0,40**	**0,30**	**0,25**	**0,18**

Tableau. II.B.1 : Coefficient d'accélération de zone A

***facteur de correction d'amortissement η :**

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ $\xi = 7\ \%$ (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

Avec remplissage dense → η = 0,882

*** coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄ [19]**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.
- ✓ Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m

Donc : R= 4

b-facteur de qualité Q :**(R.P.A 99 VERSION 2003. Tab. 4.4).**

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

	p_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	N.observé	Observé	N.bservé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondances en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	0,05
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	²0.10	Non	0.10
Σ	**0,15**		**0,15**	

Tableau. II.B.2 : détermination du facteur de qualité Q.

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$
$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$

c-périodes caractéristiques : (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7).

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 2}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

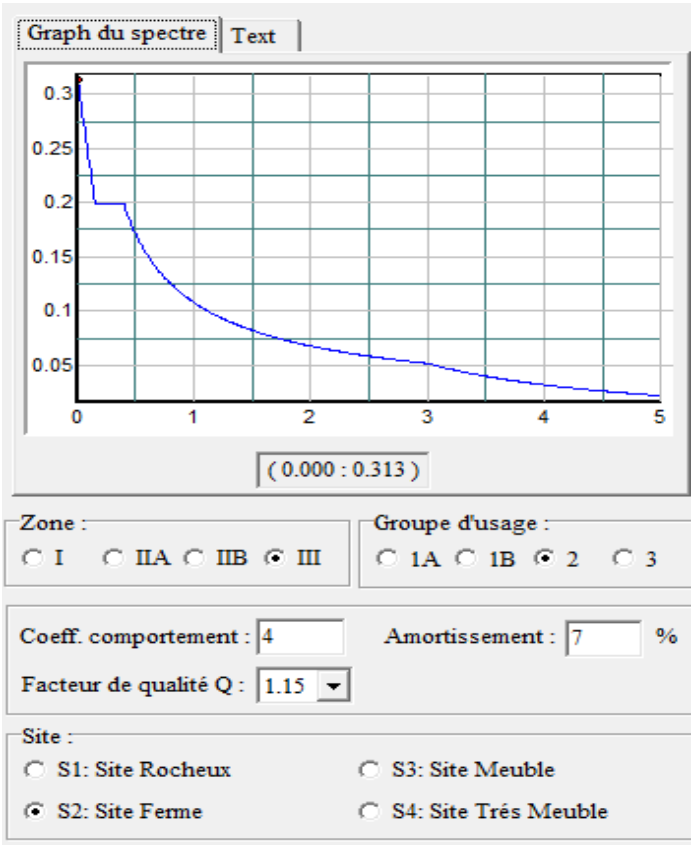


Fig. II.B.1 : Spectres de réponse (X et Y)

II.B.3 proposition les différentes dispositions des voiles :

On a essayé plusieurs dispositions des voiles pour le bâtiment.

Les dispositions sont comme suit :

1er disposition des voiles :

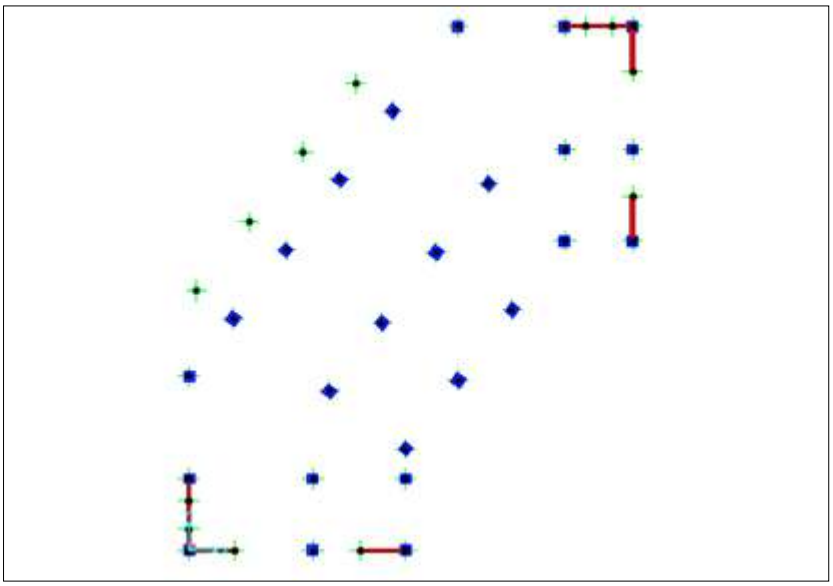


Fig. II.B.2 : 1 er disposition des voiles en plan

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.345	41.00%	28.83% ♦	3.93%
2	0.276	30.10%	43.89%	0.04%
3	0.192	1.63%	0.08%	68.80%

Tableau II.B.3 : Le comportement des trois premiers modes.

❖ **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.345 s

Le 1er et 2eme sont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.

❖ **Résultat :**

Apparitions du phénomène du couplage dans le1er mode ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

2eme disposition des voiles :

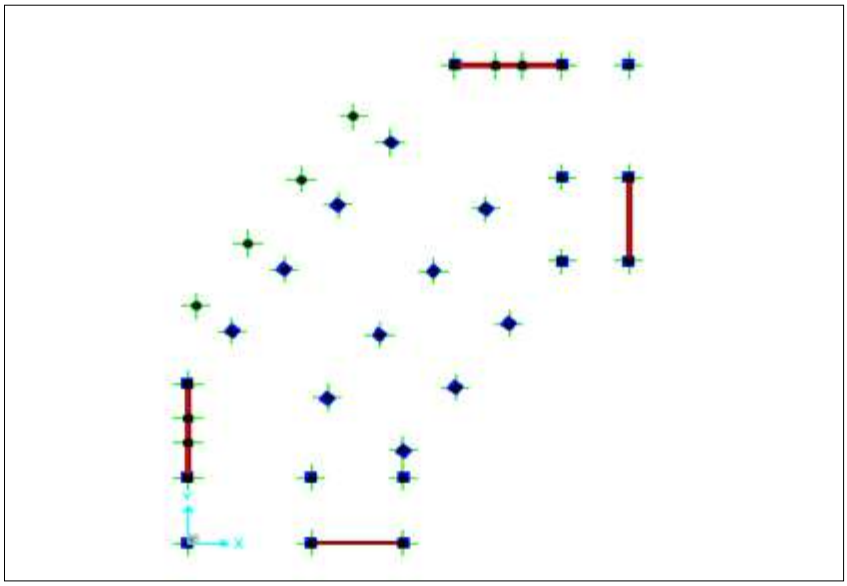


Fig. II.B.3 : 2eme disposition des voiles en plan.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.299	41.50%	29.49% ♦	0.62%
2	0.288	29.71%	42.38%	0.02%
3	0.202	0.60%	0.21%	69.15%

Tableau II.B.4 : Le comportement des trois premiers modes.

❖ **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.299 s

Le 1eret 2eme sont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.

❖ **Résultat :**

Apparitions du phénomène du couplage dans le1er mode ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

3eme disposition des voiles :

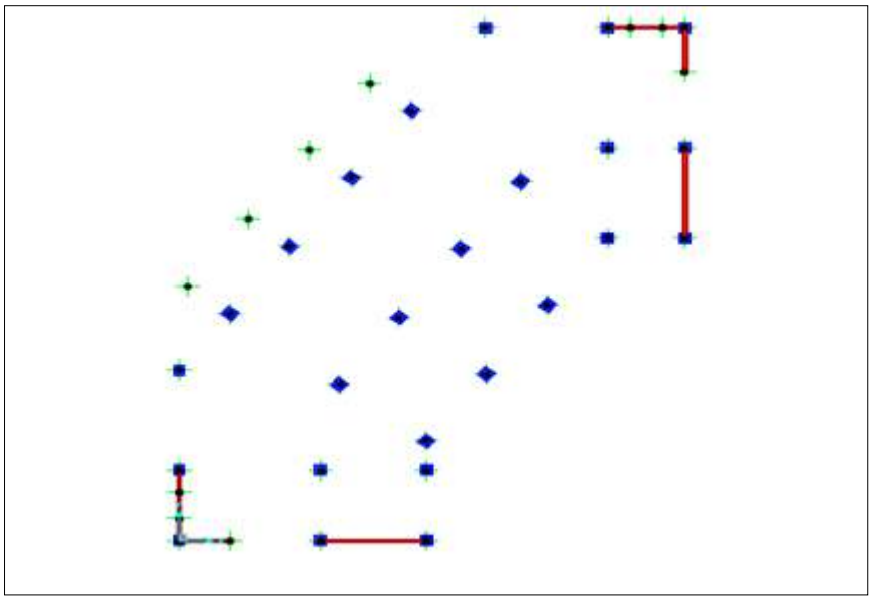


Fig. II.B.4 : 3eme disposition des voiles en plan.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.336	38.69%	**25.65% ♦**	8.73%
2	0.255	29.83%	45.05%	0.01%
3	0.164	5.83%	3.60%	64.79%

Tableau II.B.5 : Le comportement des trois premiers modes.

❖ **Constatation :**

Ce modale présente une période fondamentale T=0.336 s

Le 1eret 2eme sont des modes de couplages.

Le 3eme est un mode de rotation.

❖ **Résultat :**

Apparitions du phénomène du couplage dans le 1er mode ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles.

Apres plusieurs changement de disposition des voiles on a choisi une variante pour laquelle on obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurités imposé sur le RPAv2003 et évitant également la torsion ou couplage au niveau de mode fondamentale représente sur la figure suivant :

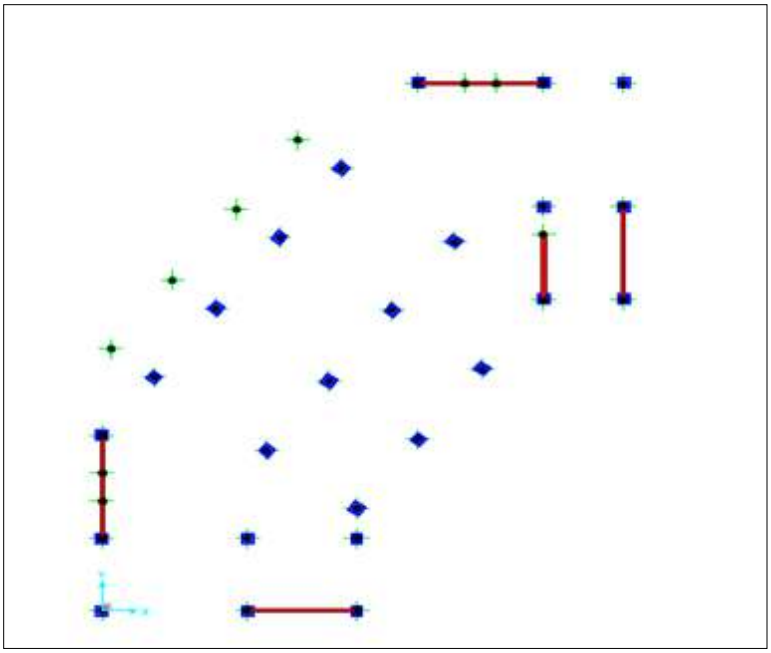


Fig. II.B.5 : disposition des voiles en plan.

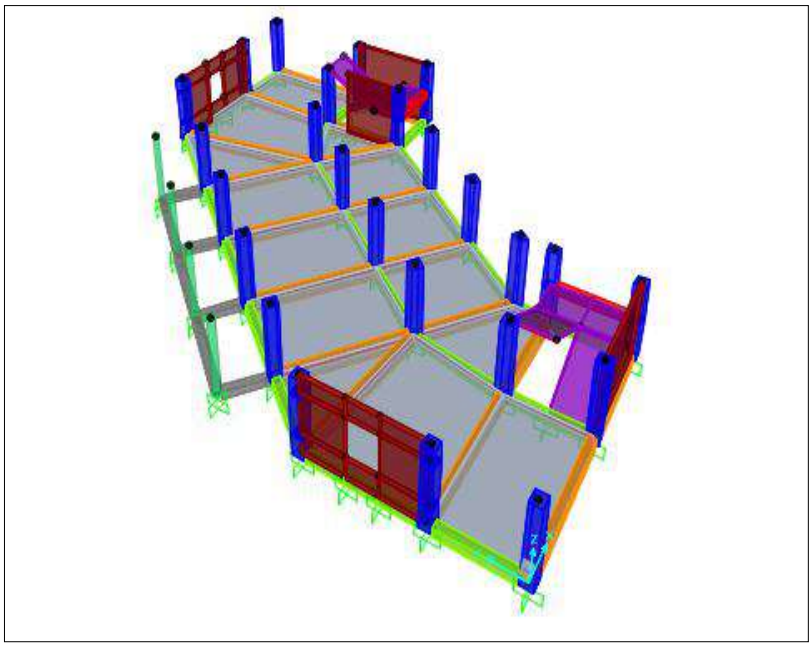


Fig. II.B.6 : Disposition des voiles en 3D

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %
1	0.339	**69.62%**	0.44%	0.50%
2	0.316	0.01%	**69.25%**	0.21%
3	0.218	0.64%	0.15%	**67.83%**

Tableau II.B.6 : Le comportement des trois premiers modes**.**

II.B.4 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

D'après les résultats à partir de la sortie de fichier de SAP2000.V.17.1.1 suivant :

a-Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 19.66 m

Largeur du bâtiment = 23.41 m

b-Excentricité accidentelle :(Art.4.2.7 : RPA 99 VERSION 2003) [19]

Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx = 2.95 m

Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 3.51 m

c-Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Niveau	Rigidité et centre de Rigidité				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	∑ Kx (m4)	∑ Ky (m4)	XR (m)	YR (m)	Wi (KN)	XG (m)	YG (m)
15.3	1.021E+05	1.490E+05	8.915	12.741	2559.933	9.814	11.706
12.24	1.697E+05	3.110E+05	10.019	12.620	2846.164	9.842	11.732
9.18	3.194E+05	6.268E+05	10.539	12.432	2875.846	9.856	11.710
6.12	6.310E+05	1.340E+06	11.101	12.221	2875.846	9.856	11.710
3.06	1.944E+06	4.277E+06	11.927	11.534	3095.235	9.569	11.981

Tableau. II.B.7 : Calcul de centre de masse et centre de rigidité.

d-Excentricité :

Excentricité					
Niveau (m)	**ex = |XR-XG| (m)**	**ey = |YR-YG| (m)**	**Ex**	**Ey**	**Vérification**
15.30	0.899	1.035	2.95	3.51	Ok
12.24	0.177	0.888	2.95	3.51	Ok
9.18	0.683	0.722	2.95	3.51	Ok
6.12	1.245	0.511	2.95	3.51	Ok
3.06	2.358	0.447	2.95	3.51	Ok

Tableau. II.B.8 : Calcul d'excentricité**.**

- **Justification du coefficient de comportement R**

Selon RPA version2003►► [Art 3.5] ◄◄ [19]

On doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (SAP.2000) qui sont données ci-après :

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids Nz (KN)	Nz / Poteaux (KN)	Nz / Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx / Poteaux (KN)	Tx / Voiles (KN)
15.30	2603.030	2334.131	268.899	727.879	376.805	351.074
12.24	5288.944	4622.092	666.852	1024.606	331.706	692.900
9.18	8188.465	7073.492	1114.973	1428.727	339.024	1089.703
6.12	11116.139	9567.093	1549.046	1794.522	289.352	1505.170
3.06	14532.444	12710.228	1822.216	2035.093	336.778	1698.315

Tableau. II.B.9 : Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
15.30	100 %	89.670 %	10.330 %	100 %	51.768 %	48.232 %
12.24	100 %	87.392 %	12.608 %	100 %	32.374 %	67.626 %
9.18	100 %	86.384 %	13.616 %	100 %	23.729 %	76.271 %
9.18	100 %	86.065 %	13.935 %	100 %	16.124 %	83.876 %
3.06	100 %	87.461 %	12.539 %	100 %	16.549 %	83.451 %

Tableau II.B.10 : Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage

Suivant Y :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids Nz (kN)	Nz / Poteaux (kN)	Nz / Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx / Poteaux (kN)	Tx / Voiles (kN)
15.30	2704.840	2334.131	370.709	710.725	325.346	385.379
12.24	5550.660	4622.092	928.568	1087.216	309.289	777.927
9.18	8591.623	7073.492	1518.131	1489.781	314.003	1175.778
6.12	11648.019	9567.093	2080.926	1852.915	275.811	1577.104
3.06	15158.524	12710.228	2448.296	2099.157	314.433	1784.724

Tableau. II.B.11 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Valeurs en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
H(m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
15.30	100 %	86.295 %	13.705 %	100 %	45.777 %	54.223 %
12.24	100 %	83.271 %	16.729 %	100 %	28.448 %	71.552 %
9.18	100 %	82.330 %	17.670 %	100 %	21.077 %	71.552 %
6.12	100 %	82.135 %	17.865 %	100 %	14.885 %	85.115 %
3.06	100 %	83.849 %	15.736 %	100 %	14.979 %	85.021 %

Tableau II.B.12 : Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage

II.B.5 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique *:*

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 v2003 [19] exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

II.B.5.1 Vérification de comportement des trois premiers modes :

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant l'axe (x) avec : T1=0.339	Translation suivant l'axe (y) avec : T_2=0.315	rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.218

Tableau. II.B.13 : Le comportement des trois premiers modes

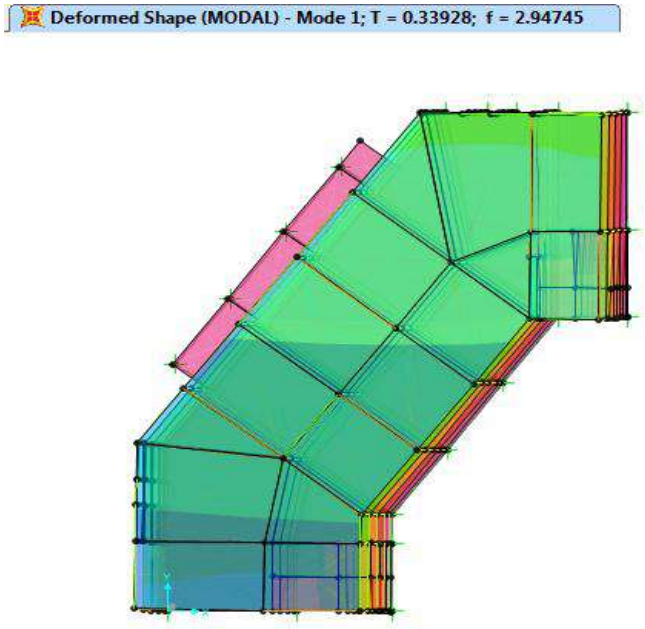


Fig. II.B.7 : Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe x)

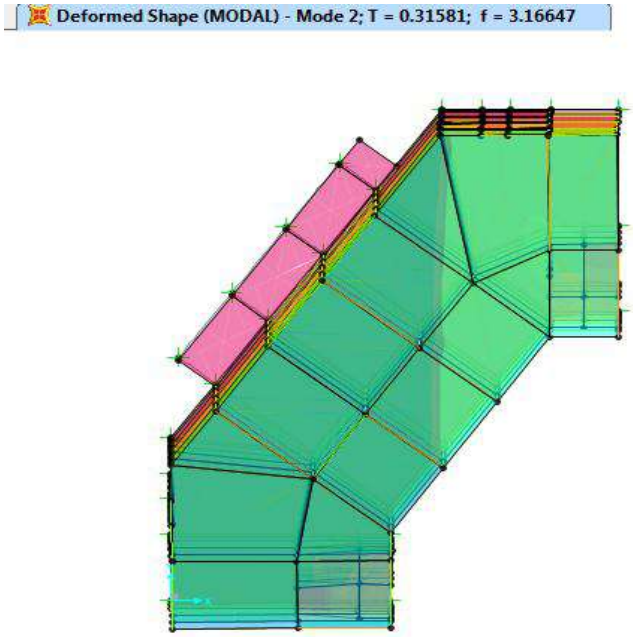


Fig. II.B.8 : Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe Y)

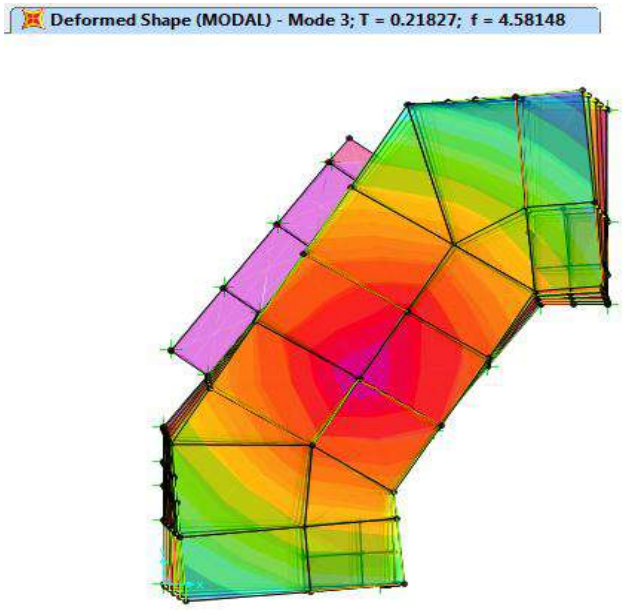


Fig. II.B.9 : comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)

II.B.5.2 vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a]◄◄ [19]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	Cumulée de UX %	Cumulée de UY %	Cumulée de RZ %
1	0.339	69.62%	0.01%	0.50%	69.62%	0.01%	0.50%
2	0.316	0.01%	69.25%	0.21%	69.62%	69.25%	0.71%
3	0.218	0.64%	0.15%	67.83%	70.26%	69.39%	60.09%
4	0.090	21.70%	0.01%	0.00%	91.97%	69.40%	68.54%
5	0.082	0.01%	21.26%	0.68%	91.97%	90.66%	69.22%
Σ Période	1.045						

Tableau. II.B.14 : vérification de participation massique

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 5 dans les deux directions.

II.B.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [19]

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

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

❖ **Calcul de la force sismique totale : (Art.4.2.3 : RPA 99 VERSION 2003)**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen : $\left.\begin{matrix} T_1 = 0,15\,\text{s} \\ T_2 = 0,40\,\text{s} \end{matrix}\right\}$ site S 2

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2,5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,40s **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*)**.

(Avec site S_2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % ***(R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).***

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont : $\left.\begin{matrix} Tx = 0,311\,\text{s} \\ Ty = 0,285\,\text{s} \end{matrix}\right\}$

Alors : Dx=Dy=2,5 η

Donc :

$$\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

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

$\beta = 0.2$ **(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).**

W=18144.509 KN.

A	D_x	D_y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_Y (KN)
0,25	**2,205**	**2,205**	**4,0**	**1,15**	**1,15**	**18144.509**	**2875.621**	**2875.627**

Tableau. II.B.15 : Calcul de la force sismique

❖ **Vérification de la force dynamique par apport la force statique**

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/V	Ed/V > 0,8
X	2875.627	2103.507	**0.731**	**Non Vérifier**
Y	2875.627	2103.507	**0.731**	**Non Vérifier**

Tableau. II.B.16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Pour les deux directions (x, y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

S_{fx} =0.80/0.731=1.094

S_{fy} =0.80/0.731=1.094

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (**Ed_x**) dans la combinaison, par le coefficient '1.094'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (**Ed_y**) dans la combinaison, par le coefficient '1.094'

Donc :

Ed_x = 2301.236 KN

Ed_y = 2301.236 KN

II.B.5.4 Vérification de la stabilité au renversement : Selon RPA Version 2003

►► [Art 4.4.1] ◄◄ [19]

❖ Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \; M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- Fix, Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

❖ Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

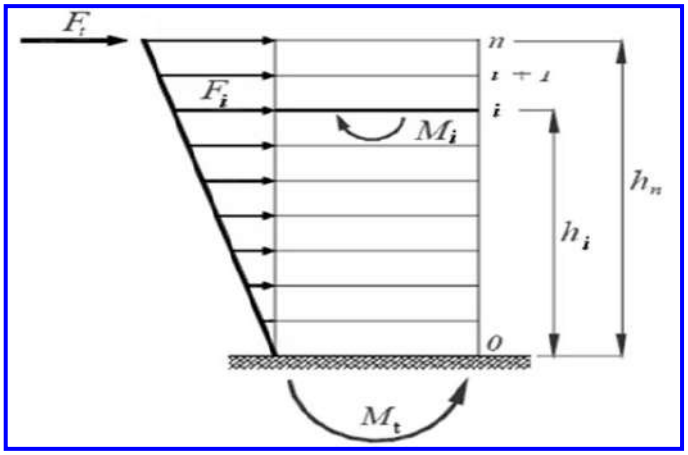


Fig. II.B.10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

II.B.5.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Les forces sismiques de chaque niveau suivant les deux directions (X, Y)

Niveau	hi (m)	Wi (KN)	Wi. hi (KN .m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
15.30	15.30	2559.93	39166.929	707.05	707.05
12.24	12.24	2846.16	34836.998	628.89	628.89
9.18	9.18	2875.85	26400.303	476.59	476.59
6.12	6.12	2875.85	17600.202	317.72	317.72
3.06	3.06	3095.23	9471.404	170.98	170.98

Tableau. II.B.17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)

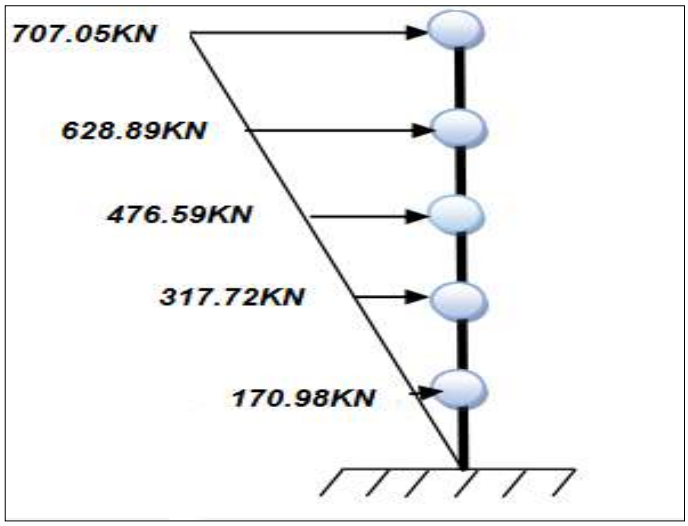


Fig. II.B.11 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X, Y)

II.B.5.6 Moment de renversement :

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mox (KN .m)	Moy (KN. m)
15.30	707.05	707.05	10817.87	10817.87
12.24	628.89	628.89	7697.61	7697.61
9.18	476.59	476.59	4375.10	4375.10
6.12	317.72	317.72	1944.45	1944.45
3.06	170.98	170.98	793.27	523.20
∑Mo			**25358.22**	**25358.22**

Tableau. II.B.18 : Calcul du moment de renversement.

II.B.5.7 Moment stabilisant :

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN. m)	M_{ty} (KN. m)
15.30	2559.93	9.814	11.706	25123.153	29966.541
12.24	2846.16	9.842	11.732	28011.907	33391.149
9.18	2875.85	9.856	11.710	28344.378	33676.204
6.12	2875.85	9.856	11.710	28344.378	33676.204
3.06	3095.23	9.569	11.981	29618.256	37083.951
∑Mt				**139442.07**	**167794.00**

Tableau. II.B.19 : Calcul du moment stabilisant

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

M_{tx} (KN. m)	M_{ty} (KN. m)	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
139442.07	**167794.00**	**25358.22**	**25358.22**	**5.49**	**6.61**	**C.V**

Tableau. II.B.20 : Vérification de stabilisation

La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

✓ ***Résistance des éléments :***

II.B.5.8 Vérification des déplacements en tête : selon RPA88

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\delta adm=H/250$

δ : déplacement admissible de la structure :

	δe (cm)	**δk = δek * R (cm)**	**δadm = H/250 (cm)**	**Vérification**
Suivant X	0.89	**3.56**	**7.34**	Ok
Suivant Y	0.73	**2.92**	**7.34**	Ok

Tableau. II.B.21 : Vérification des déplacements en tête

❖ **Constatation :**

Les déplacements (en tête) sont inférieurs aux déformations admissibles dans les deux directions.

II.B.5.9 Vérification des déplacements *:*

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad \textbf{(}\textit{Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003}\textbf{)}$$

Avec :

- ❖ δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- ❖ R : coefficient de comportement.
- ❖ he : la hauteur de l'étage k.

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

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

Selon **(Art.5.10 : RPA 99 VERSION 2003)** : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

Δ_K limite = 0,01× he

Niveaux (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	Δ_{KX} (cm)	0,01xhe (cm)	Vérification
5eme	0.89	3.56	0.92	3.06	Ok
4eme	0.66	2.64	0.88	3.06	Ok
3eme	0.44	1.76	0.80	3.06	Ok
2eme	0.24	0.96	0.64	3.06	Ok
1er	0.08	0.32	0.32	3.06	Ok
S.SOL	0.00	0.00	0.00	3.06	Ok

Tableau. II.B.22 : Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveaux (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	Δ_{KY} (cm)	0,01xhe (cm)	Vérification
5eme	0.73	2.92	0.72	3.06	Ok
4eme	0.55	2.20	0.72	3.06	Ok
3eme	0.37	1.48	0.64	3.06	Ok
2eme	0.21	0.84	0.56	3.06	Ok
1er	0.07	0.28	0.28	3.06	Ok
S.SOL	0.00	0.00	0.00	3.06	Ok

Tableau. II.B.23 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

❖ **Constatation :**

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans les deux directions.

II.B.5.10Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

<u>Les poutres</u> : Selon CBA93►► [Art A.5.1] ◄◄ [20]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau}$=Min [0.20 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] (fissuration peu nuisible) [33] [A.5.1.2.1.1]

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

	T(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30*50	130.638	0.91	1.35G+1.5Q	3.33	Oui
PS 30*35	26.393	0.27	G+Q+Edx	4.34	Oui
PPAL 30*35	35.187	0.36	G+Q+Edx	4.34	Oui

Tableau. II.B.24 : Vérification de cisaillement des poutres

<u>Les poteaux</u> : Selon CBA93►► [Art A.5.2] ◄◄ [20]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

	T_x (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	43.720	0.528	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	48.050	0.422	G+Q+E_{dx}	1.875	
Poteaux 40*40	50.609	0.337	G+Q+E_{dx}	1.875	Vérifier

Tableau. II.B.25 : Vérification de cisaillement des poteaux sens X

	T_y (KN)	τ_{max}(Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Poteaux 30*30	23.702	0.287	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 35*35	15.688	0.137	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier
Poteaux 40*40	27.275	0.184	G+Q+E_{dy}	1.875	Vérifier

Tableau.II.B.26 : Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

❖ **Constatation :**

Le pré dimensionnement des poutres est justifié par le critère de résistance ($\tau max \leq \bar{\tau}$).

Les sections des poteaux choisis sont insuffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

II.B.5.11 Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [19]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Section des poteaux a la base 45x45

	N_d (KN)	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot40*40	1119.10	G+Q+Edx	0.315	Non
Pot40*40	1115.49	G+Q+Edy	0.309	Non

Tableau. II.B.27 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Remarque :

Les poteaux rectangulaires (40* 40) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux a la base et RDC (45x45)

Section des poteaux de 1er et 2eme (40x40)

Section des poteaux de 2eme et 3eme (35x35)

	N_d (KN)	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot45*45	1119.10	G+Q+Edx	0.242	Non
Pot45*45	1115.49	G+Q+Edy	0.241	Non

II.B.5.12 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003

►► [Art 5.9] ◄◄ [19]

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

$$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0{,}10<\theta\leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

- Si $\theta>0{,}20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau(m)	h_k (cm)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ_x	$\theta_x \leq 0{,}10$
5eme	306	2559.93	707.05	0.92	0.010	C. Vérifier
4eme	306	2846.16	628.89	0.88	0.012	C. Vérifier
3eme	306	2875.84	476.59	0.80	0.014	C. Vérifier
2eme	306	2875.84	317.72	0.64	0.018	C. Vérifier
1er	306	3095.23	170.98	0.32	0.020	C. Vérifier

Tableau. II.B.28 : Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau(m)	h_k (cm)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{Ky} (cm)	θ_x	$\theta_x \leq 0,10$
5eme	306	2559.93	707.05	0.72	0.009	C. Vérifier
4eme	306	2846.16	628.89	0.72	0.011	C. Vérifier
3eme	306	2875.84	476.59	0.64	0.013	C. Vérifier
2eme	306	2875.84	317.72	0.56	0.017	C. Vérifier
1er	306	3095.23	170.98	0.28	0.019	C. Vérifier

Tableau. II.B.29 : Vérification l'effet P-Δ sens Y.

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet

P-Δ dans les deux directions.

II.6 Conclusion :

- La structure est stable.
- Tout les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Chapitre III :
Etude d'une Structure Isolée

III.1 Etude de la structure avec le système d'isolation

Nous allons refaire l'étude de la structure précédente avec le même pré dimensionnement cité au (**chapitre II**) en utilisant le même programme de calcul et la même excitation sismique et en lui associant un système d'isolation à la base (appuis parasismique).Parmi les appuis passés en revue, notre choix est porté sur les appuis en élastomère à amortissement élevé (HDR)

III.2 Méthodologie

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

1-Chercher à utiliser le nombre minimum d'appuis parasismiques qui doivent être placé sous les poteaux de grandes charges gravitaires.

2-Calculer les dimensions de l'isolateur de telle sorte que la période de la structure va être allongée afin de réduire les efforts sismiques.

3-Choisir le coefficient d'amortissement de l'isolateur de telle sorte que le déplacement de la structure soit limiter vis-à-vis le vent et les ouvrages adjacents.

4-Vérifier la performance de l'isolateur sous les différentes charges de gravité, vent, température, séisme …etc.

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

III.2.1 Dimensionnement

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

1- Spécifier le type de sol.

2-Choisir la déformation angulaire ɣ max et le coefficient d'amortissement effectif ξ eff de l'appui ainsi que la valeur de la période de conception T_D de la structure isolée.

$$k_{eff} = \frac{w}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

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

3-Utiliser le code (**UBC ou Euro code 8 par exemple**) pour déterminer la rigidité horizontale effective et le déplacement maximum de conception D de l'appui .k_{eff}

$$k_{eff} = \frac{w}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

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

Avec :

-La période effective de la structure isolée (T_D) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ($T_D > 3\ T_F$).selon l'euro code 8, EN1998-1

-W= Pu La combinaison des charges verticales G et Q à l'E.L.U.

4-Choisir les propriétés matérielles, E (module de Young) et G (module de cisaillement) à partir d'un tableau des données (**voir Tableau.III.5**).

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

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

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

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

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

Où :

kv : La rigidité verticale effective de l'appui.

k_h : La rigidité horizontale effective de l'appui.

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

$$E_c = E.\ (1 + 2K.S^2)$$

A : La section transversale (la surface chargée) de l'appui

(**Voire la Fig. III.1**)

K : Facteur de modification

S : Facteur de forme =A/A_f

A_f : La surface latérale (La surface libre de l'appui).

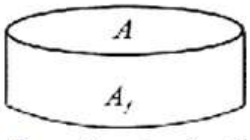


Fig III.1 : La surface chargée et la surface Libre

La condition : (k_v / $k_{h)}$ ≥400 pour S<10 doit être vérifier afin que l'effet

P - δ devient négligeable dans le calcul de k_h.

Les constantes G, E, k sont reliées à la qualité du caoutchouc (**voir Tableau.III.1**).

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

Tableau.III.1 : Les constantes G, E, k [2] [1]

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

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

Où :

σ_c : La contrainte admissible.

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

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

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

Où :

ε_b : L'allongement du caoutchouc à la rupture, il est limiter a (ε_b /3) Par une association américaine.

ε_c : La déformation verticale de compression, elle est donnée par :

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P_u}{E_c.A}$$

Δc : Le déplacement de l'appui dû à la compression.

d- Obtenir la section minimale A_{sf} à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement.

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

* Utiliser Asf pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section A2 =Are par la formule suivante :

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

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

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

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

Δs : Le déplacement horizontal de conception de l'appui.

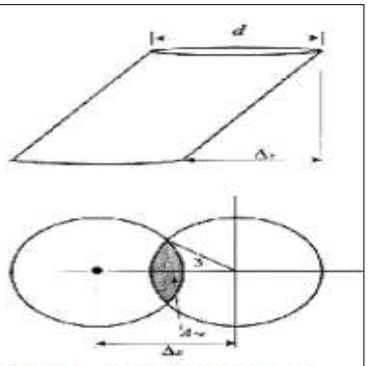


Fig III.2: La section réduite

e- La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées : A_0, A_1 et A.

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

7-Calculer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t et le nombre N des couches de caoutchouc.

a-Utiliser le facteur de forme S et les dimensions de l'appui pour déterminer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t :

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

Où :

Pour un appui circulaire

L, B : Les dimensions en plan de l'appui rectangulaire (L ≤ B).

d : Le diamètre de l'appui circulaire.

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

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

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

Où :

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

F_s : =0.6Fy

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

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

III.2.2. Vérification des conditions de résistance et de stabilité

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

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

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

2-La stabilité au flambement :

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

Où :

σ_c : La contrainte de compression appliquée sur l'appui.

σ_{cr} : La contrainte critique de flambement.

3-La résistance au cisaillement sous séisme :

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

Tel que :

$$\gamma_{sc} = 6S.\frac{P_u^{'}}{E_c.A_{re}}$$

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

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

Où :

γ_{sc}: Le cisaillement dû à la compression.

P'_u: La combinaison des charges G, Q et E.

γ_{eq}: Le cisaillement dû au séisme.

γsr: Le cisaillement dû à la rotation.

ɵ : L'angle de rotation de l'appui produit par le séisme.

e : L'excentricité théorique + (l'excentricité accidentelle=5%).

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

$$4- \; D \le \delta_{roll-out} = \frac{P_u^{'}.L}{P_u^{'} + k_{eff}.h}$$

Où :

h : La hauteur totale de l'appui (caoutchouc + frette).

$$F.h = P_u^{'}.(L - \delta_{roll-out}) \rightarrow F = k_{eff}.\delta_{roll-out}$$

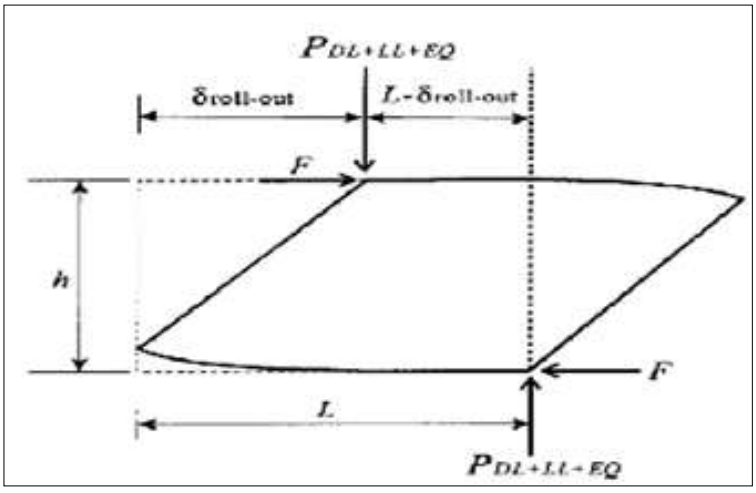


Fig.III.3 : Position de l'appui sous séisme [23]

L'organigramme suivant résume la démarche de dimensionnement des appuis en élastomère fretté

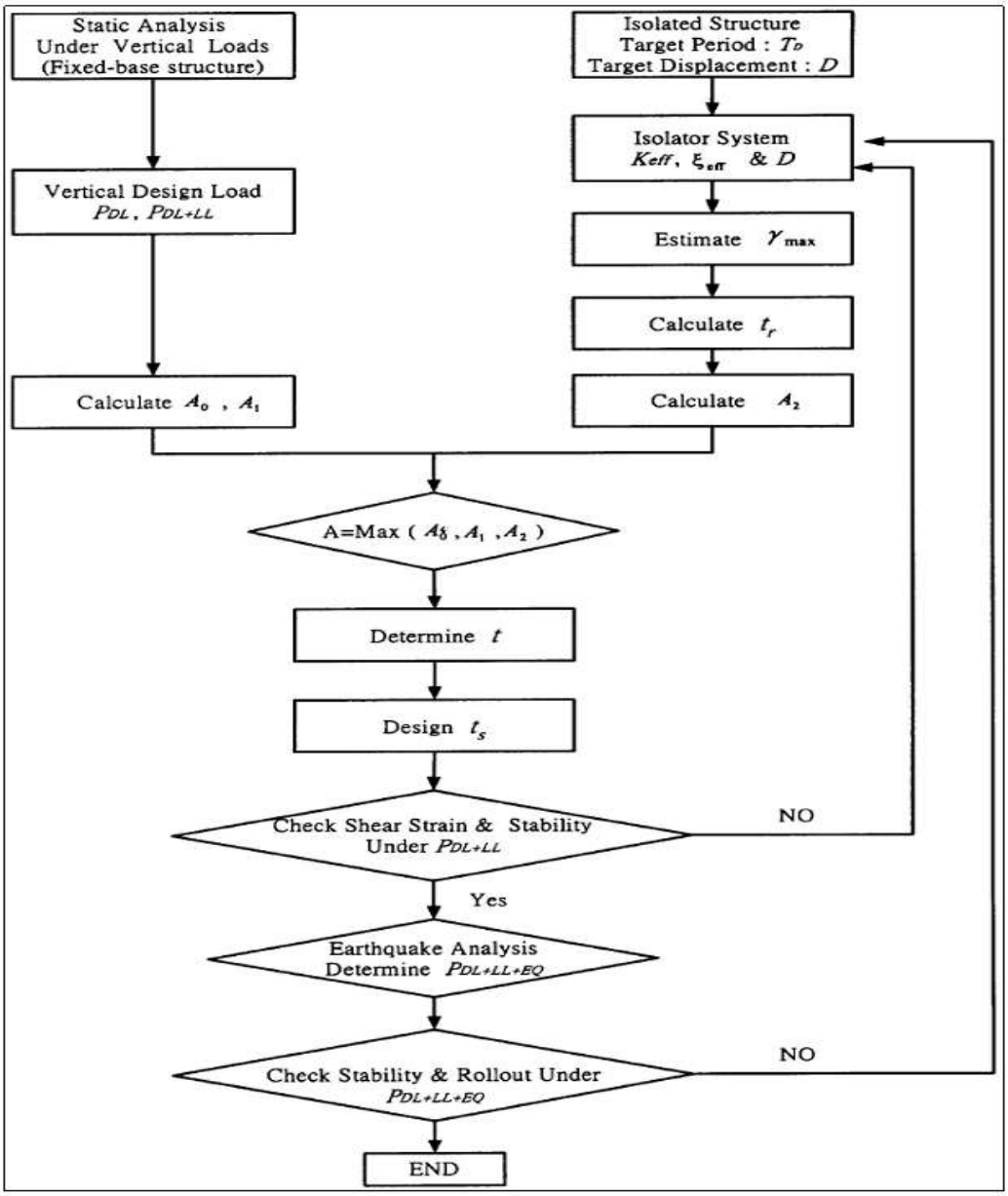


Fig.III.4 : Organigramme de dimensionnement des appuis parasismiques en élastomère fretté [1 ; 2]

III.3 Dimensionnement du système d'isolation

Le système d'isolation consiste en 25 appuis placés d'une façon concentrique sous chaque poteau, chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient. Dans notre illustration, on va calculer les dimensions de l'appui qui supporte la plus grande charge verticale **(B1).**

Les données structurelles de base à adopter la conception du système d'isolation sismique pour ce bâtiment sont :

Selon **le code American UBC 97 ou l'euro code 8, EN1998-1** on a choisi :

T_D=2 s ⟶ 0<T_D <3 (s)

γ_{max} =1.5

Les appuis en caoutchouc et acier laminé est conçu pour supporter le poids de la structure et pour lui fournir une certaine élasticité lorsque la limite d'élasticité a été atteinte .Le caoutchouc permet l'isolation d la structure mais aussi son recentrage après un événement sismique, en atteignant un coefficient d'amortissement de jusqu'à ξ_{eff}= 20%.

ξ_{eff}= 20%⇒B_D=1.5 (solen le tableauxIII.3facteur d'amortissement B_D ou B_M).

C=ZNS_I=0.4.

1-La détermination de la rigidité horizontale effective k_{eff} et du déplacement maximum de conception D de l'appui :

$$k_{eff} = \frac{w}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 = \frac{1443.612}{10}\left(\frac{2\pi}{2}\right)^2 = 1424.787 \text{ KN/m}$$

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right)CT_D}{B_D} = \frac{\left(\frac{10}{4\pi^2}\right)0.4x2}{1.5} = 0.135 \text{ m}$$

2-Le choix des propriétés matérielles : E, G, k (qui correspond la qualité du caoutchouc IRHD ± 2= 60) à partir du Tableau.III.5 (**même Chapitre III**)

E= 4450 KN/m², G=1060 KN/m², k=0.57

3-Le calcul de la hauteur totale du caoutchouc t_r de l'appui qui est donnée par la formule Suivante : $$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} = \frac{0.135}{1.5} = 0.090\ m \rightarrow t_r = 0.1\ m$$

4-Le calcul de la surface A et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :

a- Le choix de facteur de forme S :

$$\frac{K_V}{K_h} = \frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \rightarrow \frac{4450x(1+2x0.57xS^2)}{1060} \geq 400 \rightarrow S > 9.09 \Longrightarrow S = 20$$

$E_c = E.(1+2KS^2) = 4450x\ (1+2x0.57x20^2) = 2033650\ KN/m^2$

b- la détermination de la section A_0 par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84MN/m^2 \rightarrow A_0 \geq \frac{1443.612}{7840} \rightarrow A_0 = 0.184m^2$$

c-La détermination de la section A_1de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale P_u :

$$\gamma_c = 6S.\varepsilon_c = 6S\frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \rightarrow A_1 \geq \frac{18x20x1443.612}{5x2033650} \rightarrow A_1 = 0.051m^2$$

d-* L'obtention de la section minimale A_{sf} à parti r de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement.

$$A_{sf} = \frac{K_{eff}.t_r}{G} = \frac{1424.787x0.090}{1060} = 0.121m^2$$

*-L'utilisation de A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'appui :

d =0.392 m de la section A_{sf}.

- Le calcul de la section $A_2 = A_{re}$ par la formule suivante :

$$A_{re} = \frac{d^2}{4}x(\beta - \sin\beta)$$

$$\beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{0.189}{0.392}\right) = 2.135rd$$

$$A_2 = A_{re} = \frac{0.392^2}{4}(2.135 - \sin 2.135) = 0.049m^2$$

e- La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculée (A_0, A_1 etA_2) :

A=max ($A_{0,\ A1}$, A_2) =max (0.184, 0.121, 0.049) → A=0.184 m^2 → d=0.50 m

5-Le calcul de l'épaisseur d'une seule couche en caoutchouc t et le nombre N des couches en caoutchouc.

a- L'utilisation du facteur de forme S et les dimensions d'une seule couche de Caoutchouc pour la détermination de l'épaisseur t :

$$S = \frac{d}{4t} \rightarrow t = \frac{0.50}{80} = 0.00625\ m \rightarrow t = 1\ cm$$

b- L'utilisation de tr =N x t pour déterminer le nombre N :

N=tr/ t=0.10 /0.01=10

6- Le calcul de l'épaisseur d'une seule frette d'acier t_s par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}).P_u}{A_0 F_S} \geq 2mm \rightarrow t_s \geq \frac{4x0.00625 * 1443.612}{0.084x0.6x274400} = 1.24mm < 2mm \rightarrow 2mm$$

La hauteur totale h est égale à :

$$h = t_r + 10xt_s + 2x2.5cm = 0.17m$$

7- Vérification des conditions de résistance et de stabilité :

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\gamma_{c=6S\frac{Pu}{E_c A}} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

$$\gamma_{c=6x20x\frac{1443.612}{2033650x0.184}} = 0.463 < \frac{\varepsilon_b}{3} = \frac{5}{3} = 1.66 \rightarrow OK$$

2- La stabilité au flambement :

$$\sigma_{c=}\frac{P_u}{A} = \frac{1443.612}{0.184} = \frac{7847.826KN}{m^2} < \sigma_{cr} = \frac{G.S.d}{2.5t_r} = \frac{1060x20x0.50}{2.5x0.090}$$

$$= 47111.11KN/m^2$$

3- La résistance au cisaillement sous séisme :

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

On a :

P'_u =192.385KN (l'effort tranchant dû au séisme $G+Q+1.2E_{dx}$) :

Où :

$$\gamma_{sc} = 6S.\frac{P'_u}{E_c.A_{re}} = 6x20x\frac{192.385}{2033650x0.184} = 0.061$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} = 1.5$$

$$\theta = \frac{12.D.e}{b^2+d^2} = \frac{12*0.135*0.05}{19.66^2+23.41^2} = 0.000086$$

Avec :

b : la langueur de bâtiment.

d : la largeur de bâtiment.

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0.061 + 1.5 + 0.000086 = 1.56 \leq 0.075\varepsilon_b = 3.75 \rightarrow OK$$

4- $D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P\prime_u.L}{P\prime_u+K_{eff}.h}$

$$D = 0.135m \leq \delta_{roll-out} = \frac{192.385x0.48}{176.08+1424.787x0.17} = 0.212m$$

*Les dimensions géométriques de l'appui sont :

Le diamètre d de l'appui = 0.50 m

La hauteur totale h de l'appui = 0.17 m

Le nombre de couches de caoutchouc nc = 10

L'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc = $1x10^{-02}$m

Le nombre de couches d'acier ns = 09

L'épaisseur ts d'une seule couche d'acier = 2 mm

L'épaisseur de la plaque de montage = 2.5 cm

* Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :

La rigidité effective k_{eff} =1424.787 KN/m

Le coefficient d'amortissement effectif ξ_{eff}= 20%

Les caractéristiques du système d'isolation sont résumées dans le Tableau.III.2 :

Poteau	T_D (s)	Pu (KN)	D (m)	d (m)	h (m)	nc	t (mm)	ns	T_s (mm)	k_{eff} (KN/m)	ξ_{eff} %
B1	2	1443.612	0.135	0.50	0.17	10	10	09	2	1424.787	20

Tableau.III.2 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté.

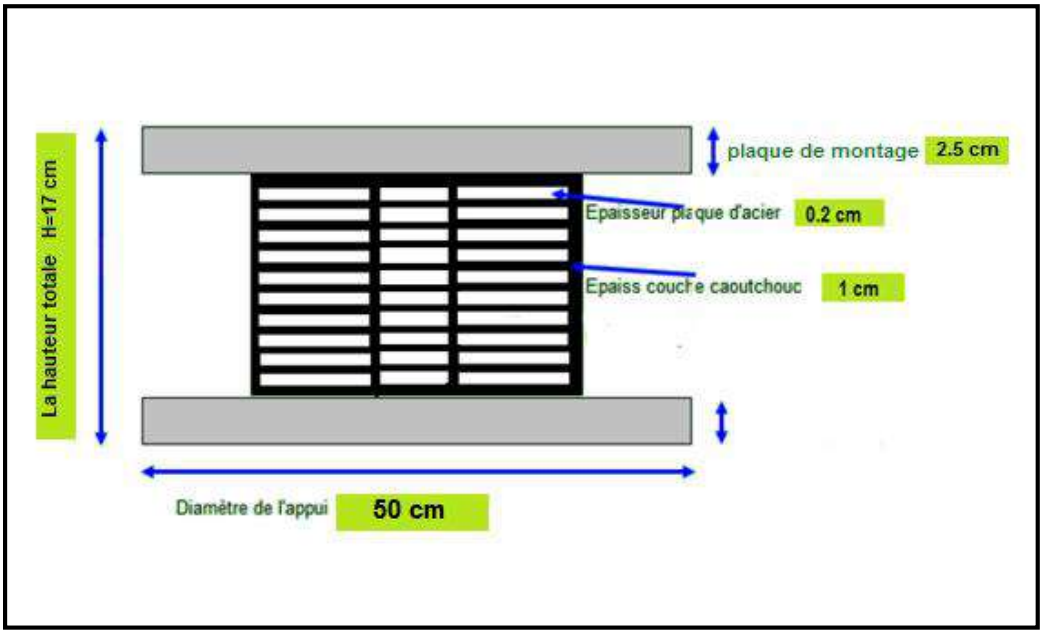


Fig.III.5 : Les dimensions finales de l'isolateur

III.4 Programmes de calcul des structures isolées

Par ailleurs, SAP 2000 et ETABS sont les deux programmes les plus sophistiqués qui permettent l'analyse des structures isolées avec une interface graphique puissante et une facilité d'utilisation. Cette facilité est traduite par le fait que la création du modèle structural, l'exécution de l'analyse et les résultats obtenus (affichages graphiques) sont faites par cette interface. De même, plusieurs éléments non linéaires tels que les dispositifs d'isolation et les amortisseurs sont disponibles dans ces deux programmes.

Permis les deux programme on a choisi le programme SAP 2000 v17.

III.5 Modélisation

Avec tous les avantages que présente cette technique, il fallait tout de même trouver une bonne modélisation des appuis parasismiques, chose qui est indisponible pour pouvoir lancer l'exécution de l'analyse d'une structure isolée sur les logiciel mais à notre disposition.

La modélisation des appuis parasismique par élément ***Link*** nous a permis d'abord cette analyse

Les différentes vues de la structure modélisée sont représentées dans la Fig.II.1 :

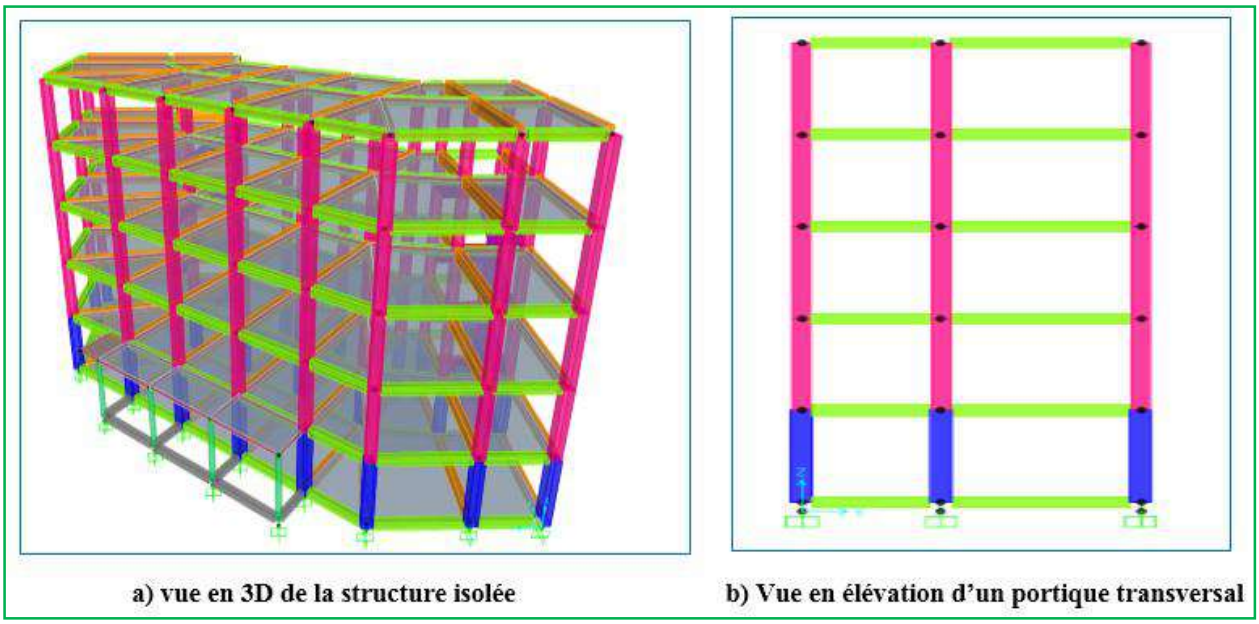


Fig.III.6 : Les différentes vues de la structure isolée

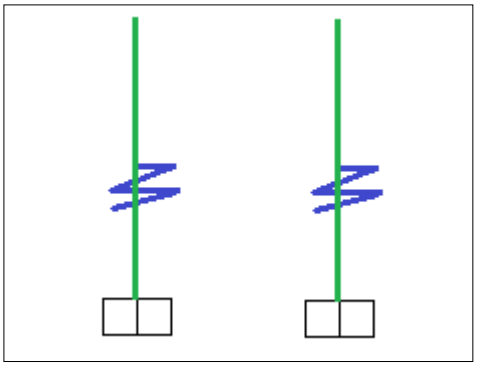


Fig.III.7 : vues des isolateurs

III.6 Interprétation des Résultats de la structure isolée

III.6.1 Calcul d'excentricité :

a-Centre de Rigidité et centre de Masse :

Niveau	Rigidité et centre de Rigidité				Masse et centre de Masse		
Niveau (m)	**∑ Kx (m4)**	**∑ Ky (m4)**	**XR (m)**	**YR (m)**	**Wi (KN)**	**XG (m)**	**YG (m)**
15.3	5.995E+04	5.99+04	9.705	11.776	2544.832	9.695	11.752
12.24	5.99E+04	5.99+04	9.882	11.501	2809.272	9.624	11.816
9.18	5.99E+04	5.99+04	9.882	11.501	2835.766	9.624	11.816
6.12	5.99E+04	5.99+04	9.882	11.501	2835.766	9.624	11.816
3.06	5.04E+04	5.04+04	9.614	12.379	3064.469	9.359	12.069

Tableau. III.3 : Calcul de centre de masse et centre de rigidité.

b-Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 19.66 m

Largeur du bâtiment = 23.41 m

-Excentricité accidentelle :

Excentricité suivant Ex = 15 %.Lx = 2.95 m

Excentricité suivant Ey = 15 %.Ly = 3.51 m

d-Excentricité :

Excentricité					
Niveau (m)	**ex = |XR-XG| (m)**	**ey = |YR-YG| (m)**	**Ex**	**Ey**	**Vérification**
15.30	0.010	0.024	2.95	3.51	Ok
12.24	0.258	0.314	2.95	3.51	Ok
9.18	0.259	0.315	2.95	3.51	Ok
6.12	0.259	0.315	2.95	3.51	Ok
3.06	0.255	0.310	2.95	3.51	Ok

Tableau. III.4 : Calcul d'excentricité.

❖ ***Constatation :***

Concernant la faible excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité de la structure, cela est dû essentiellement à la régularité de cette dernière à la fois en plan et en élévation ainsi que la distribution symétrique des appuis parasismiques.

III.6.2 Périodes et facteurs de contribution modale

Mode (i)	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	Cumulée de UX %	Cumulée de UY %	Cumulée de RZ %
1	1.338	98.23%	1.34%	0.01%	**98.23%**	1.34%	0.01%
2	1.324	1.35%	98.34%	0.00%	99.57%	**99.68%**	0.01%
Σ Période	**2.662**						

Tableau.III.5 : Périodes et facteurs de contribution modale

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir de mode 2 dans les deux directions.

III.6.3 Les déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

Niveau (m)	δx.R (cm)	Δkx (cm)
5eme	**15.86**	**0.32**
4eme	15.66	0.16
3eme	15.50	0.10
2eme	14.40	0.08
1er	15.32	0.02
Appuis	15.30	-

Tableau. III.6 : déplacements des étages de sens x

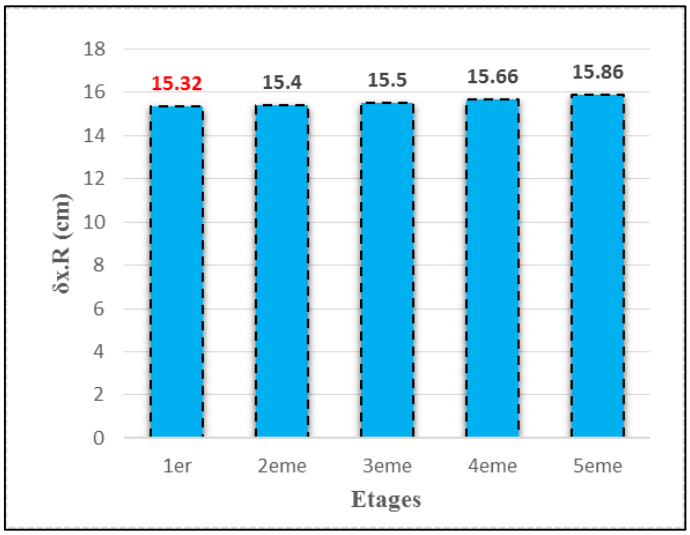


Fig. III.8 : variation du déplacement en Fonction De nombre d'étages suivant (X)

Niveau (m)	δy.R (cm)	Δkx (cm
5eme	15.46	0.26
4eme	15.20	0.18
3eme	15.02	0.11
2eme	14.91	0.07
1er	14.84	0.03
Appuis (0.17)	14.81	-

Tableau. III.7 : déplacements des étages sens y

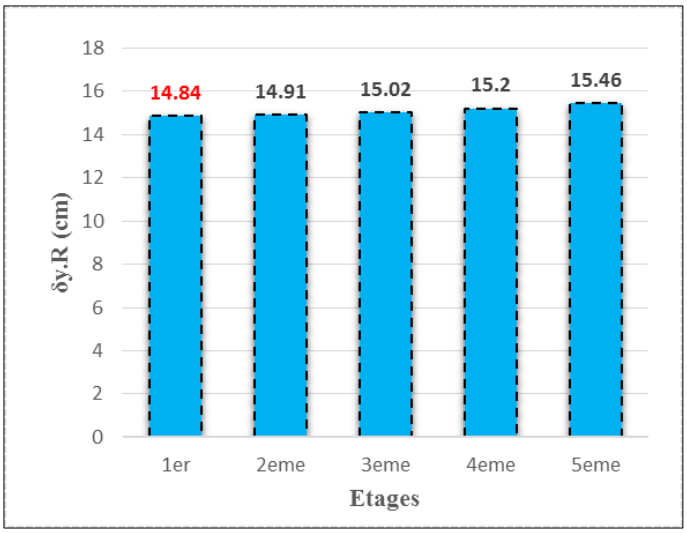


Fig. III.9 : variation du déplacement en Fonction De nombre d'étages suivant (Y)

❖ **Constatation :**

Les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque nuls dans les deux directions (X, Y), cela veut dire que la structure isolée vibre presque comme un corps rigide et subit moins de déformations du fait que les déplacements horizontaux de la structure isolée sont approximativement identiques sur toute la hauteur de cette dernière.

III.6.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Les forces sismiques de chaque niveau suivant les deux directions (X, Y)

Niveau	hi (m)	Wi (KN)	Wi. hi (KN .m)	Fix (KN)	Fiy (KN)
5eme	15.47	2544.83	39699.35	446.26	446.26
4eme	12.41	2809.27	35228.25	396.00	396.00
3eme	9.35	2835.77	26883.10	302.20	302.20
2eme	6.29	3064.47	18205.64	204.65	204.65
1er	3.23	2807.62	10296.62	115.75	115.75
Appuis	0.17	-	-	9.47	9.47

Tableau. III.8 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (X, Y)

III.6.5 Moment de renversement :

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Mox (KN .m)	Moy (KN. m)
5eme	446.26	446.26	6903.64	6903.64
4eme	396.00	396.00	4914.36	4914.36
3eme	302.20	201.92	2825.57	2825.57
2eme	204.65	204.65	1287.24	1313.86
1er	115.75	115.75	373.87	388.90
Apuuis 0.17	9.47	9.47	1.61	1.61
∑Mo			**16306.29**	**16306.29**

Tableau. III.9 : Calcul du moment de renversement.

III.6.6 Moment stabilisant :

Etages (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN. m)	M_{ty} (KN. m)
5eme	2544.83	9.695	11.752	24672.13	29906.84
4eme	2809.27	9.624	11.816	27036.41	33194.33
3eme	2835.77	9.624	11.816	27291.45	33507.46
2eme	2835.77	9.624	11.816	27291.45	33507.46
1er	3064.47	9.359	12.069	28680.37	36985.09
Appuis	2807.62	-	-	-	-
∑Mt				**134971.82**	**167101.18**

Tableau. III.10 : Calcul du moment stabilisant

- **Le rapport Mt/Mo**

M_{tx} (KN. m)	M_{ty} (KN. m)	M_{ox} (KN. m)	M_{oy} (KN. m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}
134971.82	**167101.18**	**16306.29**	**16306.29**	**8.27**	**10.24**

Tableau. III.11 : Le rapport de Mt/M_O

Conclusion Générale

Conclusion générale

Les nouvelles technologies et particulièrement l'isolation sismique offre une alternative très attrayante permettant la réalisation d'économies à court et à long terme.

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

Ensuite, on a parlé de la modélisation des appuis parasismiques ainsi que les méthodes et les règlements de calcul des structures isolées, et avant d'entamer les analyses numériques des structures isolées, ont exposé en détail la méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques.

Avec tous les avantages que présente cette technique, il fallait tout de même trouver une bonne modélisation des appuis parasismiques, chose qui est indispensable pour pouvoir lancer l'exécution de l'analyse d'une structure isolée sur les logiciels mis à notre disposition. La modélisation des appuis parasismique par l'élément «Link » nous a permis d'aborder cette analyse.

L'étude comparative effectuée sur une structure à Cinque niveaux avec et sans le système d'isolation nous a permis de mettre en évidence l'effet des appuis parasismiques sur la réponse des structures isolées.

L'investigation des résultats obtenus nous a permis d'émettre les conclusions suivantes :
-La réponse dynamique de la structure isolée est régie par les premiers modes ;
-Les périodes de la structure isolée sont allongées par rapport aux périodes de la structure à base fixe ;

-Les déplacements imposés à la structure isolée se localisent au niveau des appuis parasismiques ;

-Les déplacements inter étages sont pratiquement négligeables ;

-Les forces sismiques agissantes sur la superstructure sont réduites ;

-Le système d'isolation réduite Les forces tranchant à la base ;

-La réponse dynamique d'une construction sur des appuis parasismiques est principalement fonction des caractéristiques de ces appuis.

-L'efficacité des appuis augmente avec la différence entre leur rigidité horizontale et celle de la superstructure ;

-Le degré d'isolation est défini comme étant le rapport des souplesses du système d'isolation et celle de la superstructure.

L'étude comparative a porté sur les facteurs suivants :

-L'influence de la hauteur des structures isolées sur l'efficacité du système d'isolation ;

L'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements algériens, car l'incorporation des règles de conception et de construction des structures isolées dans le code RPA 99 est recommandée tout en gardant un certain degré de simplicité d'application.

Il serait toujours intéressant aussi de mener une étude expérimental e en parallèle sur un modèle réduit d'une structure isolée et d'étayer ainsi ces résultats numériques avec des résultats expérimentaux.

En fin, Le terme "**isolateurs parasismiques**" est attribué à un dispositif ayant pour rôle d'assurer la liaison entre la structure et son support est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre ainsi que pour la réalisa ion d'une performance sismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes.

Référence bibloigraphique

Références bibliographiques

[1] : Isolation en base des bâtiments, document de référence : Euro code 8, EN1998-1.

[2] : le code Américain UBC 97 et le code international IBC2009.

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

[4]: Trevor E Kelly, S.E. Holmes (2001). "Base isolation of structures" Consulting Group Ltd

[5] : Yousef Bozorgnia et Vitelmo Bertero (2006). "Earthquake Engineering from engineering seismology to performance-based engineering". Cette édition publiée dans la bibliothèque de Taylor & Francis.

[6]: Masahiko Higashino and Shin Okamoto (2006). "Réponse Control and Seismic Isolation of Buildings". Cette édition publiée dans la bibliothèque Taylor & Francis

[7]: Oiles, "seismic isolation and vibration control for bridges and buildings"www.oiles.co.jp/en/menshin/contactus.html.

[8]: Goodarz Ahmadi (1995). "Overview of Base Isolation, Passive and Active Vibration Control Strategies for Aseismic Design of Structures".

[9]: Teratec (seismic isolation. Base isolation. Floor isolation. Low masse isolation) http://www.teratec.ca/category

[10]: Jessica Irene Wiles (2008) "An overview of the technology and design of base isolated Buildings in high seismic regions in the United States"

[11]: Wang, Yen-Po "Fundamentals of Seismic Base Isolation" (International Training Programs for Seismic Design of Building Structures Hosted by National Center for Research on Earthquake Engineering Sponsored by Department of International Programs, National Science Council).

[12]: Murat Eros. "Synthetic Ground Motion Evaluation in Consequence Based Engineering".

[13] : Alain Pecker (2007). "Dynamique des structures".

[14]: FEMA 274, (1997), "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building", chapitre 9, Seismic Isolation and Energy Dissipation, NEHRP.

[15]: Earthquake Protection Systems, Inc. (2003). "Technical Characteristics of Friction Pendu Lum Bea rings"

[16]: FEMA 273, (1997), "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building", Seismic Isolation and Energy Dissipation, NEHRP.

[17] : La première application d'isolateur parasismique En Algérie Ain Defla-siège C.T.C).

[18]: Michael D. Symons (2004), "seismic protective systems: passive energy dissipation".

[19] : Règles parasismiques Algériennes R.P.A99 ver 2003.

[20] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

[21] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22

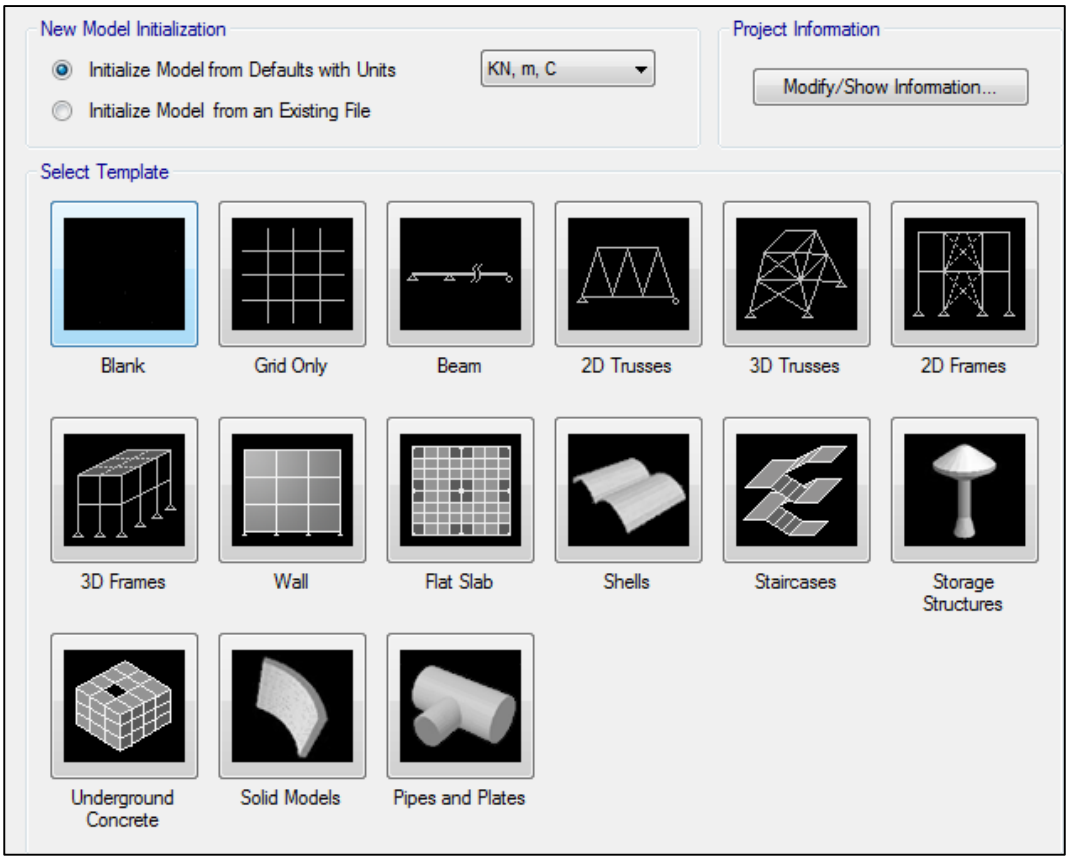
Sites web

* www.les grandsateliers.fr
* www.edusismoprovece.fr
* www.rbq.gouv.qc.ca
* www .les grandsateliers.fr
* www.pubs.asce.org

Annexes

V.1 Description générale du logiciel « SAP2000v17 »

SAP2000 v17 est un logiciel de calcul des structures conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments dont le nom est issu de l'abréviation «Structural Analysis Program». Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.



V.2 Etape de modélisation

La modélisation par SAP2000v17 consiste en les étapes suivantes :

Etape 1 :

Cette étape consiste à entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivités des éléments).

Etape 2 :

Cette étape consiste à spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.

Etape 3 :

Cette étape consiste à définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.

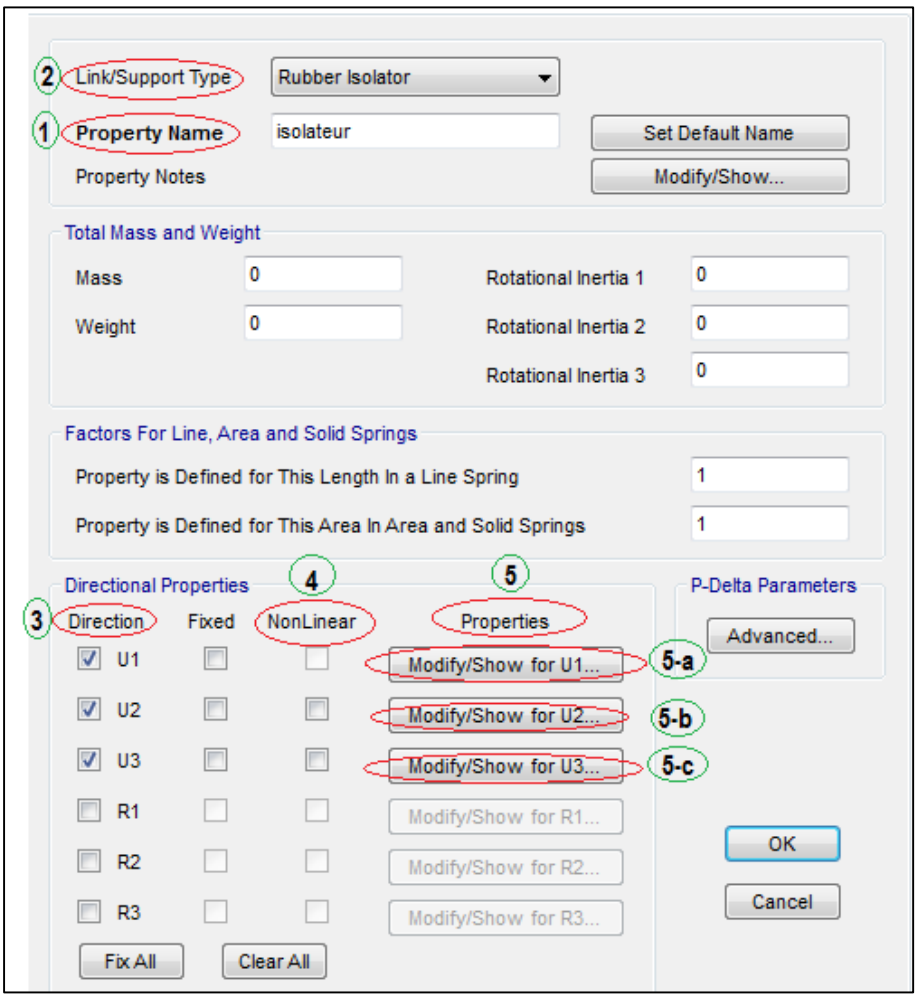
Etape 4 :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, …etc.)

Dans le cas d'une structure isolée à la basse, on définit les appuis parasismiques par les étapes suivantes :

Cliquez dans le menu Définе → Section properties puis **Link propriétés**

La fenêtre ci-dessous apparaît sur l'écran :



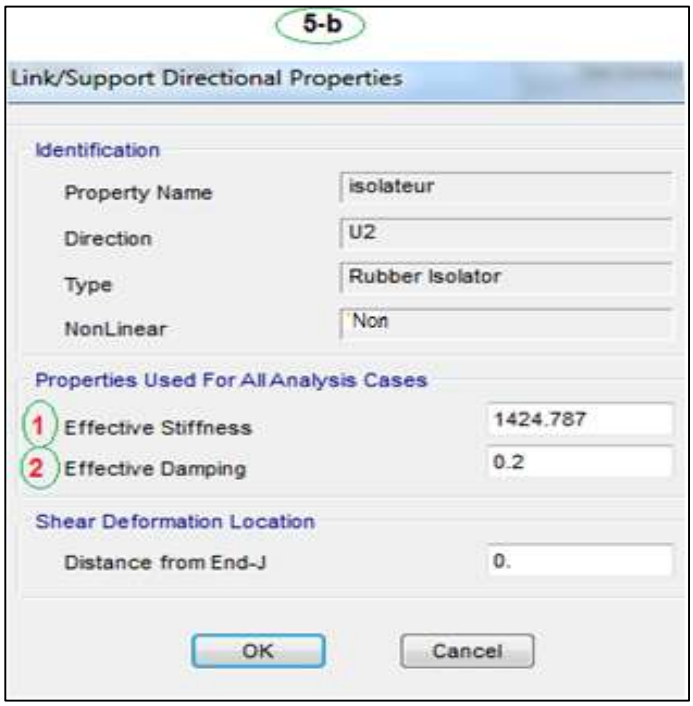
1. Entrer le nom de l'appui.
2. Choisir le type d'appui à utiliser (dans notre exemple, nous allons choisir *isolateur* qui est un appui en élastomère freteé).
3. Sélectionner les directions où l'appui peut se déplacer.

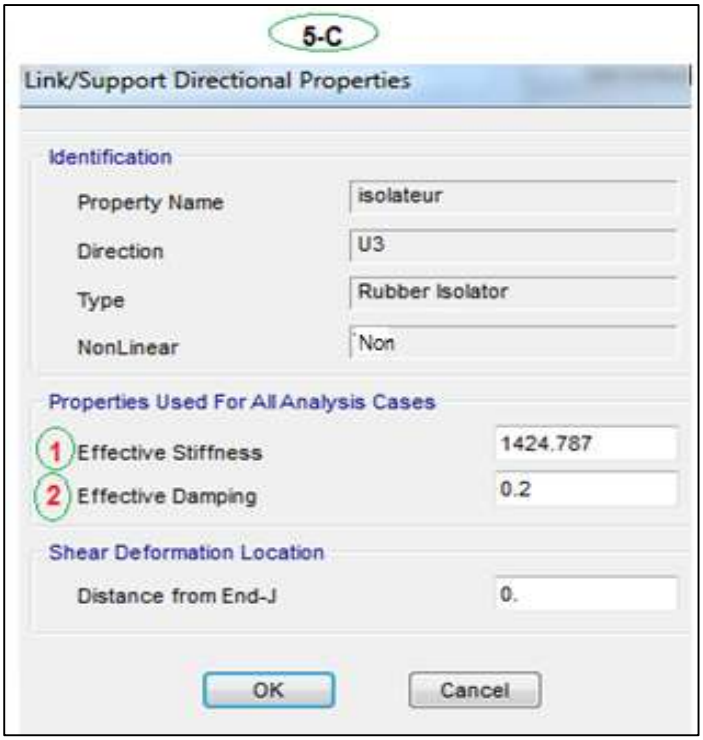
4. Sélectionner le type de comportement pour chaque direction (linéaire ou non linéaire).

5. Entrer les propriétés géométriques et mécaniques de l'appui dans chaque direction. Cliquez ″OK″

Les cases (5-a) et (5-b) (5-c) permettant la définition des caractéristiques mécaniques de l'appui dans le sens verticale et horizontale :







Avec :

U_1 : la rigidité verticale K_{eff} suivant l'axe z (engendrer par la direction U1)

U_2 : la rigidité effectif K_{eff} suivant l'axe x (engendrer par la direction U2)

U_3 : la rigidité effectif K_{eff} suivant l'axe y (engendrer par la direction U3)

1. Entrer la valeur de la rigidité verticale effective.

2. Entrer les valeurs des propriétés linéaires de l'appui (K_{eff} et ξ_{eff}). Cliquez ″OK″

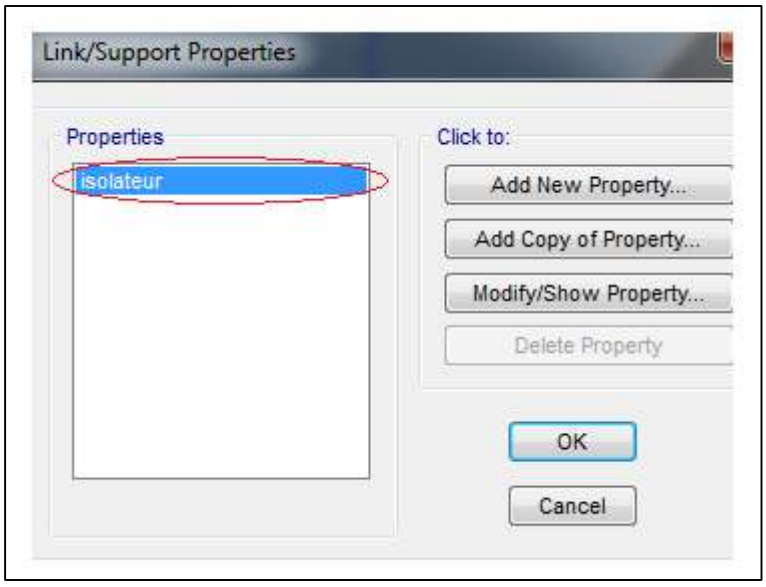
Etape 5 :

L'affectation des appuis parasismiques se fait comme suite

: Sélectionner le point qu'on veut l'isoler :

Cliquez dans le menu Assign, puis **joint/point** et **Link properties**

La fenêtre ci-dessous apparaît sur l'écran :



1. Choisir le nom de l'appui défini précédemment pour l'affecter à ce point. Cliquez ″OK″

Etape 6 :

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.

Etape 7 :

Analyse et interprétation des Résultats par le menu analyse.

V.3 Programme de dimensionnement de l'appui en élastomère fretté

V-3-1- Fichier de données

-Créer un fichier de données, avec ou sans extension.

Chaque ligne doit comprendre en format libre les instructions suivantes :

W : La charge verticale due à la combinaison de G avec Q ;(W=1.35G+1.5Q).

T : La période de conception de la structure isolée ; ($T \geq 3T_e$ où T_e est la période de la structure encastrée)

S : Facteur de site.

Z : Coefficient de zone.

N : Coefficient de proximité de la faille.

Qsieff : Coefficient d'amortissement effectif.

B : Facteur d'amortissement (lié au coefficient d'amortissement ξ_{eff}).

Gama : La déformation angulaire.

E : Le module d'élasticité.

G : Le moule de cisaillement.

F_m : Le facteur de modification.

eb : La déformation horizontale à la rupture.

rs : La limite d'élasticité d'acier (=274.4 KN/m²).

Ws : La charge verticale due à la combinaison accidentelle (G, Q et E)

(Ws =G+Q ±1.2E).

xc : L'excentricité.

b1 : La plus grande dimension en plan de la structure.

d1 : La plus petite dimension en plan de la structure.

NB :

La charge est en (KN)

La période est en (s) La longueur est en (m)

La pression est en (KN/m^2)

V-3-2- Programme

```
c...programme de dimensionnement des appuis en élastomère
fretté c...entrée des données
character *20 fichdonn, fichresult
Write (*,*)'programme de dimensionnemnt des appuis en
+ elastomere frette (HDR) selon
UBC' write (*, 15)
15 format (////,'entrer le nom du fichier données', /)
read (*,5) fichdonn open (unit=3, file=fichdonn, statu='old')
5 format (a20) read (3,*)
W,T,S,Z,N,Qsieff,B,gama,E,G,fm,eb,rs,Ws,xc,b1,d1
c...dimensionnement
Qeff=20%
DD=0.253*Z*N*S*T/B.
tr=DD/Gama
s= (((400*G/E)-1)/ (2*Fm)) **0.5 if (s.lt.10) then
```

```
s=20
end if Ec=E*(1+2*Fm*S2)
A0=W/7840
A1=18*s*W/ (Ec*eb)
Asf=Qeff*tr/G dsf=1.128*Asf**0.5
if (DD.gt.dsf) then
Write (*,*)'le déplacement de conception DD doit être inferieur+ a', dsf
end if
beta=2*acos(DD/dsf)
A2=0.25*dsf**2*(beta-sin (beta))
 Ap =max (A0, A1, A2)
dp1=1.128*Ap**0.5
betap1=2*a cos(DD/dp1)
Are=0.25*dp1**2*(betap1-sin(betap1))
 do while (Are.le.Ap)
 betap1=2*a cos (DD/dp1)
Are=0.25*dp1**2*(betap1-sin(betap1)) dp1=dp1+0.0001
enddo
d=dp1 cc=0.25*d/s
nc=tr/cc
cs =4*cc*W/(Are*0.6*rs)
y=0.002
if (cs.lt.y)then
cs=0.002
endif
ns=nc-1
h =tr + ns*cs+0.05
 c...Vérification
A=0.785*d**2
V1=18*s*W/ (eb*Ec)
```

```
do while (A.lt.V1)
A=A+0.0001
d=1.128*A**0.5
enddo
V2=0.4*W*tr/(G*s*
d) do while(A.lt.V2)
A=A+0.0001
d=1.128*A**0.5
enddo
gama1=6*s*(Ws/(Ec*Are))
gama2=DD/tr
tita=12*DD*xc/(b1**2+d1**2
) gama3=d**2*tita/(2*cc*tr)
som=gama1+gama2+gama3
V3=0.75*eb
do
while(som.gt.V3)
A=A+0.0001
d=1.128*A**0.5
beta =2*a cos(DD/d)
Are=0.25*d**2*(beta-
sin(beta))
gama1=6*s*(Ws/(Ec*Are))
som=gama1+gama2+gama3
end do
V4=0.5*Ws*d/(Ws+Qeff*h)
  do while(DD.gt.V4)
  d=d+0.0001
  V4=0.5*Ws*d/(Ws+Qeff*h)
  end do
  c...sortie des résultats
```

```
write (*,20)
20 format (//,'les dimensions géométriques de l'appui sont :'/)
 write (*,*)'le diamètre d de l'appui en (m) =', d
write (*,*)'la hauteur totale h de l'appui en (m) =',h
write(*,*)'le nombre de couches en caoutchouc nc=',nc
write (*,*)'l'épaisseur cc d'une couche seule de caoutchouc en (m)=', cc
write (*,*)'le nombre de couches en acier ns=',ns
write (*,*)'l'épaisseur cs d'une seule couche d'acier cs en (m)='
write(*,*)'l'épaisseur de la plaque de montage en (m) =',0.025
write (*,25)25 format (//'les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :',/)
write (*,*)'la rigidité effective Keff en (KN/m)=', Qsieff
 write (*,*)'le coefficient damortissement effectif Ksieff=', Qsieff
write (*,40)
40 format (//,'entrer le nom du fichier resultats', /)
 read (*,10) fichresult
open (unit=4, file=fichresult,status='unknown')
10 formats (a20)
write (4,30)
30 format ('les dimensions géométriques de l'appui sont :',/)
 write (4,*)'le diamètre d de l'appui en (m) =', d
write (4,*)'la hauteur totale h de l'appui en (m) =',h
write(4,*)'le nombre de couches de caoutchouc nc=',nc
write (4,*)'l'épaisseur cc d'une seule couche en caoutchouc en (m) =',cc
write(4,*)'le nombre de couches d'acier ns=',ns
write (4,*)'l'épaisseur cs d'une seule couche d'acier en (m)=',cs
write(4,*)'l'épaisseur de la plaque de montage en (m) =',0.025
Write(4,35)
35 format (//,'les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :',/)
write (4,*)'la rigidité effective Keff en (KN/m) =', Qeff
write (4,*)'le coefficient damortissement effectif Ksieff=', Qsieff end
```

V.3.3- Fichier de résultats

Le fichier de résultats donne les valeurs suivantes :

Les dimensions géométriques de l'appui sont :

Le diamètre d de l'appui en (m) =

La hauteur totale h de l'appui en (m) = Le nombre de couches de caoutchouc nc=

L'épaisseur cc d'une seule couche de caoutchouc en (m) = Le nombre de couches d'acier ns=

L'épaisseur cs d'une seule couche d'acier en (m)=

L'épaisseur de la plaque de montage en (m) =

Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :

La rigidité effective Keff en (KN/m) =

Le coefficient d'amortissement effectif Ksieff=