

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
المركز الجامعي لعين تموشنت
Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent
Institut de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : Ingénierie de Structures

Thème

**Optimisation du Comportement Parasismique de la Structure
Elancée du Minaret de la Grande Mosquée d'Alger**

Présenté Par :

- 1) ABDELKADER Kheira.
- 2) BENSAID Bachir.

Encadré par :

- | | | | | |
|----|---------------------------|-----|-----------------------|------------|
| 1. | Mr DERBAL Rachid | MAA | CUBB (Ain Temouchent) | Encadreur. |
| 2. | Mr BENNACEUR Sidi Mohamed | MAA | CUBB (Ain Temouchent) | Encadreur. |

Devant les jurys composés de :

- | | | | | |
|----|----------------------|-----|-----------------------|--------------|
| 3. | Mm Lazizi | MCB | CUBB (Ain Temouchent) | Président. |
| 4. | Mr Said Abderrahmane | MCB | CUBB (Ain Temouchent) | Examinateur. |

Année universitaire 2017/2018



Remerciement

Au moment de l'achèvement de ce mémoire, il nous a été agréable d'exprimer ici, par anticipation, notre reconnaissance envers les personnes qui nous ont de manière ou d'autre, aidé de leurs observations pratiques ou de leurs conseils, pour faire prévaloir ce minimum de travail en faveur des intérêts de génie civil.

Nous ne devons pas oublier non plus nos encadreurs Mr DERBAL RACHID ET Mr BENNACEUR, SIDI MOHAMMED qui dont la sympathie et le concours ont tant de fois relevé notre courage dans les moments où il nous semble définitivement abattus sous le poids d'un travail aussi long que hérissé de difficultés de toutes sortes.

Que tous nos professeurs de GÉNIE CIVIL reçoivent ici, le témoignage de notre vive gratitude.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont seuls responsables de mon succès :

Mes chers parents :

A mon père pour ces efforts.

A ma chère mère pour ces encouragements durant tout la période de mes études.

A ma très chère sœur SAIDA

A toute la famille.

A mon binôme et toute sa famille.

A tous mes amis sans exception.

A tous mes enseignants.

A toute ma promotion 2017-2018.

KHEIRA



Dédicaces

Je dédie ce travail de mémoire à ma chère mère et grâce à sa tendresse, et prie mon

Père que dieu soit béni de sa miséricorde, et être habité par son espace.

Merci ma mère, que Dieu vous protège.

Mon cher frère houari et mes chères sœurs.

Toute la famille : BENSALD et MERINE.

Ma binôme et à toute sa famille.

Tous les membres de ma promotion.

Tous les professeurs qui m'ont enseigné et encadré.

Toutes les personnes que j'aime et qui m'aiment.

BACHIR

Résumé

Ce mémoire porte sur l'optimisation du comportement parasismique du minaret de la grande mosquée d'Alger. Un modèle tridimensionnel a été réalisé en utilisant le code de calcul SAP2000v14. L'étude sismique de ce modèle a été menée par les deux méthodes d'analyse dynamique conformément au RPA99 version 2003.

Deux autres modèles ont été réalisés en s'appuyant sur les systèmes de protection sismique conformément à l'UBC97.

Des comparaisons ont été établies en termes de périodes fondamentales, effort tranchant à la base, efforts tranchants, moments au niveau des étages et évolution des déplacements en hauteur.

Mots clés: comportement parasismique, Minaret, SAP2000v14, RPA99 version 2003, UBC97.

ABSTRACT

This thesis focuses on the optimization of the seismic behavior of the minaret of the Grand Mosque of Algiers. A three-dimensional model was realized using the SAP2000v14 calculation code. The seismic study of this model was conducted by the two dynamic analysis methods according to RPA99 version 2003.

Two other models have been built using seismic protection systems in accordance with UBC97.

Comparisons were made in terms of fundamental periods, shear force at the base, shear forces, moments at the floor level, and changes in height displacements.

Key words: seismic behavior, Minaret, SAP2000v14, RPA99 version 2003, seismic protection systems, UBC97.

المخلص

ترتكز هذه المذكرة على تحسين السلوك الزلزالي لمنذنة المسجد الكبير بالجزائر العاصمة. تم تحقيق نموذج ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج الحساب SAP2000v14، وقد تم إجراء الدراسة الزلزالية لهذا النموذج من خلال طريقتين للتحليل الديناميكي طبقاً لإصدار RPA99 2003. تم بناء نموذجين آخرين باستخدام أنظمة الحماية الزلزالية وفقاً لـ UBC97. تم أيضاً إجراء مقارنات من حيث الفترات الأساسية، قوة القص في القاعدة وقوى القص واللحظات على مستوى الأرضية والتغيرات في معدلات النزوح.

الكلمات المفتاحية: السلوك الزلزالي ، المنذنة ، SAP2000v14 ، النسخة RPA99V2003 ، أنظمة الحماية من الزلازل UBC97

Sommaire

Remercîment	I
Dédicace	II
Résumé.....	III
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	XI
Introduction générale.....	1
Revue Bibliographique.....	3
Chapitre I : L'activité sismique	
I-1 Introduction.....	9
I-2 comment un séisme se produit ?	10
I.3. Les outils techniques pour anticiper et mesurer le degré d'amplitude du tremblement de terre	11
I-4 Les conséquences de séisme sur les édifices	12
I-4-1 les effets induits.....	13
I-4-2 Les effets de site	18
I-5 quelques séismes majeurs	20
I-6 le risque seismique a alger	25
1-6-1 Les séismes historiques d'Alger.....	26
1-6-2 La situation géologique d'Alger.....	27
1-6-2-1 Les failles actives à Alger.....	27
I-7 L'efficacité de la prévention.....	29
I-8 La sensibilisation à la prévention des évènements séismiques.....	30
I-9 Conclusion	32
Chapitre II : les réglementations parasismiques	
II-1 Introduction	33
II-2 Réglementation parasismique algérienne (RPA 99V2003).....	33

Sommaire

II-2-1 Historique du règlement RPA	34
II-2-2 les objectifs recherchés à travers l'application des RPA 99V2003.....	35
II-2-3 Les objectifs recherchés à travers l'application des RPA 99V2003.....	35
II-2-4 La structure du code parasismique Algérien (RPA99V2003).....	35
II-3 Uniform Building Code (UBC97).....	37
II-3-1 Uniform Building Code (UBC97).....	37
II-3-2 l'objectif visé par l'utilisation du code (UBC).....	38
II-3-3 Application du code (UBC) aux bâtiments et structures existants.....	38
II-4 L'Eurocode8	38
II-4-1 Objectifs d'usage de l'Eurocode 8.....	38
II-5 Conclusion.....	40
Chapitre III : Les structures élancées dans le monde	
III-1 Introduction	41
III-2 Un état de l'art des immeubles de grande hauteur dans le monde.....	41
III-3 L'objectif de la demande pour les bâtiments élancés.....	48
III-4 Usages des tours.....	48
III-5 Citation d'un exemple d'usage	49
III-6 Conclusion	50
Chapitre IV : Généralités sur la protection des structures par des isolateurs parasismiques.	
IV-1 Introduction	51
IV-2 Destination historique	52
IV-A.1 Introduction.....	57
IV-A-2 Conclusion.....	59
IV-B-1 Introduction.....	60

Sommaire

IV-B-2 La définition des appuis parasismiques	61
IV-B-3 L'objectif d'usage.....	63
IV-B-4 les type des appuis parasismiques.....	64
IV-B-4-1 Appuis à déformation.....	64
IV-B-4-2 Appuis à glissement	68
IV-B-4-2-1 Appuis à friction.....	68
IV-B-4-2-2 Appuis à pendule glissant.....	69
IV-B-4-3 Appuis à déformation et glissement	69
IV-B-4-3-1 Appui utilisé par l'EDF (Electricité de France).....	69
IV-B-4-3-2 Appui proposé par N.Mostaghel.....	70
IV-B-4-4 Appuis à roulement.....	70
IV-B-5 Principe de l'isolation parasismique.....	71
IV-B-6 Avantage de l'isolation parasismique.....	72
IV-B-7 Inconvénients de l'isolation parasismique.....	73
IV-B-8 Le choix de l'isolation parasismique.....	74
IV-B-9 Quelques exemples de logiciels informatiques pour l'analyse des structures à base isolée.....	75
IV-B-10 Conclusion.....	76
IV-C-1 Les Amortisseurs parasismiques	77
IV-C-2 Les types des amortisseurs parasismiques.....	77
IV-C-2-1 Amortisseurs élasto-plastique.....	77
IV-C-2-2 Amortisseurs visqueux.....	78
IV-C-2-3 Amortisseurs à frottement.....	78
IV-C-2-4 Amortisseurs magnétiques.....	79
IV-C-2-5 Les amortisseurs à masse accordée (TMD).....	79

Sommaire

IV-C-3 Les principales caractéristiques techniques de quelques types des amortisseurs antisismiques.....	80
IV-3 Synthèse générale.....	81
Chapitre V : Présentation du cas d'étude : Minaret de la Grande Mosquée d'Alger	
V-1 Généralités et définitions.....	83
V-2 Description du projet de la grande mosquée.....	85
V-3 Description du projet : Minaret de la grande mosquée d'Alger.....	87
V-4 Données du projet.....	88
V-4-1 Données géométriques.....	88
V-4-2 Données sismiques.....	91
V-4-3 Données climatiques.....	92
V-4-4 Caractéristiques des matériaux.....	92
V-4-4-1 Béton.....	92
V-4-4-2 Les Aciers.....	95
V-5 Conclusion.....	97
Chapitre VI : Méthodologie de modélisation du minaret de la grande mosquée d'Alger	
VI-1 Introduction.....	98
VI-2 Objectif de la modélisation.....	98
VI-3 Présentation logiciel.....	98
VI-4 Etape de Modélisation du minaret en SAP 2000 V14.....	99
VI-4-1 Modèle encastré à la base.....	99
VI-4-2 . Modèle isolé à la base.....	120
VI-5 Conclusion.....	121

Sommaire

Chapitre VII : Caractéristiques géométriques et descente des charges du minaret

VII-1 Introduction.....	122
VII-2 Vérification des dimensions des éléments structuraux.....	122
VII-2-1 Les poutres.....	122
VII-2-2 les voiles.....	123
VII-3 Dimensions adoptées des éléments structuraux.....	124
VII-4 Charges et surcharges.....	126
VII-5 Evaluation des La descente des charges.....	127
VII-6 Conclusion.....	134

Chapitre VIII : Analyse sismique du minaret

VIII-1 Introduction.....	135
VIII-2 Objectif de l'étude dynamique.....	135
VIII-3 Le principe d'application des méthodes de calcul.....	136
VIII-3-1 Méthode statique équivalente.....	136
VIII-3-2 Méthode d'analyse modale spectrale.....	136
VIII-3-3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	136
VIII-4 Etude sismique.....	136
VIII-4-1 Classification de notre structure selon le RPA99V2003.....	136
VIII-4-2 Combinaison d'action.....	136
VIII-4-3 Méthode statique équivalente.....	137
VIII-4-4 Méthode d'analyse spectrale modale.....	142
VIII-4-5 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : (méthode temporelle).....	148
VIII-5 Conclusion.....	149

Chapitre IX : Comparaison des résultats des méthodes de calcul dynamique

IX-1 Introduction.....	150
------------------------	-----

Sommaire

IX-2 Les résultats de la méthode d'analyse spectrale modale.....	150
IX-3 Les résultats de la méthode dynamique par Accélérogramme.....	152
IX-4 Etude comparative de la méthode modale spectrale et la méthode dynamique par accélérogramme.....	154
IX-4-1 Comparaison des périodes.....	154
IX-4-2 Comparaison des efforts tranchant à la base.....	154
IX-4-3 Comparaison de Variation des efforts tranchants dans les niveaux.....	155
IX-4-4 Comparaison des moments dans les niveaux (éléments verticaux).....	156
IX-5 Conclusion.....	157

Chapitre X : Application des systèmes d'isolation sur le minaret de la grande mosquée d'Alger selon l'UBC97

X-1 Introduction.....	159
X-A-1 Le choix de type de l'isolateur parasismique.....	159
X-A-2 Dimensionnement.....	160
X-B-1 Modèle de la structure isolée la base en SAP 2000.....	163
X-B-2 Modèle de la structure contreventée par des systèmes de triangulation.....	164
X-C-1 Modèle « 1 » : structures isolé à la base.....	167
X-C-2 Modèle « 2 » : structures contreventé par un système de triangulation en X.....	172
X-2 Conclusion.....	178

Chapitre XI : Contreventement Conventionnel et Systèmes Innovants de Protection Sismique

XI-1 Introduction.....	179
XI-2 Structure encadrée avec structure isolée à la base.....	179
XI-2-1 Périodes fondamentales.....	180
XI-2-2 Les efforts tranchants.....	181
XI-2-2-1 L'effort tranchant dynamique à la base.....	181
XI-2-2-2 Variation des efforts tranchants en hauteur (à chaque niveau).....	182

Sommaire

XI-2-3 Variation des moments fléchissant en hauteur (à chaque niveau).....	182
XI-2-4 Déplacements des niveaux.....	183
XI-3 Structure encastéré et structure contreventé par un système de triangulation amorti en X.....	186
XI-3-1 Périodes fondamentales.....	186
XI-3-2 Les efforts tranchants.....	187
XI-3-2-1 Effort tranchant dynamique à la base.....	187
XI-3-2-2 Les efforts tranchants pour différents niveaux.....	188
XI-3-3 Variation des moments fléchissant en hauteur (à chaque niveau).....	189
XI-4 Déplacement maximal des niveaux.....	189
XI-5 Récapitulatif de l'étude comparative des résultats des trois modèles.....	191
Conclusion Général.....	193
Références Bibliographiques.....	196

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Rejet vertical (séisme d'EL Asnam), 1980	09
Figure I-2 : Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003	09
Figure I-3 : Reconnaissance schématique des effets possibles d'un séisme.....	12
Figure I-4 : Phénomène de liquéfaction de sol causé par le séisme d'Izmit, Turquie 1999... 14	
Figure I-5: Séisme de Caracas, 1967.....	15
Figure I-6 : Phénomène de liquéfaction observé lors du séisme Zemmouri 2003.....	15
Figure I-7 : Effet de la liquéfaction des sols (Séisme d'Emilie-Romagne, mission AFPS)... 16	
Figure I-8: Phénomène de glissement de terrain (séisme d'Alaska, USA 1964).....	16
Figure I-9 : Glissement de terrain ayant entraîné la perte totale d'un bâtiment « parasismique » situé en bord de talus instable. (Document NISEE -USA).....	17
Figure I-10 : Un phénomène d'éboulement rocheux en Guadeloupe, France.....	17
Figure I-11 : Dévastation des constructions situées sur la butte de Rognes causé par l'effet de site.....	18
Figure I-12 : Schéma synoptique de Piégeage d'ondes entre le rocher et les sols mous: l'intensité des secousses y est plus élevée et les dommages aux constructions fréquents....	19
Figure I-13 : Effets de site aléa sismique – CLI de Cadarache – 3 juin 2015.....	20
Figure I-14 : séisme à Islamabad, capitale du Pakistan (2005).....	21
Figure I-15 : séisme à Kobé au Japon (1995).....	21
Figure I-16 : Séisme d'Izmit, 1999 (Document EQE –USA).....	22
Figure I-17 : École touchée par le séisme du 21 mai 2003, région de Boumerdès, Algérie... 22	
Figure I-18 : (a) : Bam avant le séisme..... 23 (b) : Après le tremblement de terre du 26 décembre 2003.	
Figure I-19: LAS COLLINAS – M 7,7 SALVADOR, 2001.....	23
Figure I-20: Immeuble affaissé après le séisme du 8 septembre 2017.....	24
Figure I-21 : Immeuble effondré à Mexico suite aux secousses du séisme du 19 septembre 2017.....	24

Figure I-22 : Hôtel à Taiwan après le séisme du 7 Février , 2018.....	25
Figure I-23 représentation des séismes enregistrés dans la région d'Alger.....	26
Figure III-1: Kingdom Tower-Jeddah, Source: Adrian Smith & Gordon Gill.....	42
Figure III-2: Burj Khalifa (photo by Kyoung Sun Moon).....	43
Figure III-3: La Tokyo Skytree (à gauche) est beaucoup plus élancée que la Tour de Tokyo qui a une base largement évasée.....	44
Figure III-4 : Shanghai Financial Center (la gauche), Jin Mao Building (centre), and Shanghai Tower en Chine (droite) En construction (photo by Kyoung Sun Moon).....	45
Figure III-5 : La Shanghai Tower en Chine.....	45
Figure III-6 : L'Abraj Al Bait Crédits photo (creative commons) : Ez-17-93.....	46
Figure III-7 : La Canton Tower, Crédits photo (creative commons) : Colin Zhu.....	47
Figure III-8 : La tour de Singapour.....	49
Figure IV-1 :L'aiguille de Cléopâtre à New.....	53
Figure IV-2 : L'aiguille de Cléopâtre à Paris.....	53
Figure IV-3 : Hotel isolé à la base "Sotchi,Russie".....	53
Figure IV-4 : Gratte-ciel porté sur un système d'isolation au Japon.....	53
Figure IV-5 :Hotel de San Francisco basé sur 530 isolateurs.....	54
Figure IV-6 : Centre de gestion de défense en Italie.....	54
Figure IV-7 : Maison typique : l'utilisation des morceaux de bois entre le sol et la fondation En France.....	54
Figure IV-8 : Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur des appuis parasismique.....	54
Figure IV-9 : La tour cristal de Kobé. Aux États-Unis.....	55
Figure IV-10 : Hôtel de ville de San Francisco.....	55
Figure IV-11 : Système de contrôle passif : a) Isolation sismique à la base, b) Amortisseur visqueux, c) Amortisseur à masse accordée.....	61
Figure IV-12 : Sans isolation à la base, Avec isolation à la base.....	62
Figure IV-13: Constructions isolées à la base.....	63

Figure IV-14: Isolateur parasismique de la salle de prière de la grande mosquée d'Alger...	64
Figure IV-15: Appui en caoutchouc fretté.....	65
Figure IV-16: Appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb.....	66
Figure IV-17 : Appui en élastomère fretté.....	66
Figure IV-18 : Appui en élastomère fretté avec Amortisseur en barreau de plomb.....	67
Figure IV-19 : Appui à friction.....	68
Figure IV-20 : Appuis à pendule glissant.....	69
Figure IV-21 : Appui utilisé par l'EDF.....	70
Figure IV-22 : Appui proposé par N.Mostaghel.....	70
Figure IV-23 : schéma d'appui à billes.....	71
Figure IV-24 : Amortisseur métallique de type ADAS.....	77
Figure IV-25 : Amortisseur visqueux.....	78
Figure IV-26 : Amortisseur à frottement à l'université de Concordia, Montréal.....	78
Figure IV-27 : Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (Taipei 101).....	79
Figure IV-28 : Bâtiment Citicorp center à New York dans les années1970, amortisseur à masse accordée (Bachmman, 2004).....	80
Figure V-1 : les différents types des minrets.....	84
Figure V-2 : Vue générale de la grande mosquée.....	85
Figure V-3: Localisation du projet.....	86
Figure V-4 : Vue en perspective du minaret.....	87
Figure V-5 : Vue en plan du plancher, Niveau 63,20 m.	89
Figure V-6 : contreventement mixte : voiles en béton armé avec des éléments diagonaux en charpente métallique sur les façades.....	90

Figure V-7 : Système de contreventement latéral.	91
Figure V-8 : Eprouvette cylindrique en béton.....	93
Figure V-9 : Diagramme contrainte-déformation du béton.....	96
Figure VII-1 : Une coupe de voile en élévation.....	125
Figure VII-2 : Les Composants d'un mur extérieur.....	133
Figure VIII-1 : Présentation de La courbe de spectre de réponse.....	142
Figure VIII-2: une translation longitudinale suivant l'axe X « mode 1 ».....	143
Figure VIII-3: la translation verticale suivant l'axe Y « mode 2 ».....	144
Figure VIII-4 : translation verticale suivant l'axe Z « mode 3 ».....	145
Figure VIII-5 : Réponse temporelle (accélérogramme de keddara).....	149
Figure IX-1: la comparaison du période par les deux méthodes dynamique.....	154
Figure IX-2: Comparaison de l'effort tranchant à la base par les deux méthodes dynamiques.....	155
Figure IX-3 : Variation des efforts tranchants dans les niveaux.....	165
Figure IX-4: Variation des moments max dans les niveaux.....	157
Figure X-1 : Vue en 2D de la structure isolée à la base en SAP2000.....	163
Figure X-2 : Schéma présentative des triangulations en diagonale.....	164
Figure X-3 : Schéma présentative des triangulations en V.....	164
Figure X-4 : Système de triangulations en K.....	165
Figure X-5 La diverse disposition d'un dissipateur par friction (Etienne JOLY « 2005 »).....	166
Figure X-6 :.....	167
(a) : Vue en perspective du minaret.	
(b) : La structure contreventée par un système de triangulation amortie en (SAP2000).	
Figure XI-1. Modèle de la structure du minaret isolée à la base.....	179
Figure XI-2 : Modèle de la structure du minaret encastré à la base.....	180

Figure_XI-3 : Comparaison des périodes fondamentales.....	180
Figure XI-4 : Efforts tranchants à la base des modèles dans deux directions X et Y....	181
Figure XI-5 : Variation des efforts tranchants en hauteur des deux modèles.....	182
Figure XI-6: Variation des moments fléchissant en hauteur des deux modèles.....	183
Figure XI-7 : Comparaison des déplacements relatifs des niveaux dans la direction X....	184
Figure XI-8 : Comparaison des déplacements relatifs des niveaux dans la direction Y...	184
Figure XI-9 : Comparaison des déplacements absolus des niveaux dans la direction X....	185
Figure XI-10 : Comparaison des déplacements absolus des niveaux dans la direction Y...	185
Figure XI-11 : Comparaison des périodes fondamentales des deux modèles.....	186
Figure_XI-12 : Efforts tranchants à la base des modèles dans deux directions X et Y.....	187
Figure_XI-13 : Variation des efforts tranchants en hauteur des deux modèles.....	188
Figure_XI-14 : Variation des moments fléchissant en hauteur des deux modèles.....	188
Figure XI-15: Comparaison des déplacements des niveaux dans la direction X.....	189
Figure XI-16 : Comparaison des déplacements des niveaux dans la direction Y.....	190

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : les outils de techniques pour mesurer le degré d'amplitude du séisme...	11
Tableau II-1 : présentation de l'historique de règlement parasismique Algérienne.....	34
Tableau II-2 : Valeurs des coefficients d'accélération de zone (%).....	36
Tableau V-1 : Les caractéristiques des matériaux utilisé.....	92
Tableau V.2: présentation des Contraintes limites de service du béton σ_{bc} (MPa).....	94
Tableau V-3: les valeurs de Coefficient de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons.....	97
Tableau VII-1 : Les dimensions des voiles pour chaque niveau.....	125
Tableau VII-2 : La décente des charges du Plancher terrasse incessible.....	127
Tableau VII-3 : La décente des charges du Plancher étage courant.....	128
Tableau VII-4 : La décente des charges du Plancher terrasse incessible.....	129
Tableau VII-5 : La décente des charges du Plancher étage courant.....	130
Tableau VII-6 : La décente des charges du Plancher terrasse incessible.....	130
Tableau VII-7 : La décente des charges du Plancher étage courant.....	131
Tableau VII-8 : La décente des charges du Plancher terrasse incessible.....	132
Tableau VII-9 : La décente des charges du Plancher étage courant.....	133
Tableau VII-10 : Descente des charges (Murs extérieurs).....	134
Tableau VIII-1 : Les combinaisons d'action.....	137
Tableau VIII-2 : Coefficient d'accélération de la zone A (Tableau (4-1) RPA99V2003).....	138
Tableau VIII-3 : Les catégories de sites et les périodes correspondant.....	138
Tableau VIII-4 : Les valeurs des pénalités. (4.4) du RPA.....	141
Tableau VIII-5 : Les valeurs des périodes et fréquences des dix premiers modes.....	143
Tableau VIII-5 : résultat de l'effort statique et dynamique à la base.....	146
Tableau VIII-6 : Présentation des Périodes, participations massiques.....	147
Tableau IX-1 : les valeurs des moments et les efforts tranchants pour chaque niveau...	151
<u>Tableau IX-2</u> : les valeurs des moments et les efforts tranchants pour chaque niveau....	152
Tableau X-1 : Présentation des rigidités au niveau de la base.....	161

Tableau X-2 : Présentation des rigidités au niveau des systèmes de triangulation amorti...	162
Tableau X-3 : Les valeurs des efforts tranchant statique et dynamique à la base.....	168
Tableau X-4 : Les valeurs de l'effort tranchant et l'effort axial pour chaque niveau de la structure.....	168
Tableau X-5 : La variation des déplacements dans les nœuds selon les deux directions..	169
Tableau X-6 : Présentation des résultats des moments maximum et minimum dans chaque niveau.....	171
Tableau X-7 : Les valeurs des efforts tranchant dynamique à la base.....	173
Tableau X-8 : Les résultats des efforts tranchent et axiaux de chaque niveaux.....	173
Tableau X-9 : Les valeurs de déplacements des différents niveaux de la structure contreventé par un système de triangulation amortie (en X).....	175
Tableau X-10 : résultats des moments dans chaque niveau.....	166
Tableau XI-1 : Effort tranchant dynamique des deux modèles : encasté et isolé à la base	181
Tableau XI-2 : Efforts tranchants dynamique des deux modèles : encasté, isolé à la base	187

INTRODUCTION
GENERAL

INTRODUCTION GENERALE

Avec les progrès remarquables de l'heure actuelle et le grand nombre de bâtiments et de structures construits à travers les villes du monde, et l'augmentation du risque de tremblements de terre, ce qui fait l'augmentation des bâtiments isolés sismiques partout dans le monde où le risque sismique est particulièrement élevé. En outre, la très bonne performance de tels bâtiments, même sous de très forts séismes, a encouragé l'utilisation de l'isolation sismique ; le monde de la construction a connu un développement remarquable dans le domaine des immeubles de grande hauteur, grâce aux ingénieurs civils qui s'efforcent toujours de développer la conception de bâtiments élevés, sans oublier le rôle de l'architecte dans ce domaine et cela grâce à l'existence d'une collaboration étroite entre eux.

L'objectif principal de ce mémoire est l'étude du minaret de la grande mosquée d'Alger. Cette structure est très élancée avec une hauteur de 265m. Le système d'ossature adopté est contreventé par des voiles en béton armé renforcé par un système de triangulation en charpente métallique en X.

Le travail présenté traitera le choix de la méthode de calcul sismique proposée par le RPA99 Version 2003. En effet, une comparaison des résultats de ces méthodes dynamiques sera établie.

Deux autres modèles du minaret de la grande mosquée d'Alger seront proposés. Ces modèles se basent sur l'application des systèmes d'isolation conformément à l'UBC97. Une comparaison entre les trois modèles sera réalisée.

Ces comparaisons seront entreprises en termes de périodes fondamentales, efforts tranchants à la base et au niveau des dalles, moments fléchissant dans les niveaux et déplacements.

La structure de ce mémoire est comme suite :

Chapitre 1 : L'activité sismique

Chapitre 2 : les réglementations parasismiques

Chapitre 3 : Les structures élancées dans le monde

Chapitre 4 : Généralités sur la protection des structures par des isolateurs parasismiques.

Chapitre 5 : Présentation du cas d'étude : Minaret de la Grande Mosquée d'Alger

Chapitre 6 : Méthodologie de modélisation du minaret de la grande mosquée d'Alger

Chapitre 7 : Caractéristiques géométriques et descente des charges du minaret

Chapitre 8 : Analyse sismique du minaret

Chapitre 9 : Comparaison des résultats des méthodes de calcul dynamique

Chapitre 10 : Application des systèmes d'isolation sur le minaret de la grande mosquée d'Alger selon l'UBC97

Chapitre 11 : Contreventement Conventionnel et Systèmes Innovants de Protection Sismique.

1. Introduction :

Cette recherche bibliographique représente divers études antérieures, afin de prendre le maximum d'information dans le domaine des structures parasismique d'une manière global, plus particulièrement ,l'obtention des idées que nous familiariser avec des thèmes qui traite l'usage du défèrent types des isolateurs de base dans la structure .et d'après cette revus on peut développer aussi et élargir notre sujet qui concerne l'utilisation des isolateurs de base dans les bâtiments et leur effet sur la conception de ces derniers lors des séismes.

2. Les travaux antérieurs :

Nous résumons, les points les plus importants de ces études :

- **DAHMANI S et RAHMANI D (2014) :**

Le projet consiste à étudier un bâtiment RDC+8 étages avec deux sous-sol, contreventée par des voiles en béton armés et à analyser la réponse dynamique de cette structure par deux méthodes, une analyse modale spectrale et l'analyse dynamique par accélérogrammes.

Ils sont entamés par une modélisation des variantes avec différentes dispositions des voiles par l'étude classique, en introduisant un spectre de calcul exigé par le règlement parasismique algérien dans le SAP 2000.en second lieu, ce spectre de calcul sera utilisé pour simulé d'un un signal compatible par la présence d'un logiciel de simulation (sismoactif),introduit dans le SAP2000,ils sont terminés leur projet par une étude comparative porte sur les variations des efforts tranchants, moments fléchissant, avec le déplacement maximale ,et la réaction de base. Les résultats obtenus montrent que dans la limite des données de projet l'analyse par l'accélérogrammes sert à engendrer un déférence de 20%par rapport à celle qui est obtenus par le spectre de réponse, tout en remarquant que les valeurs des efforts internes et les déplacement trouver a partir le spectre de réponse sont nettement supérieure au d'autres déplacements obtenu par les deux signaux sismique. [1]

- **Le travail de BENAHMED NOURIA LASRI SOUMIA, 12 Juin 2016**

Elle se base sur les effets des isolateurs sur la réponse dynamique d'un bâtiment.

L'isolation à la base est l'un des systèmes de contrôle passif ; utilise beaucoup plus pour les pays de forte sismicité.

Qui est basé sur le principe de mettre entre la superstructure et l'infrastructure des dispositifs grâce à leur déformabilité importante, lequel est représenté soit dans un appareil d'appuis, ou des amortisseurs.

- l'objectif du travail sert à contribuer des isolateurs à la base dans diminution des effets sismiques des bâtiments, à partir d'une modélisation des appuis en **élastomère** à fort amortissement HDRB (high damping rubber bearing), et les appuis en pendule glissant, FPS (friction pendulum system)

Parmi les types d'isolation mentionnés dans ce projet, elles ont trouvé :

- ✓ **LRB** (Lead- Plug Bernin) : appuis en élastomère avec noyau de plomb.
- ✓ Les appuis à pots.
- ✓ Les appuis à roulement.
- ✓ **FBS** isolateur d'appuis en pendule glissant.
- ✓ **HDRB** : appuis en élastomère à forte taux d'amortissement.
- ✓ **LDRB** : appuis en élastomère à faible taux d'amortissement.

Ils ont également expliqué que la Grande Mosquée est la dernière parmi les projets qui définissent sur une combinaison des appuis parasismique et des amortisseurs.

Le principe étudié est de faire une comparaison entre les deux structures, ordinaire, encastré et d'autre protégée par un système d'isolation appliquée à la base.

Les résultats obtenus :

La fourniture de ces types d'isolateur sert à réduire la fréquence fondamentale des structures jusqu'à la valeur située en dessous de 0.5 Hz, sachant que l'effort tranchant sera affaibli de 3 à 10 fois des efforts tranchant appliquée à une structure à base fixe (diminution d'accélération aussi), ce qui est engendrer un déplacement plus important, dans ce cas l'intégration des dispositifs de dissipation d'énergie sera importante pour vérifier les mouvements, pour atteindre un consensus efficace entre la minimisation de la force sismique et l'augmentation du déplacement (environ 15 cm ou plus).

Dans les cas de combinaison d'appuis parasismique et l'amortisseur, le rôle des appuis est limité, tout en réduisant les efforts et augmentent les déplacements, au contraire, les amortisseurs réduisent les déplacements en dissipant l'énergie, et ce principe la, est utiliser pour la grande mosquée d'Alger.

Ils ont noté une observation qui était représentée dans la progression de la période d'une structure isolée 3 fois par rapport que la période fondamentale d'une structure à base fixe ($T_d > 3T_f$), concernant les appuis à noyau de plomb joue le rôle d'un amortisseur au phénomène d'hystérésis puis qu'il travaille en flexion, a une point négative qu'il transmet les accélérations de haute fréquence, donc il sert à diminuer l'efficacité de l'isolation.

Tout ce qui vient de cette analyse que le meilleur type d'isolateur est appuis à déformation et à glissement (diminution importante des efforts tranchant à la base avec une réduction d'accélération et des déplacements au même temps) .

A la fin, et après cette analyse comparative entre deux systèmes : isolé et à base fixe, ils ont récapitulé les résultats suivantes :

- ✓ Les périodes du système isolé sont prolongées par rapport aux celle du système à base fixe.
- ✓ Les déplacements de la structure isolée sont plus considérables qu'au déplacement de la deuxième structure. [2]

• **cette étude est présentée par Melle TALBI AHLEM à Université de Constantine (2013) :**

qui traite, un sujet d'évaluation de management des risques dans les projets structurants: le cas étudié, c'est la grande mosquée d'Alger.

L'objectif recherche de cette recherche c'est de bien s'intéressé à la prise en considération, les phases de conception de projet, pendant sa réalisation, son exploitation futur, ainsi que les différents aléas potentiels qui pourrait survenir au cours du projet et de proposer une méthode de management des risques et la réalisation des estimations nécessaires à la prise de décision. La recherche vise aussi à aider les parties prenantes à réaliser une évaluation de la complexité de projets et les risques des projets surtout lorsqu'il s'agit d'un projet de grande envergure et c'est le cas du future monument religieux culturel et touristique le Projet de la Grande Mosquée d'Alger.

La grande mosquée d'Alger se Situé dans la commune El-Mohammadia, une commune située à 9km à l'est du centre d'Alger sa superficie, il s'étale sur une surface de 20 hectare. Djamaa El Djazair est un lieu convoité et apprécié de rassemblement pour la société Algérienne et Algéroise à double vocation : -Lieu de réunion des fidèles pour la prière. - Pôle attractif pour les chercheurs, historiens, artistes, artisans étudiants ainsi quel pour les touristes et le public en générale. Il est appelé à constituer un nouveau pôle d'animation et

d'échange témoignant spirituel révélant la culture et les réalisations architecturales de la notion.

Sa recherche comprenait deux catégories de risques telle que :

Aperçu sur les risques techniques : Aucun projet n'est à l'abri pour subir des risques sur le volet technique, quel que soit sa taille. En cours de la réalisation des tâches où le volet technique est dominant, un projet peut avoir plusieurs risques à savoir : la qualification de la main d'œuvre, et les matériaux utilisés.

Le projet de la grande mosquée d'Alger est unique selon sa grandeur et aussi particulier en termes de techniques nouvelles utilisées : système de fondations, Système de structures, les normes parasismiques utilisées...

Risque lié au système de fondations utilisés : Le système de fondation utilisé pour le bâtiment (B) « minaret », c'est un système de fondation profonde de type barrettes, qui sont considérées comme un sous-projet vu la sensibilité de la tâche point de vue opérationnel et point de vue ressources nécessaires pour la réalisation de ce type de fondation. L'entreprise pour la réalisation des barrettes a fait un appel à la sous-traitance pour l'exécution des travaux de fondation.

Après l'analyse des risques dans le projet de la grande mosquée d'Alger, elle a constaté qu'il n'y a pas un plan dressé pour le management de risques, la méthode dont les risques sont traités est une méthode basée sur des expériences des différents acteurs. L'évaluation des risques dans un grand projet, tel que le projet de la grande mosquée d'Alger, sert à donner un contexte global sur les enjeux majeurs du management des risques dans les projets complexes : telle que la difficulté de définition du système de management de risques, divergence des termes et des concepts concernant la définition du risque lui-même, et divers Indicateurs de réussite, des différentes d'ordre méthodologique des analyses de risques, Enjeux organisationnels de la maîtrise des risques.

A partir de cette étude, le management de risques peut constituer plusieurs sujets de recherche opérationnels vu son importance. [3]

- **NAIT ZERRAD ILYAS et BENMOUNA NABIL**

Ils traitent l'analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments.

Le principe se base sur l'augmenter suffisamment la période de vibration de la structure pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre. Les accélérations

transmises à celle-ci (et par conséquent les forces) sont considérablement réduites, l'usage d'un dispositif parallèle et externe du dispositif de dissipation d'énergie est requise pour contrôler les mouvements et réaliser une conciliation efficace entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

Action du vent sur les bâtiments isolés : Pour les bâtiments élevés, la flexibilité latérale des appuis parasismiques peut introduire quelque inconfort pour les occupants sous l'action du vent. Pour cette raison, les appuis parasismiques peuvent être équipés d'appareils spéciaux appelés **stabilisateurs au vent** qui empêchent le mouvement des bâtiments sous l'action d'un vent normale. Lorsque l'effort tranchant à la base atteint une valeur minimale pré calculée, les stabilisateurs au vent se déconnectent très rapidement de la structure qui redevient libre sur les appuis. Après le séisme, les stabilisateurs au vent peuvent être aisément rebranchés. Le déblocage de tous les appuis doit être simultanée sous peine d'introduire des effets de torsion dans le bâtiment. En outre, la «libération» du bâtiment peut engendrer des chocs qu'il convient d'éviter. Etant donné que la séquence de la libération de ces dispositifs est difficilement maîtrisable, ils sont interdits dans plusieurs codes parasismiques.

Ce projet qui va être étudié est un bâtiment R+12 en ossature métallique et un plancher mixte implanté en zone sismique IIb, Il s'agit d'une résidence d'un hôtel à Sidi Lakhdar wilaya de Mostaganem. , sachant que, Le calcul numérique a été fait par le logiciel SAP 2000 pour analyser cette structure.

Périodes et pulsations :

Les périodes et les pulsations obtenus pour quatre systèmes (contreventé, non contreventé, LRB et FPS). Les résultats montrent une diminution de 76.40% pour le LRB et 26.4% pour le FPS, ceci montre que les systèmes d'isolation permettent d'assouplir le comportement de la structure.

Concernant les efforts tranchant, se diminue considérablement par rapport à la structure fixe de **90.72%**. Et en dernier lieu le moment fléchissent, s'attenu énormément de **99.41%**.

A la fin de cette étude, ils sont trouvés que Les résultats obtenus montrent que les systèmes d'isolation par LRB et FPS sont très efficaces pour réduire les sollicitations, les accélérations d'un bâtiment soumis à effort dynamique. Elle permet aussi à démontrer l'apport de ces systèmes pour dissiper l'énergie sismique à la quelle pourrait être soumis un bâtiment en charpente de R+12, et elle est permis aussi d'analyser la différence de comportement de la structure métallique, avec et sans système d'isolation a la base sous une charge sismique. [4]

3. La conclusion :

D'ici, nous avons vu certaines des études précédentes qui ont été liées avec le thème de notre projet de fin d'étude et grâce à laquelle nous avons approfondi pour bénéficier des informations précieuses.

Chapitre I

I.1. Introduction

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 urbaines. La problématique que l'on peut se poser est la suivante : Peut-on prévoir un tremblement de terre ?

Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque, et à l'importance de l'anticiper, la seule prévention valable est la construction parasismique.

Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ceux connus et recensés à ce jour et font parfois même objets de légendes.

C'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce cataclysme social et économique majeur.

Toutefois et à chaque séisme majeur, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. On prend le cas de notre pays, les deux séismes : Boumerdes le **21 mai 2003**, et le séisme d'el Asnam le **10 octobre 1980**, nous amènent à nous tourner une fois de plus vers la construction parasismique, sans oublier que l'expertise a montré que la plupart des bâtiments endommagés à Boumerdes n'étaient pas de conception parasismique. C'est la raison pour laquelle, le « règlement parasismique Algérienne 99 » a été révisé, contrôlé puis réformé pour s'intituler à ce jour, le **RPA99V2003**

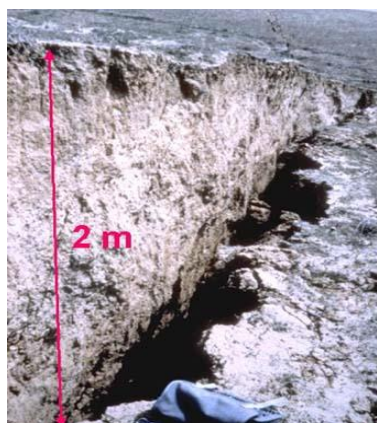


Figure I-1 : Rejet vertical (séisme d'EL Asnam), **1980**.

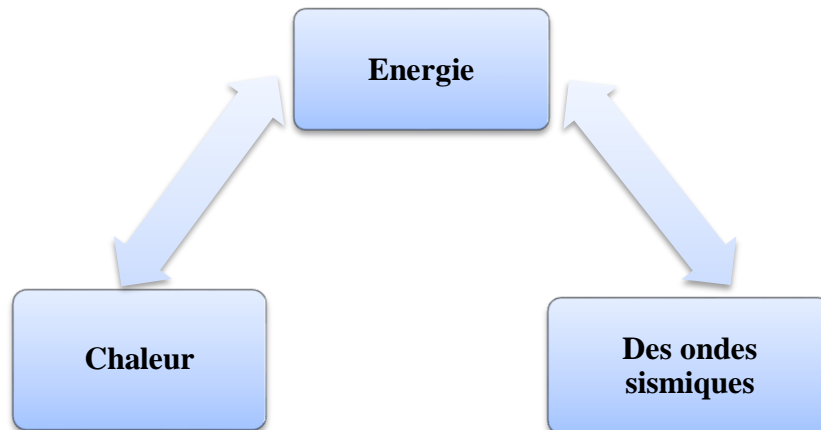


Figure I-2 : Séisme de Boumerdes, Algérie, **2003**.

I.2. Comment un séisme se produit ?

Un tremblement de terre est une rupture brutale au niveau du foyer, libérant de l'énergie, à l'intérieur de la croûte terrestre. Cette énergie est ensuite dissipée sous deux formes :

- ❖ Elle est dissipée sous forme d'une chaleur.
- ❖ Sous forme d'ondes sismiques.



On retrouve trois types d'ondes : les ondes primaires (P), les ondes secondaires (S) et les ondes de surfaces (L) qu'elles sont les plus dangereuses. Tous les jours on enregistre de nombreux séismes mais seulement très peu se font ressentir. La plupart des séismes se produisent à l'intersection de plaques tectoniques mais rarement à l'intérieur des plaques.

Autrement dit que le tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

Une faille étant une cassure de la croûte terrestre qui sépare les blocs rocheux en deux. C'est à dire qu'il y a déplacement brusque de blocs rocheux solides. Il se trouve que sur de longues périodes des forces s'exercent en continu dans les failles qui restent bloquées, déformant les roches de façon élastique sans pour autant en arriver à la cassure. Cependant après une longue période se produit la rupture et toute l'énergie emmagasinée sur cette longue période qui peut être de plusieurs siècles se libère. Et ensuite la faille est de nouveau bloquée et ainsi de suite : c'est le cycle sismique. Et à chaque rupture on obtient un séisme.

Un séisme peut avoir quatre origines :

- ❖ Rupture d'une faille.
- ❖ Intrusion et dégazage d'un magma.
- ❖ Craquements des calottes glaciaires.
- ❖ Explosion, effondrement d'une cavité.

I.3. Les outils techniques pour anticiper et mesurer le degré d'amplitude du tremblement de terre :

Il existe pas mal des échelles, qu'ont été utilisés tout en anticipant l'intensité des séismes, notamment:

- ✚ L'échelle de **Mercalli** en 1902.
- ✚ L'échelle de **Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK)**, en 1964.
- ✚ L'échelle de **Charles Richter**, en (1900-1985).
- ✚ L'échelle Macrosismique Européenne (**EMS**), en 1998.

On prévoit dans le tableau ci-dessous, quelque caractéristiques de chaque échelle :

Tableau I-1 : les outils de techniques pour mesurer le degré d'amplitude du séisme.

Mercalli 1902	<ul style="list-style-type: none">• C'est une échelle qui permet d'évaluer l'intensité d'un séisme (de 1 à 12) en se fondant sur l'étendue des dégâts observés.• porte ce nom en hommage à Giuseppe Mercalli, sismologue et volcanologue italien.
MSK 1964	<ul style="list-style-type: none">• est une échelle graduée de 1 à 12. Elle permet de mesurer l'intensité d'un séisme, basée sur des éléments qualitatifs, ressentis ou visibles par l'homme. Mais La magnitude ne doit pas être confondue avec l'intensité qui est estimée à partir des effets produits en surface. Pour l'évaluer, on utilise l'échelle MSK dont le nom provient de ses inventeurs Medvedev, Sponheuer et Karnik.
Richter 1935	<ul style="list-style-type: none">• le sismologue Charles Richter introduit la notion de a magnitude ,elle correspond à l'énergie libérée au foyers, dépend de longueur du faille activée et de l'importance du déplacement.
EMS 1998	<ul style="list-style-type: none">• est une échelle de mesure de l'intensité d'un tremblement de terre et aussi de la gravité et de la nature impacts de ce dernier, à partir de ses effets sur l'homme, sur les objets, l'environnement et les bâtiments.elle comporte aussi 12degrés.

I.4. Les conséquences de séisme sur les édifices :

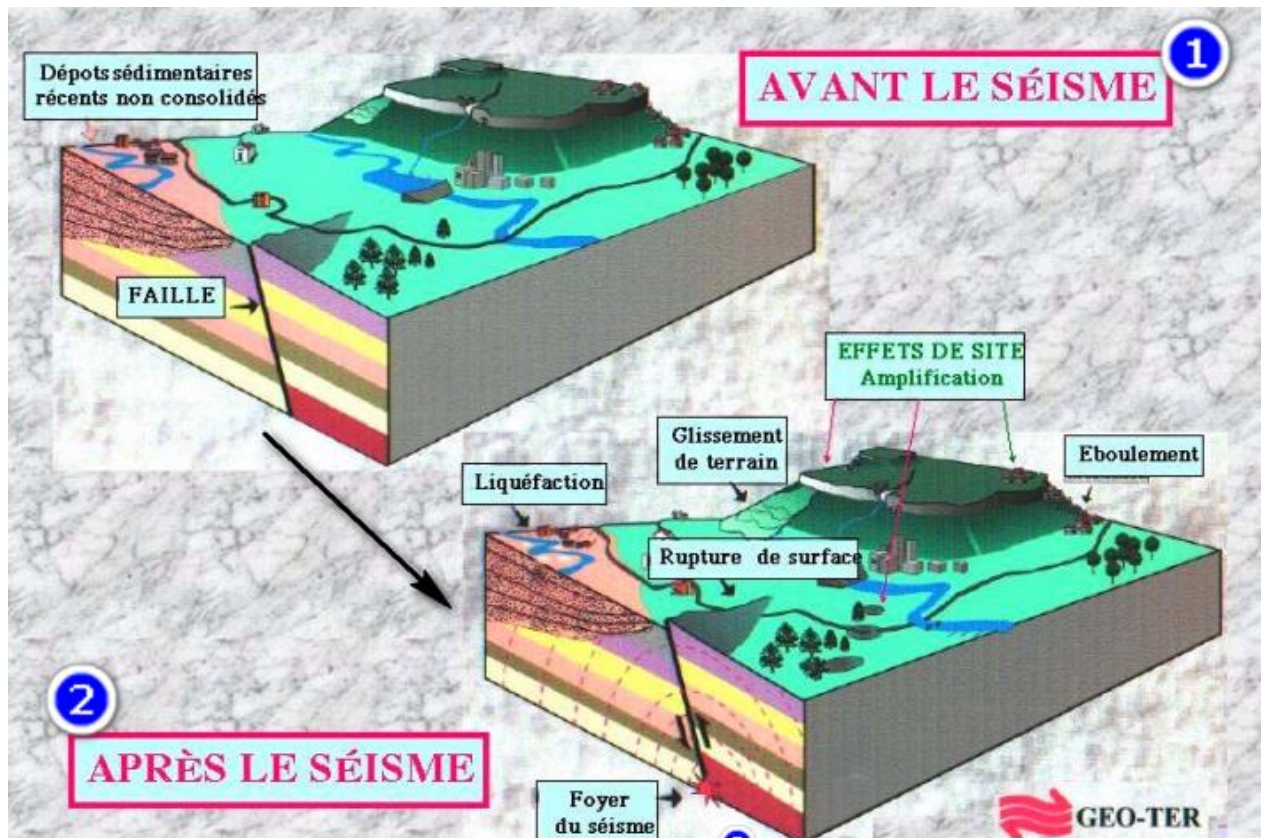


Figure I-3 : Reconnaissance schématique des effets possibles d'un séisme.

Pour répondre à la question qui se pose, concernant les effets des tremblements de terre sur les édifices et quelles types de ces conséquences, les scientifiques nous expliquent comment un bâtiment se déforme, se dégrade, puis se casse sous l'effet de ces dernières secousses, en d'autres termes, ils nous déroulent certains phénomènes qui surviennent avec le séisme sans oubliant que les architectes et les ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique. Sur le chantier, nous avons la responsabilité finale d'effectuer les travaux correctement.

On peut dire que les conséquences de ce dernier viseront trois grandes tendances, dont :

➤ Les préjudices humains

Les séismes sont considérés un des phénomènes naturels pouvant être très destructeurs. Causé Les victimes humaines directes sont pour la plupart concernées par l'effondrement des bâtiments, les mouvements de terrain associés ou les tsunamis dans le cas de séismes sous-marins.

Mais les grands séismes destructeurs occasionnent également un grand nombre de victimes indirectes du fait des ruptures de canalisation de gaz et des violents incendies qui s'ensuivent (comme les dégâts mentionnés au San Francisco, Tokyo, etc.).

➤ **Les préjudices matériels**

Les dommages matériels dépendent de l'amplitude, de la durée du mouvement du sol, ainsi que du mode de construction. Il peut s'agir de détérioration des structures surtout le problème de fissuration, ou de destructions (écroulement des bâtiments). Outre les habitations, les séismes ont un impact très fort sur l'économie : destruction des infrastructures (ponts, routes, voies ferrées, etc.), détériorations de l'outil de production (usines), rupture des conduites d'eau, de gaz et d'électricité pouvant provoquer incendies, explosions, électrocutions.

➤ **Les effets sur l'environnement**

Les grands séismes peuvent occasionner des désordres dans l'environnement. Pour les séismes les plus forts, le jeu des failles peut faire apparaître des dénivellations ou des décrochements de plusieurs mètres, avec parfois changement total de paysage (vallées barrées par des glissements de terrain et transformées en lacs, rivières déviées, etc.). Des sources peuvent se tarir, de nouvelles peuvent apparaître.

En particulier, l'Algérie est l'un des pays les plus touchés par les tremblements de terre, ces événements sismiques ont détruit ou gravement endommagé au moins 128 000 unités de logement réparties comme suit: Alger (78 000), Boumerdes (34 000), Tizo Ouzou (7 000), Bouira (4 300), Blida (2500), Tipaza (1700), Béjaia (850) et Médéa (150) dans huit provinces. L'ampleur des impacts socio-économiques de ces événements a confirmé que les constructions algériennes sont très vulnérables à la répétition des tremblements de terre destructifs. Avec une intensité maximale atteinte est évaluée à $I_0 = X$ (Echelle MSK) à Zemmouri, Boumerdes, Corso, Thenia, Reghaia, Boudouaou, Bordj-EL-Bahri et à Bordj-EL-Kiffan.

Dans ce chapitre on va donner quelques exemples sur les effets et la conséquence causée par les séismes :

I.4.1. Les effets induits:

On peut dire que, les effets d'induit sont des effets directs souvent responsables de dégâts majeurs lors d'un séisme. Au-delà des effets directs, ces derniers tremblement de terre

peuvent induire des mouvements de terrain et d'encourager aussi les phénomènes de liquéfaction, dont les conséquences peuvent s'avérer particulièrement dommageables.

✚ La liquéfaction et les tassements de sols

Lors de séisme majeur, des dommages importants sont liés au phénomène de liquéfaction des sols sableux, de faible cohésion et saturés en eau. Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres.

Et Pendant le phénomène de liquéfaction, des jets d'eau et de sable sous pression remontent vers la surface en fissurant la couche de surface et sont projetés en l'air avant de retomber sous forme de cônes de sable. Des tassements localisés de la couche liquéfiable, dont les grains se réorganisent, se produisent et Les bâtiments coulent plus ou moins dans le sol.



Figure I-4 : Phénomène de liquéfaction de sol causé par le séisme d'Izmit, Turquie 1999.



Figure I-5: Séisme de Caracas, 1967(Enfoncement d'un bâtiment dans le sol sous l'effet d'un tassement localisé dû au phénomène de liquéfaction du sol d'implantation), **Document USG**



Figure I-6 : Phénomène de liquéfaction observé lors du séisme Zemmouri 2003.

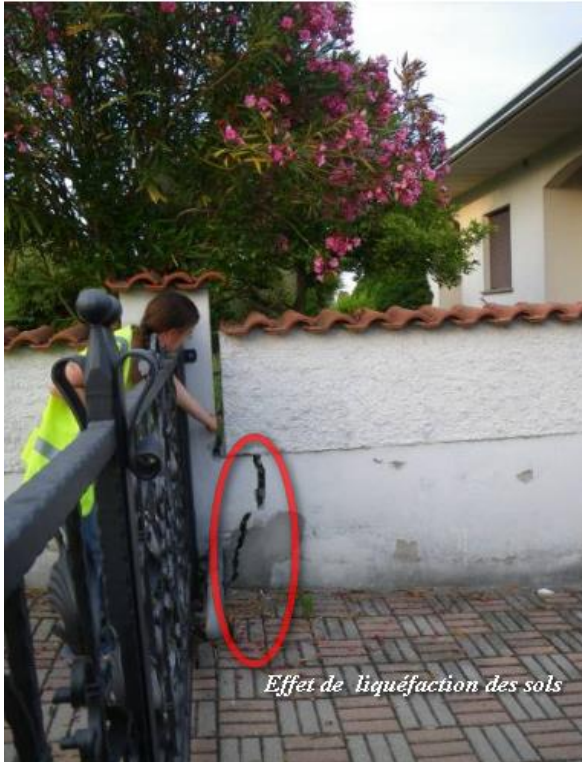


Figure I-7 : Effet de la liquéfaction des sols (Séisme d'Emilie-Romagne, mission AFPS).

✚ Le glissement de terrain

Sous l'effet des secousses sismiques, tout ce qui se trouve en situation d'instabilité sur les versants glisse vers l'aval : la terre, les roches, et même les bâtiments sur les sols instables.



Figure I-8 : Phénomène de glissement de terrain (séisme d'Alaska, USA 1964).



Figure I-9 : Glissement de terrain ayant entraîné la perte totale d'un bâtiment « parasismique » situé en bord de talus instable. (Document NISEE -USA).


 Eboulement rocheux



Figure I-10 : Un phénomène d'éboulement rocheux en Guadeloupe, France.

I.4.2. Les effets de site :

L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale. Ces effets se caractérisent généralement par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. Il y a différents effets de site, les effets topographiques, les piégeages d'ondes entre roche rigide et sols mous, et les effets lithologiques dans de fortes épaisseurs de sols mous.

effets topographiques

Les édifices implantés sur ce type de reliefs pourront subir une action sismique beaucoup plus importants qu'un emplacement adjacent qui n'aurait pas été rencontré s'il y avait une correspondance entre les fréquences de la terre et le bâtiment. Et la figure suivante illustre les conséquences de cet effet.



Figure I-11 : Dévastation des constructions situées sur la butte de Rognes causé par l'effet de site.

effets de piégeage d'ondes entre roche et sols mous

Ce phénomène se produit lorsque des roches sédimentaires meubles sont situées au-dessus de roches rigides, les ondes sont alors piégées dans la partie meuble. Ce piégeage, est dû aux contrastes de vitesse des ondes et de densité entre les roches rigides et meubles qui

permettent uniquement le passage d'énergie du rigide vers le mou. La durée et l'amplitude de la secousse sont par conséquent fortement accrues. Nous pouvons voir ci-contre le schéma modélisant le phénomène de piégeage d'onde.

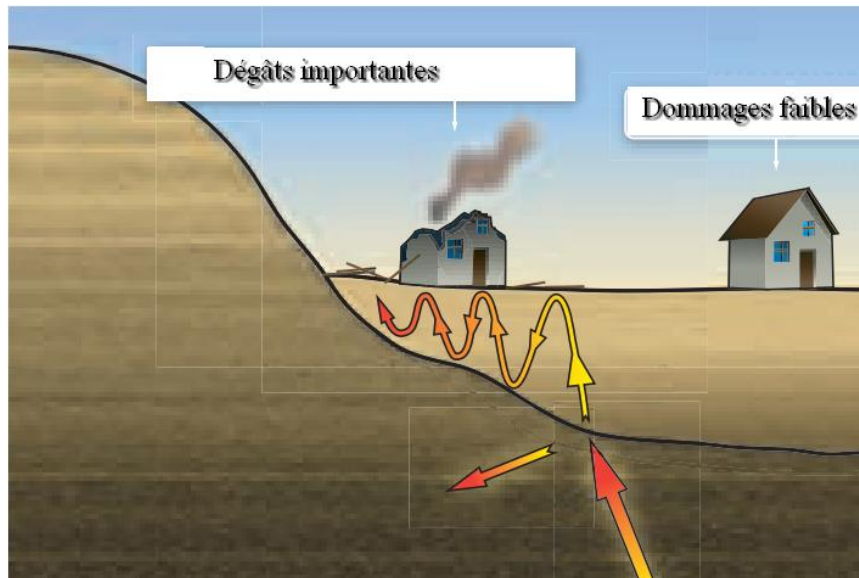


Figure I-12 : Schéma synoptique de Piégeage d'ondes entre le rocher et les sols mous: l'intensité des secousses y est plus élevée et les dommages aux constructions fréquents.

✚ effets lithologiques dans de fortes épaisseurs de sols mous

Lorsqu'une épaisse couche de roches meubles surplombe des roches rigides, les ondes sont piégées comme nous l'avons dit précédemment. Mais, nous pouvons aussi observer une variation de l'amplification des ondes au sein du bassin sédimentaire, elle est plus forte au centre de cette couche qu'au bord. Donc cette variation d'amplification est due à la forme concave de la couche meuble ou la réflexion des ondes provoquent un passage plus important au centre.



Figure I-13 : Effets de site aléa sismique – CLI de Cadarache – 3 juin 2015

I.5. Quelques séismes majeurs :

Dans ce paragraphe, on constate à démontrer certains tremblements de terre assez importants, dans le monde, parmi lesquels, nous pouvons citer :

- **Séisme au Pakistan :**

En octobre 2005, un tremblement de terre avait son épicentre au nord de la capitale pakistanaise (Islamabad), avec une magnitude de 7.6 sur l'échelle de Richter, les régions ont été touchées de plus de 19 000 morts et approximativement de 42 000 blessés.



Figure I-14 : séisme à Islamabad, capitale du Pakistan (2005).

- **Séisme au Japon :**

En Janvier 1995, un séisme a frappé à Kobé avec une magnitude de 7.2, il causé des dommages catastrophiques.



Figure I-15 : séisme à Kobé au Japon (1995)

- **Séisme d'Izmit (Turquie)**

En 17 Aout 1999, La Turquie a connu un violent tremblement de terre, d'une magnitude de 7.4, Résultant à l'enregistrement des pertes estimées à plus de 17 000 morts.



Figure I-16 : Séisme d'Izmit, 1999 (Document EQE –USA).

- **Seime d'Algérie :**

Le 21 mai ,2003 à Boumerdes



Figure I-17 : École touchée par le séisme du 21 mai 2003, région de Boumerdès, Algérie.

- **Séisme d'Iran:**

26 décembre, 2003 : Un violent séisme de magnitude 6,6 frappe la ville de Bam en Iran faisant 26 271 morts et 30 000 blessés.



(a)



(b)

Figure I-18 : (a) : Bam avant le séisme.

(b) : Après le tremblement de terre du 26 décembre 2003.

- **Séisme de Salvador :**

Le 13 janvier, 2001, un fort séisme de magnitude 7,7 au sud-ouest de San Miguel fait 852 morts et 4 723 blessés.



Figure I-19: LAS COLLINAS – M 7,7 SALVADOR, 2001.

- **Séisme à Mexique :**

En 8 septembre , 2017, un séisme a frappé la région de Mexique avec une magnitude de 8,1 à 8,2 , il fait environ 98 morts.



Figure I-20: Immeuble affaissé après le séisme du 8 septembre 2017.



Figure I-21 : Immeuble effondré à Mexico suite aux secousses du séisme du 19 septembre 2017.

- **Séisme à Taiwan :**

Le 7 Février , 2018, un effondrement d'un hôtel à Taiwan, sous l'effet d'un séisme qui a ébranlé la ville, avec une magnitude de 6.4 à l'échelle Richter.



Figure I-22 : Hôtel à Taiwan après le séisme du 7 Février , 2018.

I.6. le risque sismique à Alger:

Le récent tremblement de terre au Japon vient à juste titre nous rappeler la nécessité de la prise en charge des risques sismiques et de trouver des solutions adaptées à la détection, l'étude et la prévision, notamment en matière de construction, tout en assurant le respect des normes de construction.

L'Algérie traverse des ramifications qui font de notre pays une terre menacée. Dans le passé, des villes entières ont été complètement détruites, par exemple: Chlef à deux reprises lors de deux tremblements de terre en 1954 et 1980 ainsi qu'à Alger: en 1365.

I.6.1. Les séismes historiques d'Alger :

- ✓ Les séismes d'Alger après l'indépendance (en 1962- à nos jours):

Le 20^e siècle a connu l'avènement de l'instrumentation sismique : ce qui signifie l'apparition des premières stations d'enregistrement sismique. De ce fait, le nombre de séismes enregistrés dans la région devint de plus en plus important. De plus, l'augmentation du nombre de stations d'enregistrement sismique permet une localisation des épicentres bien meilleure qu'autrefois, permettant éventuellement de les relier à une structure connue, si elle est cartée. L'intérêt ici n'est pas de refaire un catalogue de la sismicité de la marge, donc nous allons seulement nous intéresser à certains séismes qui ont un intérêt particulier pour notre étude, certains ayant eu un fort impact sur les populations, vu leur forte magnitude.

La carte suivante montre les nombreux séismes enregistrés dans la région d'Alger.

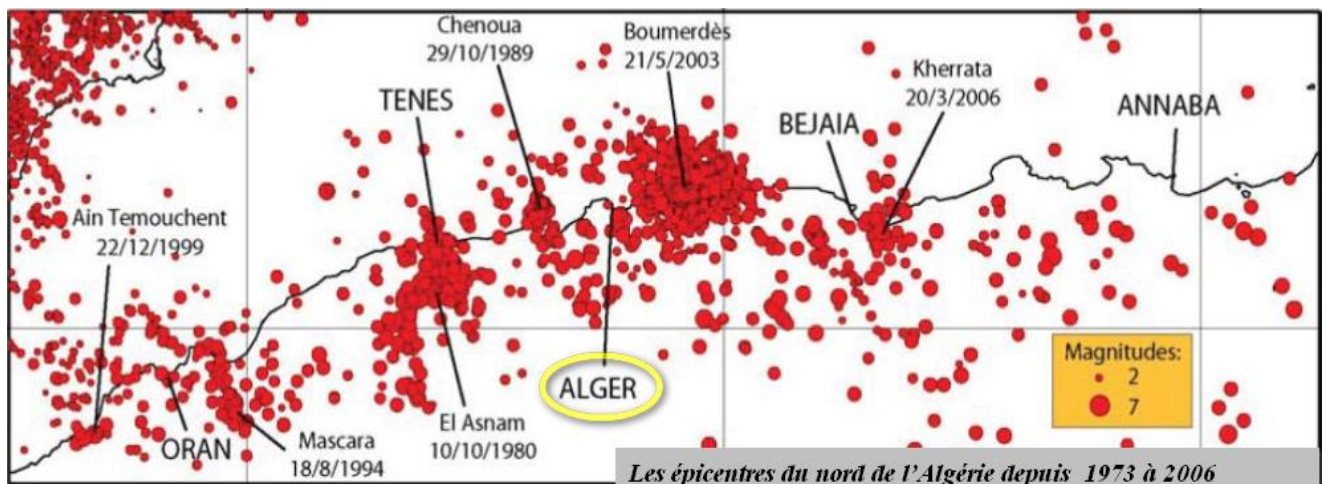


Figure I-23 : représentation des séismes enregistrés dans la région d'Alger.

Le 29 octobre 1989, près d'Alger, le tremblement de terre du mont Chenoua a frappé au 19h09 (ML = 6,1 +/- 0,2, **CRAAG**, MS: 5,9 **USGS**) .qui a touché Tout le secteur de Tipaza (70 km d'Alger). Avec 22 morts et 300 blessés dans et autour de la région de Nador, l'une des zones les plus touchées, où la plupart des bâtiments furent détruits. Des dommages considérables ont également été enregistrés dans les villes de Cherchell et de Tipaza. Des mouvements verticaux furent ressentis et des glissements de terrain eurent lieu, mais pas de liquéfaction. Une vague anormale en mer fut aussi observée ainsi qu'un petit retrait de la mer (1 m) au port de Tipaza (**CRAAG**).

Plusieurs autres séismes ont ébranlé la région entre Alger et Chenoua. Le premier frappa la ville de Tipaza le 9/2/1990 avec une Ms: 4.9, et le deuxième, localisé près d'Ain Benian eut lieu le 04/09/1996 (Ms =5.7). Ces deux séismes ont d'abord été attribués à la faille aveugle de l'anticlinal du Sahel, mais la direction de l'essai des répliques n'est pas en accord avec la direction de cette structure (**Harbi, 2000**).

Suite à la catastrophe engendrée par le séisme de Boumerdès – Alger en 2003, et pour cause Alger est, depuis ce séisme du 21 mai 2003, classée zone III et passe ainsi de zone de sismicité moyenne à élevée- le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante (zone zéro, zone I, IIa et IIb et zone III). Aujourd'hui encore, beaucoup continuent à s'interroger sur les conséquences dramatiques de ce tremblement de terre.

I.6.2. La situation géologique d'Alger

I.6.2.1. Les failles actives à Alger :

Les études sismotectoniques et d'aléa sismique en Algérie du Nord n'ont sérieusement commencé que suite au séisme d'El-Asnam en 1980 (**Ambraseys, 1982** ; **Meghraoui, 1988** ; **Ambraseys et Vogt, 1988**). Aujourd'hui les principales failles actives intra-plaques de l'Algérie du Nord sont identifiées à terre mais, le danger vient aussi des failles actives en mer. En effet, plusieurs séismes historiques et récents ont eu lieu au large. On peut citer les exemples suivants : le séisme de Chenoua (Ml=6.0) en 1989 dont la faille, d'après la localisation des répliques (Sébaï, 1997 ; Maouche, 2002), s'étendrait à plusieurs kilomètres en mer, le séisme d'Alger connu sous le nom de Ain-Bénian (Ms=5.7) en 1996 ou bien le dernier en date celui de Boumerdes (Mw=6.8) en 2003. On retrouve aussi dans les archives (Rothé 1950)18 qu'un fort séisme s'est produit en 1365 au large d'Alger détruisant une grande partie de la ville et inondant les parties basses de la ville suite au tsunami qu'il aurait causé. Ceci constitue une preuve de l'existence d'accidents sous-marins actifs jusqu'au pied de marge.

Par contre, le fort séisme qui s'est produit en 1716 à Alger, qui aurait fait 20000 victimes et aurait détruit une grande partie de la ville, n'aurait pas causé un tsunami, cela signifie qu'il a pu être causé par la faille du Sahel. Ainsi, mieux comprendre les failles actives de l'Algérois est une urgence à prendre en considération rapidement, spécialement parce que la ville d'Alger ne cesse de grandir.

Parmi les failles actives identifiées dans l'Algérois, la faille du Sahel revêt une très grande importance vu qu'elle se situe au-dessous de la capitale où demeurent ce qui est équivalent à trois millions d'habitants.

❖ **La faille du Sahel :**

Il s'agit du pli-faille du Sahel. Il délimite le bassin de la Mitidja au Nord et il s'étend de Tipaza à Boumerdès. La faille du Sahel constitue la continuation vers l'est de la faille de Ménaceur (à l'ouest du Nador). C'est une faille de chevauchement qui est à l'origine du soulèvement de la région côtière s'étendant de l'est du mont Chenoua entre Nador et Tipasa-ville jusqu'à la baie d'Alger (une distance d'environ 70 km). Et d'après les derniers travaux sismotectoniques, On peut dire que cette faille majeure est assez importante. L'autre faille de l'Alger probablement active et très controversée, est la faille de Thénia. (Boudiaf et d'autre en 1998) se sont ainsi demandés si des changements "récents" dans le système de drainage proche de la faille de Thénia ne seraient pas liés à l'activité de celle-ci et donc à sa capacité de produire de violents séismes.

❖ **La faille Thénia :**

La faille de Thénia constituant la bordure NE du bassin de Mitidja s'étend des Issers au sud-est jusqu'à quelques kilomètres off-shore au Nord du massif de Bouzaréah dans la direction nord-ouest.

Les études de sismicité historique (Mezcua, 198323; Benhallou, 198524; Bennouar; 199425; CRAAG, 2001) montrent qu'antérieurement au 21 mai 2003, la région de Thenia est affectée par une sismicité modérée. Seuls les événements les plus importants et les plus récents ont fait l'objet d'une enquête macrosismique. Avec une magnitude $M_s=5.2$, le séisme de Thenia du 16 septembre 1987 est le plus important tremblement de terre connu dans l'Est algérois.

❖ **La faille de la Mitidja :**

Enfin, il y a d'autres failles actives proches de la capitale algérienne comme la faille sud de la Mitidja. L'analyse du bassin de la Mitidja laisse croire qu'une faille au sud du bassin, miroir de la faille du Sahel, continuerait jusqu'à Boudouaou au SW de Boumerdes. D'après Meghraoui et d'autre, (2004), la faille qui a joué le 21 mai 2003 au large de Boumerdes, pourrait être une continuation de la faille sud de la Mitidja.

❖ **La faille de Zemmouri :**

Selon les premières modélisations sismologiques et les observations de terrain, la faille active qui a causé le séisme du 21 mai 2003 est localisée en mer (figures 8). Elle présenterait une direction N 65° (USGS) et se prolongerait sur une longueur d'environ 30 km. Cette faille active qui était alors inconnue est révélée par le séisme violent du 21 mai 2003, de magnitude 6.8 (Yagi, 2003; Bouhadad et d'autre en, 2003). Le séisme du 21 mai 2003 a engendré des dégâts considérables dans la région Boumerdes et Alger. La faille de Zemmouri présente un pendage vers le SE dont le mouvement a causé un soulèvement de la côte d'environ 70 cm.

Parmi ces failles étudiées, il a été constaté que la faille de Zemmouri est l'une des failles sont celles qui affecterons le plus la ville d'Algérie et ses environs plus que d'autres. il a été trouvé que cette faille engendrera le plus grand mouvement sismique du sol pour Alger. Sachant que Le tableau suivant montre l'ampleur des tremblements de terre qui peuvent être générés par les failles que nous avons déjà mentionnées.

Tableau I-2 : la magnitude des séismes qui pourra être engendrée par les failles.

La source de séisme	Magnitude dans la période de retour M_w
Faille de Sahel	5.9 ± 0.3
Faille Thénia	5.9 ± 0.2
Faille de Zemmouri	7.0 ± 0.1

I.7. L'efficacité de la prévention :

La prise de conscience collective du risque et l'expérience acquise suite aux séismes jouent certain rôle, quoique difficilement analysable, dans la prise de décision préventive et le choix de l'action à entreprendre, mais, une protection absolue. Etant impossible, cette démarche n'est –elle pas vaine.

Bien sûr, même si l'on décide de construire de nouveaux bâtiments, selon les règles parasismiques, le parc des anciens logements reste vulnérable mais peu est mieux que rien, et au fil du temps, la protection des logements protégés pourra s'inverser.

Cette protection sismique qu'elle engendre dépend en effet d'une action volontariste de l'Etat, qui publie les textes législatifs fondés sur les règlements parasismiques.

La communauté scientifique est mobilisée pour la rédaction réglementaire (des normes), la publication des documents tous tans assurer la compréhension et surtout l'application de ces règlements.

Il existe aujourd'hui un ensemble des connaissances scientifiques et techniques qui permet, quel que soit la région du monde « construction parasismique » cela veut indiquer à une limitation des conséquences d'un séisme.

I.8. La sensibilisation à la prévention des évènements sismiques:

À la fin de cette discussions sur les dangers majeurs des séismes, nous fournissons un guide de la protection parasismique à l'échelle d'un bâtiment (neuf ou existant), ainsi qu'à l'échelle d'une région de forte sismicité.

La conception parasismique des bâtiments étant très peu enseignée dans les écoles d'architecture, En effet, L'absence de formation des concepteurs de projets à la construction parasismique n'est donc pas défendable. Ils ont pour mission de réaliser pour leurs clients des ouvrages fonctionnels et sûrs. L'ingénieur peut donc jouer un rôle plus marquant dans la protection des bâtiments contre les effets des séismes. Il est de son intérêt d'acquérir cette compétence, de la revendiquer et de la faire valoir.

- **Sensibilisation apportée par le gouvernement :**

L'Etat contribue à prendre certaines mesures nécessaires en cas de séismes destructeurs, on peut citer quelques exemples :

1. Respect de la réglementation nationale sur la prévention du risque sismique (zonage sismique, règles de construction parasismique).
2. Il faut prévoir des constructions parasismiques.
3. Déployer des réseaux de mesure (station)
4. Établissement des plans de prévention des risques (**PPR**).
5. L'existence du contrôle du respect des règles.

Et dans le cas où le règlement parasismique national est non qualifié, le gouvernement essaye d'adopter une autre réglementation tout en cherchant la validité de ce dernier.

- **Sensibilisation apportée par l'éducation nationale :**

Cette sensibilisation est assurée soit par le ministre de l'éducation nationale, soit par le ministre de la recherche, ce dernier permettant :

1. Encourager la recherche scientifique sur les risques, et les effets des tremblements de terre.
 2. Inscription dans les programmes du collège et du lycée et dans les travaux personnels encadrés.
 3. Organiser des journées nationales contre les dangers.
- **Sensibilisation apportée par les professionnels de l'ingénierie et de l'industriel du bâtiment** :

Cette conscience est basée sur la mise en alerte des réseaux d'intervention à partir de la Préparation des secours et évacuation des bâtiments, Contribuer à la préparation des organisations, avec la programmation de Processus de prédiction, et la Cellule de secours à partir des affiches :

1. simulation d'évacuations (système d'évacuation).
2. signalisation lumineuse programmable.
3. Mettre en surbrillance le point de rassemblement.

Cette sensibilisation est destinés à réduire la vulnérabilité des enjeux, doivent préparer l'avenir en cas de séisme majeur. Il doivent également permettre d'assurer un niveau de sécurité suffisant des personnes, des biens et des activités de la société dans toutes les zones concernées par ce type de risque. L'impact de ces plans pourra être mesuré dans quelques années.

I.9. Conclusion

À travers l'ensemble des informations recueillies jusqu'à présent, l'activité sismique commence à être connue puisqu'aujourd'hui nous en connaissons la cause majeure, la localisation, sa répartition sur les divers territoires, son ampleur. Sans oublier que l'Algérie, comme le reste du monde, est très vulnérable aux catastrophes naturelles, en particulier dans le nord du pays.

Cependant beaucoup d'efforts restent à déployer pour parvenir à comprendre l'ensemble des mécanismes de cette sismicité, sa récurrence. Aujourd'hui il faut poursuivre ces efforts qui ont été déployés jusqu'à présent en améliorant de façon permanente l'évaluation de l'aléa sismique. Ces efforts doivent enfin servir non seulement à améliorer nos connaissances scientifiques mais avant tout de servir à une meilleure prévention et de façon générale servir à la réduction du risque sismique.

En conclusion, les séismes sont des causes de diverses catastrophes naturelles. Et en revanche, nous ne pouvons empêcher leur action ni modifier leur fréquence d'apparition. Néanmoins il nous est possible de prévoir leur apparition dans un court laps de temps avant leur déclenchement grâce à la vibration des ondes sismiques repérables avec des plusieurs outils de mesure de leurs intensité. Il nous est aussi possible d'agir en conséquence et de se prémunir de multiples façons contre les effets dévastateurs du séisme; en modifiant la construction des bâtiments pour qu'ils respectent les normes parasismiques et en éduquant la population pour qu'elle sache faire face à un séisme. Autrement dit que, L'Homme n'est pas totalement démunis en cas d'un tremblement de terre, ou même après.

Au-delà des données scientifiques collectées lors d'un séisme, il est capital de devoir se référer également aux normes actuelles.

Dans le prochain chapitre, nous allons justement développer en profondeur les normes et les réglementations sismiques actuelles, afin de fixer un niveau de protection et d'appliqué à des types des édifices tout on cherche que les reste en stabilité mêmes après un séisme majeur.

Chapitre II

II.1. Introduction

Avec les progrès remarquables de l'heure actuelle et le grand nombre de bâtiments et de structures construits à travers les villes du monde, et l'augmentation du risque de tremblements de terre.

Les tremblements de terre font partie des catastrophes naturelles qui ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il nous est difficile d'évaluer les risques sismiques en raison de leur apparence aléatoire. Les catastrophes sismiques peuvent provoquer une crise économique ou une forte baisse du niveau de vie d'une région pendant une longue période. Depuis plusieurs décennies, le monde a connu plusieurs séismes célèbres tels que :

Séisme du Chili, en 1960 de magnitude 9,5 ainsi, le Séisme de l'Alaska 1964 avec une magnitude de 8,4 et d'autre à Mexico 1985 de magnitude 8,1, Chlef en 1981.

La nécessité de règles sismiques limitant l'exposition des bâtiments aux séismes et augmentant leur résistance a émergé. Ce chapitre sera consacré à la revue bibliographique de la réglementation parasismique: le règlement parasismique Algérien (**RPA**), le code européen (**Eurocode**), et en Amérique, le code du bâtiment uniforme (Uniform Building Code **UBC**).

II.2. Réglementation parasismique algérienne (RPA 99V2003) :

En raison de ces effets sismiques, l'Algérie a établi et introduit des règlements visant à encadrer les bâtiments dans diverses zones sismiques afin d'obtenir une meilleure conception. Ces règlements sont le résultat de recherches approfondies et d'une longue expérience visant à protéger des vies et à réduire les dommages causés par les événements sismiques.

L'application de la législation nationale algérienne basée sur la conception de bâtiments antisismiques remonte à 1983, après le séisme d'El Asnam 1980 avec 7,3 de magnitude mesurée sur l'échelle de Richter. Avant cette date, la loi française sur la construction était appliquée en Algérie, qui ne prévoyait pas de conception parasismique pour les bâtiments face aux tremblements de terre. En 1980, une loi a été promulguée et révisée par la suite en 1988 et 1999 et sa validité a été révisée en 2003 après le séisme majeur de Boumerdes.

Ce règlement, qui est également connu sous le nom d'un document technique réglementaire, « **DTR BC 2-48** » a été approuvé par la commission technique permanente (**CTP**) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999, qui comporte des règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

II.2.1. Historique du règlement RPA :

Tableau II-1 : présentation de l'historique de règlement parasismique Algérienne.

L'année	Le règlement
1978	Sous forme d'une version initiale de la loi sismique algérienne inspirée du code américain (UBC 73/76). Et les forces sismiques ont également été calculées à l'aide de la méthode statique équivalente.
1981	La publication de la première version de la loi sismique algérienne (RPA 81) après le tremblement de terre d'El Asnam (M 7.3 en 10 octobre 1980) et sa mise en œuvre par décret en parallèle avec le "PS-69 + compléments.
1983	RPA - 81 (version 83) en particulier.
1984	Évaluation de RPA-81 (version 83) à la lumière des résultats des études de microzonage de Chlef.
1988	RPA - 88 Révision du RPA – 81 (version 83). Restructuration du document. la méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe
1999	La deuxième révision du code en fonction des changements dans la méthode d'équivalence fixe et ajout de: meilleure explication de la méthode dynamique: (méthode spectrale), chapitres individuels "matériaux" et "fondations" pour en faire une version plus complète et mieux lisible

2003

La troisième revue après le séisme de Boumerdes (M 6.8 / 21 mai 2003) comprend une nouvelle division des zones sismiques avec une modification des valeurs du coefficient d'accélération "A" et la Limitation du nombre de niveaux et hauteurs pour les constructions contreventées par portiques en béton armé.

II.2.2. les objectifs recherchés à travers l'application des RPA 99V2003

Ce présente règlement vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions tout en évitant l'effondrement sous l'effet d'un séisme majeur ou vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, avec une limitation des dégâts dans les éléments secondaires dus à des séismes, d'une telle manière que : au cas d'un tremblement de terre de faible intensité, il faut que, l'édifice ne doit pas subir aucun dommage, et peut subir des dommages structurels mineurs en cas de séisme d'intensité moyenne, mais Lorsque la structure est soumise à une forte intensité sismique, elle ne doit pas s'effondrer.

II.2.3. Champ d'application

Il est applicable à toutes les constructions courantes, avec certaines cas exceptionnels, telles que :

- ❖ Les ouvrages d'art : comme les ponts, les tunnels barrages et des ouvrages maritimes.
- ❖ Des structures en plaques et coques mince.
- ❖ les ouvrages enterrés.

En ce qui concerne ces types de construction mentionnés ci-dessus, il est nécessaire de se référer à des règles spécifiques.

En outre, les dispositions du règlement ne s'appliquent pas dans la zone de sismicité négligeable.

II.2.4. La structure du code parasismique Algérien (RPA99V2003) :

Le règlement parasismique RPA 99V2003 est structuré d'une façon simple où nous pouvons distinguer trois (03) parties principales, à savoir :

- Classification des ouvrages.
- Classification des zones sismiques.

- Classification des sites d'implantation.

Classification des ouvrages :

Cette classification est assurée selon deux critères que l'ouvrage suivra :

a. Selon leur importance

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance Moyenne.

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

b. Selon leur configuration

Régularité : afin de réaliser une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, et d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Classification des zones sismiques :

Les coefficients d'accélération des zones sismiques.

Tableau II-2 : Valeurs des coefficients d'accélération de zone (%).

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Classification des sites d'implantation:

RPA99V2003 prend également en charge la classification de quatre catégories du site, selon les propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- **Catégorie S1** : site rocheux.
- **Catégorie S2** : site ferme.
- **Catégorie S3** : site meuble.

➤ **Catégorie S4** : site très meuble.

En termes de règles de calcul, le RPA99V2003 spécifie trois méthodes:

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

II.3. Uniform Building Code (UBC97):

L'UBC a été publié en 1927 par le Conseil international du personnel de la construction, qui était basé à Whittier, en Californie. Le but de sa publication était de promouvoir la sécurité publique et de fournir des exigences uniformes pour la construction de bâtiments sûrs qui varient d'une ville à l'autre.

II.3.1. Historique du code (UBC) :

Il continue à publier des versions mises à jour tous les trois ans jusqu'en 1997, qui a été réédité en version finale et plus tard en 2000. UBC a été remplacé par IBC (International Building Code), mais IBC est principalement utilisé aux États-Unis et dans d'autres pays. Sachant que la plupart des pays en développement utilisent encore l'UBC (Uniform Building Code). et La majorité des pays en développement utilisent encore l'UBC (Uniform Building Code). Comme déjà mentionné, les normes jouent un rôle très important dans la mesure du niveau de précision et d'optimisme dans la qualité et le degré de performance est maintenu et renforcé. Les normes varient d'un endroit à l'autre, car les normes en Amérique peuvent ne pas être utilisables dans les pays asiatiques tels que la Chine, etc. La raison de cette variation dans la norme est la variation dans la disponibilité du type de matériau disponible, la qualité du matériau. Par exemple, le sol de l'Amérique est collectivement différent du sol de la Chine ou de tout autre pays.

Le code du bâtiment uniforme (CBU) définit l'importance des conditions locales du site ou des impacts sur le site, à travers le «facteur sol» ajouté à la sollicitation latérale des bâtiments dans les versions de 1976 de l'UBC. Après avoir apporté plusieurs changements à la définition des facteurs et des types de sol, la dernière version identifie six types de sols.

II.3.2. l'objectif visé par l'utilisation du code (UBC) :

- Le but de ce code est de fournir des normes minimales pour protéger la vie, la santé, la propriété et le bien public en réglementant et contrôlant la conception, la construction, la qualité des matériaux, l'utilisation et l'occupation, l'emplacement et l'entretien de tous les bâtiments et structures.
- ce code n'est pas de créer ou d'établir ou de désigner autrement une classe ou un groupe de personnes particulier qui sera ou devrait être particulièrement protégé ou bénéficiant des termes de ce code.

II.3.3. Application du code (UBC) aux bâtiments et structures existants :

Généralement, les Bâtiments et structures auxquels s'ajoutent, modifient ou les réparations sont effectuées doivent être conformes à toutes les exigences de ce code pour les nouvelles installations, sauf dans les cas expressément prévus dans cette section.

Avec une Installations existantes, Les bâtiments existants au moment de l'adoption de ce code peuvent voir leur usage ou leur occupation continuer, si une telle utilisation ou occupation était légale au moment de l'adoption de ce code, à condition que cette utilisation continue ne soit pas dangereuse pour la vie.

II.4. L'Eurocode8 :

Les Eurocodes sont également une collection de codes de conception européenne en matière d'ingénierie structurelle et civile, conçus et développés au cours des 30 dernières années, avec l'expertise combinée des Etats membres de l'Union européenne, ils sont parmi des lois structurelles les plus avancées au monde.

II.4.1.Objectifs d'usage de l'Eurocode 8:

- Les «Eurocodes structurels» sont un ensemble de normes conçues pour être utilisées par la conception structurelle et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.
- Tant qu'un ensemble cohérent de spécifications techniques de produits et de méthodes d'analyse de la performance ne sont pas disponibles, un certain nombre de règles structurelles européennes aborderont certains de ces aspects dans les annexes aux médias.

- Ils ne traitent de l'exécution et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire d'indiquer la qualité des produits de construction et le niveau de qualité de la mise en œuvre, nécessaires pour assurer le respect des règles de conception.
- Résistance mécanique et stabilité.
- Sécurité en cas d'incendie.
- L'Eurocode 8 est composé de 6 parties traitant de différents types de constructions :

EN1998-1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

EN1998-2: Ponts.

EN1998-3: Évaluation et réhabilitation des bâtiments.

EN1998-4: Silos, réservoirs et pipelines.

EN1998-5: Fondations, structures de soutènement et aspects géotechniques.

EN1998-6: Tours, mâts et cheminées.

- Son but est de s'assurer qu'en cas de tremblement de terre: est de protéger les vies humaines, avec une limitation des dommages causés par les séismes. Et surtout avoir une stabilité importantes avec tenir en compte les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

II.5. Conclusion

Quel que soit le type de règlements et de code, ils n'atteindront pleinement leur objectifs de réduction de dégâts en cas de séismes que si le contrôle de la conception des ouvrages, de la qualité et de la mise en œuvre de matériaux, par toutes les parties concernées par l'acte de bâtir, s'exécute dans le plus grand respect des spécifications techniques. Du fait du respect strict de ces spécifications l'expérience montre que sous d'autres cieux un séisme de magnitude 7 causes moins de dégâts.

Nous avons vu que la conception architecturale joue un rôle au moins aussi important que l'application des règles parasismiques. Le comportement d'un ouvrage sous séisme est pratiquement déterminé en amont des règles, car c'est au moment de l'esquisse qu'on fixe la géométrie (donc la répartition des masses et des éléments rigides), ainsi que le type de structure et, par-là, son mode de fonctionnement sous charges sismiques. L'architecte devrait par conséquent posséder dans le domaine parasismique un bagage de connaissances solide. Ce bagage doit lui permettre d'opérer, en amont des calculs, des choix qui assureront à la construction projetée des conditions optimales de résistance aux séismes, car il " doit " à son client un travail mesuré sur irréprochable.

En outre, la conception rationnelle des bâtiments permet de maintenir le coût de la protection antisismique à un niveau relativement bas et la protection des bâtiments dont l'ingénierie n'entraîne pas de résistance aux séismes entraîne des coûts plus élevés.

Chapitre III

III.1. Introduction

Le monde de la construction a connu un développement remarquable dans le domaine des immeubles de grande hauteur, grâce aux ingénieurs civils qui s'efforcent toujours de développer la conception de bâtiments élevés, sans oublier le rôle de l'architecte dans ce domaine et cela grâce à l'existence d'une collaboration étroite entre eux.

Nous pouvons classer plusieurs de ces bâtiments: gratte-ciel, mosquées, tours, des minarets et d'autres dans différents pays du monde, par exemple: la Chine, Japon, États-Unis et Dubaï...

Dans ce chapitre, nous nous référerons à la description de certains de ces bâtiments, en soulignant le rôle qu'il occupe également dans différents domaines qui bénéficient aux pays concernés.

Il est également clair que ce dernier représente le progrès et la prospérité du tourisme et de l'hospitalité.

Les tours sont spécifiquement distinguées des "bâtiments" en ce sens qu'elles ne sont pas construites pour être habitables mais pour servir d'autres fonctions. La principale fonction est l'utilisation de leur hauteur pour permettre l'accomplissement de diverses fonctions, notamment: la visibilité d'autres caractéristiques attachées à la tour telles les tours d'horloge en tant qu'élément d'une structure ou d'un dispositif plus grand pour augmenter la visibilité des environnements à des fins défensives comme dans un bâtiment fortifié tel qu'un château comme structure d'observation à des fins de loisirs; ou comme une structure pour des buts de télécommunication. Les tours peuvent être des structures autonomes ou être soutenues par des bâtiments adjacents ou peuvent être une caractéristique au-dessus d'une grande structure.

III.2. Un état de l'art des immeubles de grande hauteur dans le monde

Nous pouvons aborder certains des édifices et des tours les plus hauts et les plus beaux au monde, et pour résumer, nous les organiserons simplement en fonction de leur hauteur, y compris les suivantes:

🚩 La Kingdom Tower de Jeddah

la Kingdom Tower de Jeddah, en Arabie Saoudite, dépassait de loin la hauteur de toutes les tours opérant dans le monde. Passant la barrière de 1 km, c'est le plus haut gratte-ciel construit à ce jour.



*KINGDOM TOWER – JEDDAH,
SAUDI ARABIA*

Figure III-1: Kingdom Tower-Jeddah, Source: Adrian Smith & Gordon Gill

Burj Khalifa à Dubaï

Burj Khalifa fait partie d'un vaste projet urbanistique, immobilier et architectural couvrant une superficie de 2 km².

Burj Khalifa est la plus grande tour du monde après Jeddah Tower. Sa hauteur finale est de 830 mètres. C'est le cœur d'un nouveau quartier: Downtown Burj Khalifa.



Burdj Dubaï



Figure III-2: Burj Khalifa (photo by Kyoung Sun Moon).

✚ Le Tokyo Skytree de Tokyo

Les concepteurs de l'édifice ont décidé, dès le départ de construire une tour ultramoderne qui soit digne de la capitale du Japon de demain tout en tenant compte des principes et de l'esthétique de l'architecture japonaise la plus ancienne.

La tour Tokyo Skytree est l'édifice le plus haut du Japon. Elle allie de façon remarquable les principes de l'architecture traditionnelle japonaise et les technologies les plus avancées.

La tour Skytree de Tokyo culmine à 634m de hauteur.



Le Tokyo Skytree à Tokyo



Figure III-3: La Tokyo Skytree (à gauche) est beaucoup plus élancée que la Tour de Tokyo qui a une base largement évasée.

Shanghai Tower

La Shanghai Tower mesure 632m et dispose de 125 étages et de 5 sous-sols. la tour de Shanghai a été pensée comme le symbole du dynamisme chinois et intègre un parc à l'intérieur de ses bâtiments, elle a une superficie de 420 000m², ce projet est achevé en 2015.



Figure III-4 : Shanghai Financial Center (la gauche), Jin Mao Building (centre), and Shanghai Tower en Chine (droite) En construction (photo by Kyoung Sun Moon).



Figure III-5 : La Shanghai Tower en Chine.

✚ L'Abraj Al Bait Towers de La Mecque

L'Abraj Al Bait Towers est située au cœur de la ville sainte de la Mecque en Arabie Saoudite. Complexe unique disposant à son sommet d'un immense cadran de 40m de diamètre, Avec son horloge géante .

fois plus grande que celle de Big Ben et sans

oubliant qu'a une hauteur de 601m, la tour permet aux fidèles d'attendre l'heure de la prière grâce au cadran visible jusqu'à 17km de distance.



L'Abraj Al Bait Tower



Figure III-6 : L'Abraj Al Bait Crédits **photo** (creative commons) : Ez-17-93.

✚ La Canton Tower de Guangzhou

La tour éponyme culmine à une hauteur de 600m, située à la province de Guangzhou à Canton la capitale, elle est Achevée en 2010 .la tour de télévision et de tourisme de Canton est d'une forme hélicoïdale



Canton Tower

qui comprend un musée, un centre commercial et des restaurants pour une capacité d'accueil proche à 10 000 visiteurs.



Figure III-7 : La Canton Tower, Crédits [photo](#) (creative commons) : Colin Zhu

III.3. L'objectif de la demande pour les bâtiments élancés :

- ✓ Le manque de terres dans les villes urbaines.
- ✓ Migration des zones rurales vers les zones urbaines.
- ✓ Progrès technique et culturel.
- ✓ Demande croissante dans les secteurs commercial et résidentiel en raison de la croissance économique croissante.
- ✓ Le désir de montrer l'esthétique dans les zones urbaines.
- ✓ Mettre en évidence les caractéristiques culturelles et de Civilisation.

En cohérence avec le développement inexorable des nouvelles technologies de nombreux architectes réfléchissent à la composition des tours de demain dans le but d'assurer plus de confort que ça soit au niveau spatial, ou environnemental dans ce cas des tours sont en préparation défiant toute imagination qui seront au service de l'environnement, elles lutteraient contre la pollution: et même les déchets!, produit l'énergie, il existe aussi des tours serrent à réaliser l'autosuffisante.

III.4. Usages des tours

Actuellement, l'édifice en hauteur se porte bien , malgré, son cout élevé ,ses frais de fonctionnement, sans oublier ses difficultés de mise en œuvre en milieu urbain dense .Elle abrite selon les cultures de appartements, des hôtels ou de bureaux, et même des centres commercial.

-Au cours des dernières années, la mixité des fonctions se généralise dans les tours les plus élevé ; La diversification des programmes se traduit généralement par des étages inférieurs dévolus aux commerces, et des niveaux supérieurs consacrés aux bureaux, avec parfois un hôtel au sommet, des logements de luxe prennent place dans les derniers étages.

III.5. Citation d'un exemple d'usage

Dans ce contexte, nous pouvons prendre un exemple récent, pour montrer l'usage de tels types des structures :

La tour écologique de Singapour

Cet édifice de 26 étages est conçu par les Eco-architectes de TR Hamzah et Yeang sponsorisés par l'Université Nationale de Singapour pour promouvoir l'utilisation de panneaux photovoltaïques et l'exploitation de la ventilation naturelle, la mise en service d'une centrale de production biogaz et surtout l'isolation des murs végétaux d'Excellent naturel.

L'élément végétal est prévu pour couvrir 50% de la surface totale. En fait, cette tour suggère modestement l'augmentation de la biodiversité et la réhabilitation de l'écosystème local à Singapour.

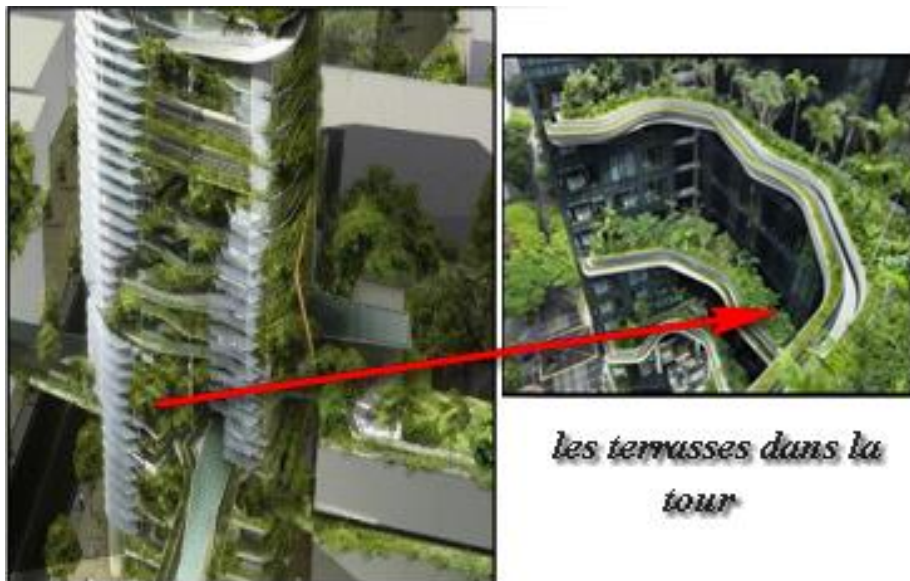


Figure III-8 : La tour de Singapour.

III.6. Conclusion

Depuis la fin du 19^{ème} siècle, la montée des tours n'a pas cessé. L'imagination des architectes a été libérée grâce à de nouvelles techniques de fabrication, construites sur de nouveaux matériaux qui ont permis de créer des formes plus complexes. L'utilisation de nouvelles techniques de fabrication est devenue un sujet de décision pour les décideurs de tous les pays du monde, pour passer d'un environnement traditionnel à un environnement plus sophistiqué, écologique et respectueux de l'environnement.

Son succès nécessite une équipe multidisciplinaire et une main-d'œuvre qualifiée qui a besoin de formation en ce moment. On peut dire que, rien n'est impossible, juste une bonne intention et une contribution des pouvoirs publics.

L'Algérie connaît un développement remarquable dans le domaine des immeubles de grande hauteur, ce qui a une relation avec notre projet de fin d'étude.

C'est ce que nous allons aborder dans les prochaines chapitres.

Chapitre IV

IV.1. Introduction:

Le nombre de bâtiments isolés sismiques augmente partout dans le monde où le risque sismique est particulièrement élevé. En outre, la très bonne performance de tels bâtiments, même sous de très forts séismes, a encouragé l'utilisation de l'isolation sismique, mais une diffusion très répandue de cette technologie a trouvé un obstacle dans son coût jusqu'à présent. En fait, le choix de nouvelles technologies antisismiques est assez évident pour les structures stratégiques, qui devraient être opérationnelles même pendant et juste après un fort tremblement de terre, et pour les bâtiments tels que les écoles, les banques et les bureaux publics en général. Lorsque le risque est très élevé ou que les exigences de sécurité sont très fortes, comme dans les cas mentionnés, les technologies traditionnelles, basées sur une résistance structurelle accrue, ne peuvent garantir le niveau de sécurité requis.

Pour les bâtiments ordinaires, les exigences de sécurité sont plus faibles et leur utilisation après de forts séismes n'est généralement pas un problème. Les codes sismiques permettent donc de les concevoir en tenant compte de leur capacité de dissipation d'énergie, et les dommages structurels en cas de forts séismes sont les bienvenus, la sauvegarde de la vie humaine étant le seul but à poursuivre. Évidemment, dans les bâtiments ordinaires, l'augmentation des coûts de construction due à l'isolation de la base n'encourage pas son utilisation.

Ce chapitre va tout d'abord traiter les différents systèmes de contrôles, dans le but de protéger les constructions, du danger que représentent les tremblements de terre. Ensuite, dans la deuxième partie, nous fournirons des généralisations sur le soutien sismique par rapport à leur espèce, le but de leur utilisation, et tous les avantages et dommages connexes.

En résumé, ce chapitre contient la plupart des informations relatives à ces appuis parasismiques.

IV.2. Destination historique :

L'idée de l'isolation parasismique n'est pas récente: les procédés initiaux remontent au début de 20^{ème} siècle, la pensée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs enquêtes faites par le docteur médecin **A. Calantarients**, qui a été à la provenance d'une méthode de conception d'un bâtiment construit sur «joint libre». Ce principe simple est un exemple d'une stratégie de conception sismique connue sous le nom d'isolation à la base ou isolation parasismique. La première application de la technologie actuelle de l'isolation sismique a été réalisée en 1969. L'utilisation d'éléments artificiels spécifiques, équipée à isoler une partie de la structure de la totalité de l'intensité d'une excitation sismique, et de libérer une grande quantité d'énergie (Priestley, 1996). Cette nouvelle approche de conception parasismique a été développée dans le but de fournir une protection idéale à la construction dans ces zones dangereuses à forte sismicité. Un nombre important de dispositifs ingénieux ont été proposés pour parvenir à ce résultat. Ces dernières années, certains systèmes pratiques sont apparus puis implantés, des recherches considérables sur la progression de nouvelles méthodes de conception parasismique ont été exécutées en Nouvelle-Zélande (Skinner, 1975,1976, 1982,1984), La conséquence de cette tâche est l'émergence d'un certain nombre de concepts de support sismiques, y compris, l'appui en caoutchouc laminé portant un noyau cylindrique en plomb dans le trou central du système.

A ce moment-là, quelques milliers de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique (**Othman Ben Mekki**, 2006). L'isolation de base est l'un des dispositifs les plus courants pour protéger les structures exposées aux efforts sismiques.

Ce système technique est vraiment devenu une réalité pratique avec l'intervention de plusieurs appuis parasismiques, tel qu'on les retrouve dans de nombreux bâtiments aux États-Unis qui ont été construits ou rénovés en utilisant la technologie sismique. Ainsi, nous pouvons déterminer ce qui suit:

- ✚ Le centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill à San Bernardino en Californie, première nouvelle construction sur appuis parasismique de type HDRB (98 unités) en 1985.
- ✚ Détecteur **Mark II**, Centre Accélérateur Linéaire de Stanford (Rénovation en 1987) en utilisant des isolateurs de type LRB (Lead Rubber Bearing) Aéroport international de San Francisco nouvelle construction sur appuis parasismique de type FPS (272 unités) en 1998.

✚ Application du concept d'isolation de base dans les structures:

L'aiguille de Cléopâtre :



Figure IV-1 : L'aiguille de Cléopâtre à New York



Figure IV-2 : L'aiguille de Cléopâtre à Paris.



Figure IV-3 : Hotel isolé à la base "Sochi,Russie"



Figure IV-4 : Gratte-ciel porté sur un système d'isolation au Japon.



Figure IV-5 :Hotel de San Francisco basé sur 530 isolateurs.

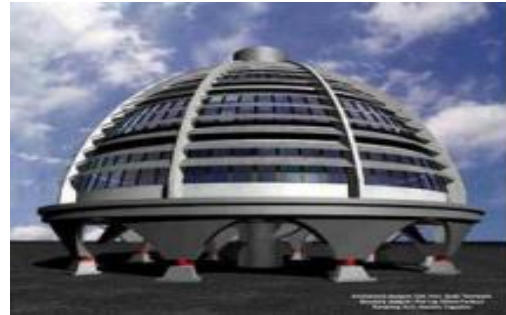


Figure IV-6 : Centre de gestion de défense en Italie

Lahijan, au nord de l'Iran



Figure IV-7 : Maison typique : l'utilisation des morceaux de bois entre le sol et la fondation En France.

Cet hôpital basé sur des 283 isolateurs et 36 amortisseurs.



Figure IV-8 : Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur des appuis parasismique.

Japon :



Figure IV-9 : La tour cristal de Kobé. Aux États-Unis

Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de Loma Prieta en 1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

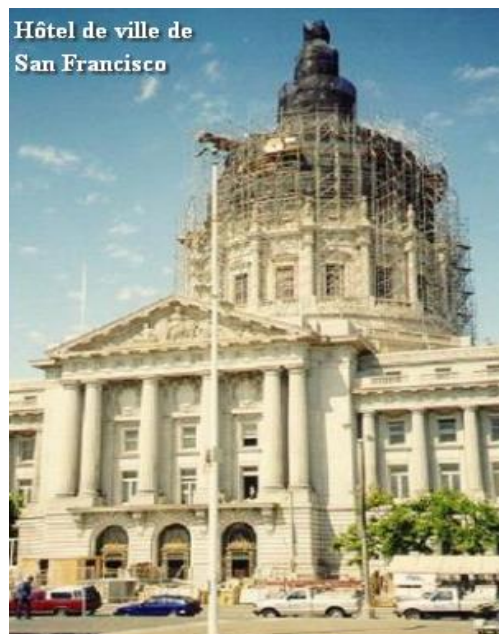


Figure IV-10 : Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de Loma Prieta en 1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

La technologie de protection parasismique n'a cessé d'évoluer et de se développer au fil du temps et ceci, à travers différentes typologies de structures dans le monde entier. Au cours des études faites, le point de vue des chercheurs suivants est assez important dans l'usage de ces systèmes de protection.

D'après Stanton et Roeder, en 1991, dans ses détails, ils nous démontrent que l'emploi d'isolateur dans les structures nous aide à réduire les dégâts des éléments structuraux (poutres, poteaux...) d'un cas général, et plus particulièrement, sert à minimiser les accélérations et les déplacements inter-étages, avec une meilleure protection des équipements du bâtiment. Il nous renseigne aussi sur l'association du comportement, non linéaire et à large déformation, en un seul groupe (Isolateur et Amortisseur), c'est-à-dire d'une manière combinée.

En outre, J.M.Kelly et d'autres en 1984, nous informent, aussi sur les exigences de base d'un principe pour la protection contre les séismes, et ils nous incitent sur certains points d'entre eux. En effet, les appuis parasismiques doivent supporter la charge permanente de la structure, d'une telle manière qu'obtenir une grande rigidité verticale. Ils soulignent ainsi que certaines énergies se produiront plus près de la fréquence naturelle horizontale, alors que, le système est doté d'un amortissement suffisant pour limiter le mouvement de translation à un niveau acceptable.

Ils discutent aussi le principe de la rigidité horizontale des appuis qui est de fournir une fréquence naturelle horizontale suffisamment faible pour que le bâtiment ne réponde pas aux composantes destructives du mouvement du sol, et afin d'expliquer sa position, ils ont utilisé les spectres de réponse de Seed, dans une large gamme de conditions : il en a découlé une fréquence naturelle horizontale de 0.5 Hz qui est appropriée.

Partie A : les types de système de contrôle

IV.A.1. Introduction :

Les méthodes innovantes de contrôle sont devenues de plus en plus utilisées ces dernières années, s'agissant d'une actualité majeure. Elles permettent de concrétiser des structures résistantes aux dommages significatifs des actions dynamiques dont parmi elles : les tempêtes, les grandes actions sismiques. Parallèlement, il est nécessaire de protéger les structures grâce aux systèmes de protection idéaux et fiables en réduisant l'impact sismique. Nous pouvons distinguer trois approches différentes de ces méthodes de contrôle novatrices: le système de contrôle passif, actif et semi-actif. On peut aussi ajouter un dernier procédé qui est le système de contrôle hybride.

- **Système de contrôle passif :**

Les systèmes de contrôle passif servent à isoler la base d'un bâtiment ou bien dissipent l'énergie issue du sol grâce à leurs propriétés dynamiques et mécaniques essentiels de l'isolateur seulement, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, ces systèmes de contrôle sont en général peu coûteux. Comparativement aux autres systèmes, ils sont faciles d'utilisation et permettent de réduire considérablement la réponse du bâtiment aux sollicitations extérieures. Le type d'isolation passif ne nécessite aucune intervention extérieure énergétique lorsque la structure est sollicitée.

- **Système de contrôle actif**

Le contrôle passif a une conception intrinsèque pour diminuer seulement un mode de vibration particulier de la structure. D'un autre côté, un contrôle actif peut amortir une large bande de fréquence. L'étude du contrôle actif des structures est un allongement logique de technologie de contrôle passif. On dit qu'un système de contrôle est actif si un ou plusieurs actionneurs appliquent des forces sur une structure en utilisant une source d'énergie externe. Ces forces peuvent être utilisées pour libérer ou dissiper l'énergie de la structure à contrôler. Afin de construire un tel système, il existe deux approches qui sont radicalement différentes : la première consiste à identifier la perturbation qui crée les vibrations pour l'annuler en lui

superposant une excitation inverse. Cette stratégie de contrôle actif est appelée contrôle par anticipation (feedforward). La deuxième consiste à identifier la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Elle nécessite, alors, la modélisation du comportement dynamique de la structure. Le travail de contrôle des vibrations qui porte sur ce type de stratégie est appelé contrôle par boucle de rétroaction (feedback).

- **Système de contrôle semi actif**

Il se base sur une idée, qui consiste à varier les caractéristiques des dispositifs passifs de dissipateurs d'énergie et systèmes inertiels couplés. Ce changement nécessite une seule source minimale d'énergie. L'action de contrôle pour une approche de système semi-actif se réalise à l'aide d'un réglage des paramètres mécaniques de dissipation qui réagit passivement avec le reste de la structure. La modalité de réglage de ces paramètres est déterminée, selon la base d'un choix d'algorithmes de contrôle, en fonction de l'excitation et/ou la réponse de la structure. Par conséquent, comme pour le contrôle actif, le système de contrôle semi-actif nécessite des capteurs, un ordinateur de contrôle ou système de contrôle et les actionneurs. Concernant l'énergie demandée de l'extérieur est minimale cela veut dire, une petite source d'énergie relative à celle du système de contrôle actif, il sert seulement à modifier les caractéristiques mécaniques des dispositifs de contrôle, et peut fonctionner, par exemple, avec une simple batterie. C'est un grand avantage puisque la source d'énergie principale de la structure peut échouer pendant les événements sismiques, et l'actionneur n'a aucun potentiel nocif qui peut déstabiliser la structure. Bien que les amortisseurs semi actifs soient un peu plus complexes que les amortisseurs passifs, ils sont faciles à fabriquer, fiables, et avec un bon amortissement. Il existe différents types d'amortissements semi-actifs proposés pour contrôler les structures en génie civil.

- **Système de contrôle hybride :**

Ce contrôle est plus remarquable que les systèmes de contrôle actifs qui sont introduits pour améliorer la capacité et l'intelligence limitées des amortisseurs passifs et semi actifs, mais le contrôle actif a habituellement deux méfaits. Le premier est, son fonctionnement qui dépend d'une source d'énergie externe et qui exige un système complexe pour détecter les réponses et les excitations et pour le traitement de signal. Cette complexité limite son application et réduit la fiabilité de contrôle. Le deuxième, c'est pour l'application de contrôle actif aux structures de génie civil, qui nécessite des grands équipements dont le but est de produire la force de

contrôle, autrement dit, que les grands actionneurs sont requis. La technologie industrielle actuelle est capable de fabriquer ces grands actionneurs mais son coût limite sévèrement son application. Les systèmes innovateurs de contrôle hybrides sont réalisés en combinant les techniques de contrôle passif et actif en même temps. Quand ces techniques fonctionnent ensemble, la fiabilité est assurée par le contrôle passif et la capacité est fournie par le contrôle actif, le système hybride rassemble les avantages des deux techniques dans une seule, à partir de ces caractéristiques pour chacun. En conséquence, ce système est meilleur que les systèmes passifs, actifs et semi actifs.

La différence marquante pour ces derniers systèmes, c'est que le système de contrôle passif consiste à superposer à la structure, un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans besoin d'une source d'énergie externe et sans introduire l'énergie pour son fonctionnement, mais le système contrôle actif vise à imposer une force ou un déplacement en certains points du système à contrôler, en fonction notamment de l'état mesuré ou de l'historique de celui-ci. Ce type de contrôle nécessite une source importante d'énergie externe pour opérer les actionneurs qui fournissent les forces de contrôle dont les magnitudes sont déterminées en utilisant les mesures, à partir des capteurs, des excitations de réponse de la structure. Par contre le système de contrôle semi-actif combine les deux principaux systèmes actifs et passifs. Ce protocole exige une faible source d'énergie pour modifier la propriété mécanique du dispositif de contrôle. Alors, qu'un système de contrôle est hybride s'il utilise une combinaison entre les avantages et les bienfaits du contrôle passif et actif.

IV.A.2. Conclusion

Les dernières études ont démontré que, les technologies innovatrices telles que les dispositifs de dissipation d'énergie et d'isolation à la base ont été développées à une vitesse étonnante. Et elles ont servi à améliorer la performance sismique des bâtiments. Et en terme de dissipation d'énergie, qui est représentée par des amortisseurs peuvent réduire les dommages potentiels aux bâtiments en absorbant une quantité significative de l'énergie produite dans un édifice lors d'une secousse sismique et les isolateurs de la base jouent le rôle de couche flexible entre la fondation et le bâtiment; par conséquent, les mouvements du sol ont une incidence faible ou nulle sur la structure du bâtiment. Ces isolateurs ont été utilisés comme une solution technique afin de minimiser les accélérations importantes du sol mais aussi les mouvements entre les étages des bâtiments. Par ailleurs, il est préférable de noter que l'analyse dynamique

de ces systèmes joue un rôle prépondérant dans l'évolution de la performance désirée par le concepteur.

Partie B : Aperçu détaillé sur les appuis parasismique et leurs différentes typologies

IV.B.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur et meurtrier qui cause le plus de dégâts et de dommages structurels. Les études ont prouvé entre les années 1994 et 2004 que les séismes ont causé plus de 80 000 victimes dans le monde. Les récents séismes représentent de parfaites illustrations (Northridge, 1994 ; Kobe, 1995 ; Imit, 1999 ; **Boumerdes, 2003**). Il est apparu au cours de ces crises que la réduction du risque sismique devenait une priorité dans les politiques des pays dans le monde entier, ce séisme sera moins destructeur dans un pays qui a intégré dans sa culture la construction parasismique. L'évolution actuelle du génie parasismique a permis le développement des méthodes d'analyse et de calcul des structures soumises à des sollicitations sismiques, sans oublier qu'il existe des moyens et des conceptions plus efficaces pour atténuer les effets destructeurs des grands mouvements du sol. Le mouvement de sol est transmis aux constructions par l'intermédiaire de leurs fondations ; si le sol pouvait se déplacer librement sous les ouvrages, ce mouvement ne pourrait être transmis. Dans ce contexte a émergé, ces dernières années, l'idée d'introduire entre le sol et les bâtiments ; un filtre permettant de dissiper le maximum d'énergie. Cette stratégie s'intitule l'isolation parasismique. L'isolation sismique est apparue comme une alternative attrayante qui promet la réalisation d'économies à court et à long terme. L'utilisation d'un système d'isolation à la base pour la protection des constructions parasismiques est devenue à présent une technologie assez répandue et bien établie dans le monde. La modélisation numérique et la simulation sur ordinateur des systèmes d'isolation parasismique constituent souvent l'unique voie d'étude pour l'ingénieur de génie civil confronté à la complexité des problèmes, et la considération des actions provenant des catastrophes naturelles telles que le séisme.

Plusieurs dispositifs sont en mesure de fournir une telle dissipation d'énergie sismique. Les plus couramment utilisés à l'heure actuelle dans la protection des bâtiments peuvent être

classés en trois catégories. Les systèmes d'isolation à la base par appareils d'appuis en élastomère et glissant, les amortisseurs hystérétiques et les amortisseurs viscoélastiques et visqueux. Un autre type de système de protection peut être classé dans une catégorie distincte, vu son fonctionnement fondamentalement différent.

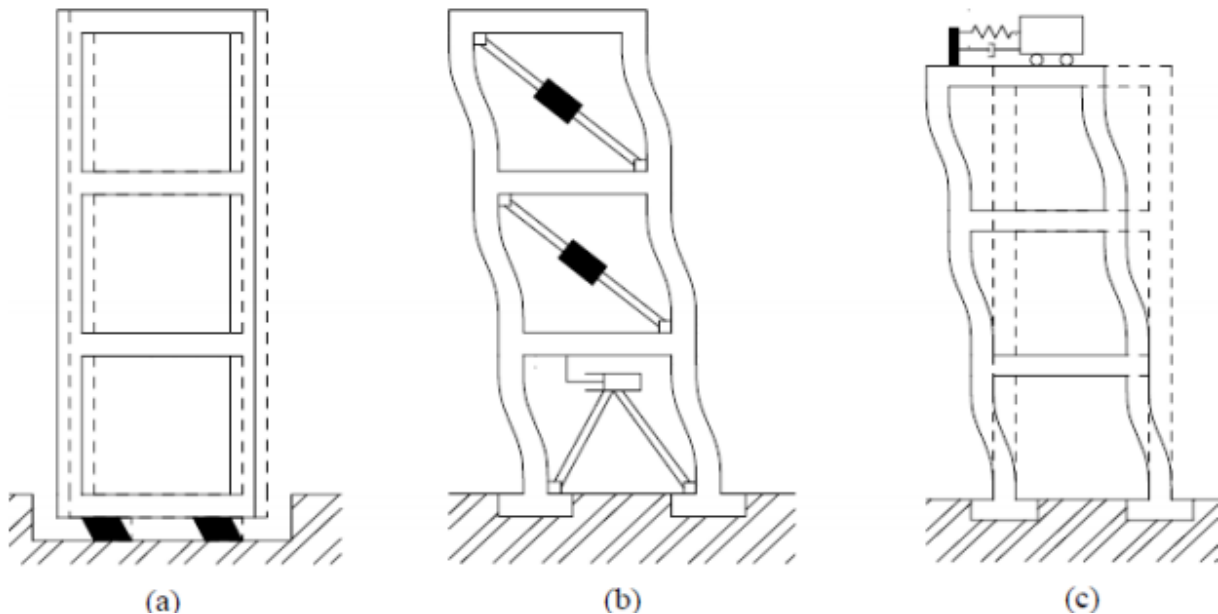


Figure IV-11 : Système de contrôle passif : a) Isolation sismique à la base, b) Amortisseur visqueux, c) Amortisseur à masse accordée.

Dans cette partie, nous présentons les bases fondamentales pour l'étude du comportement sismique des structures avec isolation parasismique.

IV.B.2. La définition des appuis parasismiques :

L'isolation parasismique est une technique applicable non seulement à tous les types des bâtiments mais aussi aux ponts, aux structures industrielles tels que les bacs de stockage de produits pétroliers ou d'autres produits.

L'isolation sismique est un des moyens les plus efficaces pour minimiser les dommages structuraux et sauver des vies pendant et immédiatement après un séisme. C'est aussi une solution économique pour répondre aux critères de dommages minimales ou réparables lors de la conception axée sur le rendement. L'installation d'appuis parasismiques (isolateurs) à des points stratégiques d'une structure augmente sa flexibilité horizontale à ce niveau. Si un tremblement de terre frappe une structure isolée sismiquement, les déplacements se concentreront aux appuis et la structure pourra balancer plus doucement selon le mouvement du sol comparativement à une structure non isolée (à base fixe) – comme montré dans la

Figure IV-12 , Ainsi, les déplacements seront principalement absorbés par les appuis plutôt que par la structure.

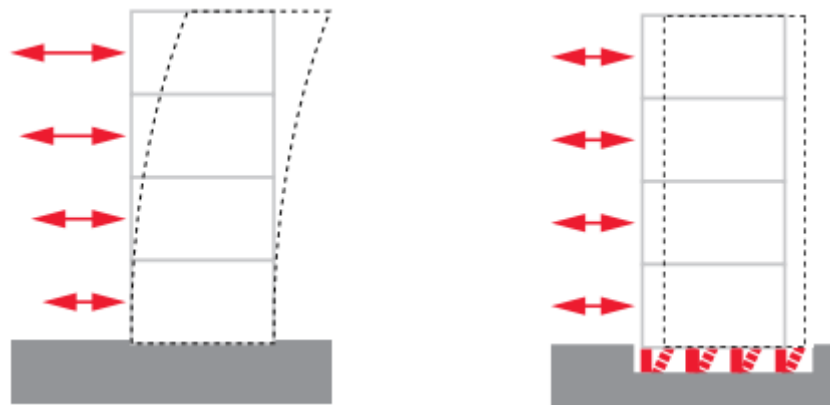


Figure IV-12 : Sans isolation à la base

Avec isolation à la base

Cette technologie convient aussi à l'amélioration des capacités des résistances des structures existantes. Bien que dans les pays l'ayant adoptée, cette dernière soit intégrée surtout dans les projets capitaux à savoir les hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes, les musées, et les constructions urbaines. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation, ainsi que par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme. Plusieurs études théoriques, analyses numériques et tests de laboratoire, montrent une performance excellente fournie par ces systèmes de protection soumise aux mouvements sismiques.

Note : La conception des isolateurs doit impérativement être confiée à un bureau d'études spécialisé qui encadre dans sa mission : la détermination de la réponse de la structure, avec une localisation, nombre et le dimensionnement des appuis et des amortisseurs n'étant pas du tout une application de règles.

IV.B.3. L'objectif d'usage

Parmi les objectifs que les isolateurs cherchent à atteindre, peuvent être représentés le couplage de l'infrastructure, puisqu'ils se déplacent avec le sol sans aucune déformation de la superstructure, ce qui est subi à l'action du sol et se déforme sous l'influence des forces d'inertie, ils visent à les minimiser aussi.

La conception de ces isolations est faite afin de confiner à l'ensemble une période, permettant la dé-amplification de l'action sismique. Ce qui consiste à faire porter la construction par des

appareils d'appui souples, donc toutes les déformations provoquées par les séismes se concentrent dans ce cas au niveau des appuis et la construction oscille comme une boîte quasi rigide, sans dommages structuraux.



Figure IV-13: Constructions isolées à la base.



Figure IV-14: Isolateur parasismique de la salle de prière de la grande mosquée d'Alger.

IV.B.4. les type des appuis parasismiques

Il existe plusieurs types d'isolateurs à la base. Certains ont été déjà utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques ou d'essais. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement on peut citer :

IV.B.4.1. Appuis à déformation

Les appuis à déformation utilisés pour isoler les constructions des vibrations sont analogues aux appuis couramment utilisés pour les ponts et ils ont toujours montré un comportement satisfaisant. Ils sont en général constitués de couches d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène) alternées et séparées par des frettes en acier.

Les frettes métalliques confèrent aux appuis une grande rigidité verticale et permettent de supporter la charge verticale tandis que l'élastomère se déforme en cisaillement horizontal et assure l'isolation de la structure. Ces appareils d'appuis sont flexibles et permettent d'obtenir une grande souplesse vis-à-vis des efforts horizontaux agissant sur le bâtiment car le comportement est viscoélastique. Évidemment, différents types d'élastomère peuvent être employés avec des caractéristiques visqueuses plus ou moins élevées. Une étude numérique est généralement réalisée pour déterminer la meilleure configuration pour chaque application.

Le seul inconvénient de cet appui est qu'il possède par nature une période fondamentale élevée, or dans le cas de séisme à très basse fréquence ou en présence de sols mous, ce type d'isolateur est susceptible de rentrer en résonance, ce qui n'est pas souhaitable. On distingue différents types d'appuis à déformation tels que les appuis en caoutchouc fretté (figure I-15) et les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (la Figure I-16).

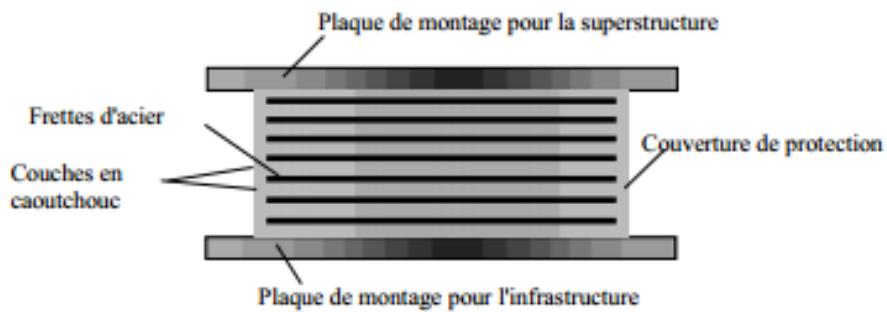
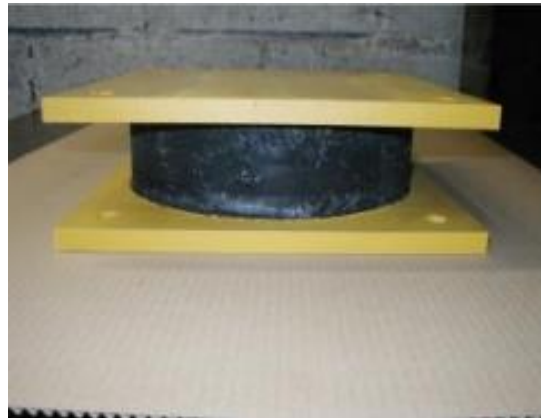


Figure IV-15: Appui en caoutchouc fretté



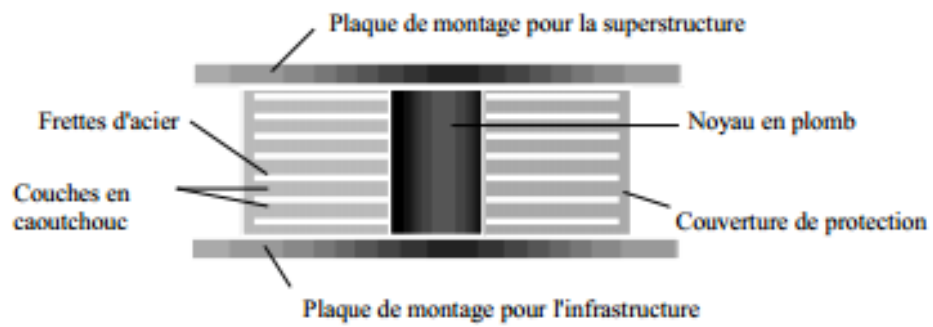


Figure IV-16: Appui en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb

Nous avons montré dans la figure ci-dessous, qu'il existe d'autres types d'appuis à déformation « Appui en élastomère fretté », soit avec ou sans amortisseur.

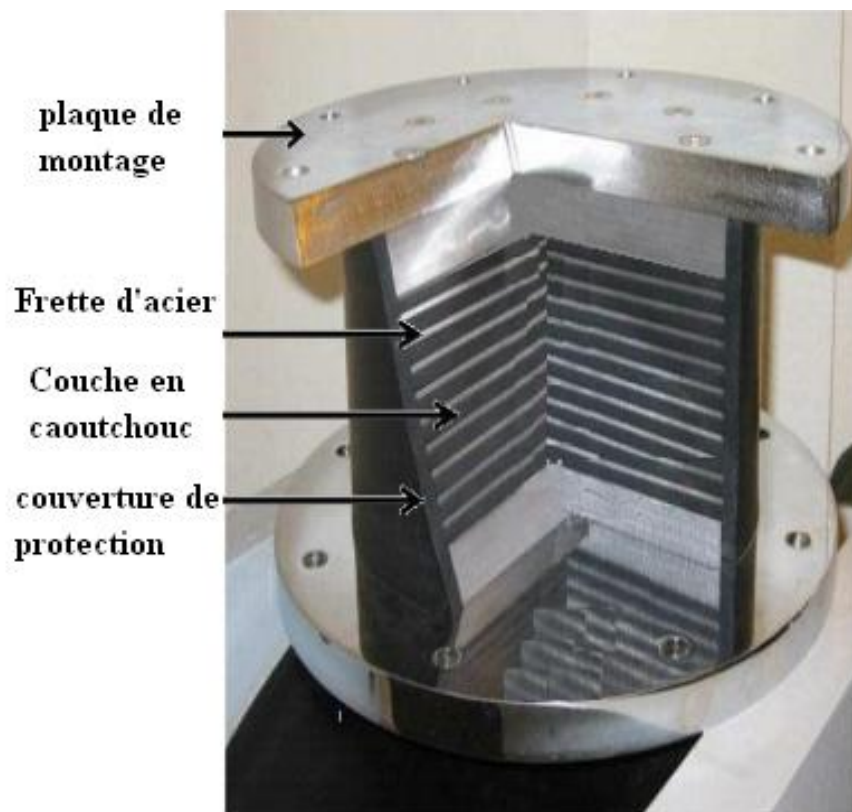


Figure IV-17 : Appui en élastomère fretté

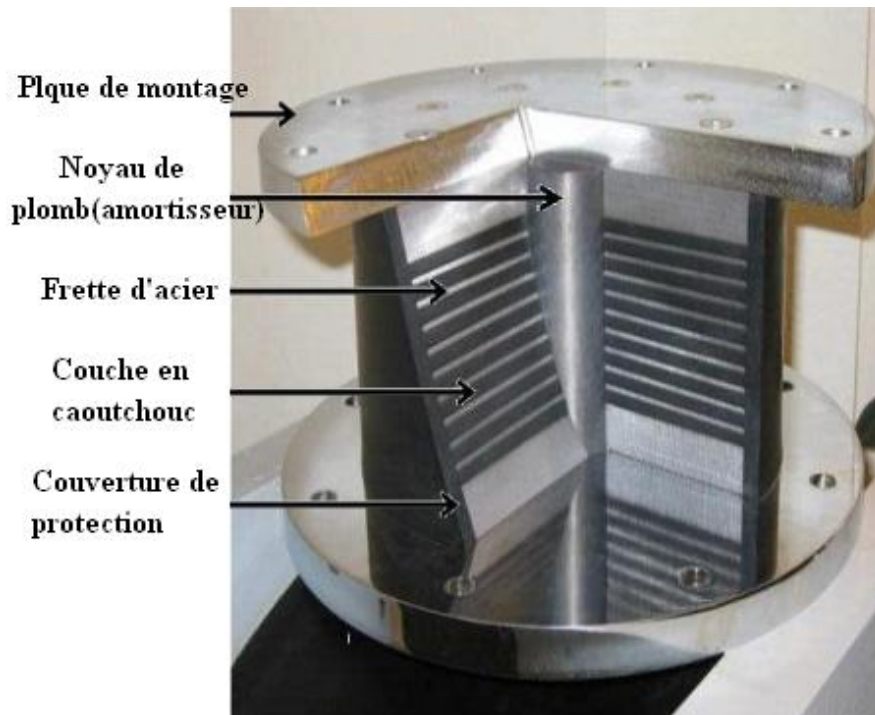


Figure IV-18 : Appui en élastomère fretté avec Amortisseur en barreau de plomb

IV.B.4.2. Appuis à glissement :

Le système d'appuis à glissement est constitué d'une part de plaques solidaires de la superstructure, d'autre part de plaques fixées aux fondations. Leur interface constitue un plan de glissement et le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Ces systèmes permettent le découplage des mouvements horizontaux et verticaux de la superstructure de ceux des éléments de fondations qui sont dus à une variation importante des fréquences d'oscillation dans les deux directions. La réponse à l'excitation sismique d'une structure reposant sur des plaques de glissement ne dépend que de sa masse et du coefficient de frottement entre les plaques.



Parmi ces appuis, on trouve deux autres sous types :

IV.B.4.2.1. Appuis à friction :

Cet appui présenté en figure (IV-19) est constitué d'une interface en acier inoxydable superposée sur le téflon. Son comportement est purement plastique car si le coefficient de friction est faible (environ 10%), il assure une grande flexibilité et donc une réduction

sensible des sollicitations sismiques subies par les structures. L'acier inoxydable est généralement poli et le téflon peut être renforcé de fibres de verre ou de carbone, ce qui signifie qu'aucune force de rappel n'est assurée.



Figure IV-19 : Appui à friction

IV.B.4.2.2. Appuis à pendule glissant :

Cet appui présenté à la figure (IV-20) a été développé à l'Université de Californie à Berkeley, en Californie. Après l'étude, Une réduction sensible des sollicitations sismiques est assurée par glissement des interfaces. Une force de recentrage est activée par gravité grâce à la concavité de la surface de glissement (portion d'une sphère) lorsque la rotule glissante s'écarte du centre géométrique de l'isolateur qui confère à la structure un mouvement global similaire à une pendule. Cet isolateur a en plus l'avantage d'être assez compact car il est d'une faible épaisseur comparé à un appui d'élastomère. Il est cependant susceptible de recevoir des chocs si le déplacement réel dépasse le déplacement de calcul de l'appui.

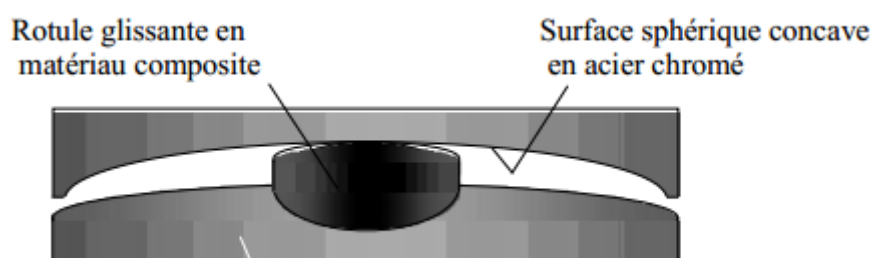


Figure IV-20 : Appuis à pendule glissant



Pendule de friction

IV.B.4.3.Appuis à déformation et glissement :

Ce système d'appuis résulte d'une combinaison entre les plaques de glissement et des appuis à déformation. Puisque cette association supprime l'inconvénient pour ces derniers en cas de sols mous « de faible capacité portante », au début de temps, le système se déforme latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à celle de 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, ce système de protection sismique est très efficace, il peut produire plusieurs glissements. Ce procédé entraîne une réduction à la fois des accélérations mais aussi des déplacements en superstructure et conduit ainsi à une diminution très importante des efforts tranchants à la base. Parmi ces appuis, il existe aussi:

IV.B.4.3.1.Appui utilisé par l'EDF (Electricité de France) :

Cet appui est une association d'une interface de téflon-acier inoxydable montée en série sur un appui élastomère, tel que représentée à la figure (IV-21). Le point négatif de ce système d'appui est qu'il n'assure pas de force de recentrage pour les efforts élevés. Pour les efforts de vent, l'élastomère assure une bonne stabilité de l'appui. Il limite les efforts dans la structure et c'est pour cela qu'il a été choisi par la compagnie d'Electricité de France (EDF) pour l'isolation des centrales nucléaires.

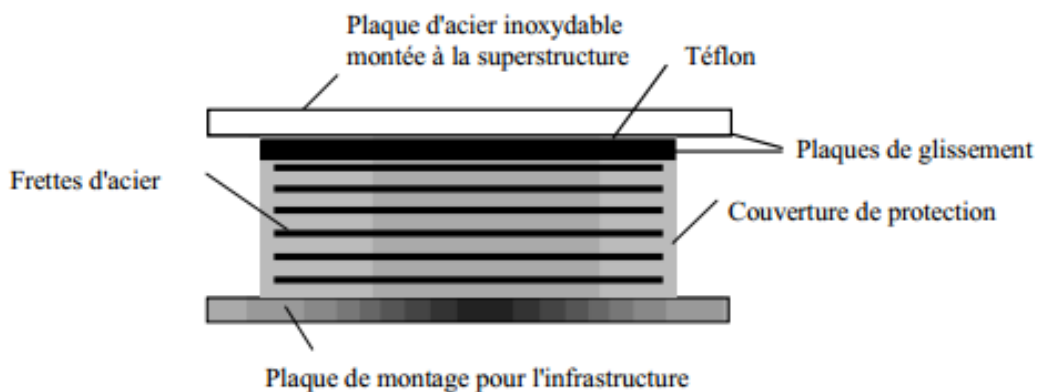


Figure IV-21 : Appui utilisé par l'EDF.

IV.B.4.3.2. Appui proposé par N. Mostaghel :

Un autre type d'appui à déformation et glissement a été testé. Il est composé de disques en acier inoxydable superposés, pouvant glisser les uns sur les autres (figure IV-22). Les disques sont recouverts de Téflon afin de diminuer le coefficient de frottement et reliés par un noyau central ou plusieurs noyaux en caoutchouc. Les noyaux sont librement insérés dans l'appui. Leur seul rôle est la distribution des glissements sur la hauteur de l'isolateur et ils ne portent donc aucune charge verticale.

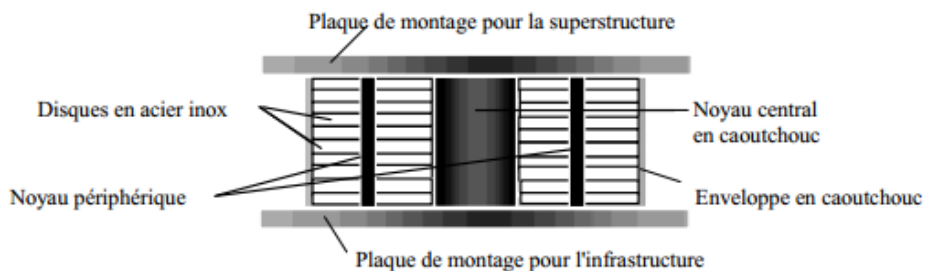


Figure IV-22 : Appui proposé par N. Mostaghel.

IV.B.4.4. Appuis à roulement:

Bien que cette catégorie de systèmes d'appuis ait été proposée, il n'existe que très peu de réalisations de ce type à cause des inconvénients qu'ils présentent. Ils sont caractérisés par un principe qui facilite leur tâche, donc afin de permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques comme elles sont présentées dans la figure (IV-23). Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position

initiale. Un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus.

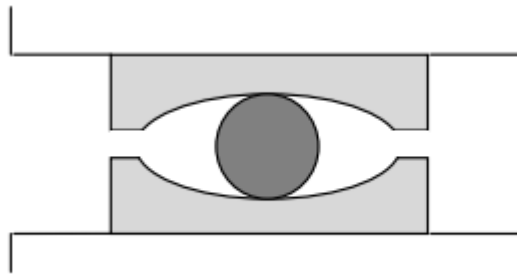


Figure IV-23 : schéma d'appui à billes

IV.B.5. Principe de l'isolation parasismique

Le fonctionnement de l'isolation parasismique est fondé sur deux principes fondamentaux : La souplesse du système structural et l'augmentation de l'amortissement. La souplesse et la flexibilité de la structure, d'où l'allongement de la période fondamentale, est obtenu par l'introduction d'un plancher entre le sol de fondation et la superstructure. Intuitivement, on admet que la rigidité latérale de ce plancher est plus petite que la rigidité latérale de la superstructure, le système aura tendance à se déformer dans l'interface d'isolation, alors il n'existe pas de déformation ou de dommage pendant la réponse sismique. C'est pourquoi, l'isolateur est recommandé pour les structures rigides reposant sur des sols fermes. L'augmentation de l'amortissement est principalement déterminée par le système d'isolation utilisé.

Sachant que la provenance du concept d'isolation sismique à la base des constructions est assez simple, en fournir une discontinuité entre la fondation et la superstructure, de sorte que l'énergie sismique ne peut pas être entièrement transmise à la superstructure, en résulte une réduction significative de l'accélération de l'étage supérieur et du déplacement inter-étage. L'objectif principal est d'assurer la protection du matériel et des composants onéreux du bâtiment. Pour sa grande performance, Cette technologie d'isolation sismique connaît un développement exceptionnel dans les pays développés tels que les Etats-Unis, le Japon, l'Italie et la Nouvelle-Zélande, à tel point qu'elle est souvent destinée à la protection des bâtiments neufs ou existants.

Nous avons également appris que le système d'isolation à la base, qui est un dispositif de contrôle passif installé entre la fondation et la base de l'édifice, protège la structure contre les forces sismiques de deux manières :

A- en faisant dévier l'énergie sismique.

B- en absorbant l'énergie sismique.

L'énergie sismique est absorbée en réalisant une base flexible à la construction, au lieu d'être fixe, dans des directions latérales, ce qui aide à augmenter la période fondamentale de la structure. Les bâtiments à périodes longues attirent moins de force sismique, par contre c'est le système d'isolation, qui absorbe la majorité de l'énergie sismique et en particulier, pour les modes de fréquences élevées. L'énergie sismique sera absorbée par l'isolateur en raison de sa réponse non-linéaire sous une excitation sismique.

Dans les structures à base fixe traditionnelles, l'énergie transmise à la structure pendant un tremblement de terre n'est dissipée que par la ductilité de cette dernière. Cette méthode prévoit des dommages irréparables aux structures, mais prévient leur effondrement. La vie et la sécurité des occupants en cas de séisme sont donc protégées, mais la structure est inutilisable. Pour ce qui est des structures isolées, moins d'énergie leur est transmise à cause de leur plus grande période fondamentale. De plus, le comportement hystérétique des isolateurs dissipe l'énergie tout en protégeant l'intégrité de la structure.

En somme, une structure isolée est plus légère et plus économique qu'une structure à base fixe, en plus de pouvoir demeurer fonctionnelle pendant et après un tremblement de terre.

IV.B.6. Avantage de l'isolation parasismique

Parmi les avantages étudiés lors de l'exploitation de ces isolateurs, nous mentionnons les suivants :

- ✓ Assurer un niveau de protection est très supérieur au niveau exigé par les règles parasismiques pour les ouvrages à risque normal et les ouvrages restent normalement opérationnels, même après les séismes majeurs.
- ✓ Les dégâts aux éléments non structuraux et à l'équipement, qui considèrent parfois un investissement considérable (dans le cas des hôpitaux par exemple), sont faibles ou nuls.
- ✓ Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis des nouvelles secousses.
- ✓ Sa simplicité de conception et l'adaptabilité à tout type de structure, donc il est applicable aussi bien à de nouvelles structures, qu'à des structures existantes devant être réhabilitées.
- ✓ Servir à augmenter la sécurité parasismique de la structure et de ses usagers.
- ✓ Un faible besoin d'entretien. Et cela remonte à la grande durabilité de la protection anticorrosion et à la haute performance du matériau glissant.
- ✓ La durée de vie plus longue des appareils grâce à leurs composants de très haute qualité.

- ✓ Sa capacité d'action et de réaction au début, immédiatement et après un tremblement de terre;
- ✓ Son aptitude dominante à supporter des charges avec une géométrie compacte. Egalement, sa capacité de recentrage permettant à la structure de revenir sa position initiale après des déplacements excessifs.

IV.B.7. Inconvénients de l'isolation parasismique :

Il existe aussi des points qui nous obligent à les prendre en considération, pendant, l'utilisation de ce dernier :

- ✓ Ne peut pas être appliquée partiellement aux structures contrairement aux autres réaménagements.
- ✓ Difficile à mettre en œuvre de manière efficace. (pourquoi et à quel moment ?) capacité du logiciel (mesures), coûts de réalisation du système parasismique, nombre de paramètres à prendre en compte.

Sur tout concernant, son incidence sur le coût : L'isolation sismique augmente considérablement le coût des bâtiments, mais offre Meilleure protection que la protection réglementaire. Cependant, ce coût supplémentaire peut être considérablement réduit en améliorant divers paramètres du projet. Ce coût supplémentaire doit être comparé au coût des dommages évitables, en ce qui concerne la possibilité de récurrence de tremblements de terre qui peuvent causer ces niveaux de perte.

- ✓ Allocation pour les déplacements de bâtiments
- ✓ Inefficace pour les immeubles de grande hauteur
- ✓ Ne convient pas aux bâtiments reposant sur un sol mou.

Les fondations couplées permettent au mouvement de certains modes de la structure d'inclure une masse de sol participante qui augmente l'inertie pour ces modes, et permettrait également à l'énergie de rayonner dans le sol, tel que le bâtiment à base isolé est découplé du sol par les isolateurs.

Et le plus sérieux de cela est que, la rigidité de support inférieure des isolateurs rend le bâtiment élancé, plus sensible aux mouvements induits par le vent.

IV.B.8. Le choix de l'isolation parasismique :

Le choix du dispositif d'isolation approprié est reposé sur des exigences allant de la rigidité latérale et verticale à l'avantage du coût et de la durabilité. Divers procédés de conception ont été proposés, dont certains basés sur le spectre élastique, et d'autres s'appuient sur le comportement linéarisé de structures isolées à la base. Le choix de l'isolation de base est évidemment justifié, en particulier pour les bâtiments irréguliers et à usage spécial.

Sans oublier que, le choix de types d'appuis appropriés pour l'isolation à la base des constructions nécessite une évaluation, des normes, et des caractéristiques de performance parasismique, et on tient en compte des estimations de coût de ces appuis. Il est par ailleurs nécessaire de prendre en considération le rendement et l'entretien à long terme de ces appuis. Puisque le caoutchouc peut durcir ou s'étirer, il est demandé d'effectuer les inspections périodiques afin de s'assurer en tout temps de sa souplesse, pour certains types d'isolateur. Par contre, les autres catégories de ce dernier ne prétendent généralement à aucun entretien. En outre, une autre considération qui régit le choix des appuis est l'état du sol. . 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 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 minimale capacité d'amortissement.

IV.B.9. Quelques exemples de logiciels informatiques pour l'analyse des structures à base isolée :

- **ETABS**



Analyse linéaire et non linéaire des bâtiments.

- **SAP2000**



Analyse linéaire et non linéaire à usage général.

- **DRAIN-2D**

Analyse non linéaire bidimensionnelle.

- **BASE 3D**

Analyse des bâtiments isolés en base.

- **ROBOT**



Présentation de logiciel : Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

IV.B.10. Conclusion

Les obligations relatives au système d'isolation pratique à intégrer dans les structures de bâtiment sont la flexibilité, l'amortissement et la résistance aux charges de service. Des exigences supplémentaires telles que la durabilité, le coût, la facilité d'installation et les exigences spécifiques du projet influencent la sélection des appareils, mais tous les systèmes pratiques doivent contenir ces éléments essentiels.

La superstructure entière doit être supportée par des isolateurs discrets dont les caractéristiques dynamiques sont choisies pour découpler le mouvement du sol. Déplacement et rendement sont concentrés au niveau des dispositifs d'isolation, et la superstructure se

comporte très bien comme un corps rigide. Une révision complète a été effectuée dans cette recherche concernant le développement séquentiel des systèmes d'isolation sismique.

Cette étude a également porté sur le détail du système d'isolation, les propriétés, les caractéristiques des différentes catégories d'appareils, la reconnaissance ainsi que son effet sur les structures du bâtiment.

Des calculs rigoureux ont illustré le système d'isolation comme très novateur et adapté dans les bâtiments pour résister aux forces latérales sismiques et sont également apportés la sûreté assurant la flexibilité des structures.

Partie C : Les Amortisseurs parasismiques :

IV.C.1. L'utilité des amortisseurs :

La dissipation d'énergie est la protection sismique des structures, elle est combinée avec des techniques d'amortissement passif, ce qui signifie que les vibrations structurales dues à l'excitation sont installées sans aucune interférence externe supplémentaire.

Les systèmes de dissipation d'énergie sont très efficaces pour réduire des pulsations et augmenter l'amortissement d'une structure vibrante. Cette technique est réalisée en ajoutant des matériaux ou des systèmes qui ont la capacité de dissiper l'énergie, soit en transférant l'énergie cinétique à l'énergie thermique, soit en convertissant l'énergie en un autre mode de vibration. Il existe un certain nombre de dispositifs d'amortissement sont actuellement utilisés ou proposés pour être usés dans des structures conventionnelles ou en association avec des appuis antisismiques dans des structures isolées.

IV.C.2. Les types des amortisseurs parasismiques :

On distingue des différents types de ces amortisseurs :

IV.C.2.1. Amortisseurs élasto-plastique :

Aussi connu sous le nom d'amortisseurs **hystérétiques**. L'énergie se dissipe alternativement entre des éléments à haute ductilité tels que l'acier doux, le plomb et les alliages. L'installation de ces amortisseurs devrait être facilement remplacée. Ils ne nécessitent pas de maintenance et peuvent supporter des centaines de cycles de déformation post-élastiques avant de se rompre.

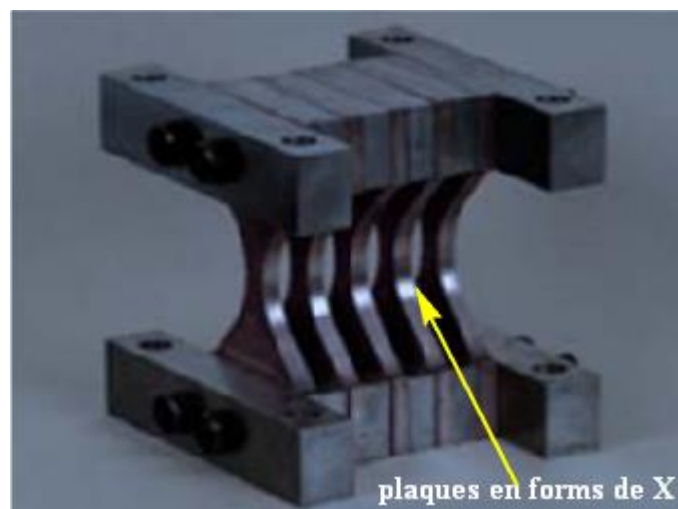


Figure IV-24 : Amortisseur métallique de type ADAS, source (Cundumi Sánchez O. « 2005 »).

IV.C.2.2. Amortisseurs visqueux :

Ces types d'amortisseurs sont constitués de tiges complémentaires avec la structure circulant dans un matériau très dense mais déformable, tel qu'un bitume de grande viscosité, du plomb ou de l'huile à une densité élevée. Ainsi que les amortisseurs hystériques, les inconvénients de ces amortisseurs sont la nécessité et le besoin de maintenir la température pour le fluide.

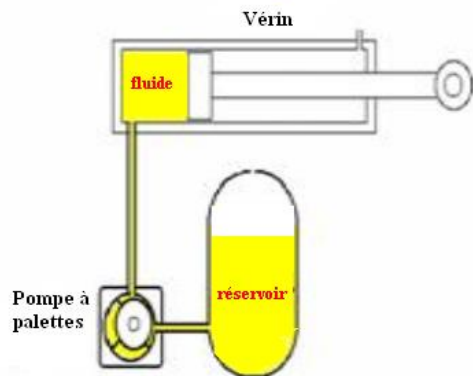


Figure IV-25 : Amortisseur visqueux

IV.C.2.3. Amortisseurs à frottement:

Ils sont disposés à divers endroits stratégiques de la superstructure et dissipent l'énergie par un frottement sec. Ces amortisseurs se révèlent être les plus efficaces et les plus durables, puisqu'ils reprennent leur position initiale sans dommages.



Figure IV-26 : Amortisseur à frottement à l'université de Concordia, Montréal.

IV.C.2.4. Amortisseurs magnétiques :

Ces systèmes n'ont pas encore été utilisés, ils sont restés dans la phase d'études théoriques. Des expériences dans des laboratoires de recherche ont montré expérimentalement que les amortisseurs magnétiques peuvent réduire les mouvements à la base des bâtiments (**Bencharif Raouf & Terchi Brahim, 2008**).

IV.C.2.5. Les amortisseurs à masse accordée (TMD) :

Dans ces dernières années, de nombreux contrôleurs ont été développés afin de tester les structures vibratoires. Parmi ces dispositifs, les Amortisseurs à masse accordée TMD «Tuned Mass Damper» sont les plus largement utilisés dans divers domaines d'application en génie civil tels que les bâtiments et les structures d'ingénierie (les ouvrages d'art), permettant de minimiser les oscillations causées par un séisme.

Ce système d'amortissement peut être pendulaire, comme le système installé au sommet de la tour de Taipei, ou sous la forme d'un bloc rectangulaire tel qu'un bloc de béton glissant sur le toit du bâtiment Citicorp à New York.

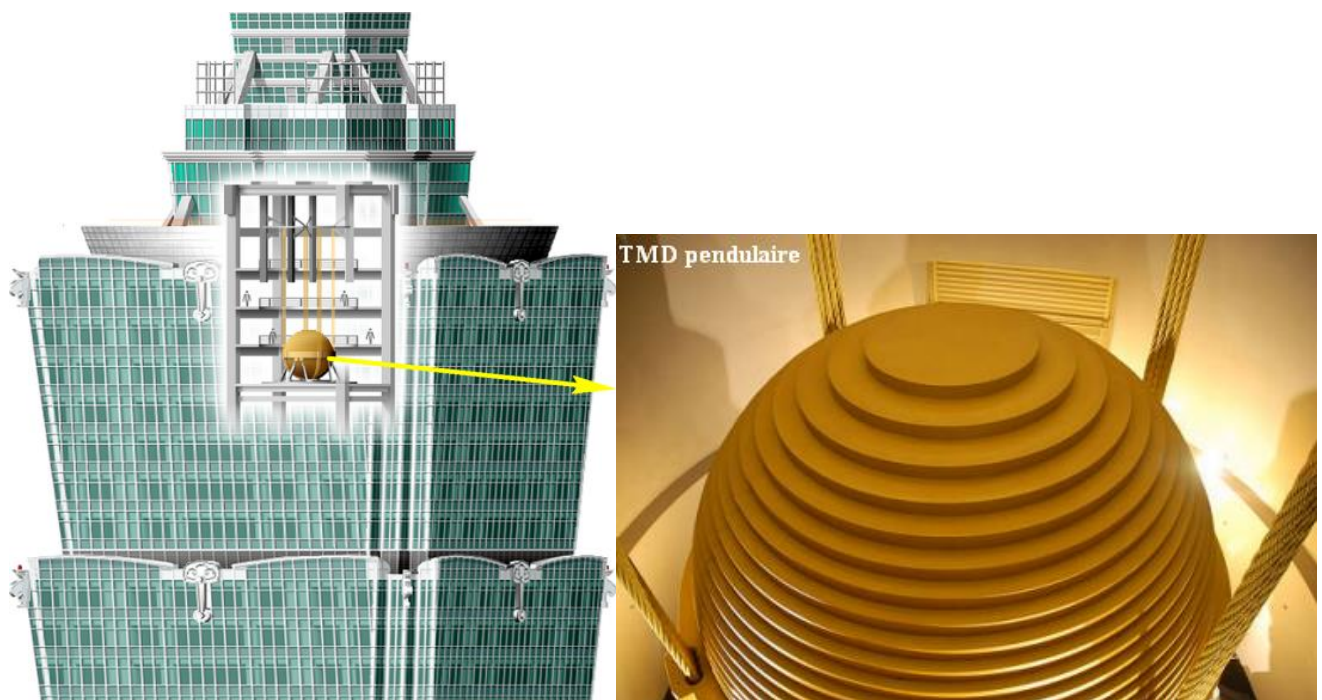


Figure IV-27 : Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (Taipei 101).

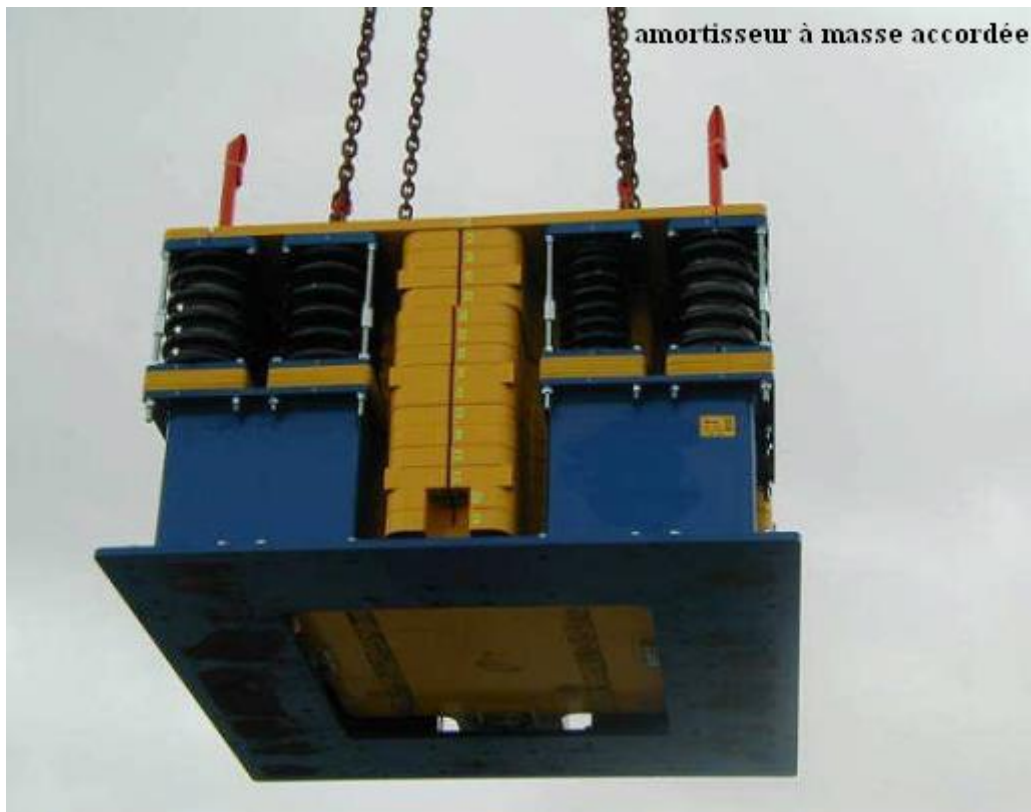


Figure IV-28 : Bâtiment Citicorp center à New York dans les années 1970, amortisseur à masse accordée (Bachmman, 2004).

IV.C.3. Les principales caractéristiques techniques de quelques types des amortisseurs antisismiques :

Les dispositifs de réduction des vibrations sont principalement constitués des ressorts et d'amortisseurs visqueux. Les ressorts de pression en spirale sont généralement utilisés, ainsi que d'autres principales caractéristiques techniques des amortisseurs visqueux sont les suivantes :

- ✓ La détermination des raideurs dans les directions horizontale et verticale
- ✓ Une grande flexibilité
- ✓ Aucune différence entre la raideur statique et la raideur dynamique
- ✓ Travailler dans toutes les directions de l'espace
- ✓ Instant interactif
- ✓ Assurer une efficacité même à de très faibles amplitudes.

Et lorsqu'on prend le cas des Amortisseurs dynamiques Accordés, on les trouve que sont plus utilisable, dans les bâtiments, les ponts, les passerelles piétonnes, les tours et dans des autres structures élancées, sont des produits durables et de haute qualité conçus pour augmenter l'amortissement structurel.

IV.3. Synthèse générale

Le but de la prévention des tremblements de terre des bâtiments est de fournir la sécurité structurelle et le confort en contrôlant les forces internes et le déplacement dans les limites particulières. La méthode courante pour protéger les structures contre les effets destructeurs des tremblements de terre est d'amortir l'énergie sismique pour limiter l'énergie sismique par les éléments structurels, fournissant ainsi la résistance contre le tremblement de terre. Malgré l'utilisation de cette méthode pour un certain niveau de protection, la structure aurait pu être endommagée réellement dans certains cas de figure. Une autre méthode de protection des structures contre le séisme consiste à isoler le bâtiment du sol et / ou à installer des éléments de dissipation d'énergie sismique aux endroits appropriés du bâtiment. Avec cette méthode, une meilleure protection pourrait être garantie à l'échelle conceptuelle contre le séisme et donc le niveau de dommage structurel significatif pourrait être minimisé.

Les tremblements de terre ont continué à être un facteur important qui menace l'avenir social et économique des pays, comme nous pouvons en observer les résultats d'un séisme en 2003 qui a touché les régions de Boumerdes et d'Alger, de magnitude 6.8 Mw, causé des victimes et des dommages majeurs, et d'après un bilan officiel du 17 juin 2003, plus de 1381 personnes décédées à la région de Boumerdes, et environ 3442 personnes blessées, de nouvelles évaluations sont effectuées, concernant les bâtiments endommagés, plus de 6475 logement non récupérable, après les études de suivi des dommages attachés à cette zone pendant plusieurs mois, on a découvert qu'elles sont à peu près équivalentes à 2 278 morts et 10 147 blessés—exemple de facteurs humains et exemple de coût structurel. Ainsi, on insiste sur les résolutions qui minimisent les effets sismiques des bâtiments et qui devraient démontrer un niveau de performance élevé contre les potentiels séismes. Les isolateurs sismiques et dissipateurs d'énergie sont considérés comme des solutions efficaces dans ce contexte, qui sont placés dans le bâtiment de façon appropriée pour absorber l'énergie sismique ou placés entre la fondation et les systèmes structurels verticaux en amortissant l'énergie sismique sous le sol du bâtiment. Diminuer les effets des charges latérales sur les étages supérieurs représente aussi un élément important. L'application de systèmes de protection contre les séismes dans les bâtiments, qu'ils soient construits ou en cours de construction- en particulier les systèmes historiques -, augmente l'importance de ces technologies.

Chapitre V

V.1. Généralités et définitions :

Le minaret, grâce à ses nombreux noms et formes et à la diversité de son architecture de base structurelle, est devenu l'un des symboles les plus visibles de l'Islam.

Si nous voulons savoir le développement technique des minarets dans la civilisation islamique ; on trouve que l'architecte a réussi à faire du minaret une partie harmonieuse de la mosquée et de ses autres éléments architecturaux. Mélangés dans la mise en page d'architecture islamique, en Irak et la Perse ont minarets forment des pirouettes cylindrique, et que nous nous dirigeons vers l'est vers l'Asie, se sont infiltrés à l'environnement asiatique attribue à l'architecture des mosquées, comme en Indonésie, à Singapour, en Malaisie et d'autres pays.

Au Maroc et en Andalousie, les minarets sont appelés silos, car la plupart des minarets du Maghreb islamique ont une forme carrée et ressemblent à des silos. En Afrique, l'architecture des mosquées est un mélange de culture islamique et de cultures africaines locales. Le premier en Arabie, en termes de simplicité et d'architecture ascétique.

- **Minaret**

Minaret est considéré généralement, comme un tour élancée, et il s'élève à côté du dôme d'une mosquée, où le muezzin invite les fidèles à prier cinq fois par jour. Autrement dit que les minarets des tours de forme variée, à plusieurs étages, à escalier le plus souvent intérieur.

Les symboles remarquables créent par le minaret

- ❖ L'apparition d'un minaret unique ressemble le chiffre 1, qui symbolise l'unité et l'unicité.
- ❖ le minaret est le point de repère de la ville islamique, en effet dans la silhouette de la ville islamique le minaret doit figurer comme point d'appel, élément de structuration de l'image urbaine , par sa forme élancée dans le ciel il désigne la direction verticale.
- ❖ Certains musulmans suggèrent l'association à la première lettre (ligne droite) de l'alphabet arabe ALIF avec laquelle de nom d'Allah commence.
- ❖ Dès l'époque omeyyade et jusqu'à maintenant, les minarets comme étant la partie la plus visible de la mosquée, sont utilisés pour indiquer le triomphe islamique, la puissance, la richesse et la présence.

Les minarets sont une constante de presque toutes les mosquées construites ultérieurement, ils sont ronds, carrés, en spirale ou octogonaux, et peuvent être petits et massifs ou bien hauts et sveltes.

Et certains minarets sont construits en pierre, mais la plupart sont en briques revêtues de stuc. Leur forme, leur hauteur, leur décor et leur place même varient selon les régions, les époques et les matériaux disponibles sur les lieux de construction.



Figure V-1 : les différents types des minarets.

V.2. Description du projet de la grande mosquée:

Le projet de la grande mosquée d'Alger est l'un des projets qui va marquer l'histoire de la capitale d'une côté, et du pays à l'autre côté, vu son envergure il fait une partie du vaste programme culturel, et scientifique engagée par l'Etat.

La Grande Mosquée d'Alger sera la troisième plus grande mosquée du monde et son minaret le plus haut. La région d'Alger a un risque sismique élevé. Le projet conçu par une équipe allemande d'architectes et d'ingénieurs est en cours de construction. En raison de l'élancement du minaret et de la structure composite spéciale choisie pour résister au chargement, la conception structurelle a fait face à certains aspects difficiles.

La mosquée elle-même couvre une surface de 600 m × 150 m. se compose d'une salle de prière à un plan carré avec le côté de 150 m, qui peut accueillir 36 000 prières et a un dôme central avec la hauteur du sommet de 70 m (Figure V-2).

À atténuer le risque très sismique de la région, sa structure est basée isolée au moyen d'une combinaison d'isolateurs sismiques mécaniques et amortisseurs hydrauliques.



Figure V-2 : Vue générale de la grande mosquée.

- **Présentation d'entreprise**

L'Etat algérien représenté par ANARGEMA (Agence Nationale de Réalisation et de Gestion de la Mosquée d'Alger) a commissionné la Joint-Venture allemande KSP / KuK (consultants architectes et ingénieurs), lauréat d'une compétition internationale, avec la planification du Grande mosquée d'Alger, et est actuellement en cours d'érection par la China State Construction Engineering Corporation.

- **localisation de l'ouvrage**

La grande mosquée se situe dans la commune El-Mohammadia, une commune située à 9km à l'est du centre d'Alger sa superficie, il s'étale sur une surface de 20 hectare.

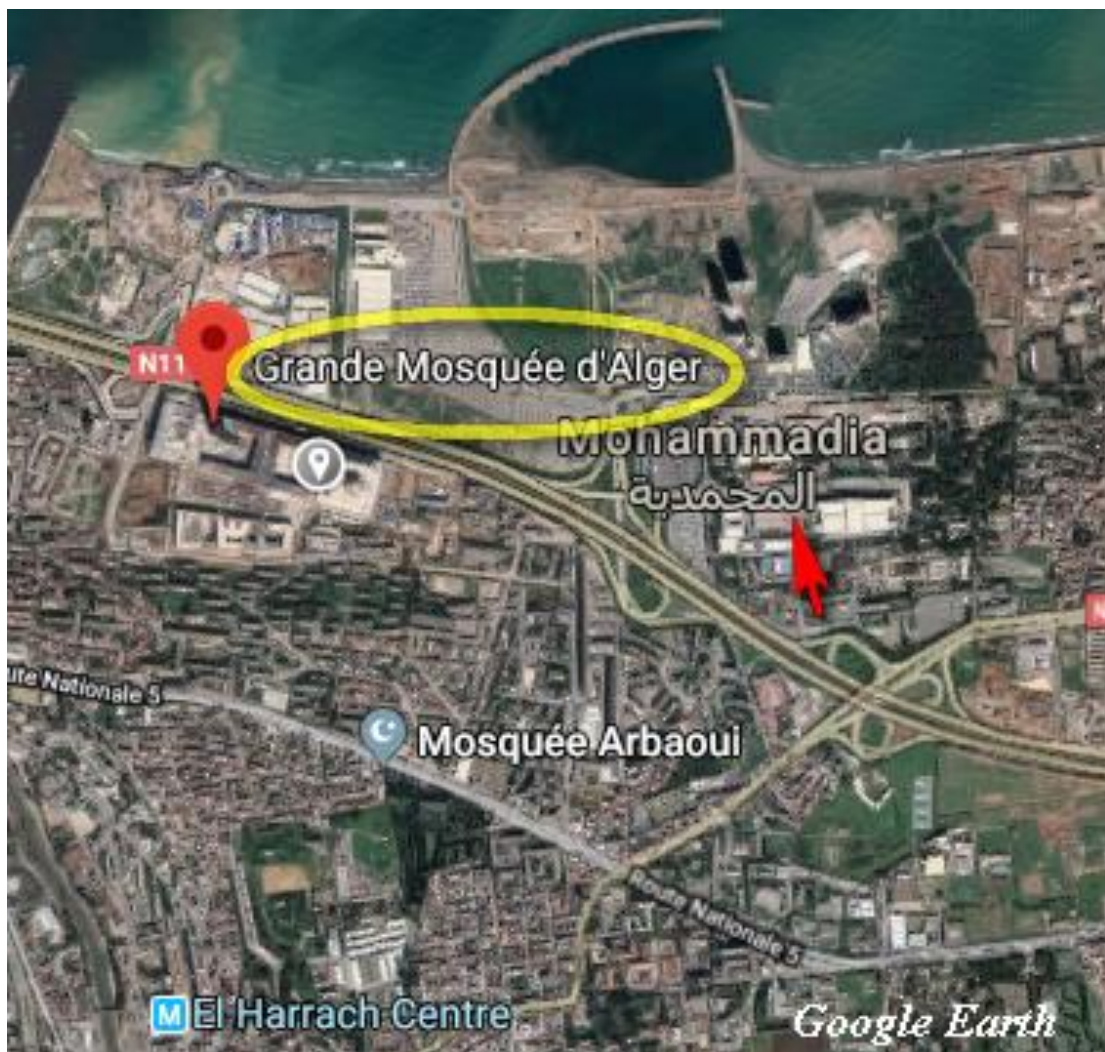


Figure V-3: Localisation du projet.

V.3. Description du projet : Minaret de la grande mosquée d'Alger

Le minaret est une construction mixte (Béton armé-Acier), sous forme d'un parallélépipède très mince avec sa hauteur élevée de au-dessus du sol et a un plan carré (figureV-4). En raison de cette minceur, à la particularité du système de raidissement et à la forte sismicité de la région, la conception structurelle du minaret a fait face à plusieurs défis techniques. . Ce minaret se divise en divers secteurs fonctionnels, tel qu'il accueillera une histoire nationale et de l'art musée et un institut de recherche correspondant. Au-dessus de la hauteur du bâtiment il y a 5 blocs de 5 étages chacun séparé par des foyers de ciel.



Figure V-4 : Vue en perspective du minaret.

Dans ce chapitre, nous présenterons la conception de cet minaret, tout en exposerons quelques-unes des principales caractéristiques de la structure.

V.4 Données du projet :

V.4.1 Données géométriques

L'ouvrage à étudier est un minaret, sa hauteur totale est de 240,25m, il est de forme régulière carré de dimension est de 25,31m de côté. Le minaret est composé d'un rez-de-chaussée et 38 niveaux avec 5,85 m de hauteur pour chaque niveau de minaret et celui d'un foyer de ciel est de 11,7 m. Le haut transparent du minaret enveloppe la petite tour de sommet qui est typique de la région du Maghreb. Il a 41 m de haut et sa structure est en acier et en verre.

On trouve aussi deux niveaux souterrains, avec une hauteur totale de 10,90 m.

Il existe quatre noyaux en béton armé situés dans les coins, à partir du niveau du sol au sommet (Figure V-5). Ils ont un périmètre carré avec un côté variant de 7,75 m au sol niveau jusqu'à 7,5 m à leur sommet, avec des épaisseurs de paroi variables sur la hauteur et avec des murs extérieurs plus épais que les internes. Le moulage sur place Les planchers RC sont conçus comme des grilles de poutres. L'étage principal les poutres représentées en bleu sur la figure, fait également partie de système de raidissement horizontal car ils couplent les noyaux.

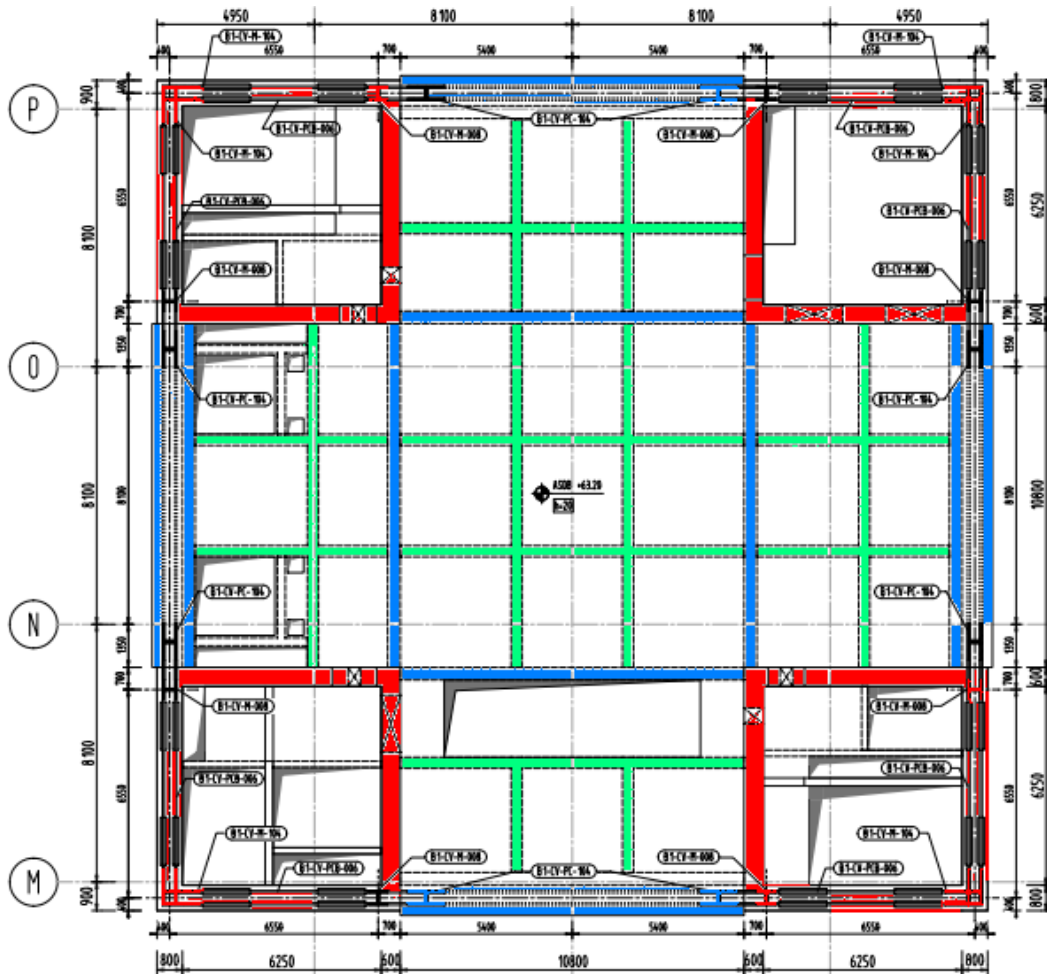


Figure V-5 : Vue en plan du plancher, Niveau 63,20 m.

Et la figure ci-dessous montre qu'il y a un système de contreventement discontinu en charpente métallique sous forme diagonale « X-cross » en façade, et sur motifs esthétique ces diagonales de la façade ne sont pas souhaitées aux foyers du ciel, Afin d'éviter le transfert du haut débit des forces interne des diagonales d'accouplement aux parois et à l'arrière,

Sachant que, la construction en acier a été fournie dans les murs extérieurs des noyaux (voir les barres transversales, diagonales et horizontales ainsi que les barres verticales représentées dans Figure V-6).



Figure V-6 : contreventement mixte : voiles en béton armé avec des éléments diagonaux en charpente métallique sur les façades.

De cette façon, un système de raidissement composite a été créé, qui combine ce système mixte, fait des noyaux d'angle et les poutres de plancher d'accouplement avec un treillis en acier (figure V-7).

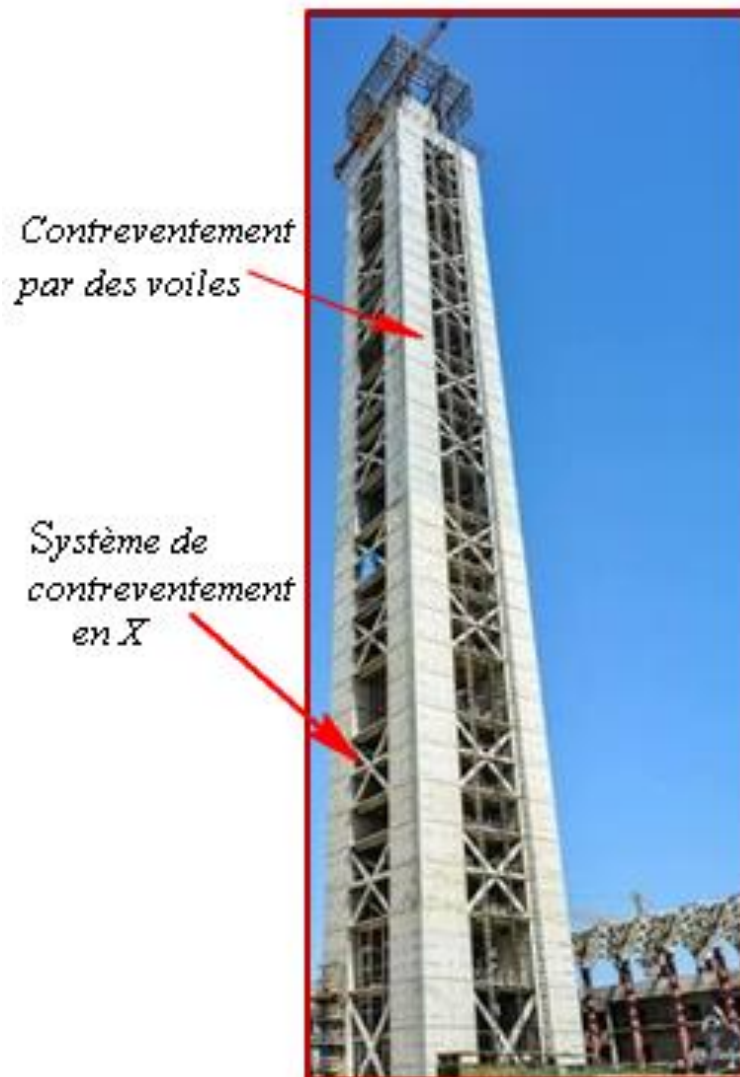


Figure V-7 : Système de contreventement latéral.

Pour accueillir l'embarqué profils en acier les parois externes des noyaux ont des épaisseurs variant de 1 m au niveau du sol et de 45 cm vers le haut. Les murs Internes correspondants sont 75 et 40 cm, respectivement.

V.4.2. Données sismiques:

L'ouvrage étudié est une structure mixte implanté à Alger, la zone de forte sismicité (Zone III).et d'après le règlement parasismique Algérien RPA99V2003, la valeur du coefficient d'accélération de la zone est fixée tel que : $A = 0,3$ (Zone III pour la région : Alger, et le groupe 1B: Bâtiment recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée).

V.4.3. Données climatiques:

- **Le Vent :**

Le minaret de est situé dans la Zone I de vent (Alger) , ayant une vitesse de référence :

$$V_{ref} = 25 \text{ m/s} \quad \text{selon (RNV2013).}$$

V.4.4. Caractéristiques des matériaux :

V.4.4.1. Béton :

Le béton est déterminé par sa valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée « f_{c28} », avec un contrôle strict, et un poids volumique ordinaire :

$$(\gamma \cong 25 \text{ KN/m}^3)$$

Nous allons utiliser:

- ❖ Pour les dalles : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- ❖ Pour les poutres : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- ❖ Pour les voiles noyau : $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$
- ❖ Pour les voiles et les cloisons : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Tableau V-1 : Les caractéristiques des matériaux utilisé.

Matériau	La résistance à la traction du béton f_{t28} (MPa)	Le module d'élasticité instantané E_{ij} (MPa)
Dalle et poutre	2,4	34179 ,558
Voile et cloison	2,4	34179 ,558
Voile noyau et poteaux	3,6	40524,346

- **Résistance caractéristique à la compression à j jours :**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$
$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Et concernant les bétons à haute résistance des section , la valeur de f_{cj} est bornée superieurement à f_{c28} .Elle est exprimée en MPa.

Dans tous les cas ,cette résistance à la compression est mésurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm^2 ,avec un hauteur double de de leur diametre . comme elle est montré dans la figure ci-dessous (les dimensionsons sont en cm).

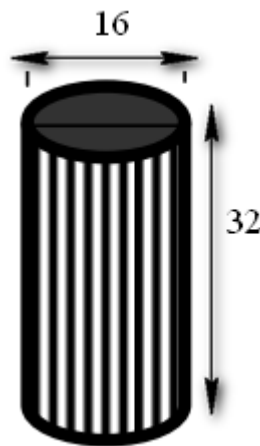


Figure V-8 : Eprouvette cylindrique en béton.

- **Résistance caractéristique à la traction à j jours :**

La résistance à la traction du béton est déduite de celle de résistance à la compression de ce dernier ;elle est notée conventionnelement « f_{tj} », est exprimée en MPa, elle est définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

- **Contrainte aux états limites :** on distingue deux types de contraintes :

Contrainte ultime de compression :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Résistance caractéristique à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité :

Avec : $\gamma_b = 1.5$ en général.

$\gamma_b = 1.15$ dans le cas de combinaisons accidentelles.

Contrainte limite de service :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$$

Dans le cas de construction ou de fissuration accidentelle.

Tableau V.2: présentation des Contraintes limites de service du béton σ_{bc} (MPa).

Résistance caractéristique f_{cj} (MPa)	18	20	22	25	27	30	35	40	45	50	55	60
Contrainte limite σ_{bc} (MPa)	10,8	12	13,2	15	16,2	18	21	24	27	30	33	36

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est pris :

$$v = \begin{cases} 0,2 \\ 0 \end{cases}$$

$v = 0,2$ pour le calcul des déformations (zone non fissuré) .

$v = 0$ pour le calcul des sollicitations (zone fissuré) .

Déformation longitudinale du béton :

Sous il existe deux types de déformations ,tout dépend de la durée d'application des contraintes :

- si cette durée est inférieure à 24 heures,la déformation est dite :déformation longitudinale instantanée du béton, noté « Eij ».

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

- les déformations différées du béton au cas du retrait et le fluage , dans ce cas ,le module de déformation,esr donné par:

$$E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

V.4.4.2. Les Aciers :

✚ Prescription générale :

Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression.

Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

- Leur forme (barre lisse, barre haute adhérence).
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.15 et 0.5% de carbone.
- Leur limite élastique exprimée en MPa.

On trouve :

Ronds lisses de nuances:

Fe E215 limite élastique Fe = 215 MPa

Fe E235 limite élastique Fe = 235 MPa

Les barres à haute adhérence, de nuances :

Fe E400 limite élastique Fe = 400 MPa

Fe E500 limite élastique Fe = 500 MPa

Treillis soudés : formés par l'assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

- **Les aciers passifs:**

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe **FeE355** avec une limite d'élasticité $f_e=355$ MPa. et d'autres barres de classe **FeE235** d'une limite d'élasticité $f_e=235$ MPa avec un module d'élasticité **ES = 200000N/mm²**.

- ✚ **Diagramme contrainte- déformation :**

Selon l'application de l'Article A.4.3(CBA93), il est cependant d'utiliser la forme de courbe qui se rapprochant du diagramme réel de l'acier à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e . Pour contrôler la résistance tenant en compte afin d'assurer un allongement de 10⁰/₀₀.

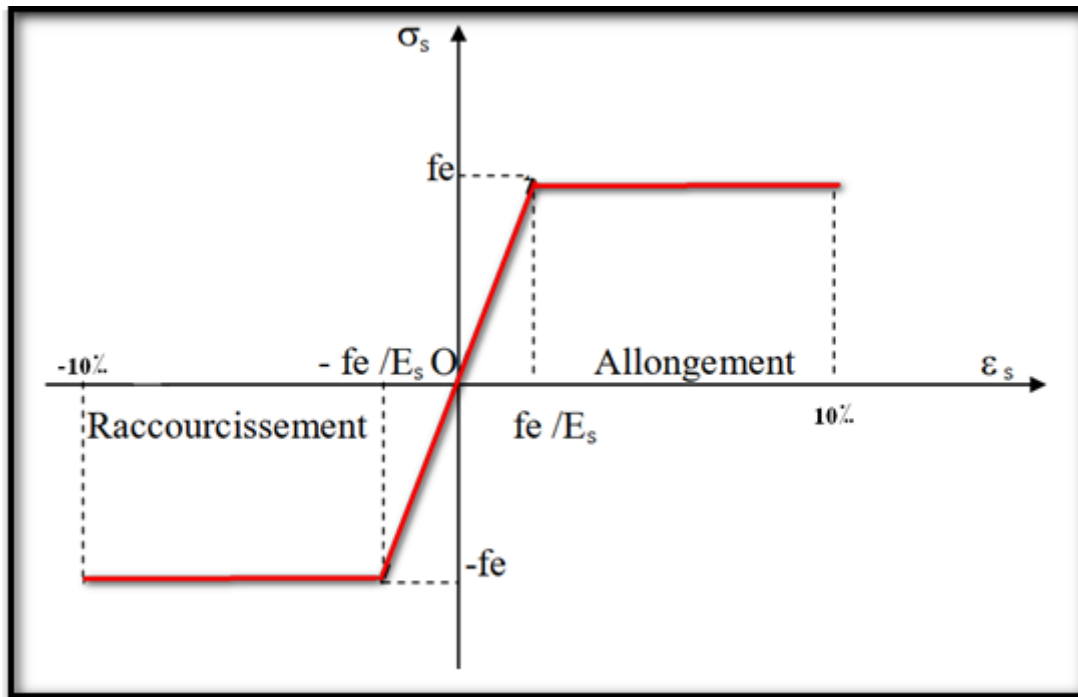


Figure V-9 : Diagramme contrainte-déformation du béton.

- ✚ **La contrainte de calcul à l'Etat limite ultime :**

La limite élastique à l'ELU est donné par la formule suivante :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Sachant que : γ_s : coefficient de sécurité

✚ Coefficient de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons

Tableau V-3: les valeurs de Coefficient de sécurité γ_s de l'acier en fonction des combinaisons.

Coefficient de sécurité	γ_s
Combinaisons fondamentales	1.15
Combinaisons accidentelles	1.00

✚ Les contraintes d'acier passif :

On prévoit trois cas de fissuration :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification de la contrainte d'acier.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n f_{tj}} \right]$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \left[\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{n f_{tj}} \right]$

V.5. Conclusion:

Pour compléter la phase d'étude du projet, la collecte des données naturelles et fonctionnelles liées à celui-ci, peut être devenue une des parties intéressantes au cours de leur phase d'étude.

Chapitre VI

VI.1. Introduction

À destination de contraindre les propriétés de la structure, il faut d'abord procéder à la modélisation que l'on peut dire (ingénierie, mécanique ou unités cinétiques) et fournir toutes les conditions théoriques de communication et de changement à chaque instant où la modélisation est limitée. Composants de cette structure.

Dans l'analyse de structure, la modélisation est une étape importante. Les résultats obtenus à partir de l'étude du modèle sélectionné ne peuvent être assimilés que dans ceux de la structure réelle si le comportement du modèle choisi reflète de manière significative le comportement réel de la structure, le modèle le plus approprié devant être choisi.

L'analyse sera faite automatiquement par le logiciel de calcul « SAP2000 » après une discrétisation de la structure en plusieurs éléments finis. ce programme permet un calcul plus précis et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique en même temps.

L'objectif de la modélisation est d'identifier et de mettre en évidence les paramètres importants et relatifs des paramètres caractéristiques importants dans la perspective du problème à résoudre: leur rôle est d'organiser différentes formes géométriques et configurations structurelles pour évaluer le remplacement du temps et de l'espace..

VI.2. Objectif de la modélisation

cette modélisation est de créer un modèle numérique qui simule le comportement réel du minaret dans des conditions et des charges externes.

La méthode des éléments finis « MEF » fait des gains énormes en termes de temps et d'énergie car cette dernière se combine dans les domaines de la science de l'ingénierie, où les mécanismes environnementaux continuent dans la méthodologie des matériaux de construction.

VI.3. Présentation logiciel :

SAP2000 version 14 est un programme de calcul et de conception de structures d'ingénierie spéciales adaptées aux bâtiments et aux travaux de génie civil (les ouvrages d'art, y compris des ponts, des stades, tours, ensembles industriels, structures en mer, systèmes sifflants, bâtiments, barrages, sols, machine pièces et d'autres). Dans le même environnement, qui permet le comportement de divers types de structure. Fournit de nombreuses possibilités pour

l'analyse des effets statiques et dynamiques avec une conception et une vérification supplémentaires des structures en béton armé, en charpente métallique, avec un assistant graphique hautement disponible facilite pour l'interprétation et la manipulation des résultats, la coordination des notes de compte.

Le programme permet de mettre en œuvre des étapes de modélisation (définition de la géométrie, des conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de manière formelle, numérique ou entièrement assemblée, en utilisant les nombreux outils disponibles.

En effet, la structure peut être formée en sous-dispositions, chaque définition dans sa base graphique correspondante, puis assemblé en schéma de calcul final.



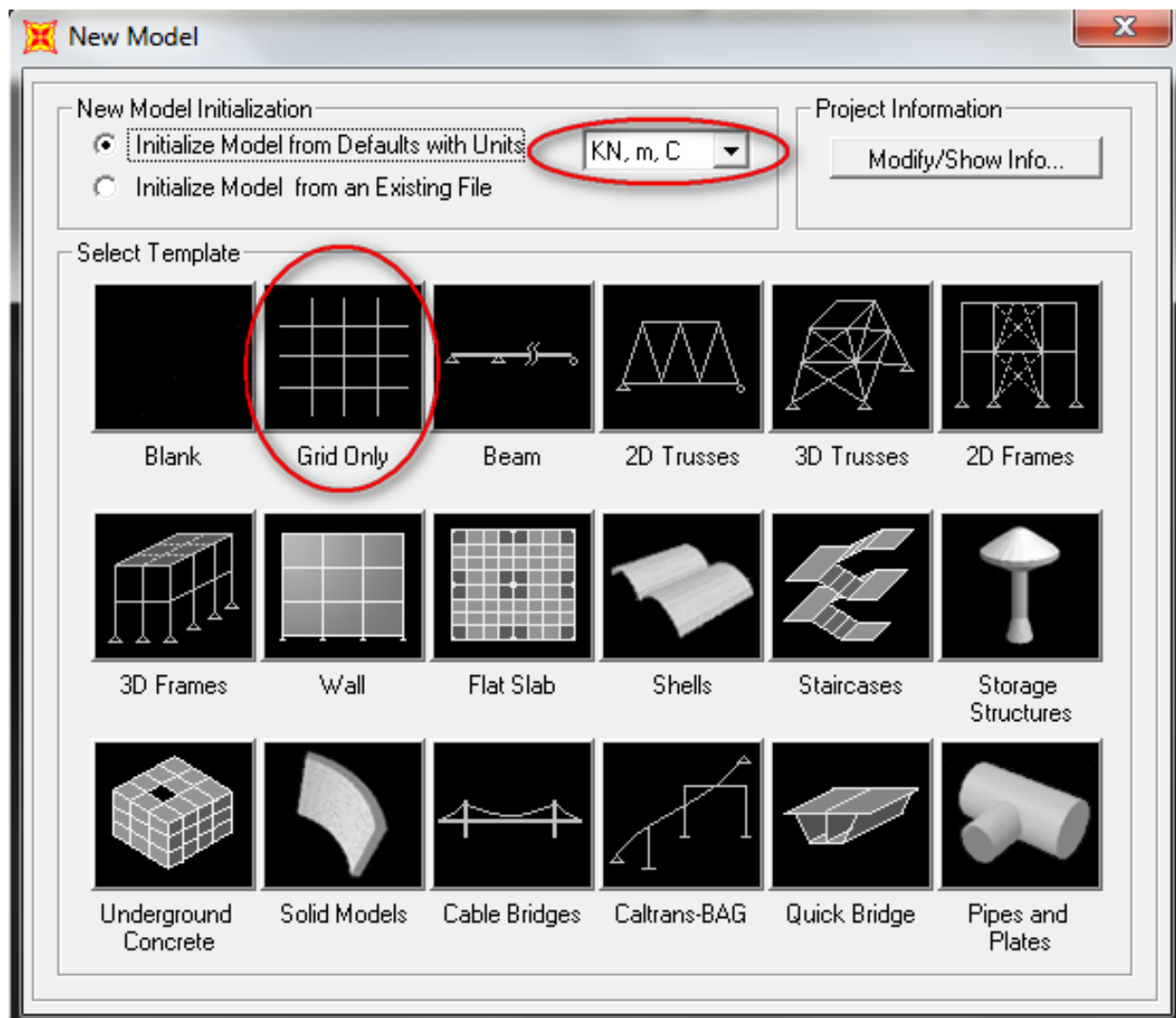
Présentation de logiciel SAP 2000V14

VI.4. Etape de Modélisation du minaret en SAP 2000 V14:

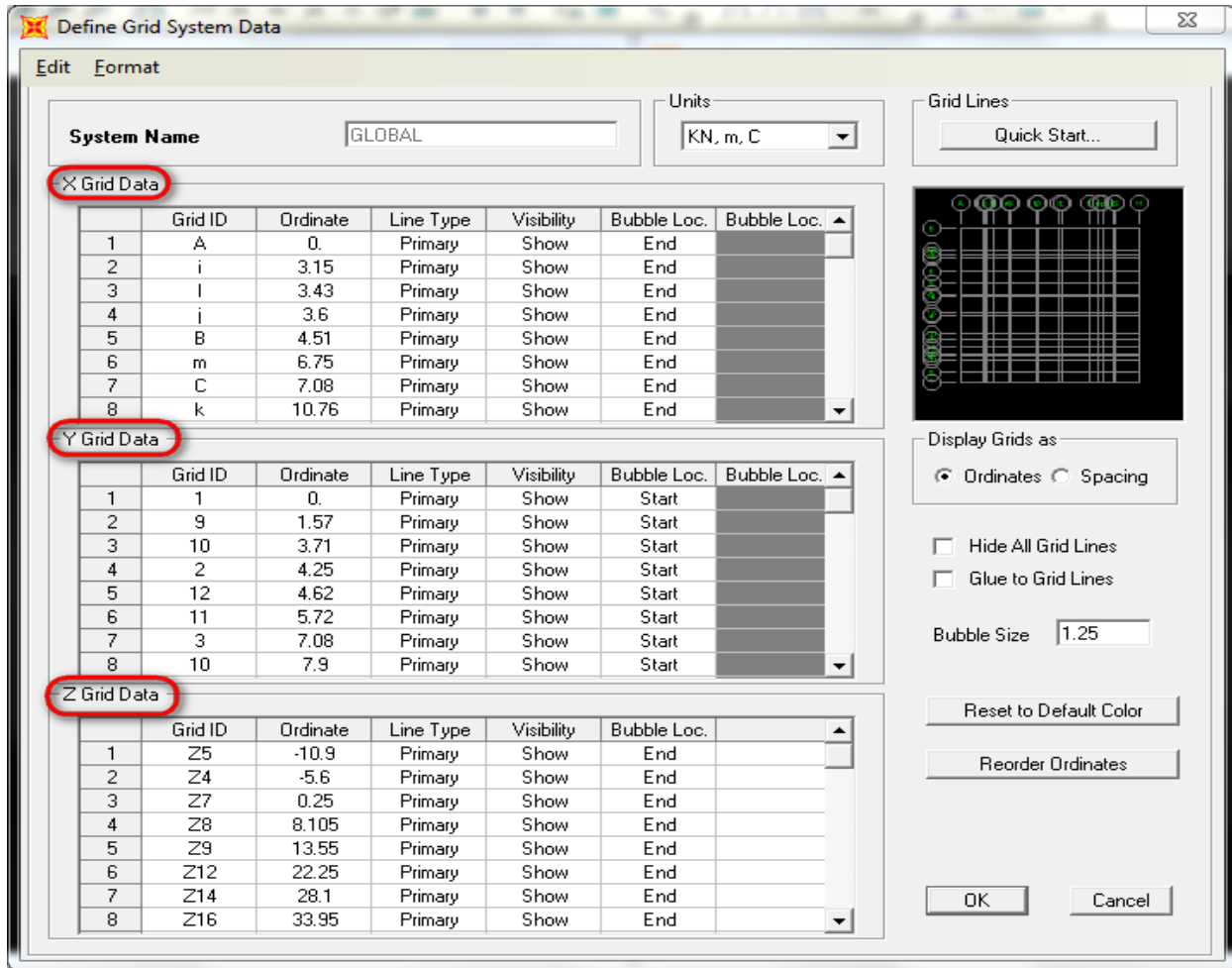
VI.4.1. Modèle encastré à la base

✚ Initialisation du modèle (unité, grilles, niveaux)

- 1) Démarrer le programme et changer l'unité
- 2) commencer un nouveau model : « **file** » - « **new model** »

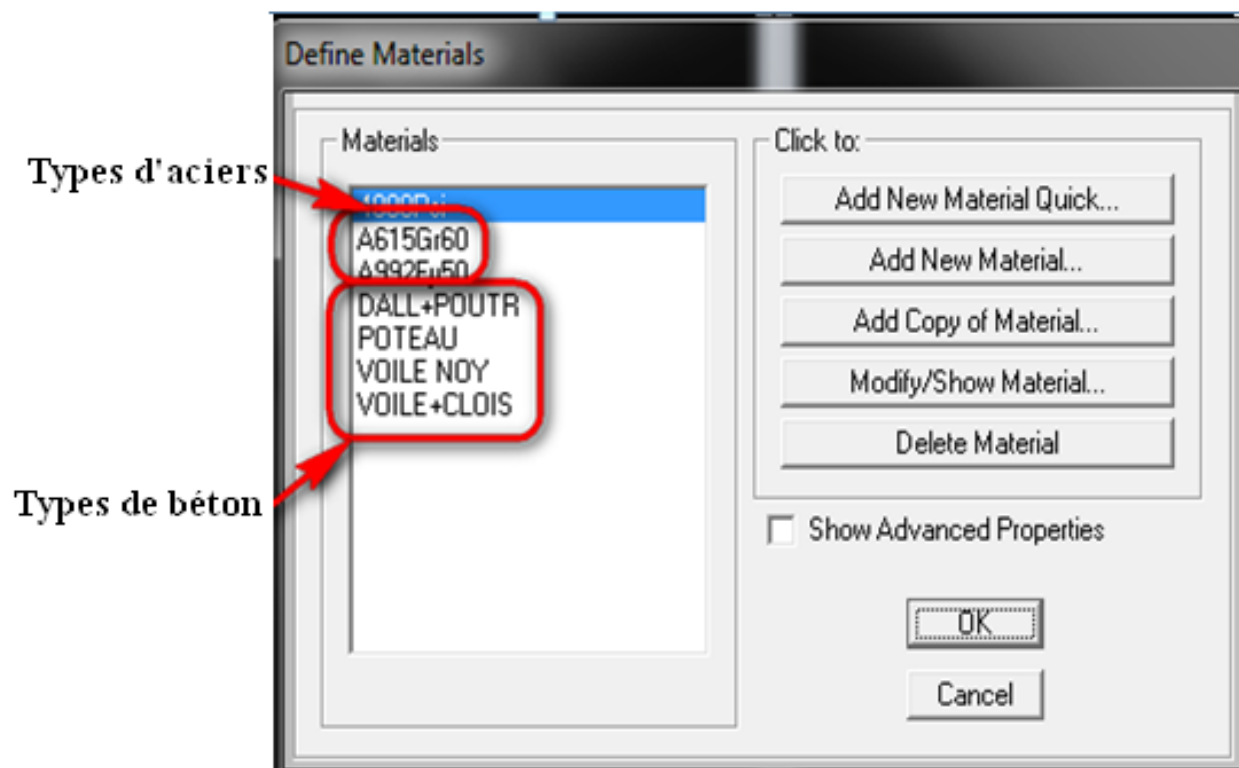


- 3) Choisir par un click droite à l'aide de la souris « **Grid Only** ».
- 4) Rempli les longueurs des portées suivant X, Y et les hauteurs d'inter étages.



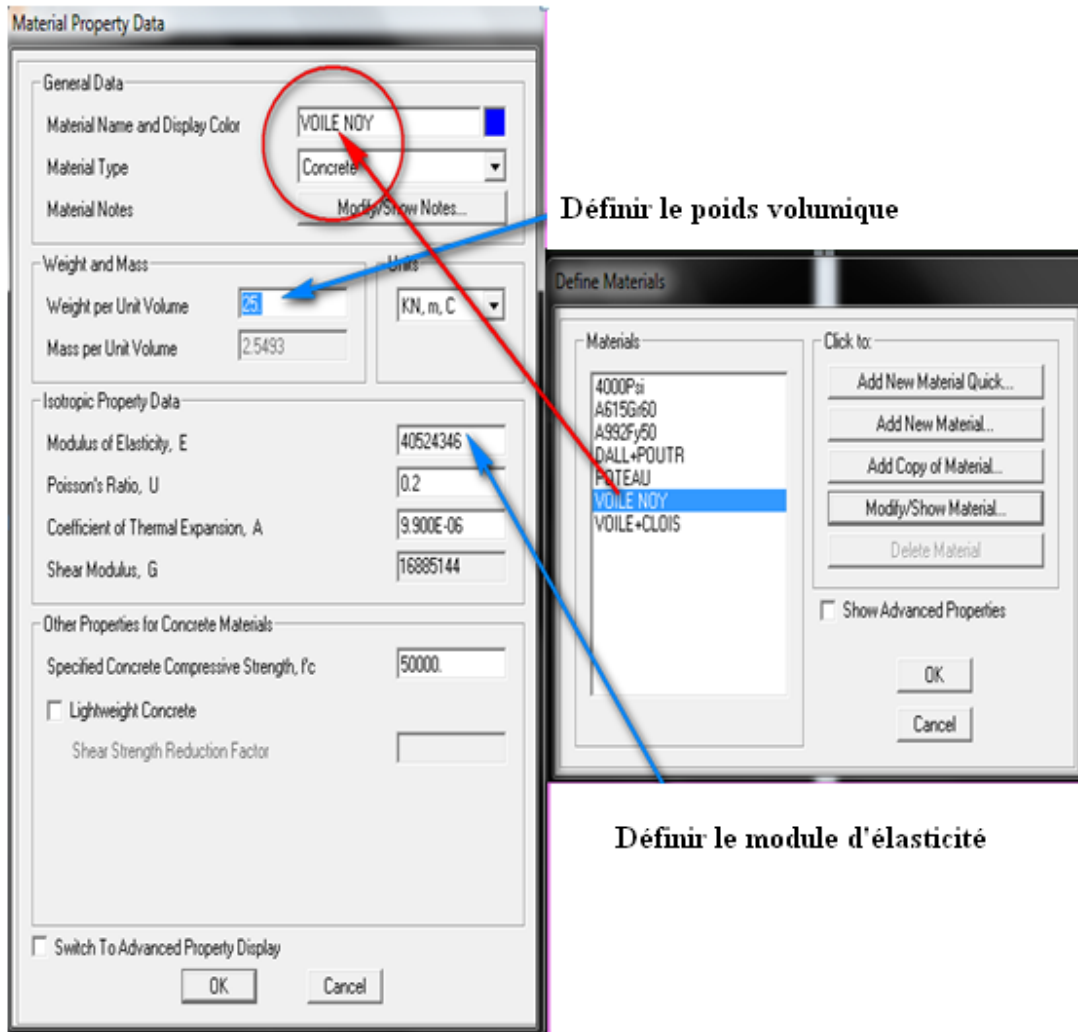
✚ Définition des paramètres et la propriété mécanique des matériaux :

« Define » - « Matériaux »



A. Béton : « Define » - « matériel »- « Add New Matériel ».

- Définir les propriétés mécaniques du béton



B. Acier : « Define » - « matériel » - « Add New Matériel ».

- Définir les propriétés mécaniques des profilés en charpente métallique.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A992Fy50

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.999E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76903069

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 344737.9

Minimum Tensile Stress, Fu: 448159.3

Effective Yield Stress, Fye: 379211.7

Effective Tensile Stress, Fue: 492975.2

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

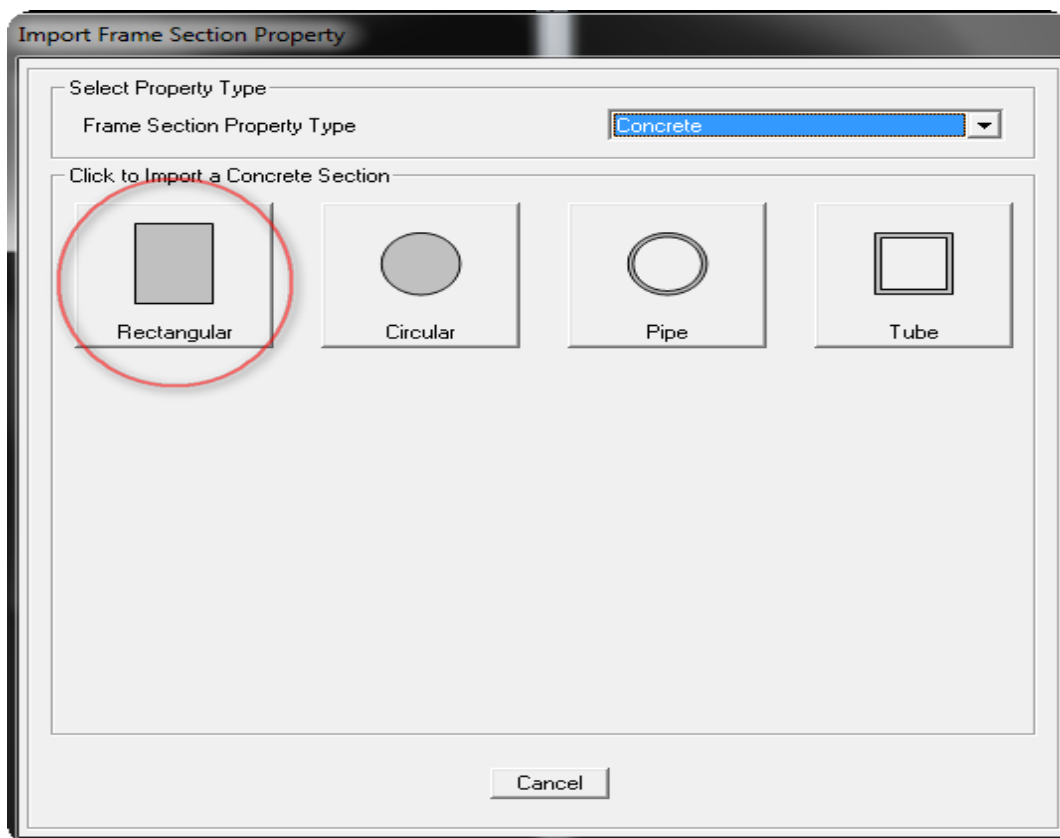
✚ Définition des sections des éléments structuraux (voiles, poutres, chaînages et dalles)

A. Béton :

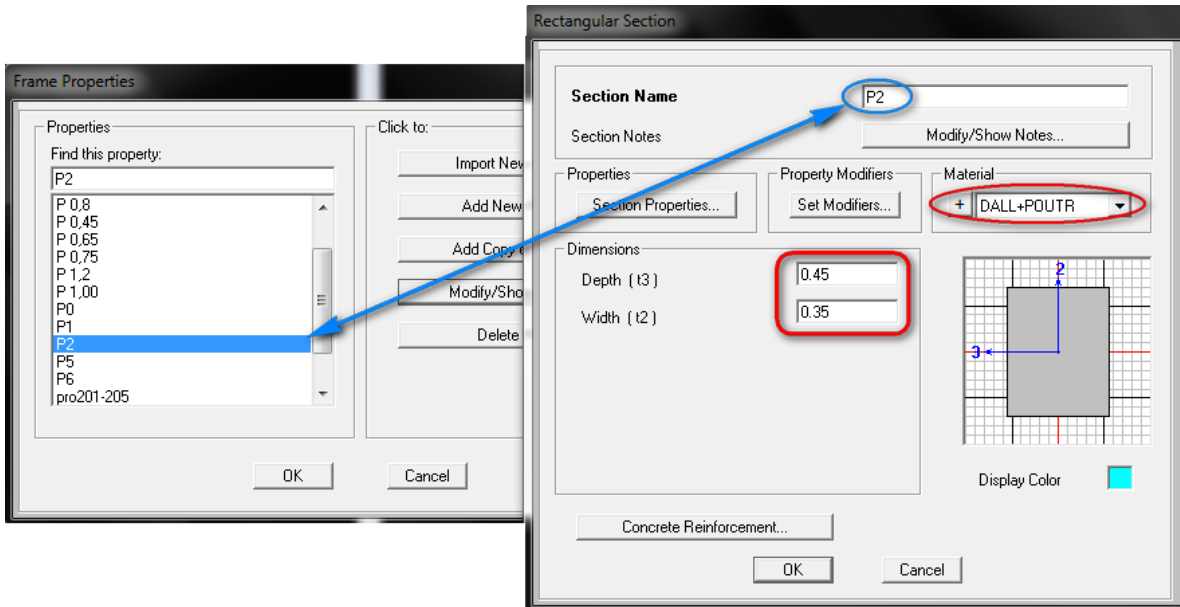
- Les poutres :

« Définir » - « Sections propriétés » - Frame sections.

1. Choisir la forme Rectangulaire :

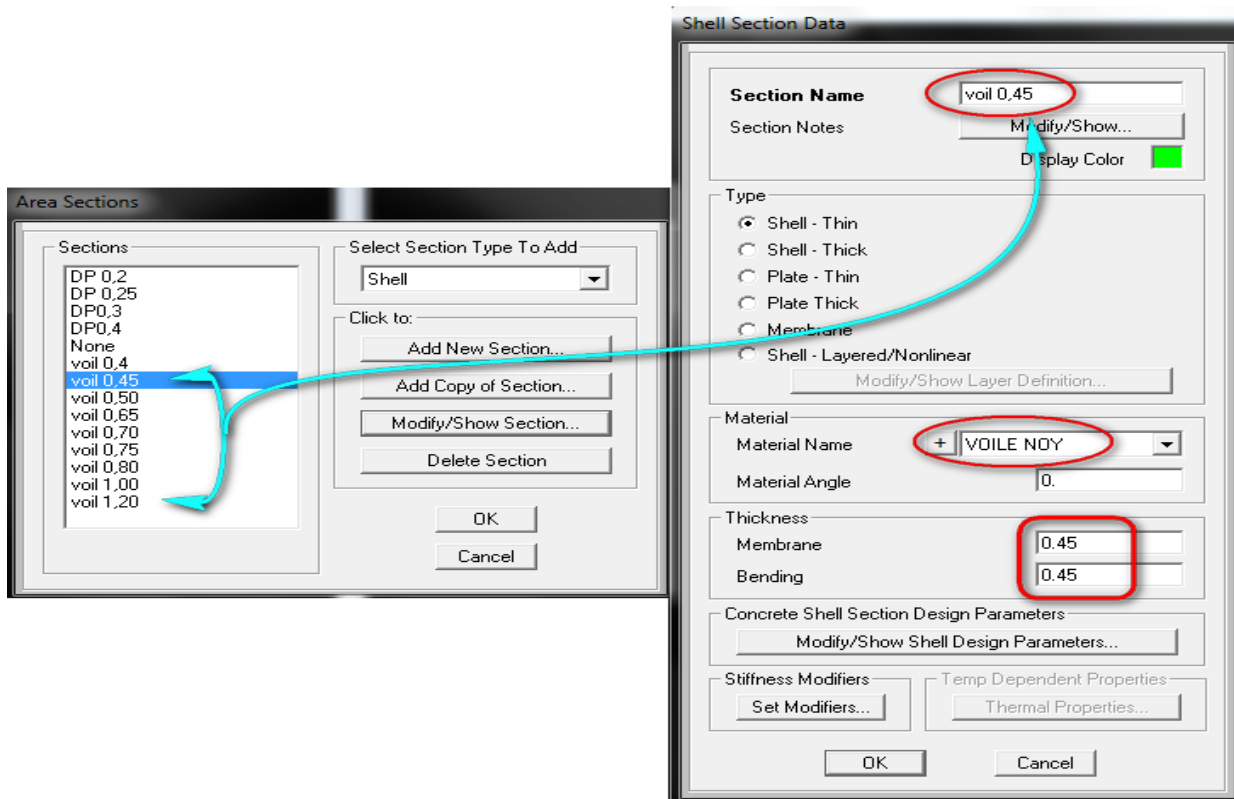


2. Entrer les dimensions des poutres (longueur hauteur)

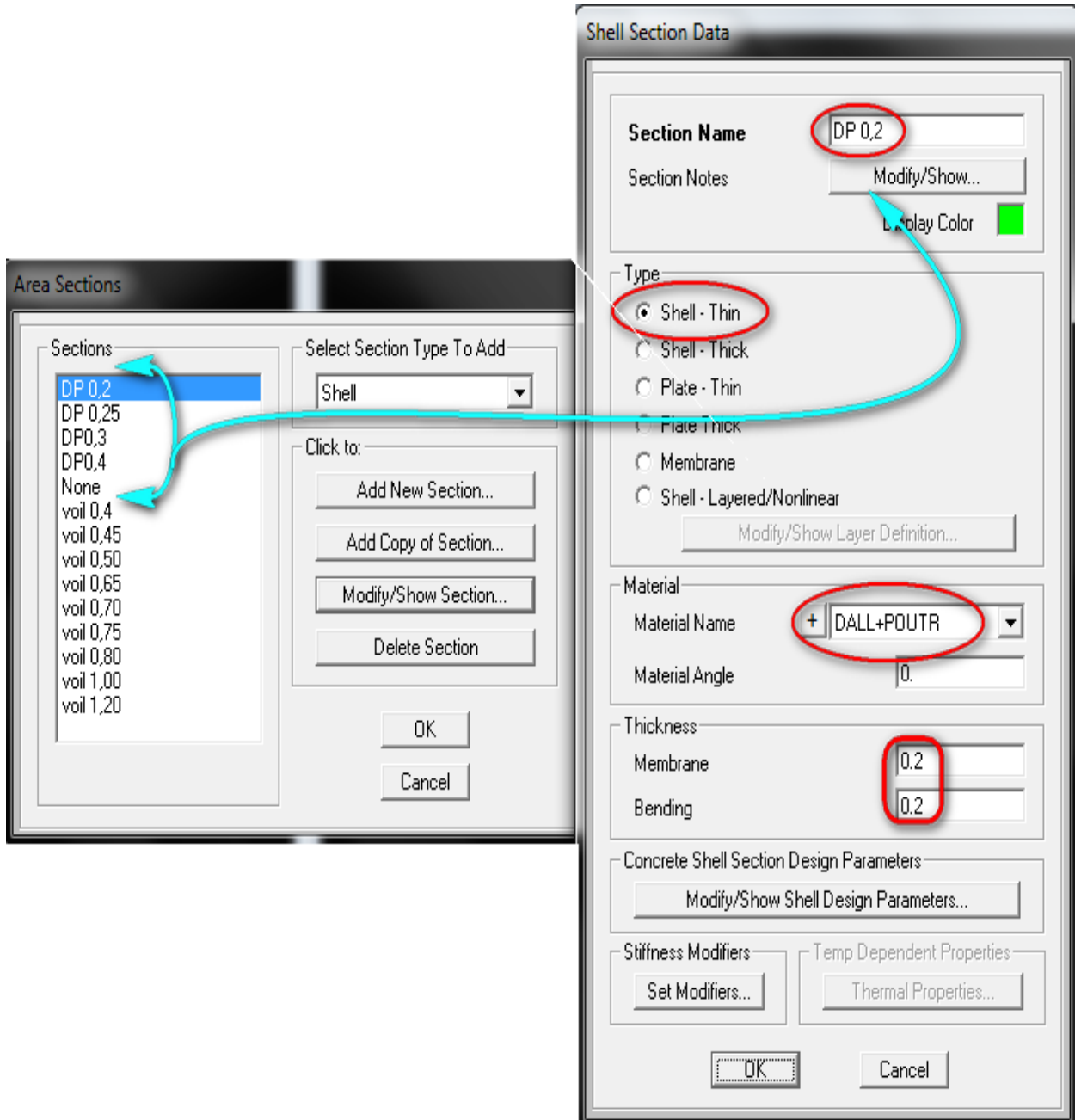


- Les voiles:

« Define » Section properties » Area section.



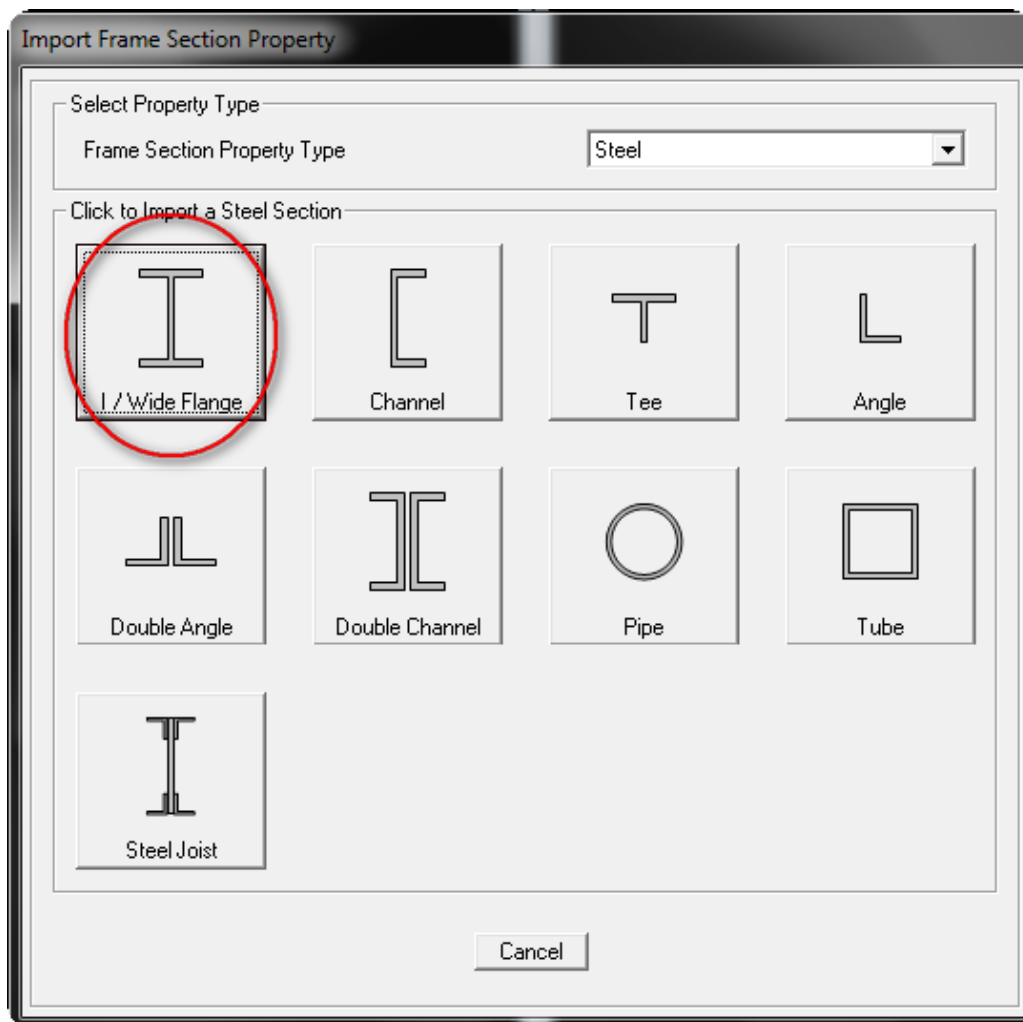
- Les Dalles:



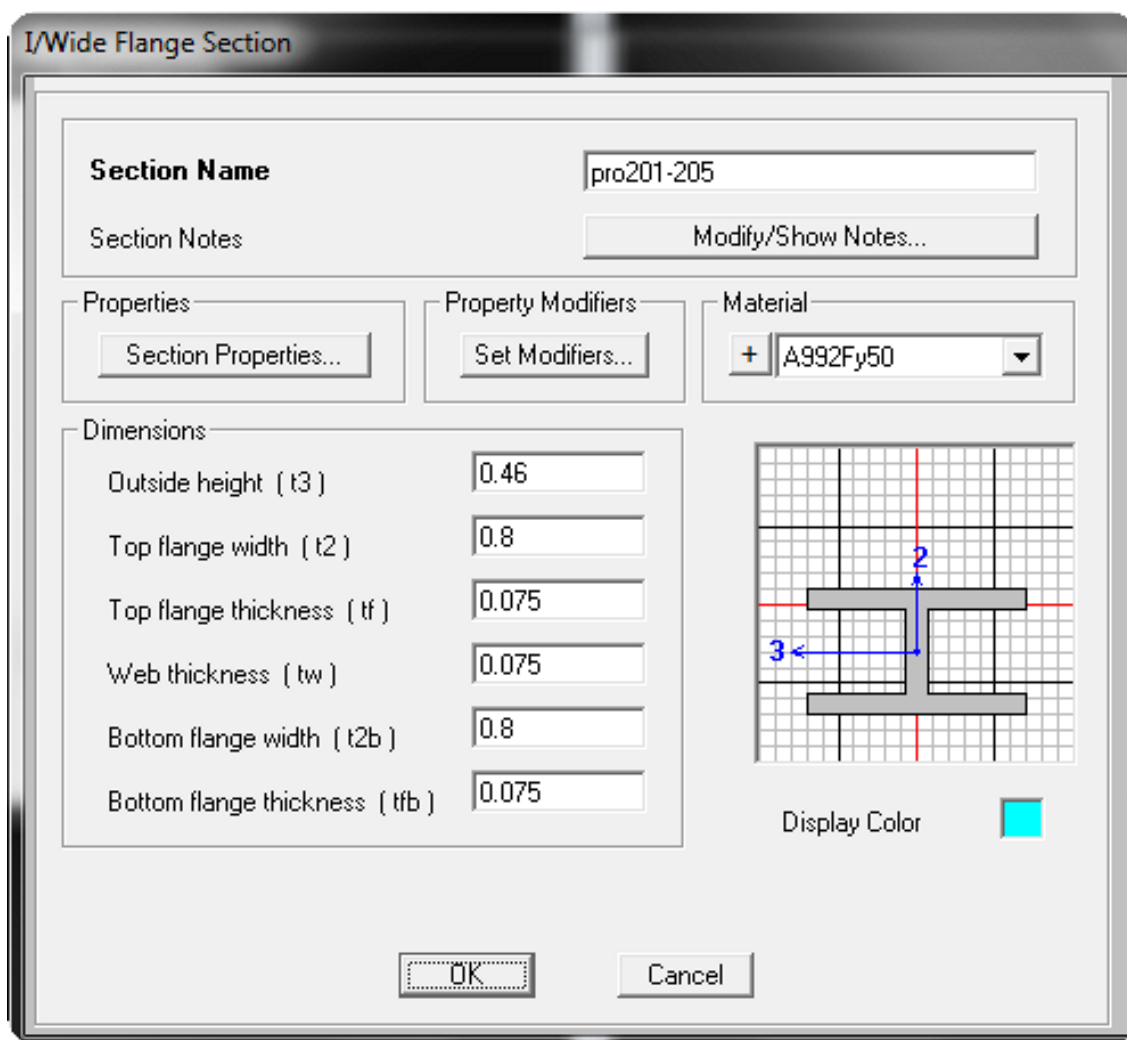
B. Charpente: (Acier)

« Define » - « Sections properties » - « Frame sections ».

1. Choisir la Section en (I)

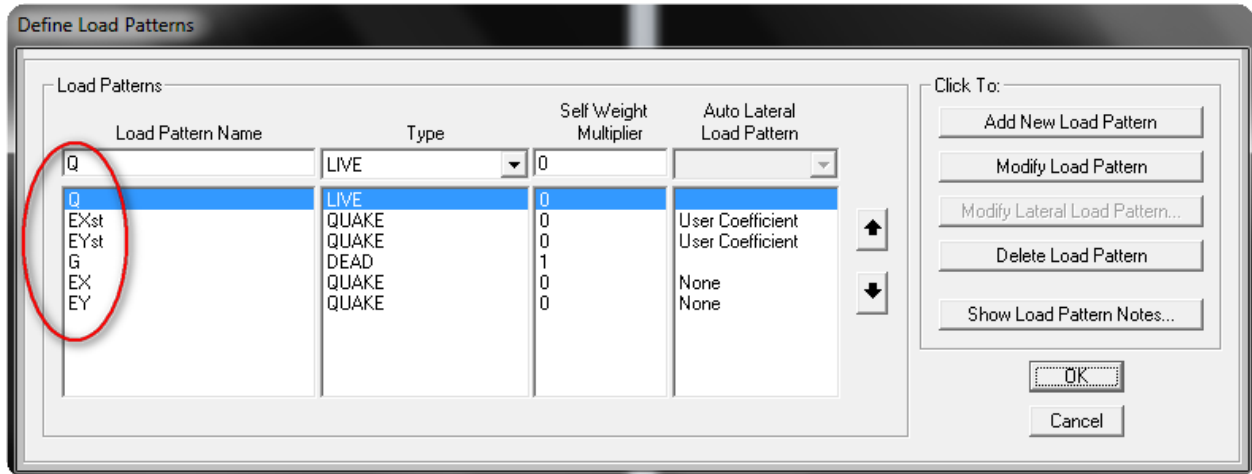


2. Entrer les dimensions des poutres :



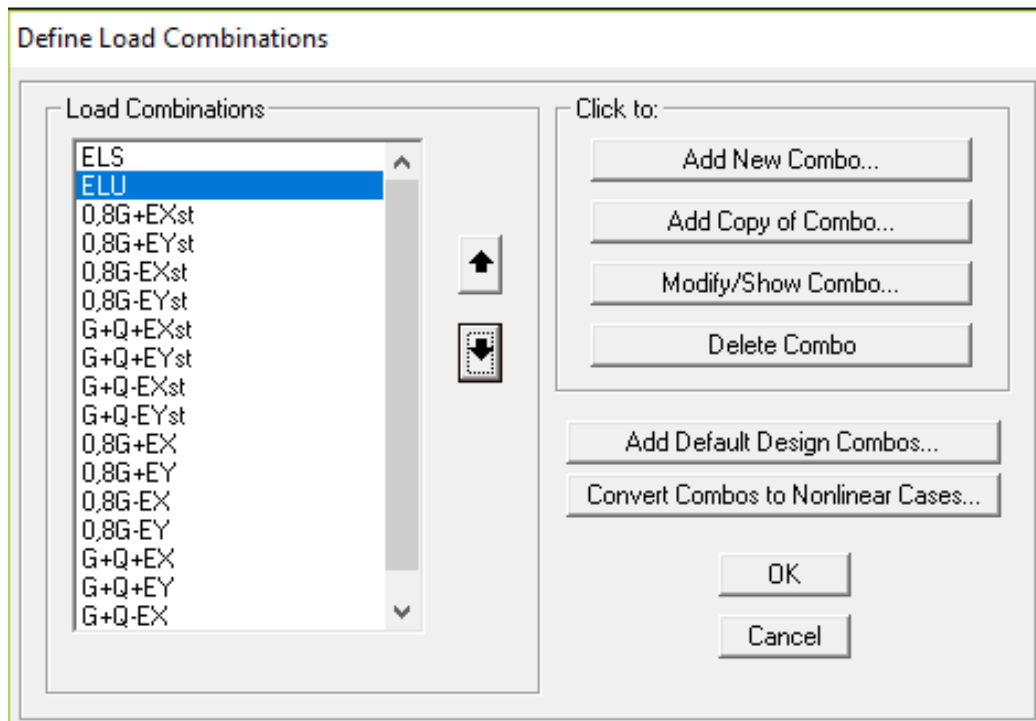
✚ Définir les charges permanentes, d'exploitation et les charges accidentelles :

« Define » - « load patterns ».



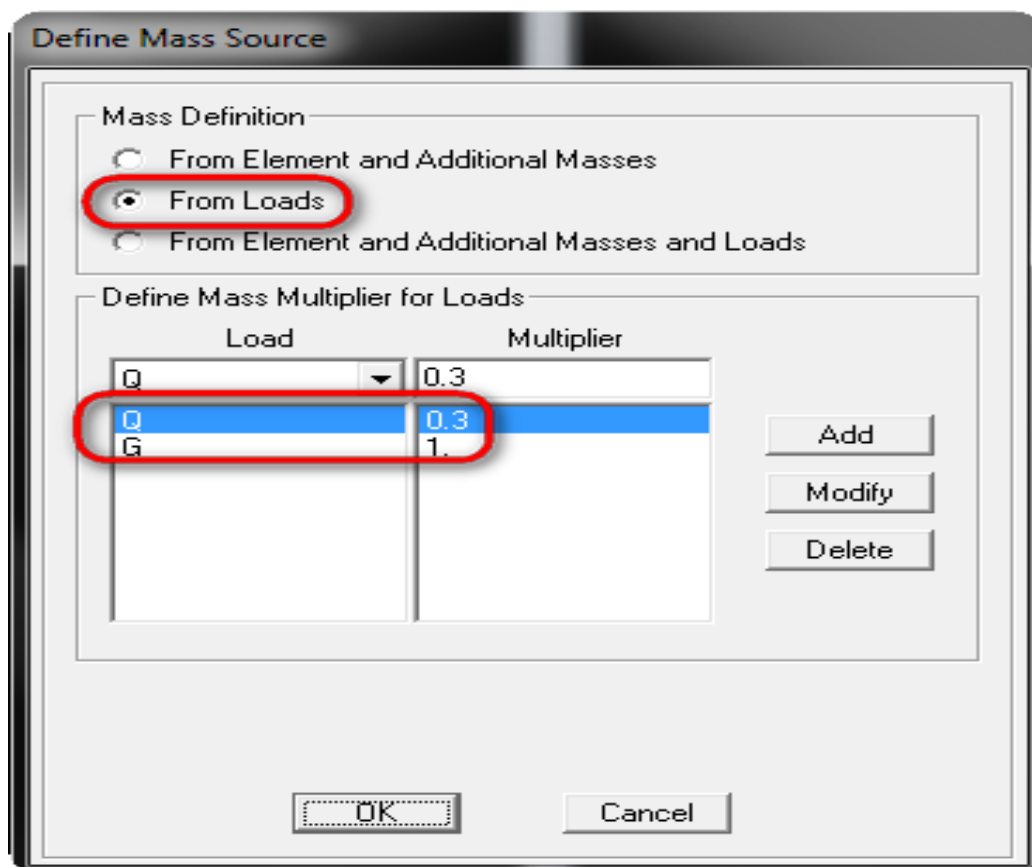
✚ Définir les combinaisons d'actions statiques et dynamiques :

« Define » - « load combinations ».



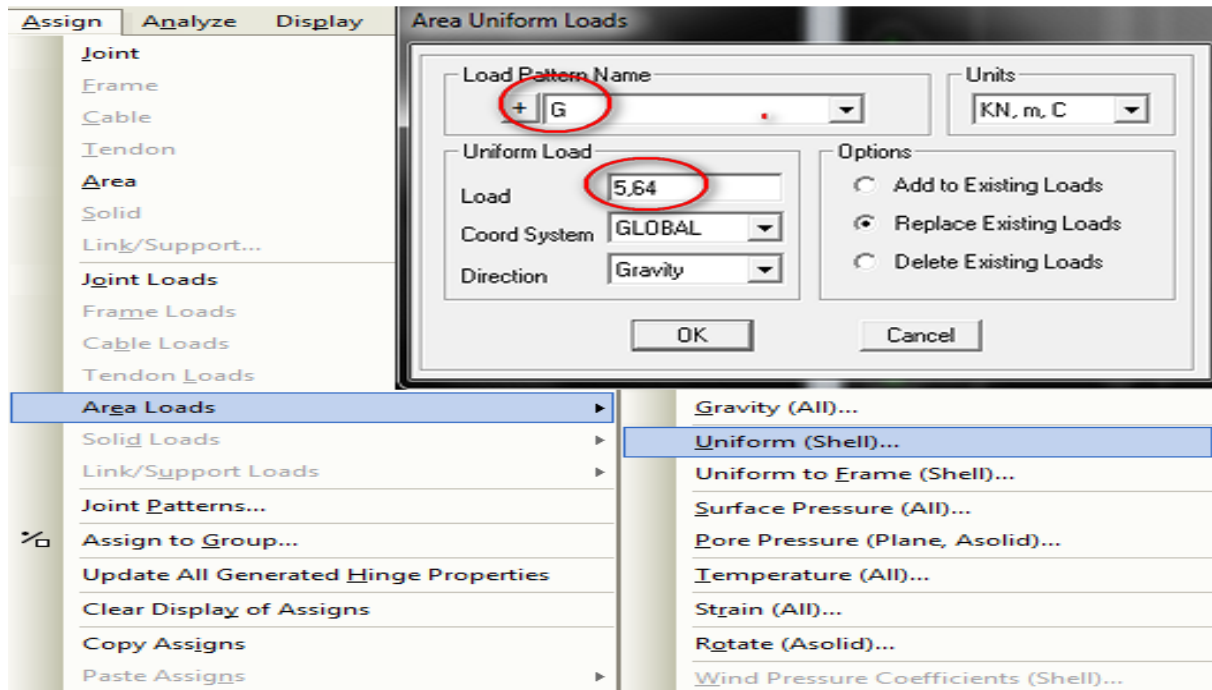
✚ Définir la source masse :

« Define », « Mass source », Add New Mass Source.

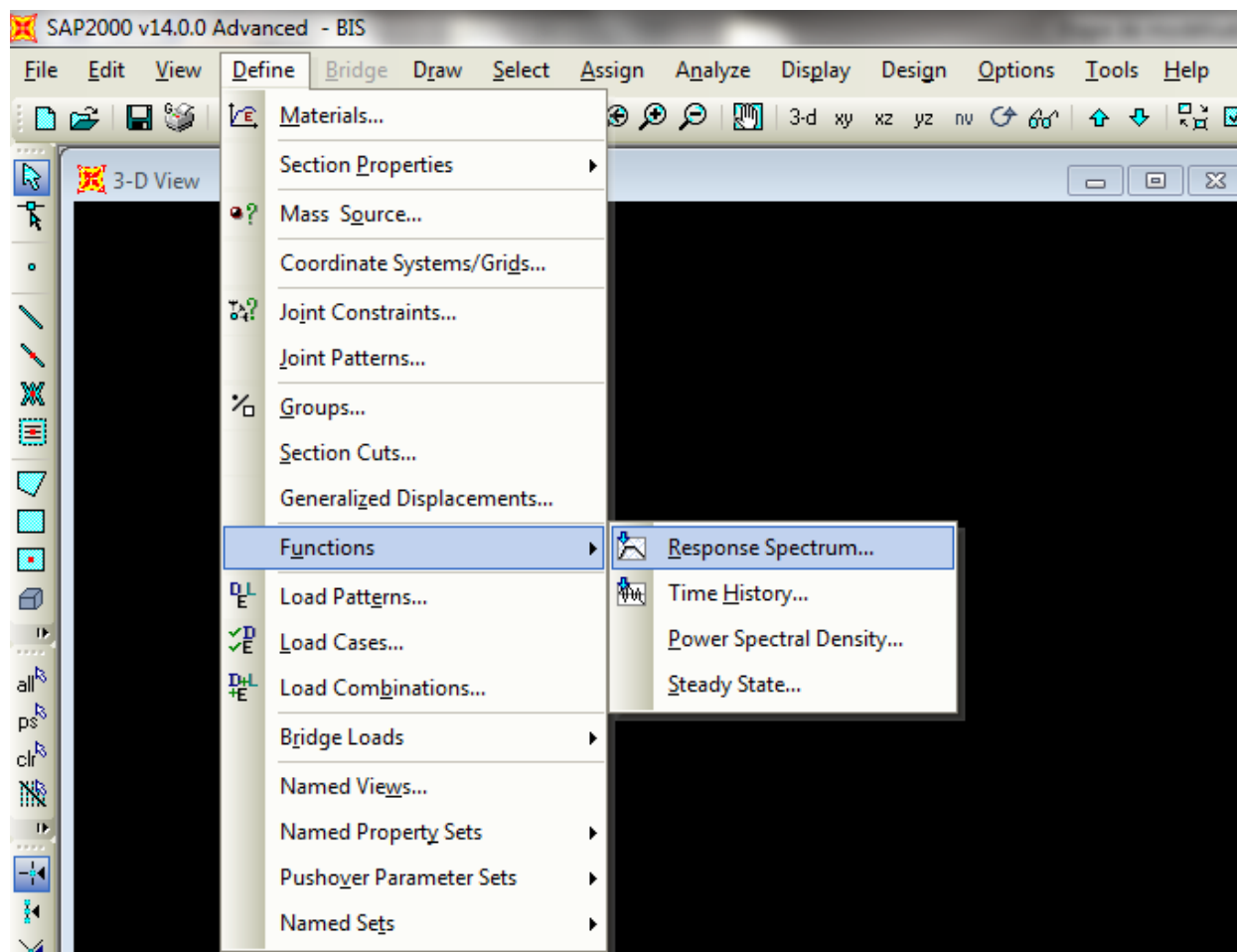


Affectation des charges :

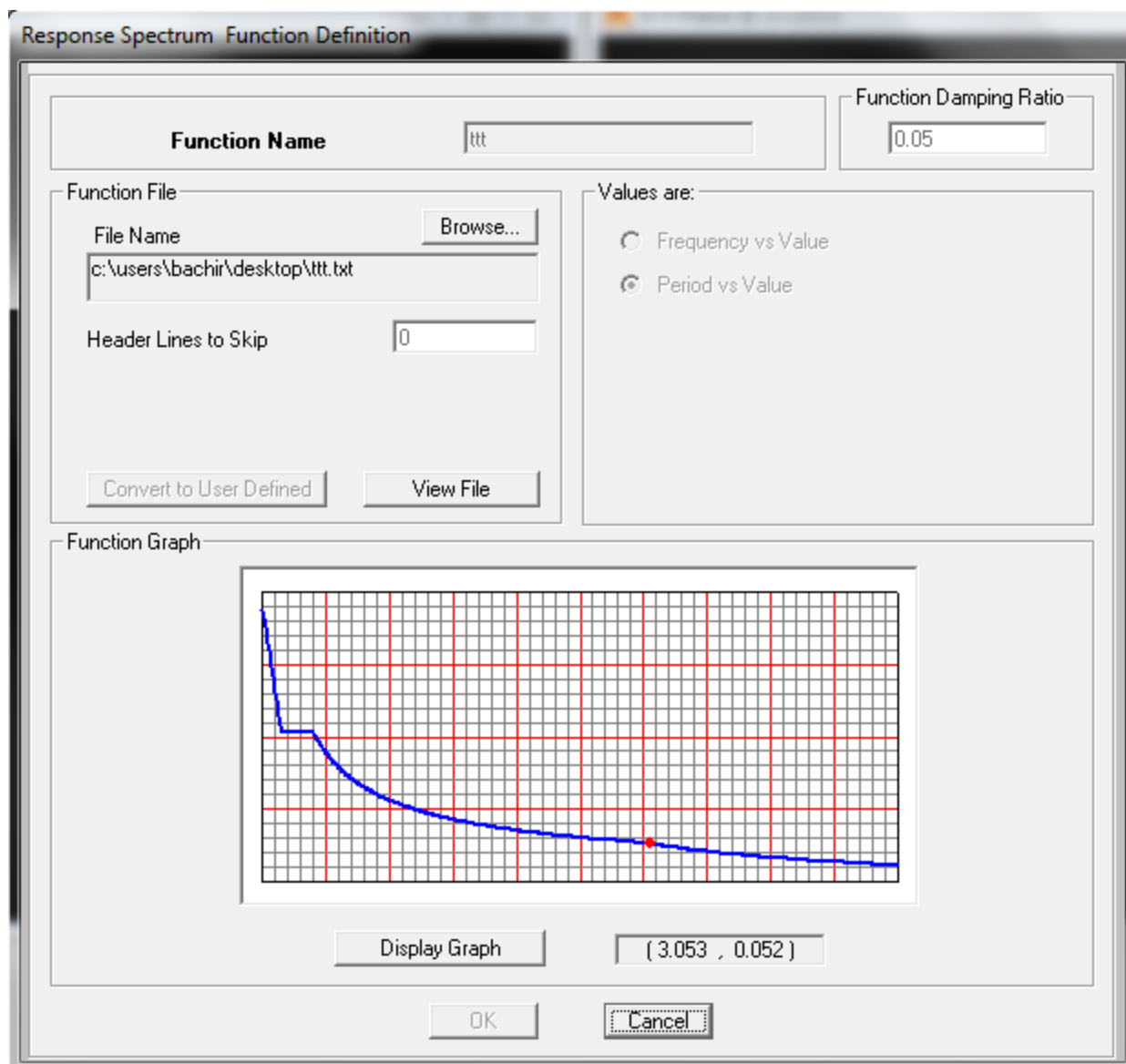
Introduction de la valeur qui est calculer par la décente des charges.



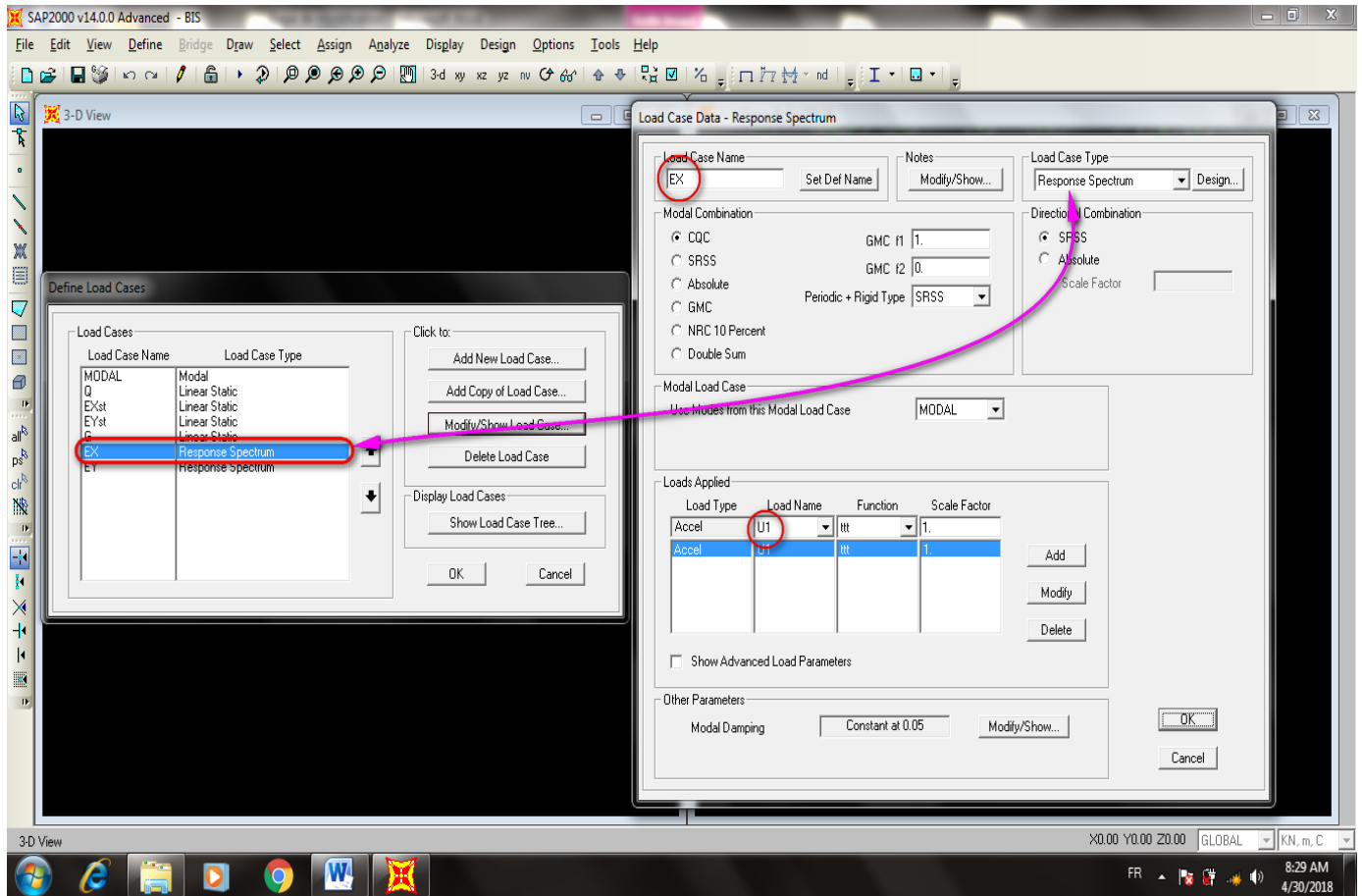
- ✚ La définition de l'action sismique pour le cas de la méthode modal spectral:
« Define » - « functions » - « response spectrum ».



✚ Introduire la fonction de spectre de réponse :



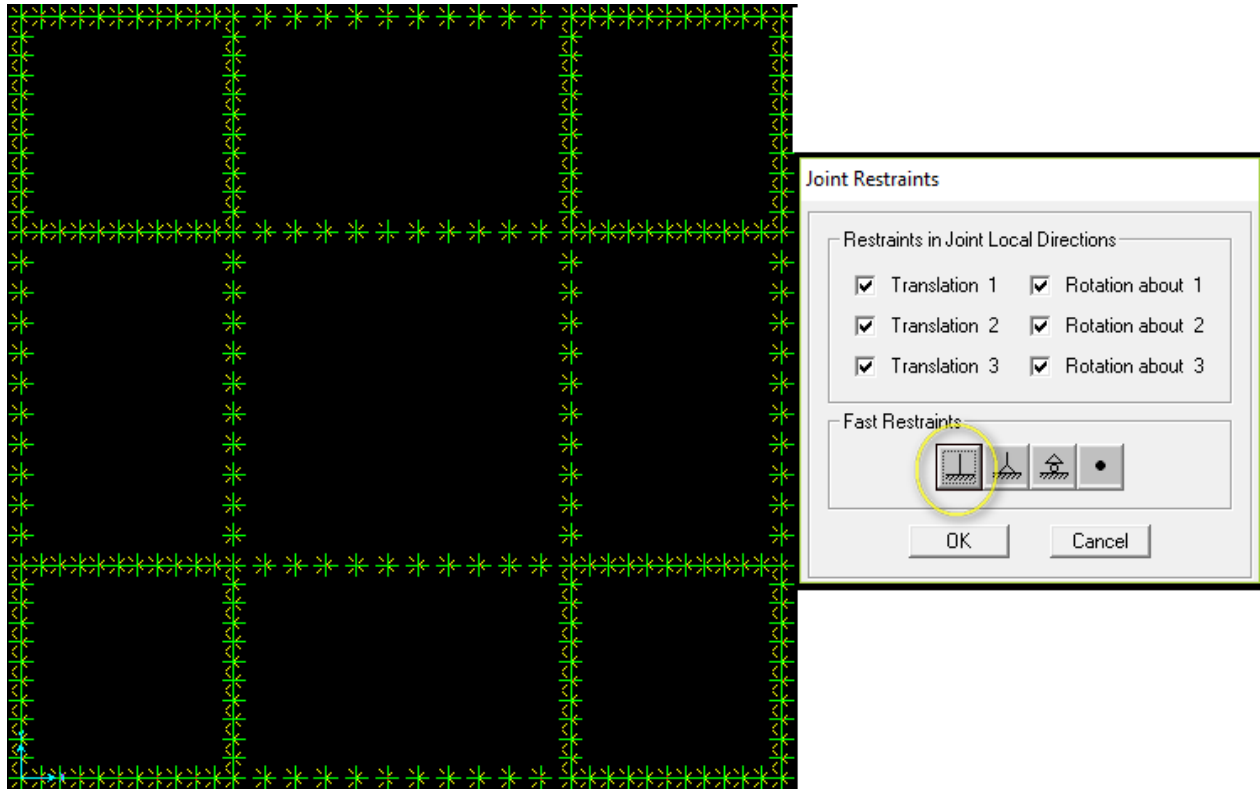
✚ Assurer une liaison entre la fonction et la direction du séisme :



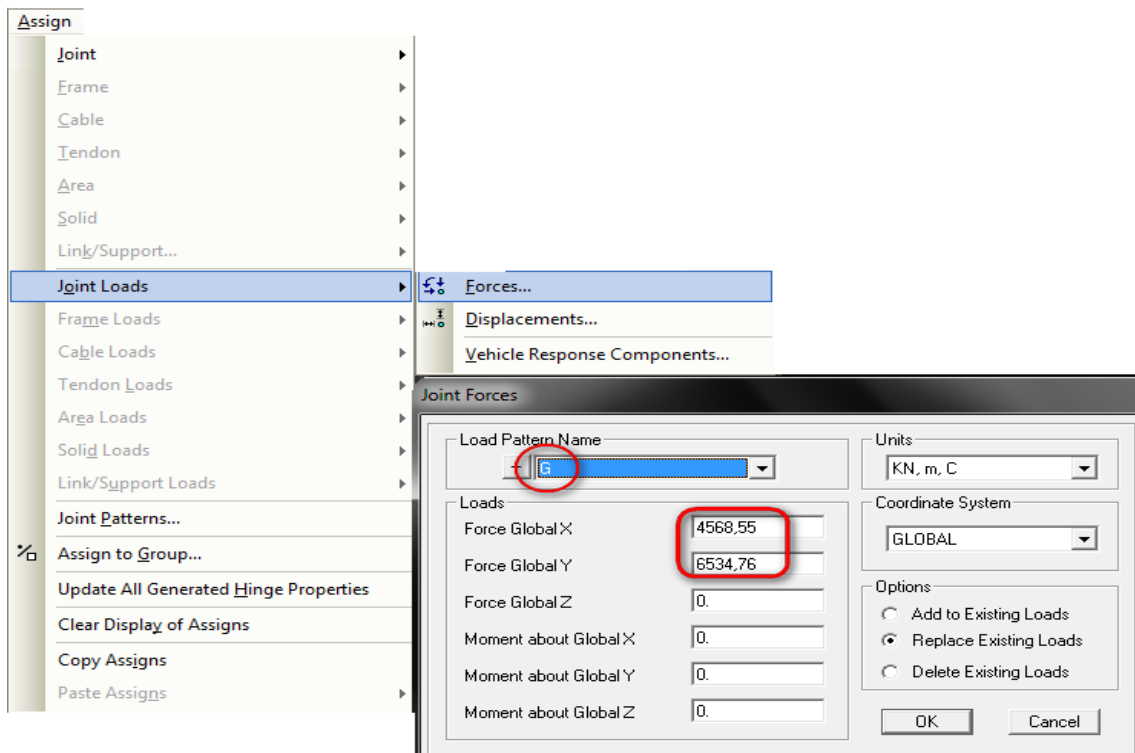
✚ Assurée les conditions au limite (l'encastrement à la base) :

Pour assurer l'encastrement à la base du minaret, il faut suivre :

Sélectionner la base, « Assign », « joint », « Restraints ».



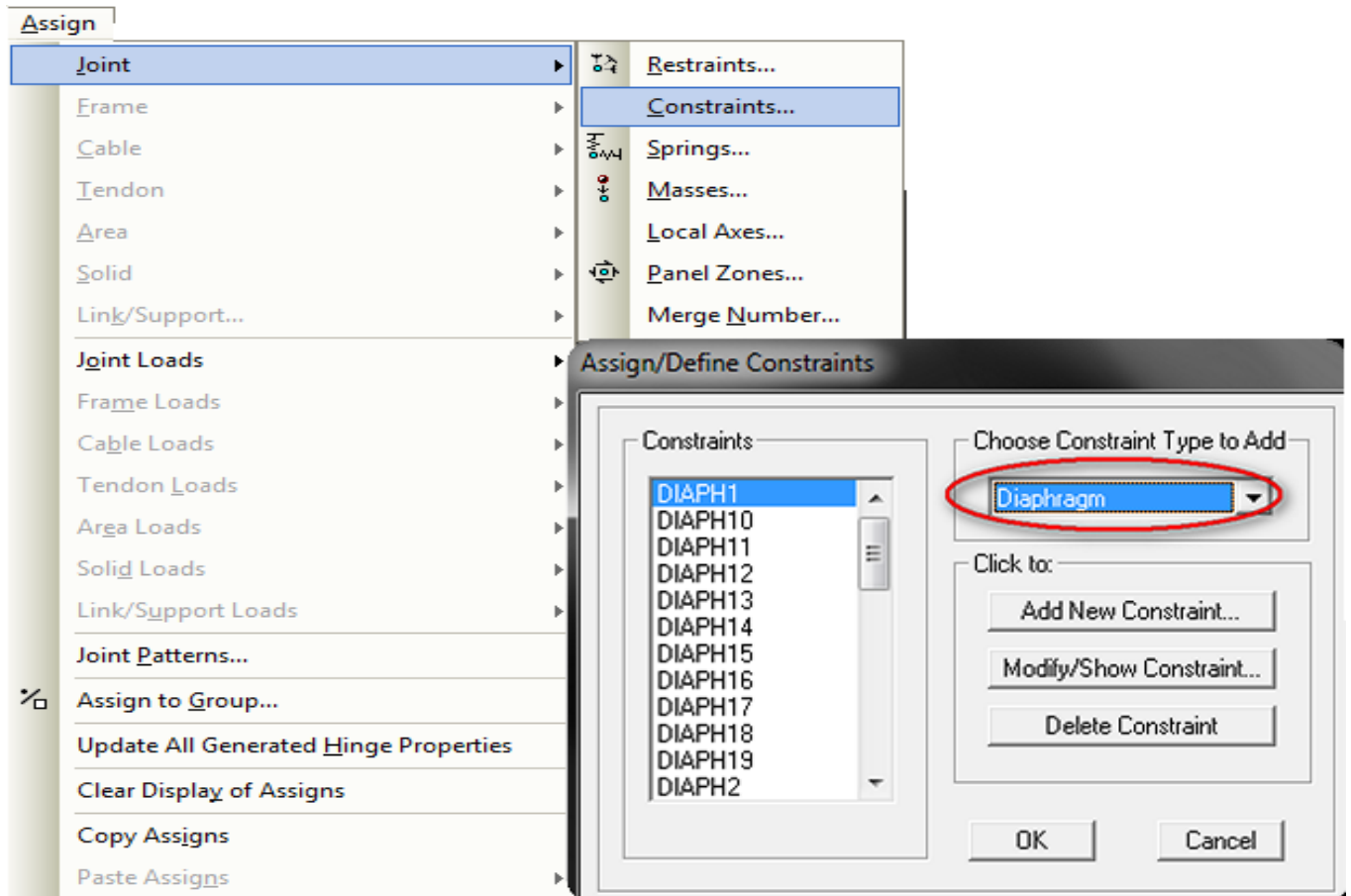
✚ Définition de la poussée des terres dans le cas des sous-sols :



Diaphragme :

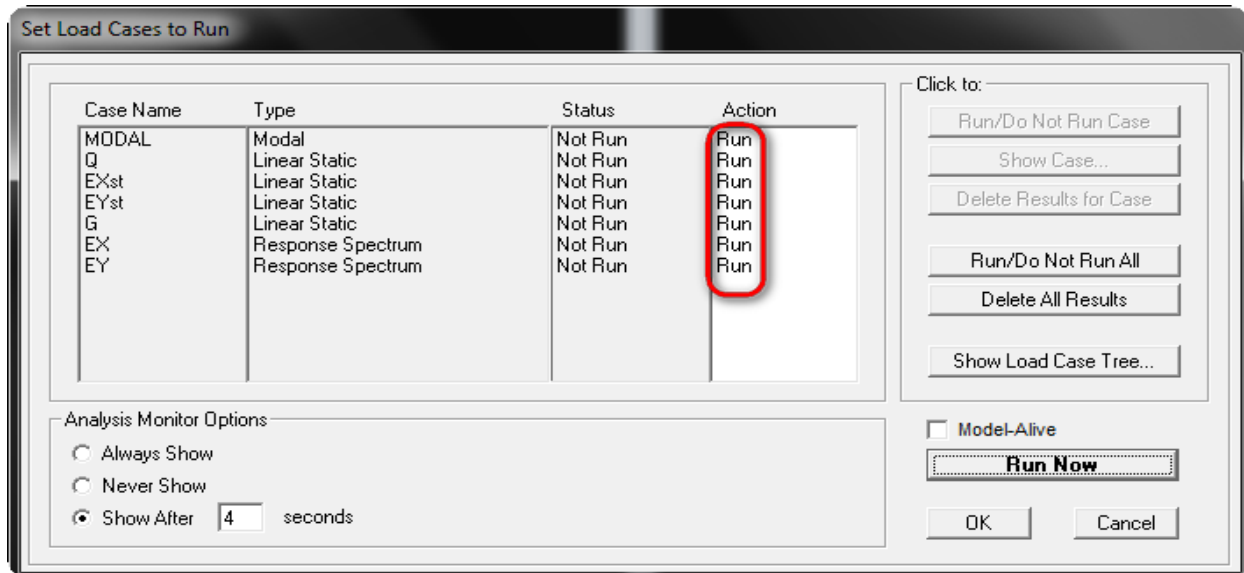
1. Choisir la vue en plan (x y).
2. Sélectionner le plancher.
3. Attribuer une *constraint* de diaphragme pour chaque niveau.

« Assign » → « joint » → « constraints »



✚ Lancement de l'analyse :

Pour avoir un fichier exécuté de notre modélisation : **Analyze** → **run analysis** → run now



✚ Cliquer sur Run Now

VI.4.2. Modèle isolé à la base

Concernant le cas d'une modélisation de minaret avec un système des isolateurs, que nous avons abordé dans les deux derniers chapitres de notre mémoire, on peut citer maintenant la méthodologie de modélisation de ces systèmes en SAP2000.

✚ Pour les cas des variantes isolées par des Appuis :

« Define » - « Section properties » - « Link Support properties ».

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Friction Isolator

Property Name: SLDR1

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass: 0. Rotational Inertia 1: 0.

Weight: 0. Rotational Inertia 2: 0.

Rotational Inertia 3: 0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.

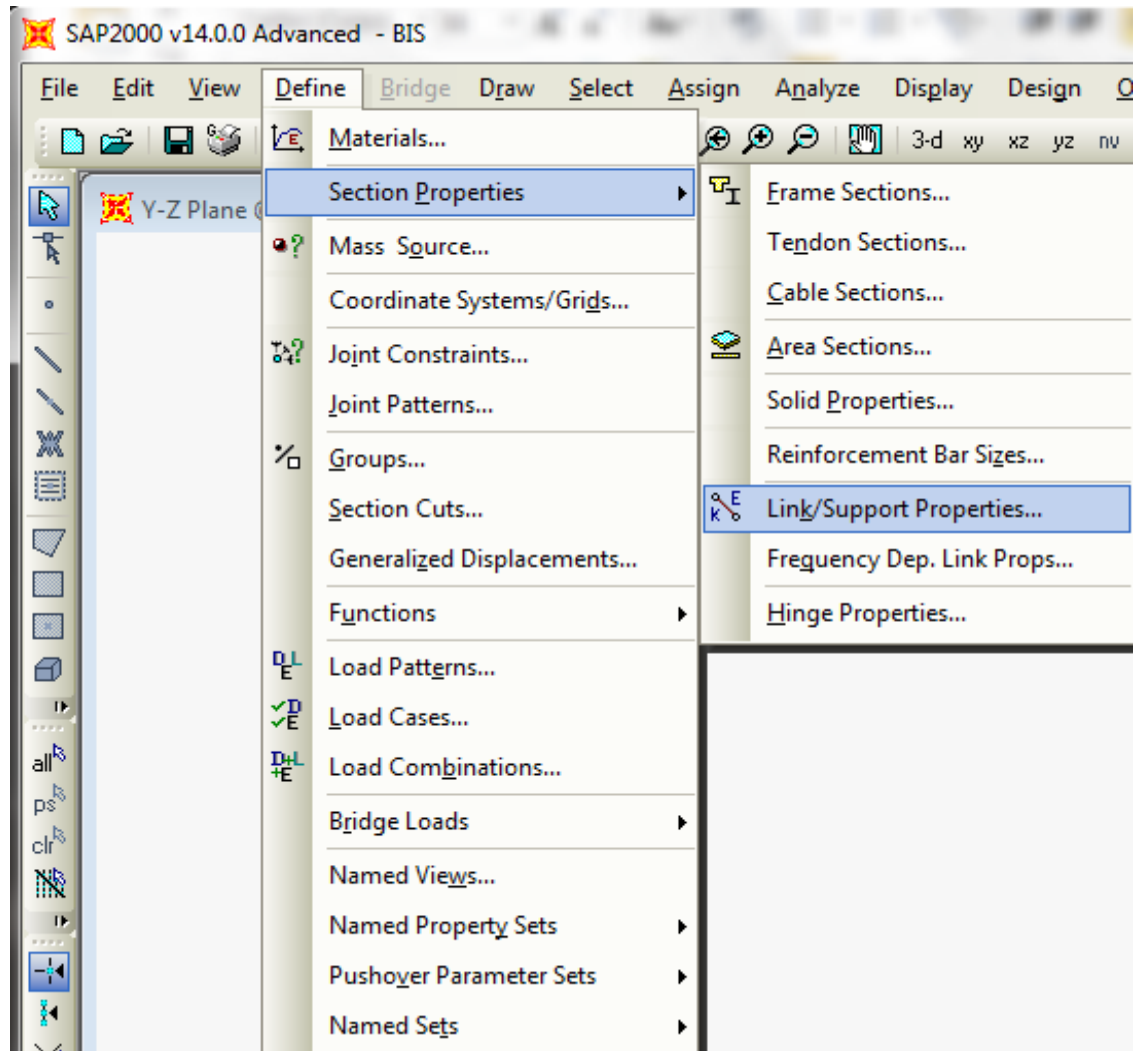
Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

P-Delta Parameters: Advanced...

OK Cancel



VI.5. Conclusion:

La modélisation de l'objet de notre étude est une étape indispensable dans l'étude statique et sismique. Cette partie doit être soigneusement examinée pour éviter tout conflit avec le comportement du chargeur. Le modèle tridimensionnel des éléments finis doit être aussi proche que possible du comportement réel du projet étudié. Notez que le code de compte utilisé (SAP 2000v14) donne une grande flexibilité et précision. Cependant, cette phase de modélisation a pris beaucoup de temps pour atteindre un modèle idéal. Les résultats de l'analyse statique et dynamique sont présentés et interprétés dans les chapitres suivants.

Chapitre VII

VII.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons aux calculs des charges après avoir un Prédimensionnement des différents éléments de la structure. Afin que le minaret puisse résister avec une marge de sécurité, non seulement pour son poids propre, mais aussi pour les procédures normales et fonctionnelles. De manière à absorber l'état de stabilité et à maintenir sa résistance, aux sollicitations soit verticales, dues aux charges permanentes, surcharges des planchers, ou des sollicitations horizontales dues aux effets séismiques et du vent.

VII.2. Vérification des dimensions des éléments structuraux :

Les prés dimensionnements de la structure seront faits conformément aux Règlements :

- Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).
- Document technique réglementaire (**DTR B.C. 2.2**).

VII.2.1. Les poutres :

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

• Selon le RPA 99 version 2003:

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

• Selon le CBA93:

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \text{une moyenne de } h = \frac{L}{12}$$

L est la plus grande distance entre axe

$$0,7h \leq b \leq 0,7h$$

-poutre principale

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

$$451/15 \leq h \leq 451/10$$

$$\text{Ou } h \geq \frac{L}{12,5} = \frac{451}{12,5} = 36,08 \text{ cm}$$

- Les poutres principales : $h = 0,65 \text{ m} \rightarrow$ condition vérifiée.

$$0,3hp \leq b \leq 0,7hp$$

$$0,3 \times 0,65 \leq b \leq 0,7 \times 0,65$$

$$19,5 \text{ cm} \leq b \leq 45,5 \text{ cm} \quad \text{On a } b = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Vérification : } b > 20 \text{ cm} \quad h > 30 \text{ cm} \quad 65/40 = 1,625 < 4$$

Les conditions sont vérifiées.

Les dimensions des poutres principales : $(h \times b) = (65 \times 40) \text{ cm}^2$.

-poutre secondaire :

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

$$432/15 \leq h \leq 432/10$$

$$\text{Ou } h \geq \frac{L}{12,5} = \frac{432}{12,5} = 34,56 \text{ cm}$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,3 \times 0,45 \leq b \leq 0,7 \times 0,45$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a } b = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Vérification : } b > 20 \text{ cm} \quad h > 30 \text{ cm} \quad 45/35 = 1,29 < 4$$

Donc les conditions sont vérifiées.

Les dimensions des poutres principales : $(h \times b) = (45 \times 35) \text{ cm}^2$.

VII.2.2. les voile :

Le minaret se

D'après l'article 7.7.1 du RPA99V2003, on considère comme voile, les éléments satisfaisants

à la condition : $L \geq 4a$ avec :

L : la longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm

Sachant que l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

$$a \geq \text{Max} (h_e > 25 \text{ cm} , h_e > 22 \text{ cm}, h_e > 20 \text{ cm}).$$

- Selon le sens porteur

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$a \geq \frac{5,85-0,65}{20}$$

$$a \geq 26 \text{ cm}$$

- Selon le deuxième sens :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$a \geq \frac{5,85-0,45}{20}$$

$$a \geq 27 \text{ cm}$$

$$a = 45 \text{ cm}$$

VII.3. Dimensions adoptées des éléments structuraux :

- **Les planchers :**

Les planchers de minaret se sont des dalles pleines en béton armé, de différent d'épaisseur, on les distingue ces trois types :

✚Dalle pleine : $e_p = 0,20 \text{ m}$

✚Dalle pleine : $e_p = 0,25 \text{ m}$

✚Dalle pleine : $e_p = 0,30 \text{ m}$

✚Dalle pleine : $e_p = 0,40 \text{ m}$

- **Les voiles :**

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm, sachant que l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e avec des conditions de rigidité aux extrémités.(d'après RPA99V2003).

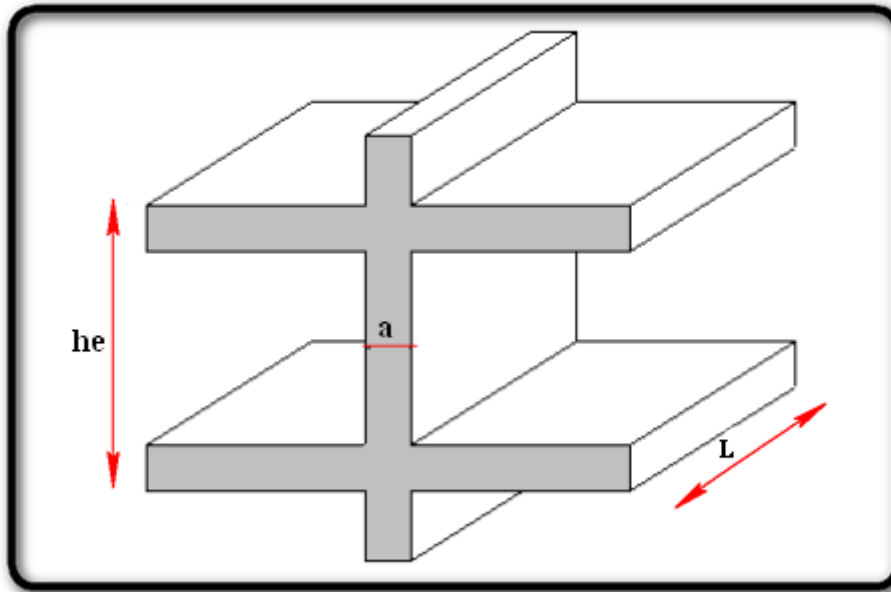


Figure VII-1 : Une coupe de voile en élévation.

Notre structure « minaret de la grande mosquée d'Alger », elle-même porte que des voiles dans leur comportement global de cette dernière. On peut spécifier ces voiles par leurs épaisseurs, comme ils sont mentionné au tableau ci-dessous :

Tableau VII-1 : Les dimensions des voiles pour chaque niveau.

Les niveaux	L'épaisseur des voiles en (m)
0,25	1,20 - 1,00 - 0,75
63,20	0,80 - 0,65
104,15	0,50 - 0,70
145,10	0,50 - 0,65
186,05	0,40 - 0,45
209,45	0,45
215,30	0,80

- **Les Poutres :**

Les poutres principales : $h= 65\text{cm}$ et $b= 40\text{ cm}$

Les poutres secondaires : $h= 45\text{cm}$ et $b=35\text{ cm}$

VII.4. Charges et surcharges :

L'estimation de la charge et de la surcharge appliquées à la structure est l'étape de base pour la détermination des dimensions, des différents éléments de la structure. On distingue :

- ✓ Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires).
- ✓ Les charges utiles dans l'édifice (selon la destination de l'ouvrage).
- ✓ Les actions climatiques tel que : la neige, le vent.
- ✓ Les actions accidentelles « séisme, chocs, ».

Il existe deux catégories de ces charges: permanentes et d'exploitation.

A- Charges permanentes :

Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (maçonneries, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol, menuiseries...).

Entrent également le poids propre des terres sur les terrasses du bâtiment et la poussée des terres attenantes à l'ouvrage.

B-Charges d'exploitation :

C'est l'ensemble des charges variables au cours du temps que supporte la structure et qui désignent l'ensemble des équipements, des matériels et des personnes que reçoit la structure.

Ces derniers sont définies à partir d'un DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitation ».

VII.5. Evaluation des La descente des charges :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

La terrasse est inaccessible, réalisée en dalle pleine surmontés de plusieurs couches.

Tableau VII-2 : La décente des charges du Plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m ³)	opération	G (KN/m ²)
Revêtement en tuile	0,01	18	0,01×18	0,18
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,02×6	0,12
Béton légers	0,10	6	0,10×6	0,6
Isolation thermique	0,04	3	0,04×3	0,12
Dalle en béton armé	0,20	25	0,20×25	5
Faux plafond sur un rail démontable	0,0125	9,6	0,0125×9,6	0,12
La charge permanente totale G (KN/m ²)				6,14
La charge d'exploitation totale Q (KN/m ²)				1

• **Plancher étage courant :**

Tableau VII-3 : La décente des charges du Plancher étage courant.

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m ³)	Opération	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,02×20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,02×20	0,4
Dalle pleine en béton armé	0,20	25	0,20× 25	5
Faux plafond	0,0125	9,6	0,0125 ×9,6	0,12
La charge G (KN/m ²)				5,92
La surcharge Q (KN/m ²)				4

Remarque :

Dans notre cas d'étude, il n'est pas suffisant de prendre un exemple unique d'une évaluation des charges tout en utilisant un seule type des dalles pleines, sachant que, nous avons définis quatre types des dalles pleines en fonction de leurs dimensions, on trouve :

✚Dalle pleine : $e_p = 0,20$ m

✚Dalle pleine : $e_p = 0,25$ m

✚Dalle pleine : $e_p = 0,30$ m

✚Dalle pleine : $e_p = 0,40$ m

• **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau VII-4 : La décente des charges du Plancher terrasse inaccessible

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m³)	opération	G (KN/m²)
Revêtement en tuile	0,01	18	0,01×18	0,18
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,02×6	0,12
Béton légers	0,10	6	0,10×6	0,6
Isolation thermique	0,04	3	0,04×3	0,12
Dalle en béton armé	0,25	25	0,25 ×25	6,25
Faux plafond sur un rail démontable	0,0125	9,6	0,0125×9,6	0,12
La charge permanente totale G (KN/m ²)				7,39
La charge d'exploitation totale Q (KN/m ²)				1

• **Plancher étage courant :**

Tableau VII-5 : La décente des charges du Plancher étage courant.

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m ³)	Opération	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,02×20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,02×20	0,4
Dalle pleine en béton armé	0,25	25	0,25× 25	6,25
Faux plafond	0,0125	9,6	0,0125 ×9,6	0,12
La charge G (KN/m ²)				7,17
La surcharge Q (KN/m ²)				4

• **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau VII-6 : La décente des charges du Plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m ³)	opération	G (KN/m ²)
Revêtement en tuile	0,01	18	0,01×18	0,18
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,02×6	0,12
Béton légers	0,10	6	0,10×6	0,6

Isolation thermique	0,04	3	0,04×3	0,12
Dalle en béton armé	0,30	25	0,30 ×25	7,5
Faux plafond sur un rail démontable	0,0125	9,6	0,0125×9,6	0,12
La charge permanente totale G (KN/m ²)				8,64
La charge d'exploitation totale Q (KN/m ²)				1

- **Plancher étage courant :**

Tableau VII-7 : La descente des charges du Plancher étage courant

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m ³)	Opération	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,02×20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,02×20	0,4
Dalle pleine en béton armé	0,30	25	0,30× 25	7,5
Faux plafond	0,0125	9,6	0,0125 ×9,6	0,12
La charge G (KN/m ²)				8,42
La surcharge Q (KN/m ²)				4

• **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau VII-8 : La décente des charges du Plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m³)	opération	G (KN/m²)
Revêtement en tuile	0,01	18	0,01×18	0,18
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,02×6	0,12
Béton légers	0,10	6	0,10×6	0,6
Isolation thermique	0,04	3	0,04×3	0,12
Dalle en béton armé	0,40	25	0,40×25	10
Faux plafond sur un rail démontable	0,0125	9,6	0,0125×9,6	0,12
La charge permanente totale G (KN/m ²)				11,14
La charge d'exploitation totale Q (KN/m ²)				1

• Plancher étage courant :

Tableau VII-9 : La décente des charges du Plancher étage courant.

Désignation	Epaisseur Ep (m)	ρ (KN/m ³)	Opération	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,02×20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,02×20	0,4
Dalle pleine en béton armé	0,40	25	0,40× 25	10
Faux plafond	0,0125	9,6	0,0125 ×9,6	0,12
La charge G (KN/m ²)				10,92
La surcharge Q (KN/m ²)				4

Maçonnerie :

Maçonnerie extérieure « murs double parois »

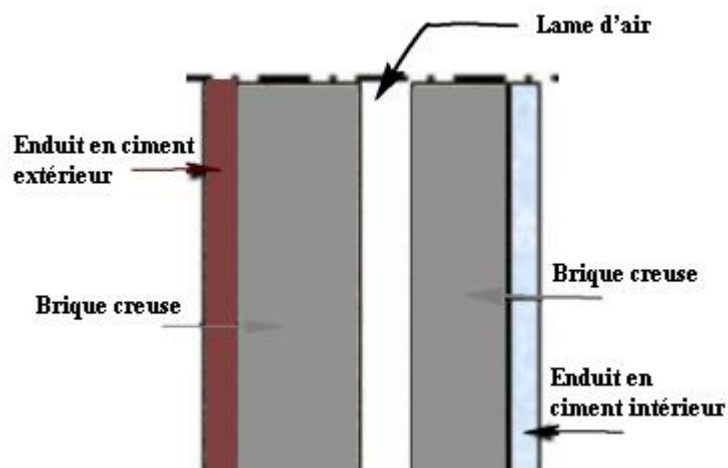


Figure VII-2 : Les Composants d'un mur extérieur

Tableau VII-10 : Descente des charges (Murs extérieurs).

Matériaux	Ep (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0,02	20	0,4
Brique creuse	0,10	/	0,9
Brique creuse	0,10	/	0,9
Enduit en ciment intérieur	0,02	20	0,4
G (KN/m²)			2,6

VII.6. Conclusion :

Avant d'initialiser à étudier la structure avec et sans le système d'isolation, on est obligé de passer par une vérification rapide des dimensions fournies par des normes et des règlements doit être faite en référence à la documentation technique (DTR) comme RPA99 / V2003 et CBA93. Cette évolutivité nous permet d'aborder une analyse plus approfondie pour déterminer les dimensions qui doivent être maintenues afin de réaliser notre structure.

Ce chapitre a été consacré aux dimensions de minaret et à la définition des charges auxquelles la structure est exposée. Il nous faut connaître tout ce qui concerne ces charges et leurs combinaisons afin d'identifier les situations les plus contraignantes et d'évaluer notre travail.

Cette information ainsi que la méthodologie d'analyse dynamique des structures à présenter dans le prochain chapitre.

Chapitre VIII

VIII.1. Introduction

Le but du calcul sismique est d'estimer les valeurs caractéristiques défavorables de la réponse sismique et les dimensions des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'édifice et d'assurer sa stabilité.

L'estimation des forces sismiques agissant sur la structure pendant le tremblement de terre est le principal problème d'ingénierie sismique qui définit la sévérité de la loi de variation dans le temps sur ces forces.

Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes, mentionnées dans le règlement parasismique Algérien (chapitre 4 dans RPA99V2003), sont comme suit:

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

Puisque notre structure répond aux exigences d'utilisation d'une méthode constante équivalente, elle sera utilisée pour étudier le comportement de notre structure face à un tremblement de terre.

VIII.2. Objectif de l'étude dynamique :

Le premier objectif de l'étude dynamique de la structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude de notre structure telle qu'elle est, est souvent très complexe et pour cette raison, nous utilisons souvent des modèles par lesquels les problèmes peuvent être suffisamment simplifiés pour permettre l'analyse. Cela nous permet de calculer le nombre maximum des efforts, et le déplacement pendant le séisme. Ainsi que le calcul sismique de la structure est, en effet, souvent très complexe et nécessite un calcul très fastidieux. A cause de ça, nous utilisons souvent des modèles qui simplifient suffisamment le problème pour être analysés. Ensuite, l'équation de mouvement de structure tridimensionnelle dans les vibrations libres ne peut pas être résolue manuellement en raison de volume de calcul Par exemple, l'utilisation de logiciels préconstruits basés sur la méthode des éléments finis, telle que : « SAP2000, ETABS, ROBOT ... », avec une modélisation de structure appropriée, peut conduire à une meilleure définition de ses propriétés dynamiques spécifiques.

VIII.3. Le principe d'application des méthodes de calcul :

VIII.3.1. Méthode statique équivalente :

Le RPA 99V2003 propose ainsi de remplacer les forces dynamiques réelles générées par le séisme par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et appliqués séparément selon les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

VIII.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode est que, l'effet maximum de la structure est recherché par les forces sismiques représentées par le spectre de la réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir une réponse de la structure.

VIII.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

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

VIII.4. Etude sismique :

VIII.4.1. Classification de notre structure selon le RPA99V2003 :

L'ouvrage étudié « le minaret de la grande mosquée », est situé à Alger, la zone de forte sismicité (zone III) , ce minaret est classé dans le groupe des ouvrages de grande importance (1B), grâce à sa multifonctionnalité (le minaret comporte un musée qui occupe les 15 premiers étages, et des bureaux avec un centre de recherche qui occupent aussi 10 étages, les restes se sont des étages techniques et les deux sous-sols sont des locaux de stockages des œuvres du musée). Ce minaret repose sur un sol ferme qui est classé dans la catégorie de site (S2).

VIII.4.2. Combinaison d'action :

Pour entamer un calcul sismique, nous avons utilisé les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

✚ Combinaisons d'action ordinaires : tel que

- L'Etat limite ultime.
- L'Etat limite service.

✚ Combinaisons d'action accidentelle.

Tableau VIII-1 : Les combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action	Les charges associées
ELU	1,35G + 1,5Q
ELS	G + Q
ELA	G + Q ± E 0,8G ± E

VIII.4.3. Méthode statique équivalente :

la force sismique totale à la base de la structure doit calculée successivement dans les deux directions : l'une horizontale et d'autre orthogonale, elle est donnée par la formule **RPA99V2003** :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{Selon l'article (4.1) du RPA99V2003}$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : facteur de qualité.
- **R** : coefficient de comportement total de la structure.
- **W** : poids total de la structure ($W = W_G + \beta W_Q$).

W_G : le poids dû aux charges permanentes, ainsi que les équipements fixes, éventuels et solidaires des structures.

W_Q : les surcharges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau (4-5) du RPA99V2003, dans notre cas d'étude $\beta=0.3$.

✚ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Ce coefficient est déterminé en fonction de ces deux paramètres, et ils sont :

- ✓ La zone sismique.
- ✓ Le groupe d'usage d'ouvrage.

Tableau VIII-2 : Coefficient d'accélération de la zone A (Tableau (4-1) RPA99V2003)

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

On détermine que : $A = 0,30$

Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est calculé en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η), et du période fondamentale de la structure noté (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (T_2/3,0)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site.

T : période fondamentale de la structure.

Les valeurs des périodes T_1 et T_2 : selon le tableau (4.7), mentionné dans le RPAV2003

Tableau VIII-3 : Les catégories de sites et les périodes correspondant.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

On a un site de catégorie S₂ : sol ferme, donc on prend : $T_2 = 0,4 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement : est donné par cette formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3).$$

Tel que : ξ , c'est le pourcentage d'amortissement critique, qui dépend du matériau, remplissage et type des structures. pour notre étude, on prend : $\xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,764 > 0,7 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Estimation empirique de la période fondamentale :

Puisque le minaret étudié est une structure mixte, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur, obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99V2003.

T : période fondamentale de la structure estimée à partir des par les trois formules suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} & (4.6) \\ T = 0,09h_N/\sqrt{D_X} & (4.7) \\ T = 0,09h_N/\sqrt{D_Y} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur totale de l'édifice, mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. (la hauteur de notre structure : $h_N = 240,25$ m.

C_T : Coefficient dépend du système de contreventement, du type de remplissage, est donné par le tableau (4.6) du RPA99/version2003. sachant que le minaret est contreventé par des voiles en béton armé avec des palées de triangulation en charpente métallique.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

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

Selon l'ouvrage étudié : $D_X = D_Y = 25,31$ m.

$h_N = 240,25$ m

$C_T = 0,05$

$$T = \min \begin{cases} T = 0,05 (240,25)^{3/4} = 3,051 \text{ s} \\ T = 0,09 \times \frac{240,25}{\sqrt{25,31}} = 4,297 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = \min (3,051, 4,297) \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T = 3,051 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 = 0,4 \text{ s avec } T \geq 3,0 \text{ s}$$

$$\text{Donc on utilise : } D = 2,5 \times 0,764 (0,4/3,0)^{2/3} (3,0/3,051)^{5/3}$$

$$\text{Donc : } D = 0,49$$

Le coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de ce coefficient est déterminée en fonction du système de contreventement de l'édifice, lorsqu'on revient à notre minaret, on le considère comme une ossature métallique avec contreventement mixte comportant des noyaux en béton armé et des palées métalliques. Ce qui implique selon Tableau (4-1) RPA99V2003) que le coefficient de comportement sera : $R=4$.

Facteur qualité (Q) :

Ce facteur est calculé en fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments constituant l'ouvrage, et de la régularité en plan et en élévation, tout en prendre en compte le contrôle de la qualité de construction.

Il est déterminé par la formule suivante :

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

q_p : Valeur de pénalité.

On calcul Q selon les critères de pénalité, comme le montre au tableau ci-dessous :

Tableau VIII-4 : Les valeurs des pénalités. (4.4) du RPA

Critère « q »	q _p	
	SENS X	SENS Y
Condition minimale sur des files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Remarque :

On aperçut que notre minaret est l'un des projets le plus important, donc et il est très raisonnable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité des matériaux et même qu'une qualité d'exécution des travaux.

$$Q_x = Q_y = 1 + [0,05 + 0,05 + 0,05]$$

$$Q = 1.15$$

✚ Poids total de la structure (W)

Comme nous l'avons vu plus haut dans ce calcul sismique, que le poids totale ça sera la somme des poids W_i déterminé pour chaque niveau de notre structure, qui sont donnés par le logiciel SAP2000.

⇒ Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 70361,04584$ tonne.

Détermination de l'effort tranchant

$$V = \frac{0,3 \times 0,49 \times 1,15}{4} W$$

$$V = 29736,337 \text{ KN}$$

VIII.4.4. Méthode d'analyse spectrale modale :

A. Spectre de réponse

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003)

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25A \left\{ 1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right\} & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) (T_2/T)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad (4.13)$$

T : Période fondamentale de la structure.

T₁, T₂: Périodes caractéristiques associés à la catégorie de site (S₂).

S_a : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s²

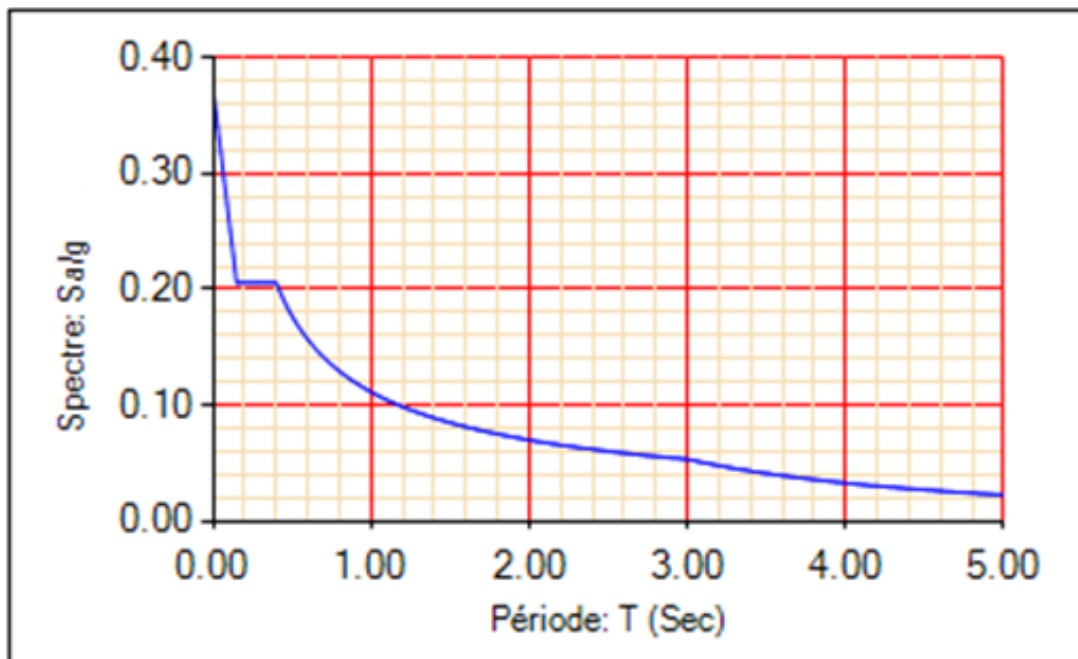


Figure VIII-1 : Présentation de La courbe de spectre de réponse.

Après avoir réalisé l'analyse modale du minaret, avec 100 modes qu'ont été considérés. Les trois premières modes propres sont illustrées dans les figures ci-dessous.

Le tableau suivant, nous montre les périodes et les fréquences pour ces trois modes.

Tableau VIII-5 : Les valeurs des périodes et fréquences des dix premiers modes.

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7	Mode 8	Mode 9	Mode 10
Période (s)	3,241	3,240	0,911	0,835	0,832	0,384	0,383	0,387	0,296	0,295
Fréquence (HZ)	0,3085	0,3086	1,0975	1,197	1,201	2,599	2,610	2,880	3,372	3,386

❖ Mode 01 : $T = 3,241$ s. $f = 0,3085$ Hz

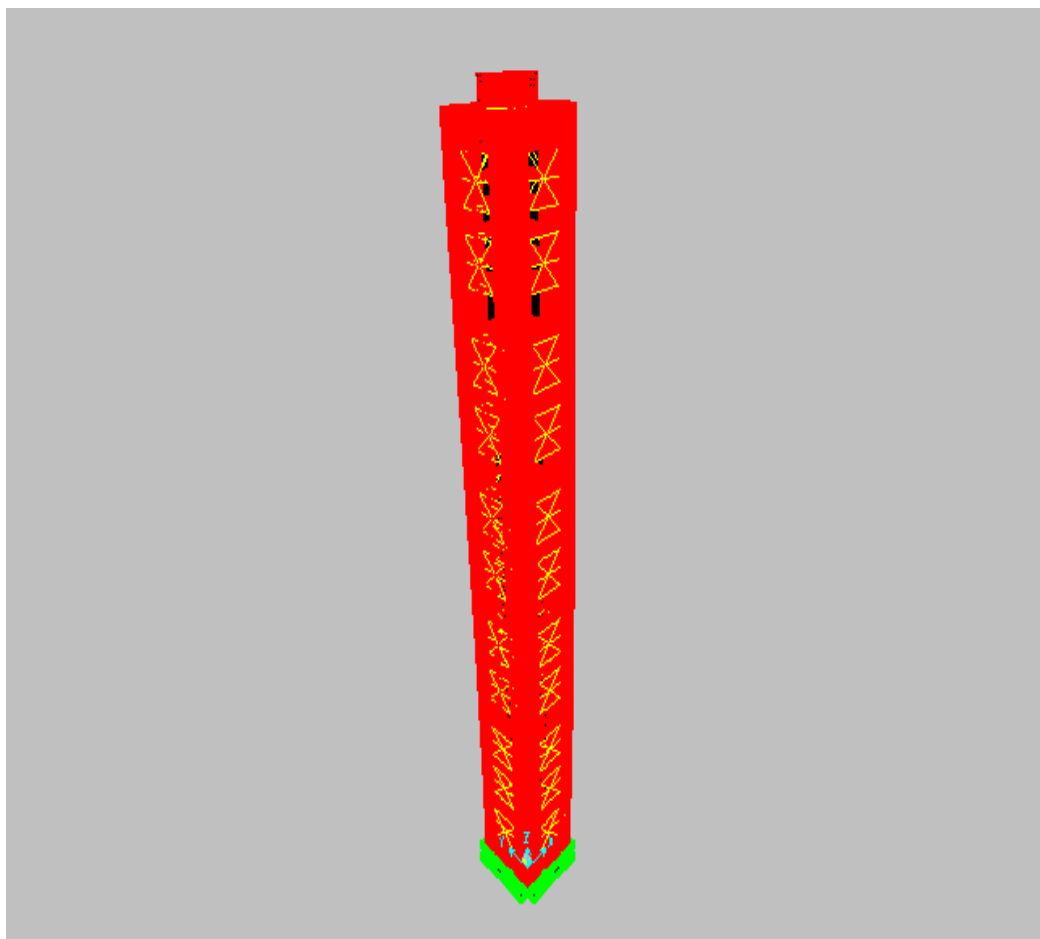


Figure VIII-2: une translation longitudinale suivant l'axe X « mode 1 ».

❖ Mode 02 : $T = 3,240$ s. $f = 0,3086$ Hz

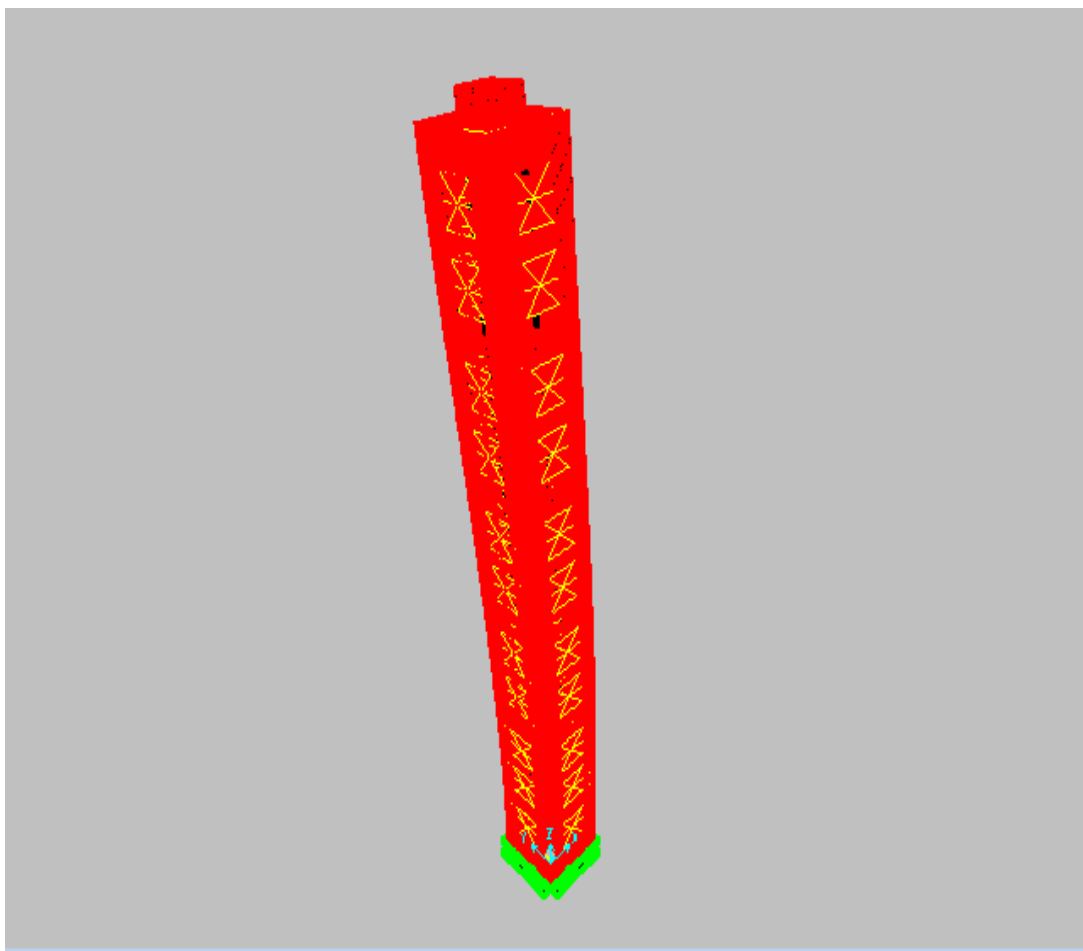


Figure VIII-3: la translation verticale suivant l'axe Y « mode 2 ».

❖ Mode 03 : $T = 0,911s.$ $f = 1,0975 \text{ Hz}$

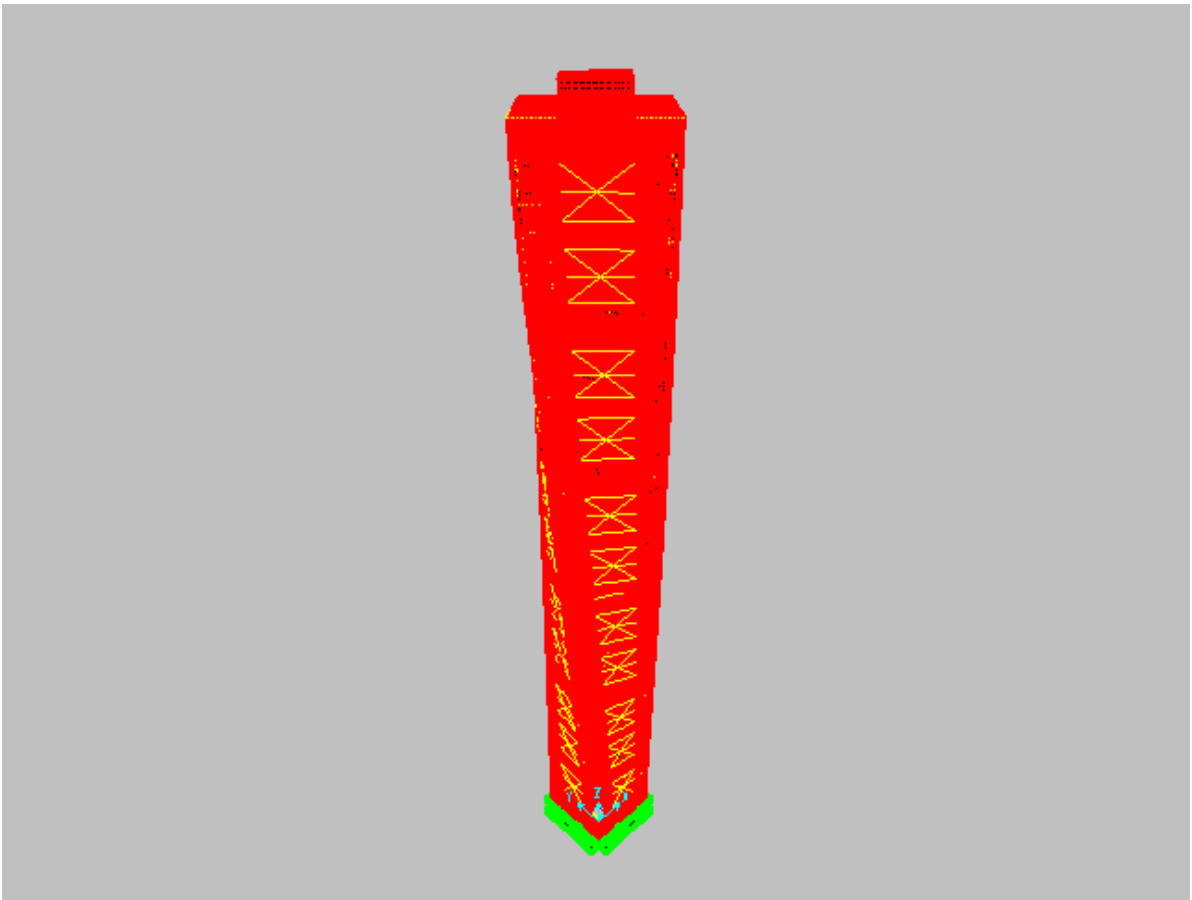


Figure VIII-4 : translation verticale suivant l'axe Z « mode 3 ».

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99 V2003 (article 4.3.6), le résultat des forces sismiques à la base V_t obtenue en combinant les valeurs modales doit être supérieure à 80% de la force sismique résultante déterminée par la méthode statique équivalente (V) pour la valeur de la période fondamentale donnée par la formule expérimentale appropriée.

Et dans le cas où on trouve que $V_t < 80\% V_s$, il sera nécessaire d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, Moments, ...) dans le rapport $0,8 V_s / V_t$.

Vérification (1) :

Il faut vérifier aussi que la période analytique ne doit pas être supérieure à une majoration de 30 % de celle de période fondamentale de la structure. et ce critère peut être justifiable d'un point de vue sécuritaire pour ces trois raisons :

- ✓ incertitudes liées à la participation des éléments non-structuraux, dont les effets ne sont pas considérés dans la détermination de période et la réponse dynamique.
- ✓ inexactitudes possibles dans le modèle analytique.
- ✓ différences potentielles entre les paramètres de calcul et les conditions réelles du bâtiment, particulièrement en termes de rigidité et de masse structurales.

B. Comparaison entre l'effort statique et dynamique

Après l'analyse, nous avons obtenu les résultats suivants:

Tableau VIII-5 : résultat de l'effort statique et dynamique à la base.

	L'effort tranchant à la base	
Vstatique (KN)	V _x	29736,337
	V _y	29736,337
Vdynamique (KN)	V _x	27102,102
	V _y	27132,362

Vérification :

Suivant X :

$$V \text{ dynamique} = 27102,102 \text{ KN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 29736,337 = 23789,07 \text{ KN.}$$

Suivant Y:

$$V \text{ dynamique} = 27132,362 \text{ KN} > 80\% V \text{ statique} = 0.8 \times 29736,337 = 23789,07 \text{ KN.}$$

D'après les résultats précédents, on observe, que la condition :

$$V \text{ dynamique} > 80\% V \text{ statique} \text{ est vérifié, dans les deux sens.}$$

C. La Participation massique obtenu après l'analyse modale spectrale :

Périodes et participations massiques :

Tableau VIII-6 : Présentation des Périodes, participations massiques.

<i>mode</i>	<i>Période (</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
1	3.240488	0.0937	0.464	0.000002201	0.0937	0.464
2	3.240217	0.46442	0.09366	0.0000012	0.55812	0.55767
3	0.911139	0.00001881	0.00019	1.421E-08	0.55814	0.55785
4	0.835002	0.18757	0.00039	0.000004971	0.74571	0.55825
5	0.832454	0.00039	0.18768	8.977E-07	0.74609	0.74593
41	0.190963	1.151E-11	2.525E-09	0.000003368	0.83517	0.83521
42	0.190131	4.895E-10	7.189E-08	0.00049	0.83517	0.83521
43	0.182495	0.000005559	6.851E-07	0.03498	0.83518	0.83522
44	0.171086	5.767E-07	0.00013	7.393E-08	0.83518	0.83534
45	0.170859	1.461E-07	0.0000251	1.279E-07	0.83518	0.83537
66	0.145594	3.015E-07	2.486E-07	0.00000043	0.85294	0.85286
67	0.145583	1.685E-08	2.664E-08	4.902E-08	0.85294	0.85286
68	0.142865	0.000000271	3.511E-07	7.018E-07	0.85294	0.85286
69	0.142858	1.304E-07	1.222E-07	8.096E-09	0.85294	0.85286
70	0.139006	2.51E-08	0.00012	4.191E-07	0.85294	0.85299
96	0.116663	0.00002569	1.979E-07	1.459E-07	0.8614	0.86041
97	0.116551	0.000005347	1.018E-08	2.454E-09	0.86141	0.86041
98	0.116535	0.000000919	3.017E-11	2.199E-08	0.86141	0.86041
99	0.116467	4.654E-07	0.0002	0.00246	0.86141	0.86061
100	0.116391	1.222E-07	0.00081	0.00042	0.86141	0.86141

- Nombre de modes à considérer :

Les édifices et les structures sont représentés par des modes plans dans deux directions orthogonales, on considère le nombre de modes de vibration dans chacune de ces deux directions, qui doit être :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de sa réponse totale.

Note :

Dans le cas où ces conditions ne peuvent pas vérifiées en raison d'influence importante des modes de torsion, donc le nombre minimale de modes « K » à pris en compte à partir de la relation suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Voir l'article (4.14) du RPA99V2003}$$

Et $T_K = \leq 0,20 \text{ sec}$

Tel que :

N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : La période du mode K.

On a : $N = 41$

$$K \geq 3\sqrt{41}$$

$$K \geq 19,20 \text{ Modes}$$

Dans notre cas, on considère 100 modes.

VIII.4.5. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : (méthode temporelle)

Elle est également basé sur un signal sismique (accélérogramme), et ce dernier est obtenu dans notre étude, est celui du 21 mai 2003 a Boumerdes enregistré à la station de keddara, avec une accélération maximale du sol égale à 0.339 g, a une durée de 25 s.

Le signal sismique est utilisé depuis Boumerdes et Alger le 21 mai 2003, enregistré à la station depuis Keddara avec une accélération maximale (0,33 g) pour la composante longitudinale et (0,33 g) pour l'élément transversal. Ces composants sont appliqués respectivement dans la direction longitudinale et latérale de la structure

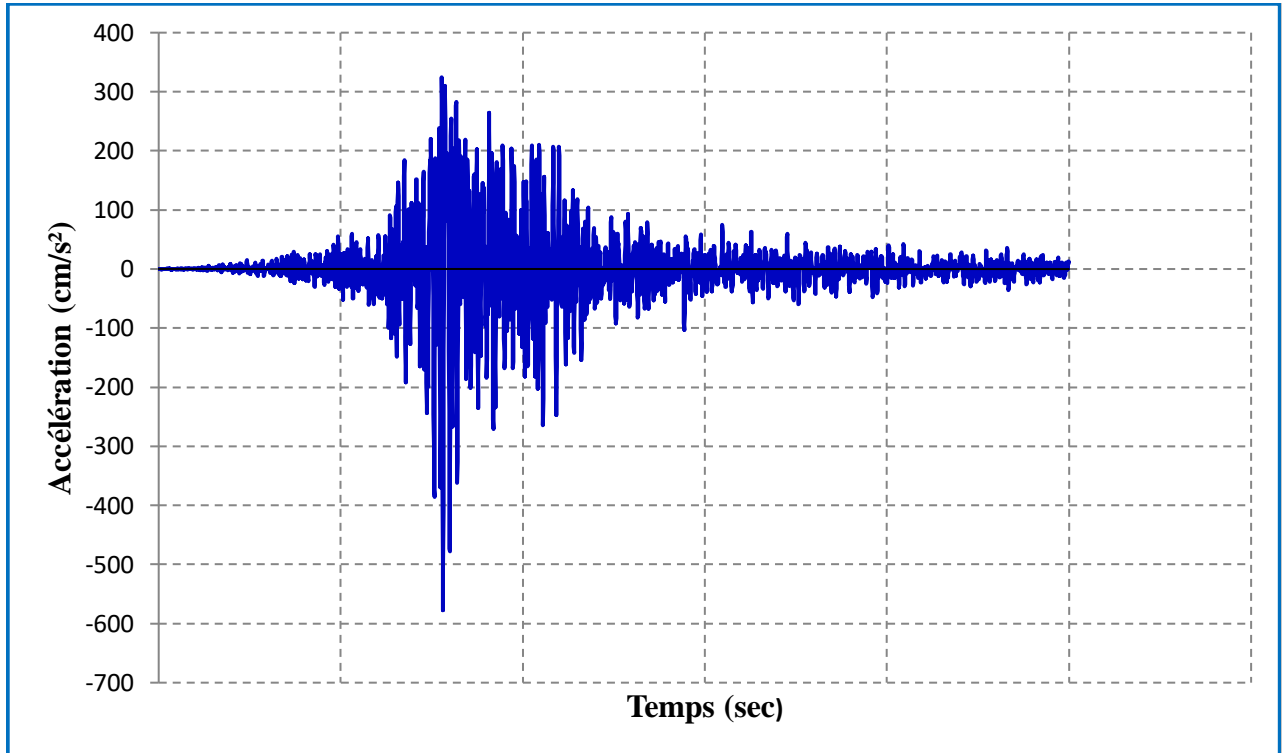


Figure VIII-5 : Réponse temporelle (accélérogramme de keddara).

VIII.5. Conclusion :

Les différentes méthodes de calcul sismique nous approchent beaucoup plus de la réalité de la stabilisation de notre ouvrage, grâce au résultat que nous avons admis, pour savoir le rôle de l'ingénieur concernant la conception et surtout l'interprétation de ces résultats, Cela nous montre également le grand avantage d'usage des logiciels dans la modélisation.

Chapitre IX

IX.1. Introduction

La structure du minaret de la grande mosquée d'Alger a été modélisée en utilisant le code de calcul en éléments finis SAP2000 V14. Dans une première phase, un calcul sismique a été réalisé en utilisant le modèle tridimensionnel du minaret par la méthode d'analyse modale spectrale (2^{ème} méthode du RPA99 V2003). Ensuite, le même calcul sismique a été recalculé par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (3^{ème} méthode du RPA99 V2003). L'enregistrement utilisé est celui du séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdès.

Une comparaison des résultats issus des deux méthodes d'analyse dynamique du modèle du minaret est réalisée. Les éléments de comparaison choisis sont : la période, l'effort tranchant à la base, la participation massique, et les efforts tranchants dans les niveaux.

IX.2. Les résultats de la méthode d'analyse spectrale modale:

La période

La période obtenue d'après l'analyse de la méthode spectrale modale est égale :

$$T = 3.24094 \text{ s}$$

Valeur d'effort tranchant à la base :

$$V = 27132.362 \text{ KN}$$

La participation massique :

Le nombre minimale de modes « K » à pris en compte à partir de la relation suivante :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Voir l'article (4.14) du RPA99V2003}$$

Et $T_K = \leq 0,20 \text{ sec}$

Tel que :

N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol.

T_K : La période du mode K.

On a : $N = 41$

$$K \geq 3\sqrt{41}$$

$$K \geq 19,20 \text{ Modes}$$

Dans notre cas, on considère 100 modes.

✚ Les moments et les efforts tranchants pour chaque niveau :

Tableau IX-1 : les valeurs des moments et les efforts tranchants pour chaque niveau.

Niveaux	Hauteur Absolu	Moment Max (M Max)	Efforts Tranchants(V)
1	5.3	340.86	570.23
2	5.85	804.47	2394.09
3	7.86	1142.2	1269.13
4	5.44	1409.13	2158.46
5	8.7	1657.12	2308.48
6	5.85	985.68	1443.15
7	5.85	1434.31	2030.7
8	5.85	1703.97	2343.8
9	5.85	1017.15	1471.07
10	5.85	1461.67	2049.12
11	11.7	1930.55	2674.95
12+13	5.85	1441.14	1996.54
14	5.85	1430.66	1984.83
15	5.85	1481.71	2051.89
16	5.85	1412.05	1950.19
17	5.85	1399.43	1936.18
18	11.7	1527.39	2078.31
19+20	5.85	773.9	1063.25
21	5.85	755.94	1038.4
22	5.22	816.14	1101.15
23	6.48	752.9	1028.98
24	5.85	734.56	1005.64
25	11.7	1031.74	1410.43
26+27	5.85	1000.01	1359.53
28	5.85	993.47	1351.52
29	5.85	1005.45	1367.38
30	5.85	975.02	1321.74
31	5.85	967.79	1313.09

32	11.7	1168.74	1590.5
33+34	5.85	708.09	949.2
35	5.85	701.67	939.95
36	5.85	694.59	930.13
37	5.85	591.1	854.84
38	5.88	200.43	1049.13
39	4.67	93.78	432.99
40	3.5	60.77	194.15
41	5.85	59.33	125

IX.3. Les résultats de la méthode dynamique par Accélérogramme:

+ La période

La période obtenue d'après l'analyse de la méthode dynamique par Accélérogramme est égale :

$$T = 3.24094 \text{ s}$$

+ Valeur d'effort tranchant à la base :

$$V = 88621.72 \text{ KN}$$

+ La participation massique

On trouve les mêmes résultats, pour le nombre des modes considérés, tel qu'on prend

$K = 100$ modes.

+ Les moments et les efforts tranchants pour chaque niveau :

Tableau IX-2 : les valeurs des moments et les efforts tranchants pour chaque niveau.

Niveaux	Hauteur Absolu	Moment Max (M Max)	Efforts Tranchants(V)
1	5.3	340.86	570.23
2	5.85	804.47	2394.09
3	7.86	1142.2	1269.13
4	5.44	1409.13	2158.46
5	8.7	1657.12	2308.48
6	5.85	985.68	1443.15

7	5.85	1434.31	2030.7
8	5.85	1703.97	2343.8
9	5.85	1017.15	1471.07
10	5.85	1461.67	2049.12
11	11.7	2305.52	3172.05
12+13	5.85	1776.67	2443.04
14	5.85	1786.43	2453.72
15	5.85	1776.98	2441.91
16	5.85	1743.33	2399.56
17	5.85	1763.13	2415.31
18	11.7	1527.38	2078.31
19+20	5.85	921.3	1257.57
21	5.85	910.37	1240.97
22	5.22	904.59	1232.98
23	6.48	907.07	1233.24
24	5.85	895.99	1218.42
25	11.7	1266.79	1723.07
26+27	5.85	1256.69	1703.17
28	5.85	1260.21	1707.97
29	5.85	1254.51	1699.45
30	5.85	1241.23	1678.68
31	5.85	1244.56	1683.53
32	11.7	1490.6	2021.36
33+34	5.85	914.18	1221.95
35	5.85	915.76	1223.36
36	5.85	911.9	1217.43
37	5.85	788.04	1151.62
38	5.88	268.31	1433.61
39	4.67	93.78	432.99
40	3.5	60.77	210.24
41	5.85	80.75	125

IX.4. Etude comparative de la méthode modale spectrale et la méthode dynamique par accélérogramme :

IX.4.1 Comparaison des périodes :

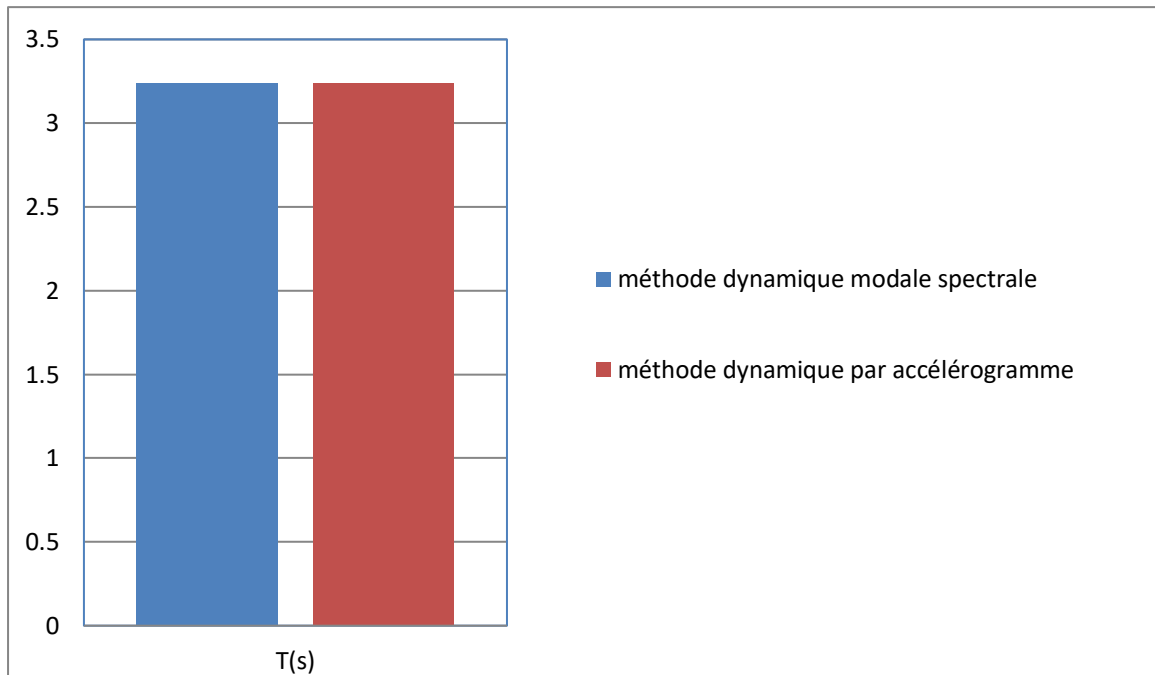


Figure IX-1: la comparaison du période par les deux méthodes dynamique.

L'analyse modale du modèle tridimensionnel du minaret n'est pas affectée par la méthode de calcul dynamique. En effet, la période fondamentale reste inchangée et elle est à 3.24094 s.

IX.4.2 Comparaison des efforts tranchant à la base:

D'après les résultats issus de deux méthodes d'analyse dynamique, on remarque que la valeur de l'effort tranchant obtenu par la méthode d'analyse par accélérogramme est supérieure à celle issue de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale avec un rapport de 3.25.

$$V = 27\,132.36 \text{ KN}$$

$$V = 88\,621.72 \text{ KN}$$

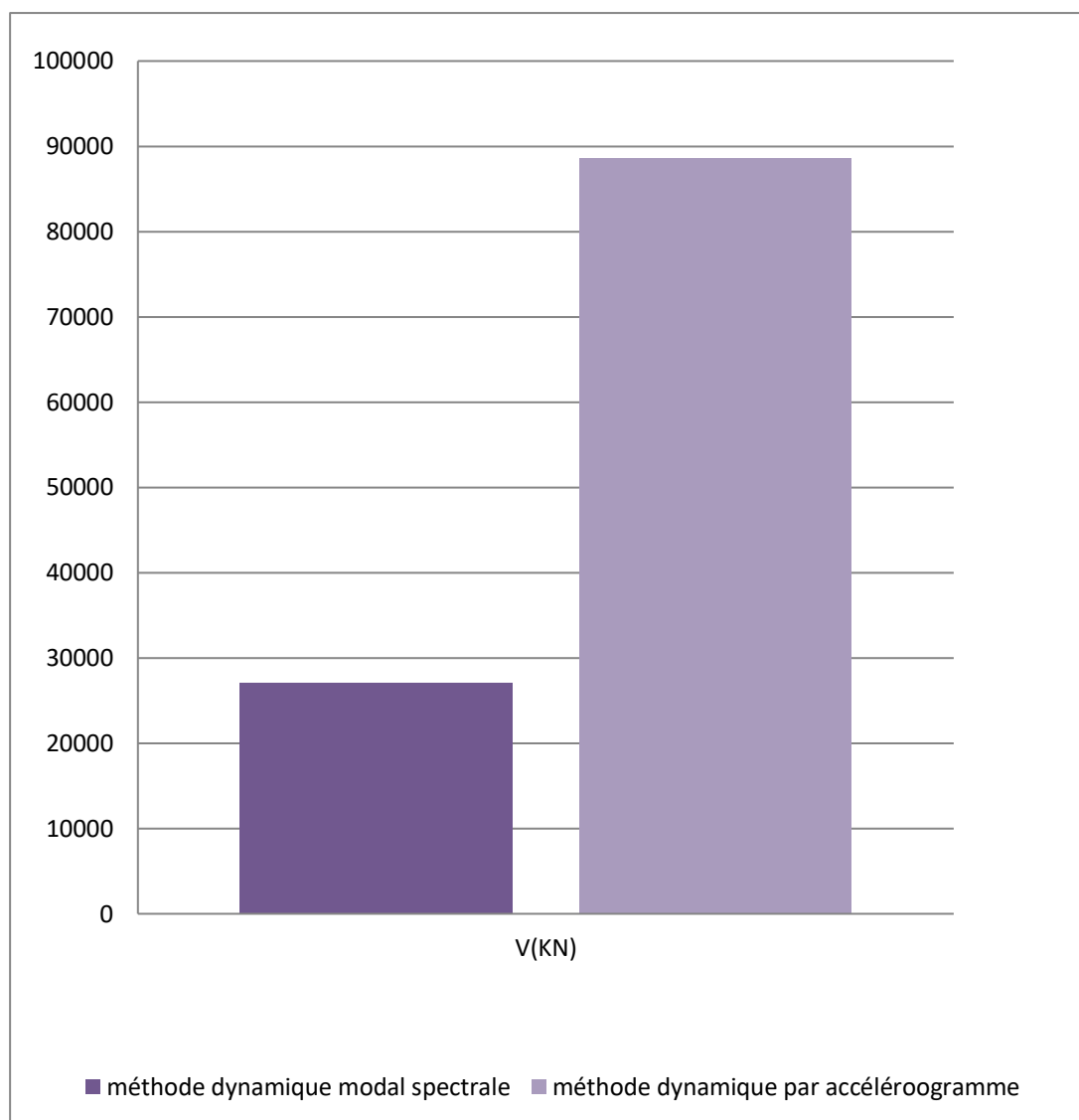


Figure IX-2: Comparaison de l'effort tranchant à la base par les deux méthodes dynamiques.

IX.4.3 Comparaison de Variation des efforts tranchants dans les niveaux :

La figure ci-dessous illustre la comparaison entre les efforts tranchants calculés à chaque niveau, issus des deux méthodes d'analyse dynamique.

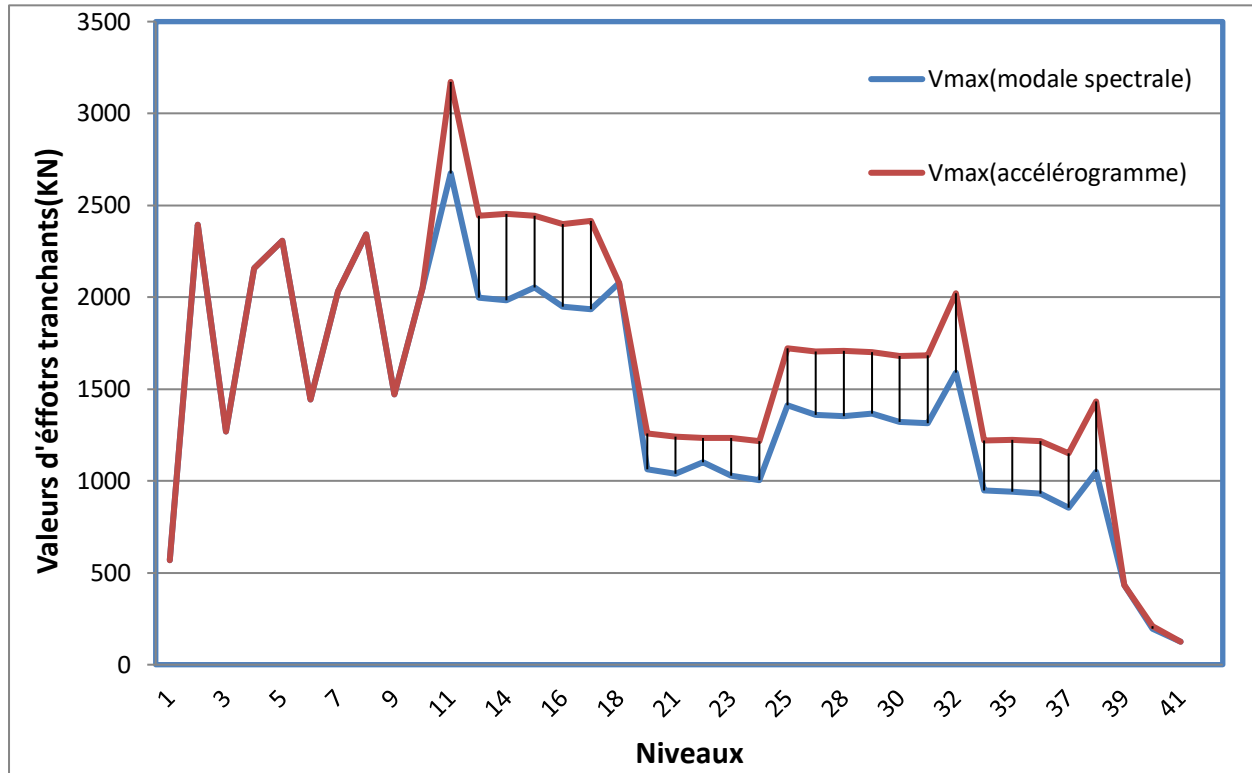


Figure IX-3 : Variation des efforts tranchants dans les niveaux.

D'après cette figure, on remarque que les valeurs des efforts tranchants des niveaux sous-sol2 au 10^{ème} sont identiques. Notons qu'à partir du 11^{ème} niveau, on observe une augmentation des efforts tranchants issus de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme par rapport à ceux de la méthode d'analyse modale spectrale. Il y a lieu de noter que la valeur maximale est enregistrée au 11^{ème} niveau (63,20 m) et elle de 3172,05 KN pour la méthode par accélérogramme et de 2674,95 KN pour la méthode modale spectrale. Cette variation est l'ordre de 16%. Tandis que la valeur minimale est localisée au 41^{ème} niveau et elle est égale à 125 KN pour les deux méthodes dynamiques.

IX.4.4 Comparaison des moments dans les niveaux (éléments verticaux) :

Les résultats en termes de moments fléchissant au niveau des voiles sont représentés dans la figure ci-dessous. Ces moments fléchissant sont issus des deux méthodes de calcul dynamique.

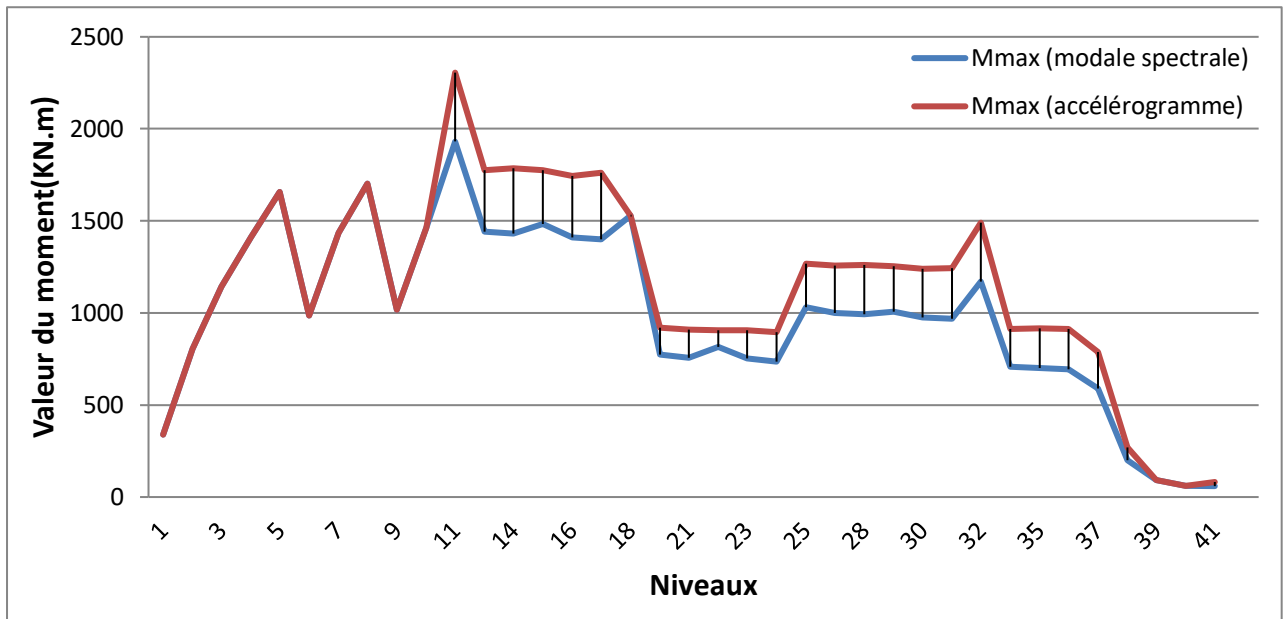


Figure IX-4: Variation des moments max dans les niveaux.

Au niveau de cette figure, on observe que les valeurs des moments fléchissant des niveaux sous-sol2 au 10^{ème} sont identiques. Cependant, à partir du 11^{ème} niveau, on constate une augmentation des moments fléchissant obtenu par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme par rapport à ceux de la méthode d'analyse modale spectrale. La valeur maximale est enregistrée au 11^{ème} niveau (63,20 m) et elle est de 2305.52 KN.m pour la méthode par accélérogramme et de 1930.55 KN.m pour la méthode modale spectrale. Cette augmentation est de 16.26%. Tandis que la valeur minimale est localisée au 41^{ème} niveau et elle est égale à 80.75 KN.m pour les deux méthodes dynamiques.

IX.5. Conclusion :

Le calcul sismique du modèle tridimensionnel du minaret a été réalisé par la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme. Une comparaison des résultats issus de ces deux méthodes a été établie.

Une importante variation de l'effort tranchant à la base a été constatée entre les deux méthodes dynamiques. Cette variation est l'ordre du triple.

Les efforts tranchants sont identiques dans les dix premiers niveaux. A partir du 11^{ème} niveau, une variation de ces efforts tranchants commence à être visible. La même évolution des valeurs est constatée pour les moments fléchissant. Le maximum de ces efforts internes est enregistré pour 11^{ème} niveau.

Tandis que pour les moments, les valeurs sont identiques jusqu'au 11^{ème} niveau. A partir du 12^{ème} niveau, les valeurs des moments divergent. Le maximum de ces moments (en valeur absolue) est enregistré pour 2^{ème} et 11^{ème} niveau.

On estime que cela est dû principalement à ce que le 2^{ème} niveau coïncide avec le niveau du terrain naturel. On rappelle que la poussée des terres appliquée sur les voiles de soutènement a été incorporée dans le calcul.

Cependant, le maximum des efforts tranchants et moments fléchissant a été enregistrés au 11^{ème} niveau. Il y a lieu de noter qu'entre le 10^{ème} et 11^{ème} niveau une réduction d'épaisseur des voiles est réalisée. On estime que l'épaisseur des voiles devra être conservée ou à la limite, la réduction de section devra être décalée pour le ou les niveaux supérieurs.

A partir de ces points cité ci-haut, on peut conclure que la méthode d'analyse par accélérogramme réalisée en utilisant l'enregistrement de Kaddara correspondant au séisme de Boumerdes (21 Mai 2003) conduit à des efforts internes supérieures à ceux développés par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale.

On conclut que pour des structures élancées d'hauteur supérieure à 74 m, la méthode d'analyse dynamique modale spectrale conduit à une sous-estimation de la demande sismique.

Chapitre X

X.1. Introduction :

Parmi les systèmes de contreventement, on peut distinguer deux types de ces derniers : des systèmes de contreventement actifs, que nous voyons dans les structures contreventées par le système des voiles, par des portiques autostables, et même le renforcement par des systèmes de triangulation soit en X, en V et même en K. Et le deuxième c'est des systèmes de contreventement passif, tel que les appuis et les amortisseurs parasismiques. Ce système de stabilisation passive est un nouveau système rarement utilisé en Algérie.

Ainsi que les produits du système d'isolation atteignant le plein développement (qui a été mis en œuvre) et devenant disponibles dans le commerce, le concept de sismique a été utilisé dans de nombreux pays. Par la suite, cette activité a identifié la nécessité de compléter les codes sismiques existants par des exigences de conception spécifiquement développées pour les structures isolées. Ce besoin a été encadré par un certain nombre de pays affectés par des risques sismiques avec des codes couvrant le sujet de cette nouvelle technologie à mettre en œuvre correctement.

Ce chapitre est divisé en trois parties, la première partie concerne le fonctionnement et le dimensionnement de l'appui parasismique choisi pour notre ouvrage, selon le code américain UBC97. Tandis que la deuxième partie est dédiée à montrer l'emplacement de ce type d'isolation parasismique dans la structure étudiée. La troisième partie sera consacrée pour une présentation des résultats obtenus à partir de l'analyse.

Partie A. Dimensionnement de l'appui parasismique considéré pour notre minaret :

X.A.1. Le choix de type de l'isolateur parasismique :

La transformation d'étude dynamique des structures isolées à un modèle mathématique est aussi une des étapes fondamentales, pour ainsi dire qu'une bonne planification des systèmes de support parasismique à travers des modèles mathématiques permettant la formulation d'équations de mouvement est intéressante pour analyser le comportement du système intégré « système d'isolation - superstructure ».

Nous décrirons brièvement le modèle mathématique simple du système d'isolation pendulaire coulissant pour mieux comprendre l'analyse dynamique de ce système combiné.

Et si on revenant à notre choix, qui est porté sur ce type d'isolation " Amortisseurs à friction", à cause de ses avantages, tel que Le frottement est un mécanisme efficace, fiable, économique, et largement appliqué, ainsi que le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction qui apparaît sur les boucles d'hystérésis du diagramme efforts-déformations, qui peuvent être rectangulaires, et même que leur comportement n'est pas significativement affecté par l'amplitude de charge, la fréquence, le nombre de cycles de charge appliquée ou variations de la température. et surtout qu'il est une des dispositifs ont une grande résistance à la fatigue.

X.A.2. Dimensionnement : on adopte notre calcul selon les formules du code **UBC 97**

✚ La Détermination du rayon de la surface : (R)

Le rayon de surface sera déterminé à partir de la valeur du période T_D , tel qu'on a

$$T_D \geq 3 T \quad \text{Avec : } T : \text{c'est la période de la structure encastrée à la base.}$$

$$T = 3,24094 \text{ s} \rightarrow 3 T = 9,723 \text{ s}$$

On prend $T_D = 10 \text{ s}$

$$R = g \times (T_D / 2\pi)^2 = 9,81 \times (10 / 2\pi)^2$$

$$\mathbf{R = 24,874 \text{ m}}$$

✚ La rigidité effective K_{eff} avec le coefficient d'amortissement effectif :

$$K_{\text{eff}} = W/R + \mu W/D$$

Dans notre cas, on prend $\mu = 0,07$ (est une donnée dans l'UBC97)

D : est le déplacement horizontal de conception, est déterminé selon le code UBC97.

$$D = ((g/4\pi^2) \times C \times T_D) / B_D \quad \text{et} \quad C = ZNS_1$$

$Z=0.3$ (zone III).

$N=1$ (Coefficient dépend la proximité de la distance à la faille).

$S_1=1$ (Coefficient caractérisant le type du sol, on prend égal à 1 puisqu'on a un sol ferme).

$$C = 0,3 \times 1 \times 1 = 0.3$$

On choisit : $\xi_{\text{eff}} = 20\%$

Et on prend correctement : $B_D = 1.5$

$$D = ((9,81/4\pi^2) \times 0,3 \times 10) / 1,5$$

$$D = 0,498$$

La vérification du ξ_{eff} , tout en utilisant la formule suivante :

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

$$\xi_{\text{eff}} = (2/\pi) + 1 / (1 + 0,498/24,874) = 17,24\%$$

Nous prend : $\xi_{\text{eff}} = 20\%$

✚ Le déplacement vertical de l'appui considéré :

$$\delta_v = D^2 / 2R$$

$$\delta_v = 0,498^2 / 2 \times 24,874$$

$$\delta_v = 0,00499 \text{ m}$$

✚ Le diamètre d de la surface sphérique :

$$d > 2 \times D$$

$$d > 2 \times 0,498$$

$$d > 0,996$$

On prend **d = 20 cm**

A l'issus de ces calculs, les résultats finals sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous. Le premier tableau correspond au modèle de la structure isolée à la base. Tandis que les résultats illustrés dans le deuxième tableau correspondent au modèle de la structure contreventée par un système de triangulation amorti en X.

Tableau X-1 : Présentation des rigidités au niveau de la base

Numéro	Nœud	Charges	Keff
1	246	6710.106	1213.926
2	269	8232.871	1489.409
3	469	8321.783	1505.675
4	509	5987.958	1083.282
5	431	8054.576	1457.154
6	457	6462.194	1169.076
7	530	5821.285	1053.129
8	481	7996.282	1446.608
9	475	8548.925	1546.587
10	509	6170.613	1116.326
11	451	7001.134	1266.576

12	447	8569.072	1550.232
13	526	5923.801	1071.675
14	487	8144.702	1473.459
15	441	8313.314	1503.962
16	453	6676.217	1207.795
17	16353	3407.312	616.417
18	14403	7028.839	1271.588
19	15613	3477.196	629.060
20	15133	7244.405	1310.586
21	14133	7296.845	1320.073
22	17563	3500.482	633.273
23	15853	3332.687	602.917
24	14743	6885.138	1245.591

Tableau X-2 : Présentation des rigidités au niveau des systèmes de triangulation amorti

Numéro de (X)	Effort Axiale MAX	Keff
1	5652.308	1022.560
2	7439.688	1345.915
3	8015.076	1450.008
4	8527.447	1542.701
5	8096.958	1464.821
6	6615.952	1196.892
7	6055.260	1095.458
8	4437.340	802.760
9	3866.066	699.410
10	1647.521	300.048
11	1182.449	216.535

Dans cette partie, des méthodes mathématiques ont été introduites. La méthodologie de conception de « le pendule à friction » a été également intégrée pour comprendre les principes de son travail.

Partie B. L'emplacement de ce type d'isolation parasismique dans notre structure :

Dans cette démarche, nous allons démontrer la modélisation typique obtenue à travers la SAP2000 version 14, pour deux types de structures :

- ✓ Le premier modèle : Structure isolée à la base avec un système en utilisant des isolateurs type : pendules à friction.
- ✓ Le second modèle : Structure contreventée par un système de triangulation en X amorti. Ce système de triangulation en X en utilisant des éléments linéaires en charpente métallique sera muni d'un système d'amortissement placé à l'intersection des diagonaux (amortisseurs).

X.B.1. Modèle de la structure isolée la base en SAP 2000

Comme il est montré dans la figure ci-dessous, la modélisation du minaret de la grande mosquée d'Alger comporte des pendules à friction à la base.

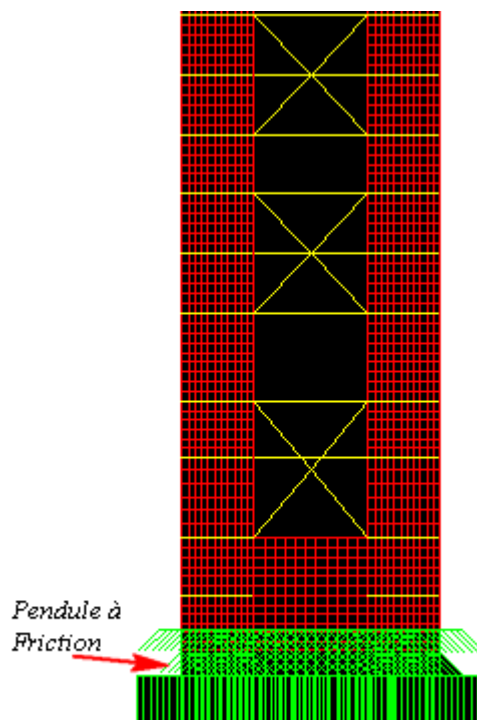


Figure X-1 : Vue en 2D de la structure isolée à la base en SAP2000

X-B.2. Modèle de la structure contreventée par des systèmes de triangulation :

Dans une première phase, on donne un aperçu sur le système de contreventement par triangulation. Dans ce sens, on distingue trois catégories fréquemment utilisées :

- **Triangulation par diagonales**

Ils sont caractérisés par une résistance aux forces horizontales qui est assurée uniquement par les diagonales tendues. Les barres de contreventement ont, soit des sections réduites, soit des goussets d'assemblage plastifiables. Elles sont faiblement dissipatives en traction et flambent rapidement en compression afin de soutenir les nœuds d'ossature.

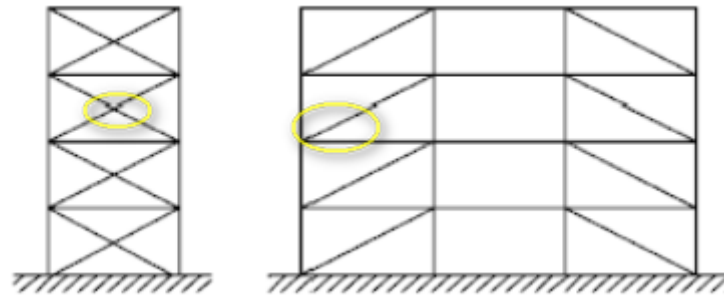


Figure X-2 : Schéma représentative des triangulations en diagonale

- **Triangulation en V**

Dans laquelle la résistance aux forces horizontales peut être assurée à la fois par les barres tendues et comprimées; le point d'intersection de ces barres est situé sur les poutres.

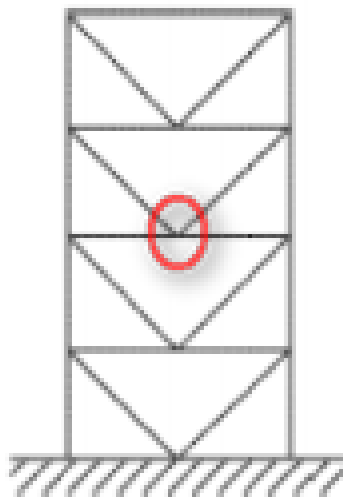


Figure X-3 : Schéma représentative des triangulations en V.

- **Triangulation en K**

Pour les triangulations en K, l'intersection des diagonales est située sur un poteau, afin de le protéger du poinçonnement qui peut générer une perte de stabilité de l'ouvrage.

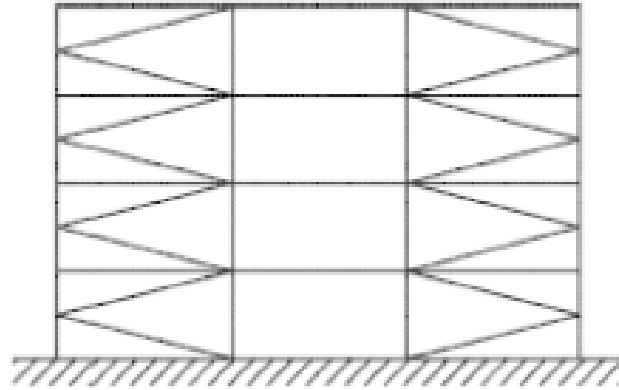
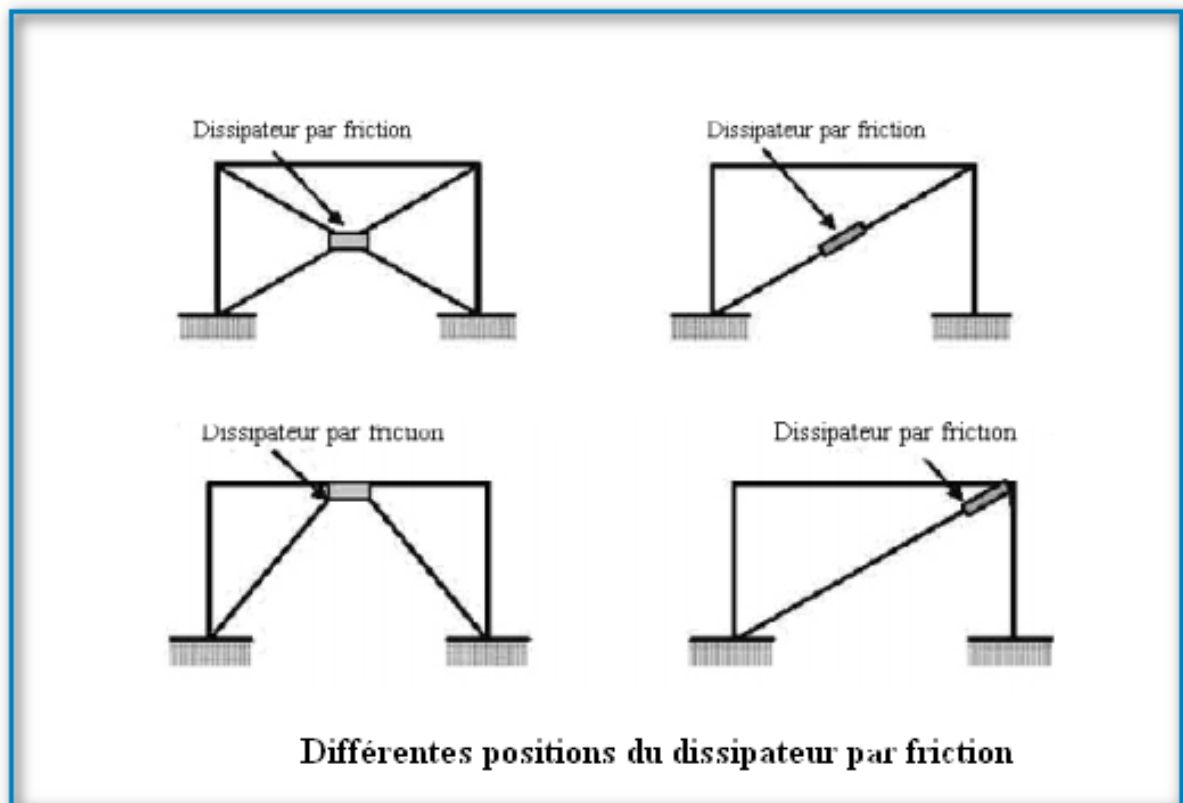


Figure X-4 : Système de triangulations en K.

Les différentes positions d'un amortisseur à friction :



Différentes positions du dissipateur par friction

Figure X-5 La diverse disposition d'un dissipateur par friction (Etienne JOLY « 2005 »).

Système de contreventement adopté pour la structure du minaret :

La structure du minaret comporte un système de contreventement mixte comportant des noyaux en béton armé et des palées métalliques (système triangulé en x) dans ses quatre façades. Dans cette partie, nous avons proposé un nouveau modèle du minaret. Ce dernier sera réalisé en adoptant une structure contreventée par un système de triangulation en X amorti. En effet, des amortisseurs seront placés à l'intersection des diagonaux.

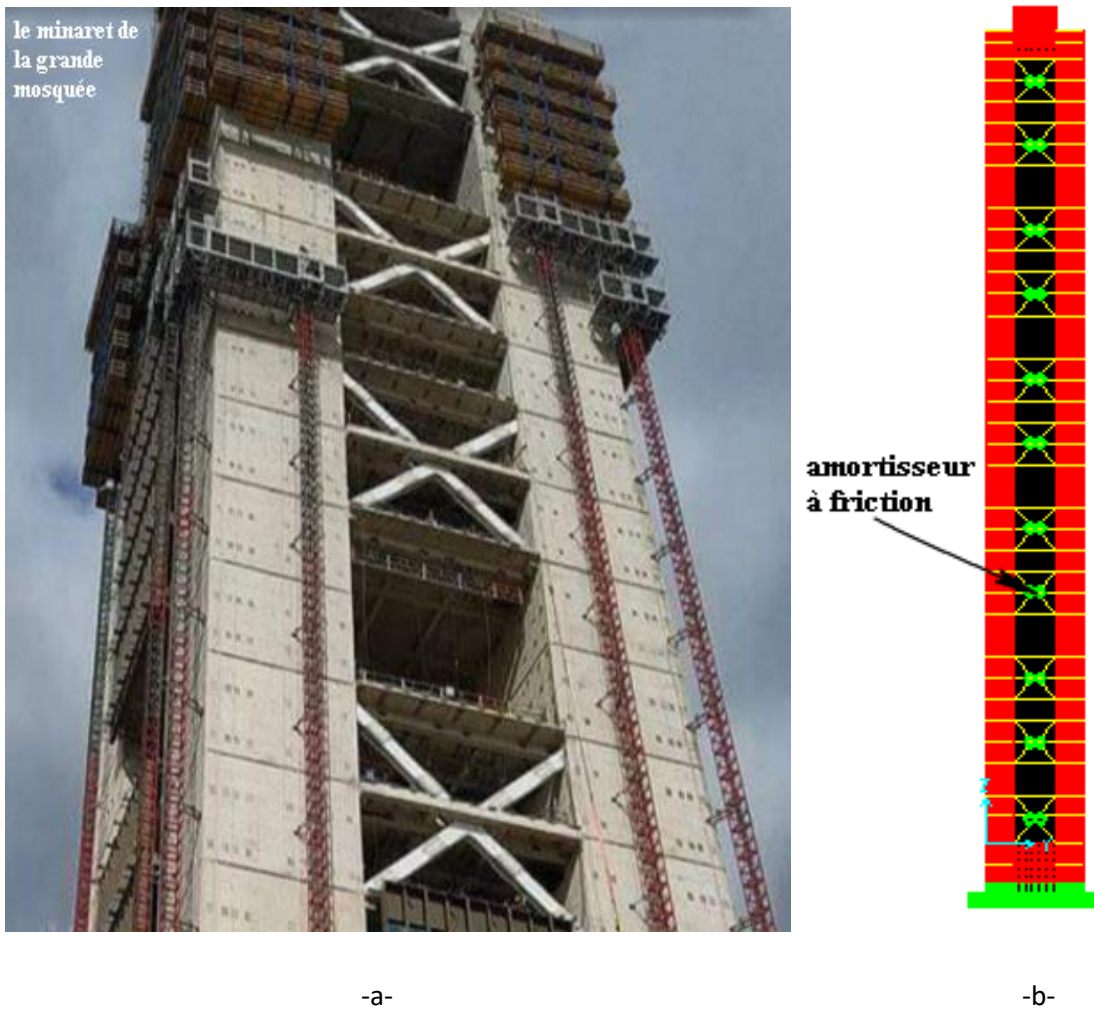


Figure X-6:

- (a) : Vue en perspective du minaret.
- (b) : La structure contreventée par un système de triangulation amortie en (SAP2000).

X.C. Optimisation des résultats des deux modèles :

X.C.1. Modèle « 1 » : structures isolé à la base :

✚ La période :

D'après les résultats d'analyse modale de la structure isolée à la base, la période fondamentale obtenue est de $T = 4.10$ s

✚ L'effort tranchant dynamique à la base :

Tout d'abord, on notera que la méthode de calcul sismique choisie est la méthode dynamique modale spectrale. A l'issus de ce calcul, les efforts tranchants à la base sont :

Dans le sens X : $V_{\text{dynamique}} = 21543,111$ KN

Dans le sens Y : $V_{\text{dynamique}} = 21546,04$ KN

Tableau X-3 : Les valeurs des efforts tranchant statique et dynamique à la base.

	V _x	V _y
Effort tranchant (KN)	21543,111	21546,04

✚ L'effort tranchant et l'effort axial pour chaque niveau de la structure:

Le tableau ci-dessous donne les résultats en termes d'efforts tranchants et efforts axiaux dans les étages.

Tableau X-4 : Les valeurs de l'effort tranchant et l'effort axial pour chaque niveau de la structure.

Niveaux	Hauteur Absolue (m)	Effort Tranchant (KN)	Effort Axial (KN)
1	5.3	589.82	853.07
2	5.85	2230.83	2493.63
3	7.86	2230.83	1627.36
4	5.44	2040.09	965.89
5	8.7	2181.9	1510.31

6	5.85	1307.51	1120.7
7	5.85	1907.42	850.73
8	5.85	2200.62	1591.95
9	5.85	1322.22	1256.04
10	5.85	1916.39	935.64
11	11.7	1882.00	1813.32
12+13	5.85	1953.65	1729.97
14	5.85	1945.25	1710.72
15	5.85	1998.96	1847.94
16	5.85	1909.64	1681.37
17	5.85	1900.01	1652.31
18	11.7	1939.08	2350.54
19+20	5.85	1034.83	2269.24
21	5.85	1012.2	2245.83
22	5.22	1035.71	2354.31
23	6.48	1003.3	2205.86
24	5.85	982.15	2185.44
25	11.7	1378.58	2054.12
26+27	5.85	1334.16	1927.35
28	5.85	1328.12	1898.32
29	5.85	1339.75	1971.59
30	5.85	1299.55	1862.39
31	5.85	1292.97	1828.54
32	11.7	1562.37	2238.12
33+34	5.85	934.36	2106.05
35	5.85	926.56	2069.42
36	5.85	916.57	2068.16
37	5.85	845.57	1848.71
38	5.88	1058	1844.54
39	4.67	384.29	848.62
40	3.5	199.17	697.87
41	5.85	88.48	239.87

On remarque que, La plus grande valeur des efforts axiaux est localisée dans le 2^{ème} niveau avec une valeur de 2493.63 KN. Dans le même niveau, on enregistre un effort tranchant maximal de valeur de 2230.83 KN.

✚ Les déplacements dans les nœuds selon les deux directions :

Le tableau suivant montre les déplacements des différents niveaux de la structure isolée à la base dans les deux directions X et Y :

Tableau X-5 : La variation des déplacements dans les nœuds selon les deux directions.

Niveaux	Nœud	Déplacement (x-x) m	Déplacement (y-y) m
40	407	0.208169	0.208408
39	389	0.204136	0.204587
38	381	0.201691	0.202137
37	271	0.198406	0.198845
36	208	0.194049	0.194494
35	43653	0.189479	0.189984
34	42727	0.184745	0.185305
33	360	0.179945	0.180541
32	155	0.175079	0.1757
31	67692	0.17016	0.170781
30	41049	0.165239	0.165892
29	40123	0.160447	0.161102
28	39197	0.155689	0.156342
27	38271	0.150884	0.151534
26	338	0.146191	0.146834
25	102	0.141541	0.142175
24	62199	0.136857	0.137454
23	36617	0.132232	0.132847

22	35713	0.127854	0.128457
21	34809	0.123585	0.124175
20	33905	0.11931	0.119888
19	310	0.115234	0.1158
18	54	0.11126	0.111812
17	56743	0.107295	0.107804
16	32301	0.103434	0.103966
15	31419	0.099877	0.100398
14	30537	0.09647	0.09698
13	29655	0.09309	0.09359
12	284	0.089944	0.090435
11	10	0.086929	0.08741
10	51337	0.083935	0.084372
9	28188	0.081035	0.081504
8	27431	0.078426	0.078888
7	26674	0.075986	0.076443
6	25917	0.07363	0.074082
5	25160	0.071539	0.071987
4	13643	0.069647	0.07009
3	652	0.067136	0.067574
2	436	0.065943	0.066378
1	425	0.064807	0.065238
SS1	470	0.064551	0.06498
SS2	71704	0	0

Dans le dernier niveau, le déplacement atteint sa valeur maximale dans les deux directions : X et Y. Il est donné par : **D_x =0.208169 m**, et **D_y=0.208408 m**

✚ Les moments dans les niveaux :

Tableau X-6 : Présentation des résultats des moments maximum et minimum dans chaque niveau.

Niveaux	Hauteur Absolu (m)	Moment Max (KN.m)	Moment Min (KN.m)
1	5.3	468.0623	442.24
2	5.85	751.9221	1291.5476
3	7.86	751.9221	1291.5476
4	5.44	1330.3389	733.7801
5	8.7	1564.313	656.4702
6	5.85	890.2545	853.014
7	5.85	1343.7584	456.1847
8	5.85	1596.626	788.8185
9	5.85	911.1507	933.4732
10	5.85	1362.665	442.1264
11	11.7	1882.0084	896.4419
12+13	5.85	1411.8057	822.3603
14	5.85	1404.3207	1035.353
15	5.85	1445.1662	1076.3406
16	5.85	1384.1603	1038.4812
17	5.85	1375.4454	1062.9612
18	11.7	1422.4052	1110.3141
19+20	5.85	753.946	460.0452
21	5.85	737.7252	584.8333
22	5.22	763.1883	595.786
23	6.48	734.6886	576.4772
24	5.85	718.1499	596.1356
25	11.7	1009.2352	611.2089
26+27	5.85	981.8214	863.6613
28	5.85	976.8553	865.9259
29	5.85	985.7436	882.5611
30	5.85	959.007	867.7597

31	5.85	953.4385	869.8637
32	11.7	1148.9726	887.7454
33+34	5.85	697.3805	541.3086
35	5.85	692.0665	647.8888
36	5.85	684.9803	123.3162
37	5.85	592.2587	638.7583
38	5.88	200.583	793.0621
39	4.67	81.3406	228.6607
40	3.5	57.269	35.6029
41	5.85	59.2624	47.9577

On observe que le moment maximum est situé dans le 11^{ème} niveau. Sa valeur est de l'ordre de 1882 KN.m. il y a lieu de signaler qu'au 2^{ème} niveau, on enregistre un moment considérable de valeur de 1291.55 KN.m. La valeur minimale du moment est localisée au 40^{ème} niveau avec une valeur de 35.60 KN.m.

X.C.2. Modèle « 2 » : structures contreventé par un système de triangulation en X :

✚ La période :

Les résultats d'analyse d'un modèle de structure isolé au niveau des palés de triangulation « X », nous montre que la période est augmenté à $T= 5,68$ s.

✚ L'effort tranchant dynamique à la base :

Dans le sens X : $V_{dynamique}= 15898,527$ KN

Dans le sens Y : $V_{dynamique}= 15952,395$ KN

Tableau X-7 : Les valeurs des efforts tranchant dynamique à la base

	V _x	V _y
Effort tranchant (KN)	15898,527	15952,395

✚ L'effort tranchant et l'effort axial pour chaque niveau de la structure:

Le tableau ci-dessous montre les résultats des efforts tranchant et axiaux de chaque niveaux :

Tableau X-8 : Les résultats des efforts tranchant et axiaux de chaque niveaux.

Niveaux	Hauteur Absolu (m)	Effort Tranchant (KN)	Effort Axial (KN)
1	5.3	604.54	817.48
2	5.85	2719.51	3180.28
3	7.86	1612.97	1825.59
4	5.44	3763.42	1242.91
5	8.7	4185.83	1144.08
6	5.85	4366.61	1101.73
7	5.85	5011.97	1056.08
8	5.85	5435.38	1009.26
9	5.85	5396.35	964.37
10	5.85	6032.3	925.49
11	11.7	7319.68	2561.74
12+13	5.85	5342.65	2701.66
14	5.85	5723.26	2734.14
15	5.85	5855.33	2753.16
16	5.85	5714.36	2766.21
17	5.85	6025.57	2778.28
18	11.7	6959.55	3789.27
19+20	5.85	3689.58	3875
21	5.85	3666.68	3840.31
22	5.22	3637.4	3805.8
23	6.48	3585.18	3763.89
24	5.85	3505.65	3713.84
25	11.7	3371.66	3218.74
26+27	5.85	3280.94	3116.76
28	5.85	3130.84	3036.61

29	5.85	2992.21	2951.34
30	5.85	2850.51	2860.27
31	5.85	2664.72	2764.05
32	11.7	2677.66	3043.21
33+34	5.85	1405.65	2794.54
35	5.85	1230.2	2625.38
36	5.85	1118.9	2462.09
37	5.85	966.01	2068.26
38	5.85	1121.55	1973.6
39	4.67	1282.21	2283.45
40	3.5	496.25	1995.85
41	5.85	465.81	421.44

La plus grande valeur des efforts tranchants est mentionnée dans le niveau 11, elle est de 7319.68 KN, par contre que, le niveau 21 atteint 3840.31 KN comme une valeur maximale d'effort axial.

Les déplacements des nœuds (dalles):

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de déplacements des différents niveaux de la structure isolé en X, suivant deux directions X et Y :

Tableau X-9 : Les valeurs de déplacements des différents niveaux de la structure contreventé par un système de triangulation amortie (en X).

Niveaux	Nœud	Déplacement (x-x) m	Déplacement (y-y) m
40	405	0.257825	0.255116
39	390	0.255467	0.252751
38	386	0.253914	0.251193
37	268	0.25182	0.249092
36	211	0.248414	0.245702
35	43652	0.244257	0.241586

34	42726	0.239405	0.236782
33	361	0.233896	0.231329
32	152	0.22777	0.225264
31	67699	0.221154	0.218714
30	41048	0.21414	0.211769
29	40122	0.206775	0.204478
28	39196	0.199084	0.196864
27	38270	0.191098	0.188958
26	339	0.182848	0.180791
25	99	0.174366	0.172395
24	62206	0.16569	0.163809
23	36616	0.156846	0.155057
22	35712	0.147904	0.146209
21	34808	0.138884	0.137283
20	33904	0.129819	0.128315
19	311	0.120745	0.119339
18	51	0.1117	0.110391
17	56750	0.102743	0.101534
16	32298	0.093873	0.092761
15	31416	0.085172	0.084156
14	30534	0.076656	0.075735
13	29652	0.068362	0.067536
12	285	0.06033	0.059596
11	7	0.052605	0.05196
10	51315	0.045232	0.044674
9	28187	0.038171	0.037696
8	27430	0.031529	0.031134
7	26673	0.02534	0.02502
6	25916	0.019661	0.019412
5	25159	0.014554	0.014369
4	13642	0.010087	0.009958
3	628	0.004781	0.004721

2	435	0.002374	0.002346
1	424	0.000324	0.000323
SS1	476	0.000088	0.000088
SS2	475	0	0

Le dernier niveau a un déplacement maximum par rapport les autres niveaux et comme nous indique dans le tableau ci-dessus, dans les deux sens, tout en remarquant que cette valeur est annulée dans les nœuds de 2^e sous-sol, et presque le même au 1^{er} sous-sol.

 Les moments dans les niveaux :

Tableau X-10 : résultats des moments dans chaque niveau.

Niveaux	Hauteur Absolu (m)	Moment Max (KN.m)	Moment Min (KN.m)
1	5.3	384.815	251.4182
2	5.85	895.6624	1583.8875
3	7.86	1409.7676	567.7757
4	5.44	2526.5313	1669.1549
5	8.7	2968.1717	2117.3789
6	5.85	3123.8577	2632.8287
7	5.85	3600.8059	2796.1613
8	5.85	3915.1701	3264.6777
9	5.85	3889.7522	3573.7361
10	5.85	4358.3431	3545.3966
11	11.7	5311.8184	4013.5668
12+13	5.85	3884.9174	3223.2163
14	5.85	4169.1571	3577.5559
15	5.85	4269.7373	3863.4311
16	5.85	4168.7692	3965.5705
17	5.85	4399.4888	3865.7888
18	11.7	5078.9631	4092.5046
19+20	5.85	2733.1532	2162.0444
21	5.85	2718.4984	2546.2742

22	5.22	2697.3945	2530.1016
23	5.85	2659.3248	2508.9804
24	5.85	2599.692	2472.1946
25	11.7	2493.1864	2418.8083
26+27	5.85	2430.0981	2303.9288
28	5.85	2319.8941	-2239.2268
29	5.85	2217.7663	2133.4917
30	5.85	2113.1454	2035.2718
31	5.85	1974.8225	1934.8769
32	11.7	1977.9927	1803.9104
33+34	5.85	1050.6604	912.1137
35	5.85	910.9991	932.0359
36	5.85	835.7931	796.9769
37	5.85	692.5039	727.7574
38	5.85	284.1109	839.311
39	4.67	432.9484	741.8157
40	3.5	175.2271	110.3565
41	5.85	240.921	273.0638

A partir des résultats des moments fléchissant enregistré dans ce tableau, on a l'habitude d'avoir les résultats des moments maximum est enregistré dans le 11 e niveau de la structure ($M_{max}=5311.8184\text{KN.m}$), d'autre coté, on a visé que le 18^e niveau ça va nous donne une valeur élevé du moment minimale tel qu'elle est égal à $M_{min} = 4092.5046 \text{ KN.m}$.

X.2. Conclusion

Cette a été dédié à la présentation des différentes études que nous avons appliquées sur le minaret de la grande mosquée d'Alger et à la mise en évidence des résultats obtenus après les conceptions réalisés.

Chapitre XI

XI.1 Introduction

Afin d'évaluer le comportement des structures isolées et l'efficacité des systèmes d'isolation, on entame dans ce chapitre une étude comparative entre la réponse dynamique de la structure isolée et celui d'une structure encastrée à base. La structure étudiée sera le minaret de la grande mosquée d'Alger. Cette étude fera l'objet d'une comparaison en termes de périodes, efforts tranchants à la base et au niveau des dalles, et déplacements.

L'étude comparative touchera deux volets tel que :

- ✓ Comparaison de la structure encastrée à la base avec la même structure isolée à base.
- ✓ Comparaison de la structure encastrée à la base avec la même structure contreventée par un système de triangulation amortie en X.

Un récapitulatif de comparaison entre la structure encastrée à la base, la même structure isolée à base et avec la même structure contreventée par un système de triangulation amortie en X. Cette partie sera traitée à la fin de ce chapitre.

PARTIE A :

XI.2 Structure encastrée avec structure isolée à la base :

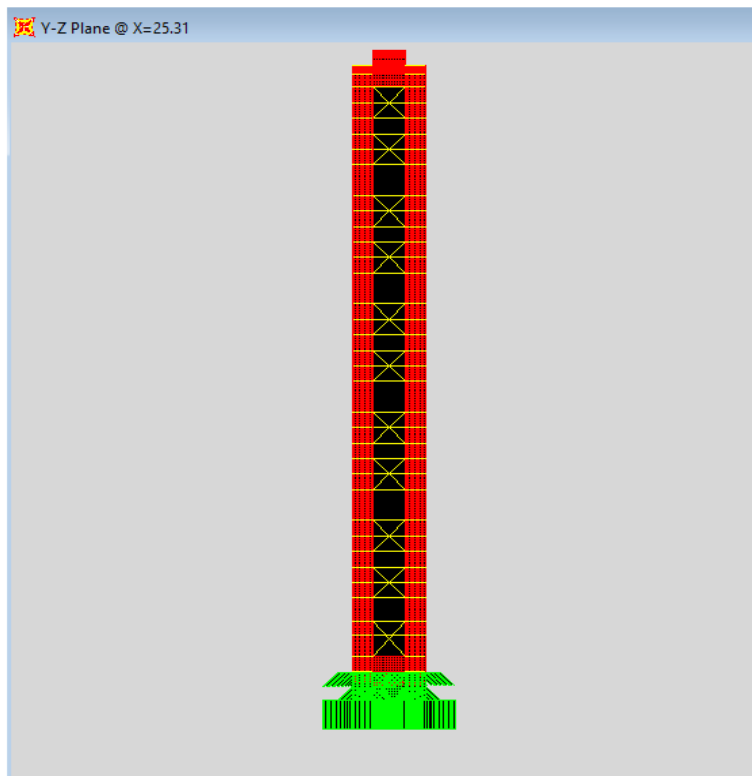


Figure XI-1. Modèle de la structure du minaret isolée à la base.

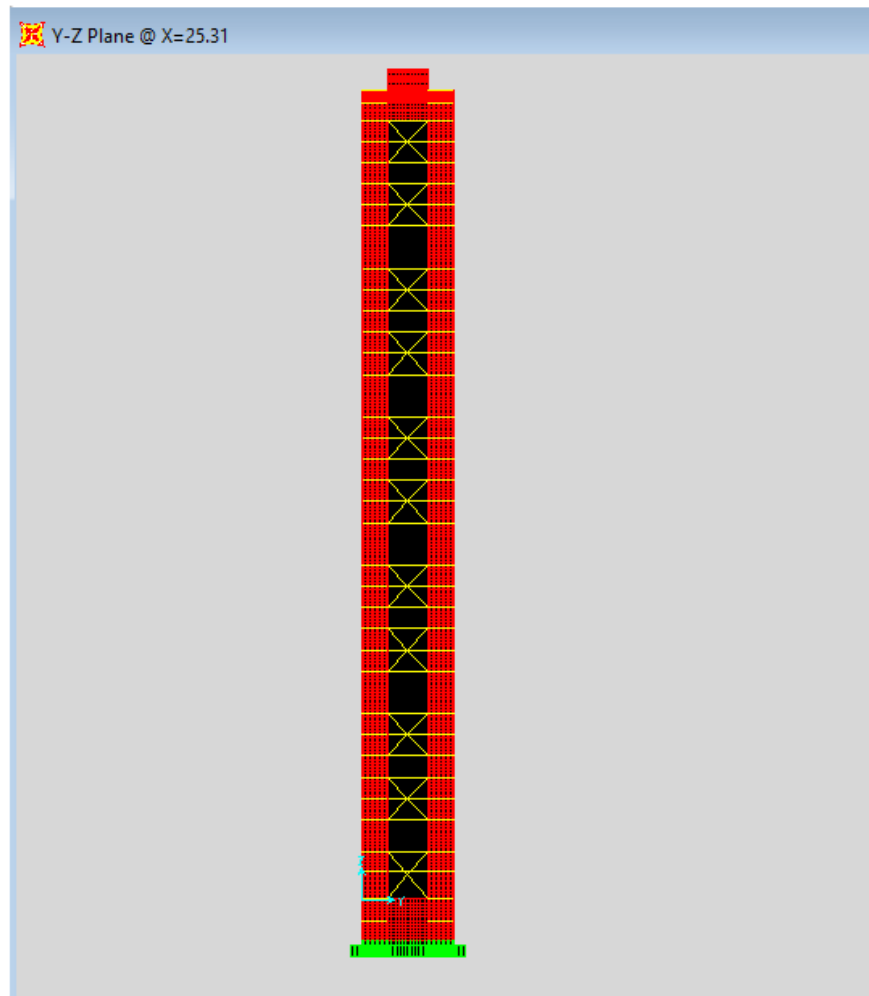


Figure XI-2 : Modèle de la structure du minaret encastré à la base.

XI.2.1 Périodes fondamentales :

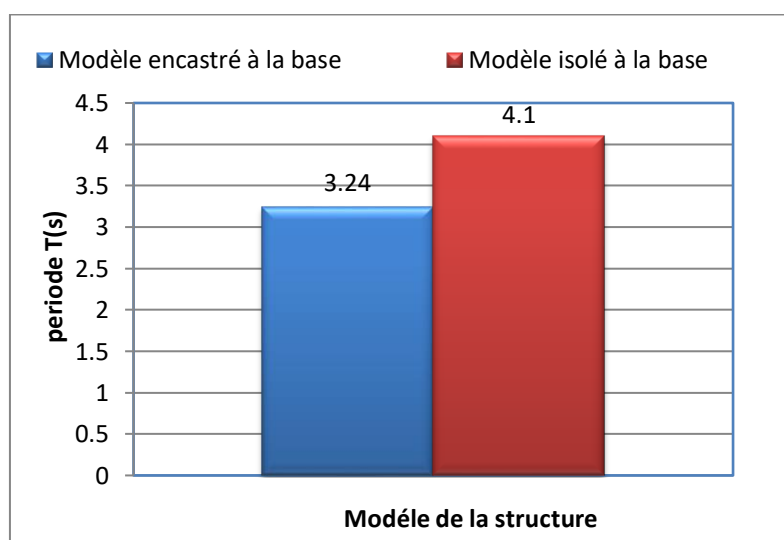


Figure XI-3 : Comparaison des périodes fondamentales.

D'après les résultats d'analyse, nous constatons que la période a augmentée pour le modèle de la structure isolée à la base par rapport à celle encastrée à la base. La période fondamentale obtenue pour le modèle encastré est de 3.24s tandis que celle pour la structure isolée à la base est égale à 4.10s. En termes de pourcentage la période fondamentale montre un accroissement de 21%, par rapport à la base fixe. On déduit donc que, le système de l'isolation nous ramène une période fondamentale de la structure à une valeur plus élevée par rapport à celle obtenue par la structure à base fixe.

Ceci est dû à la souplesse de la structure due au rallongement de la période qui est dépendue par l'introduction d'un système combiné entre la fondation et la superstructure. Ensuite, cet écartement de la période est une raison primaire de l'efficacité de système d'isolation à la base du minaret.

XI.2.2 Les efforts tranchants :

XI.2.2.1 L'effort tranchant dynamique à la base :

Tableau XI-1 : Effort tranchant dynamique des deux modèles : encastré et isolé à la base.

	Vdynamique Sens- X	Vdynamique Sens-Y
Modèle encastré à la base	27102,102	27132,362
Modèle isolé à la base	21543,111	21546,040

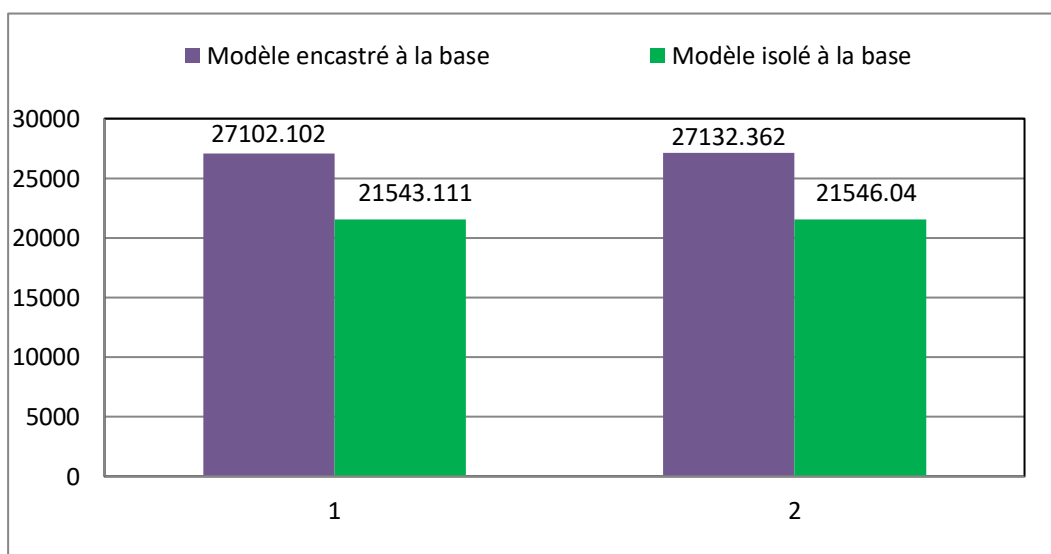


Figure XI-4 : Efforts tranchants à la base des modèles dans deux directions X et Y.

On remarque que l'effort tranchant dynamique de la structure isolée à la base est inférieure à celui d'une structure encastree dans les deux sens, cette variation est de l'ordre de 21%, dans les deux directions (X, Y).

Nous concluons que le système d'isolation réduit l'effort tranchant à la base. Ceci est dû à la réduction des sections dans la superstructure, particulièrement visible sur les structures avec système d'isolation intégré.

XI.2.2.2 Variation des efforts tranchants en hauteur (à chaque niveau) :

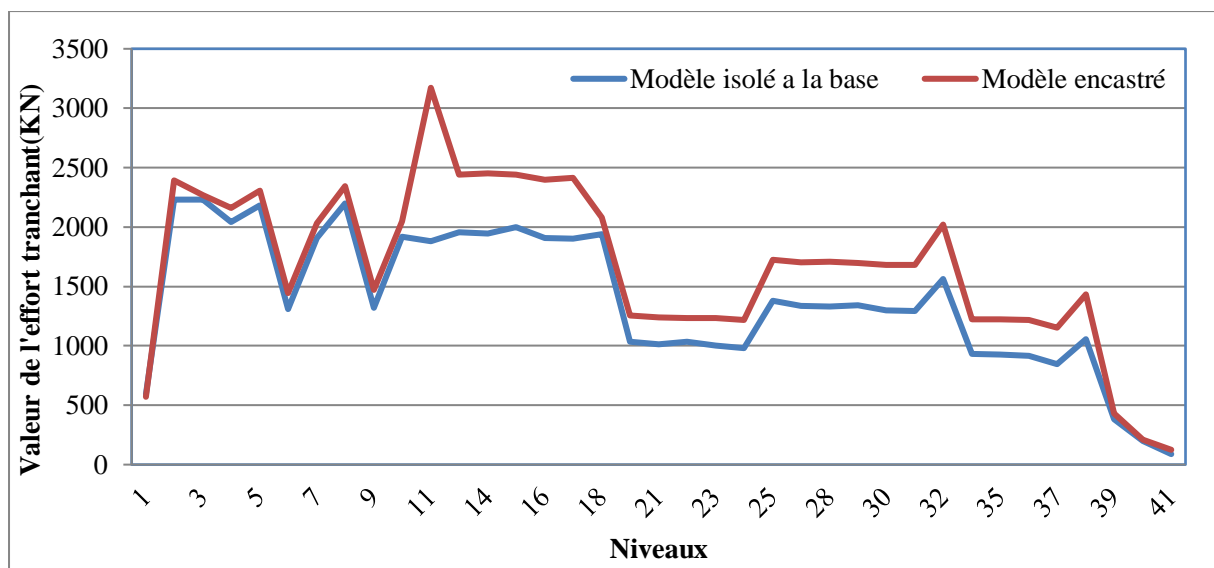


Figure XI-5 : Variation des efforts tranchants en hauteur des deux modèles.

Nous observons que l'effort tranchant dans le 11^{ème} niveau de la structure isolée à la base est inférieure que celui d'une structure à base encastree, cette variation est équivalent à 40,67%. Une nette différence est visible dans les autres niveaux de façon à avoir toujours l'effort tranchant de la structure encastree à la base qui est le plus important.

XI.2.3 Variation des moments fléchissant en hauteur (à chaque niveau):

La figure suivante montre une comparaison entre les moments maximaux des différents niveaux pour les deux modèles.

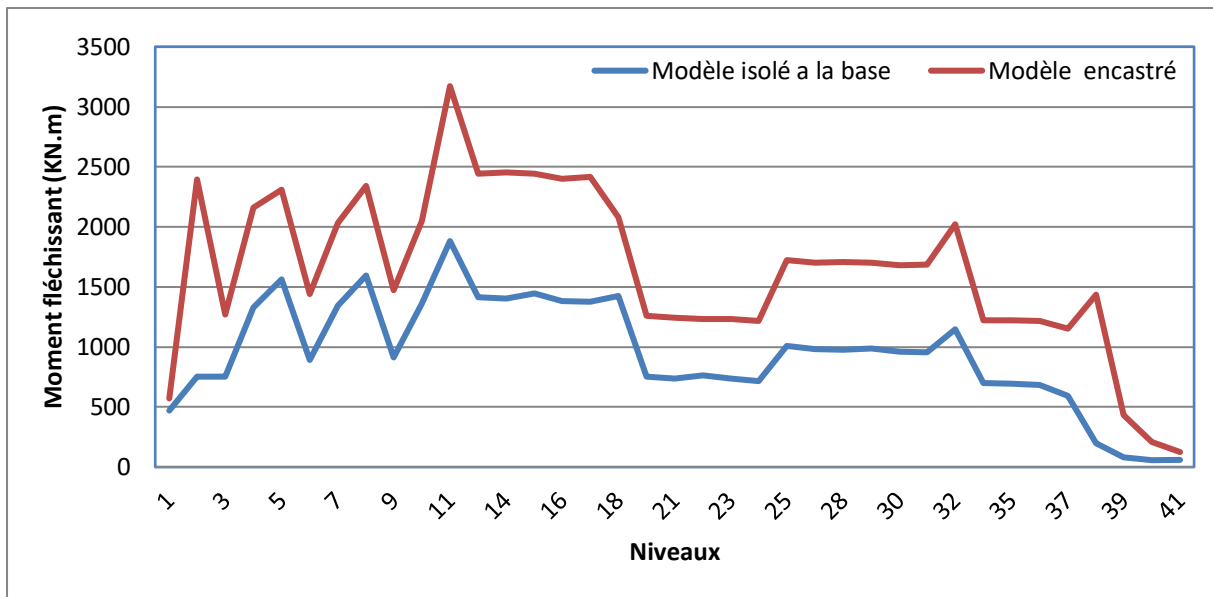


Figure XI-6 : Variation des moments fléchissant en hauteur des deux modèles.

Comme nous avons observé dans la figure (XI-13), les valeurs des moments maximum sont obtenus d'après l'analyse de la structure encastrée sont supérieurs à ceux de la structure isolée à sa base.

On peut constater que le 11^{ème} niveau a la plus grande valeur, dans les deux modèles. On enregistre pour le modèle encastré une valeur de 2305.52 KN.m et pour le modèle isolé 1882.01 KN.m. Cette diminution est de l'ordre 19%. Le moment le plus faible est localisé dans le dernier niveau.

XI.2.4 Déplacements des niveaux

Les figures suivantes montrent une comparaison entre les déplacements des différents niveaux des deux modèles dans les deux directions X et Y :

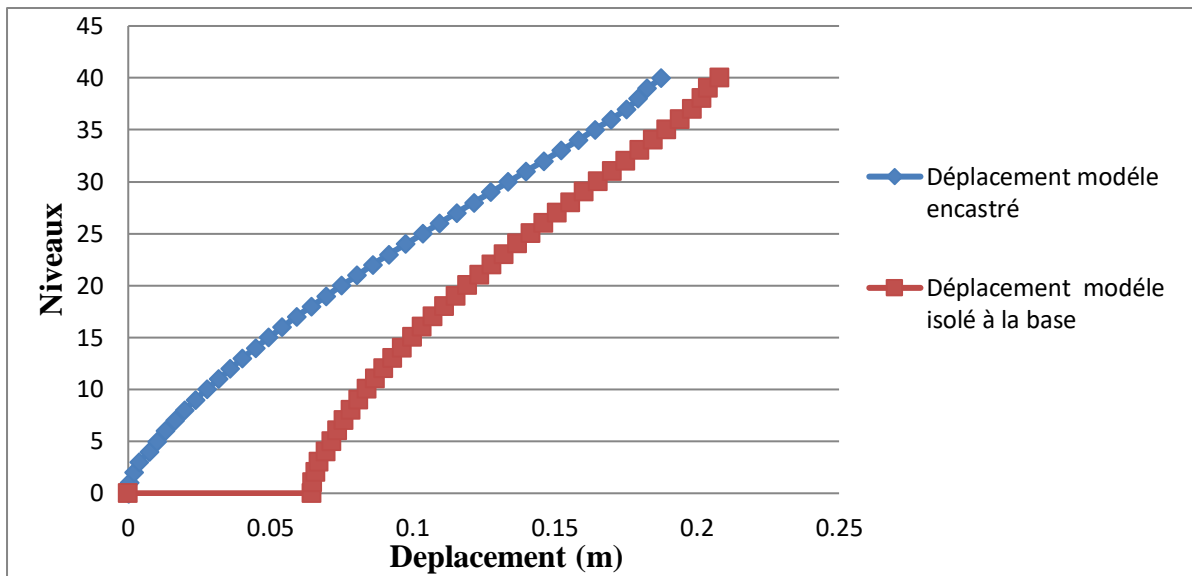


Figure XI-7 : Comparaison des déplacements relatifs des niveaux dans la direction X.

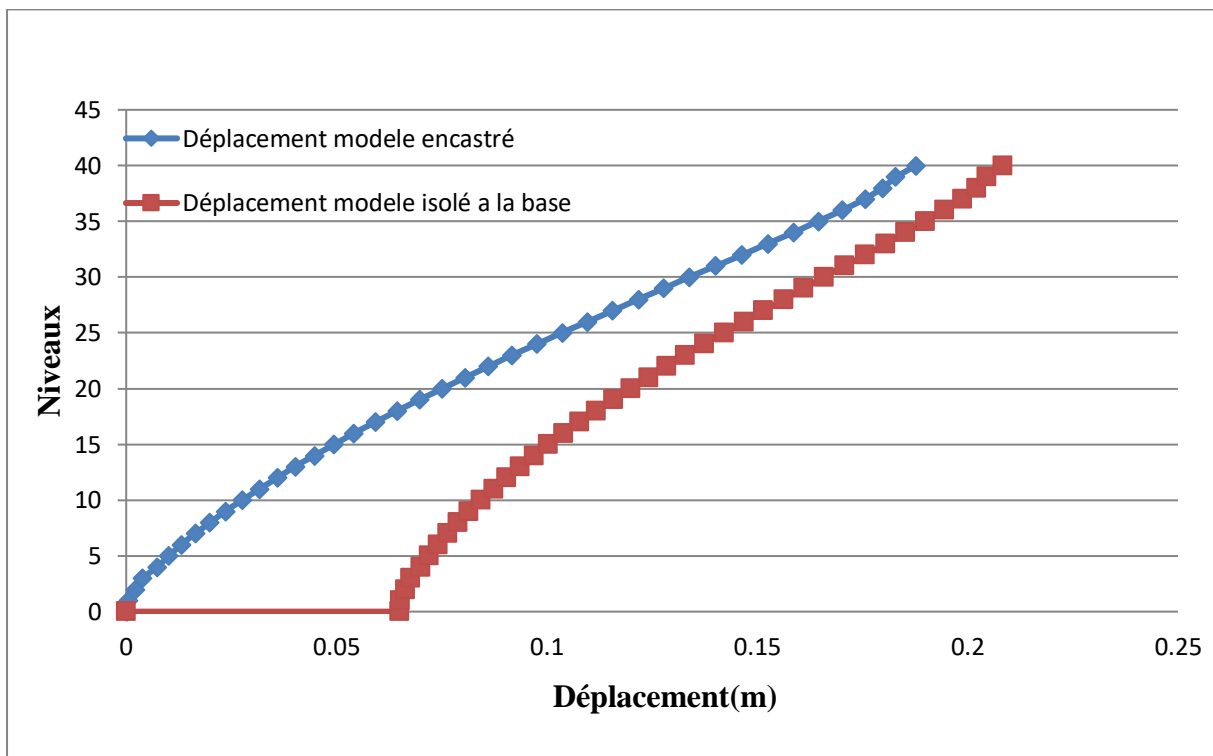


Figure XI-8 : Comparaison des déplacements relatifs des niveaux dans la direction Y.

D'après les figures ci-dessus, on constate que le déplacement relatif maximum est enregistré au dernier niveau pour les deux modèles (déduction logique). On peut observer que les déplacements relatifs du modèle isolée à la base sont supérieurs à ceux du modèle encastré.

Il y a lieu de noter le déplacement au niveau 0 (la base) a tiré notre intention de façon à ce que la valeur du déplacement n'est pas nulle mais égale à une valeur fixe de l'ordre de 6.5 cm dans le sens X et Y. on déduit que cette valeur est le déplacement de l'isolateur (pendule à

friction). Dans ce sens, on représentera l'évolution des déplacements absolus (à notre sens réels) des niveaux dans les figures ci-dessous.

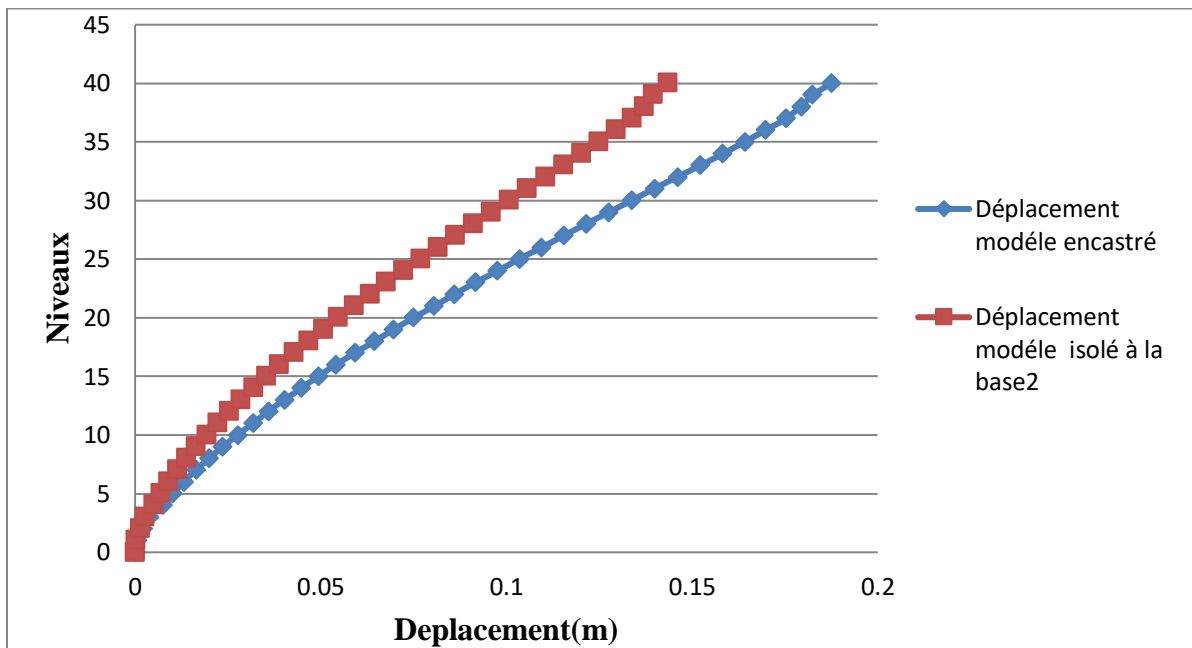


Figure XI-9 : Comparaison des déplacements absolus des niveaux dans la direction X.

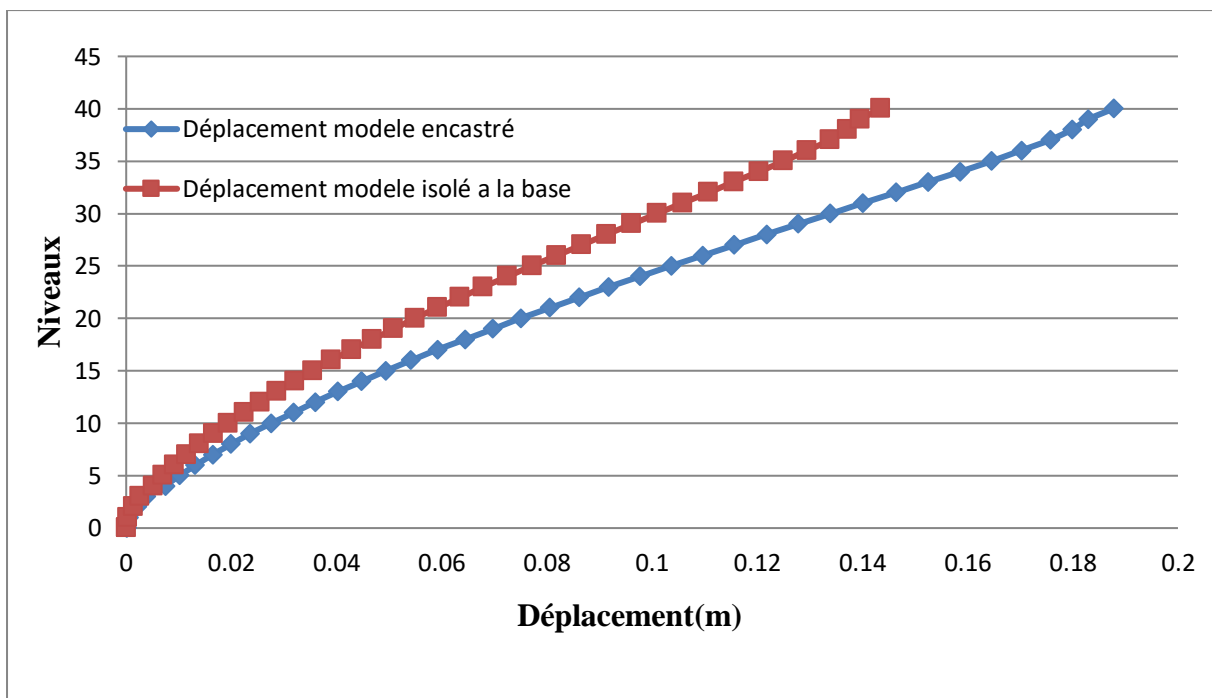


Figure XI-10 : Comparaison des déplacements absolus des niveaux dans la direction Y.

En se référant aux figures qui représentent les déplacements absolus des niveaux, on constate bien évidemment que les déplacements du modèle isolé à la base sont inférieurs à ceux du modèle encastré et cela dans les deux sens. Cette réduction est de l'ordre de 25% dans les deux sens X et Y.

PARTIE B :

XI.3 Structure encastré et structure contreventé par un système de triangulation amorti en X :

XI.3.1 Périodes fondamentales :

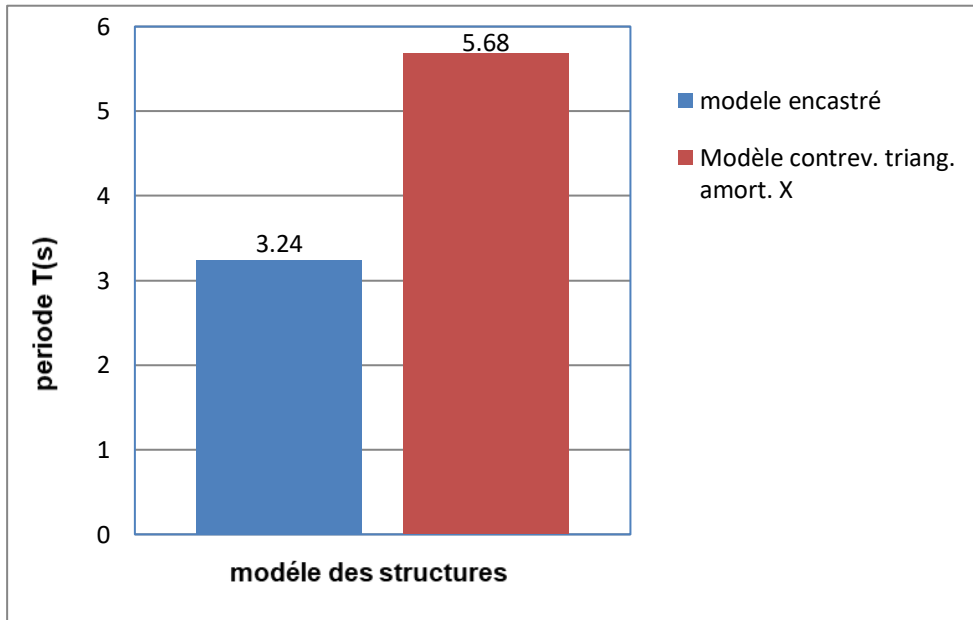


Figure XI-11 : Comparaison des périodes fondamentales des deux modèles.

D'après les résultats d'analyse, nous constatons que la période a augmentée pour le modèle de la structure isolée à la base par rapport à celle encastrée à la base encastrée. La période fondamentale obtenue pour le modèle encastré est de 3.24s tandis que celle pour la structure contreventée par un système de triangulation amortie, est égale à 5.68 s. En termes de pourcentage la période fondamentale montre un accroissement de 43%, par rapport à la base fixe. On déduit donc que, le système de l'isolation nous ramène une période fondamentale de la structure à une valeur plus élevée par rapport à celle obtenue par la structure à base fixe. Ceci est dû à la souplesse de la structure due au rallongement de la période qui est dépendue par l'introduction d'un système combiné entre la fondation et la superstructure. Ensuite, cet écartement de la période est une raison primaire de l'efficacité de système d'isolation à la base du minaret.

XI.3.2 Les efforts tranchants :

XI.3.2.1 Effort tranchant dynamique à la base :

Tableau XI-2 : Efforts tranchants dynamique des deux modèles : encastré, isolé à la base.

	Vdynamique Sens- X	Vdynamique Sens-Y
Modèle encastré à la base	27102,102	27132,362
Modèle contreventé par le système de triangulation amorti en X	15898,527	15952,395

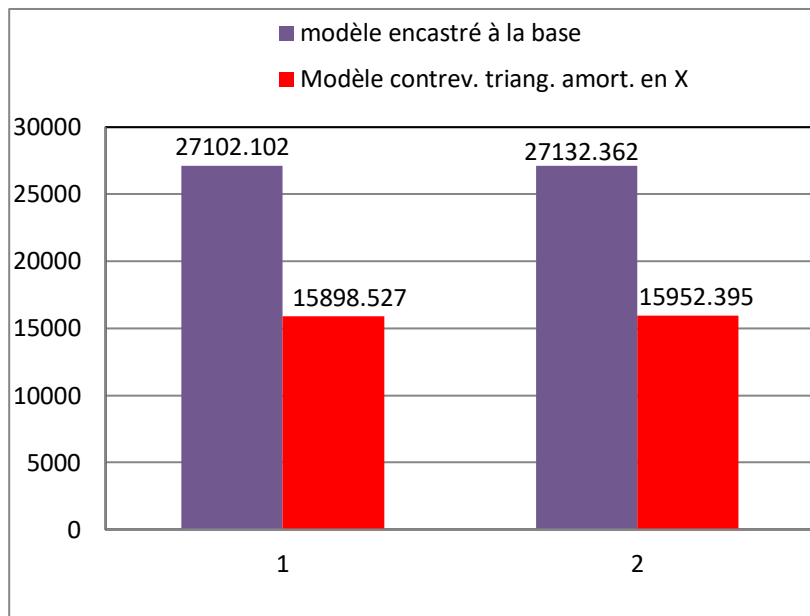


Figure XI-12 : Efforts tranchants à la base des modèles dans deux directions X et Y.

On remarque que l'effort tranchant dynamique de la structure isolée à la base est inférieure à celui d'une structure encastrée dans les deux sens, cette variation est de l'ordre de 57 %, dans les deux directions (X, Y).

Nous concluons que le système d'isolation réduit l'effort tranchant à la base. Ceci est dû à la réduction des sections dans la superstructure, particulièrement visible sur les structures avec système d'isolation intégré.

XI.2.2.2 Les efforts tranchants pour différents niveaux :

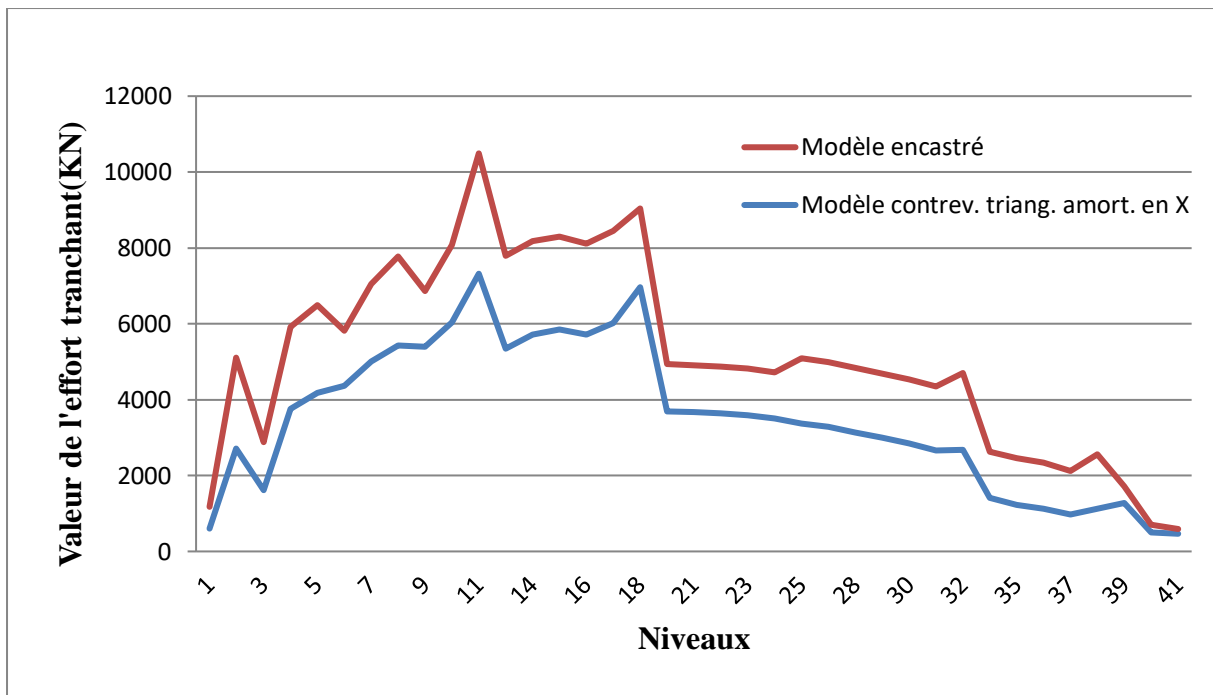


Figure XI-13 : Variation des efforts tranchants en hauteur des deux modèles.

On remarque que l'effort tranchant dynamique de la structure contreventé par un système de triangulation amortie est inférieure à celui d'une structure encastrée dans les deux sens, cette variation est de l'ordre de 38%, dans les deux directions (X, Y).

XI.3.3 Variation des moments fléchissant en hauteur (à chaque niveau):

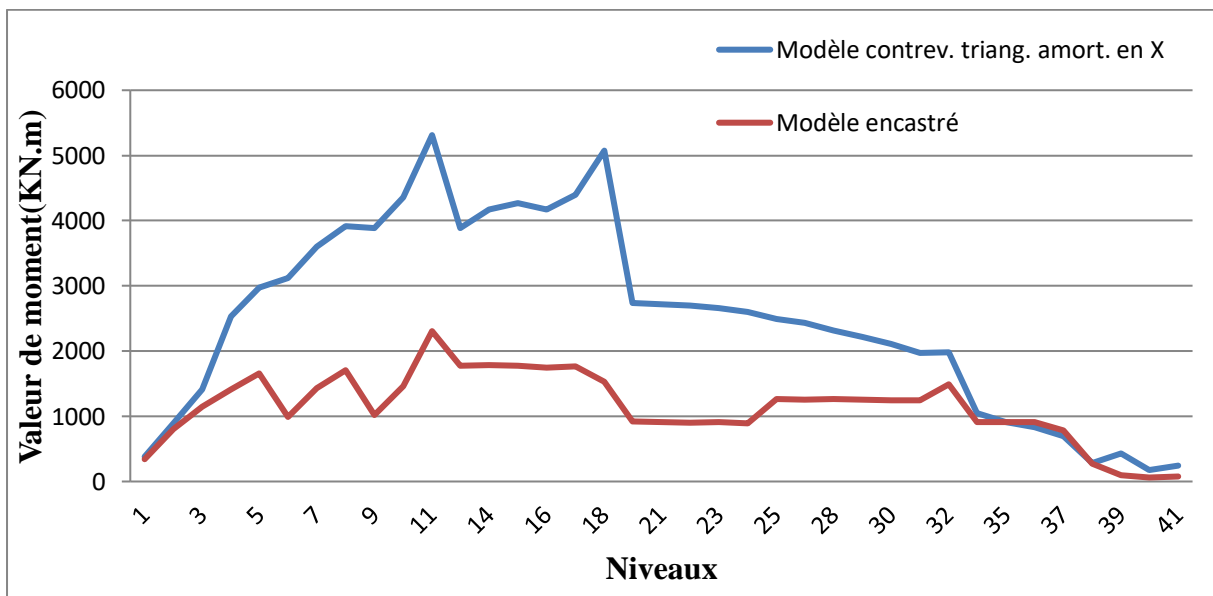


Figure XI-14 : Variation des moments fléchissant en hauteur des deux modèles.

On observé dans la figure (XI-13), que les valeurs des moments maximums sont obtenu d'après l'analyse de la structure encastéré sont inférieure, que celles sont trouver dans la structure isolé en système de triangulation en X.

Le 11^{eme} niveau enregistre une plus grande valeur, des moments, dans les deux modèles,

XI.4. Déplacement maximal des niveaux

Les figures suivantes montrent une comparaison entre les déplacements des différents niveaux des deux modèles dans les deux directions X et Y :

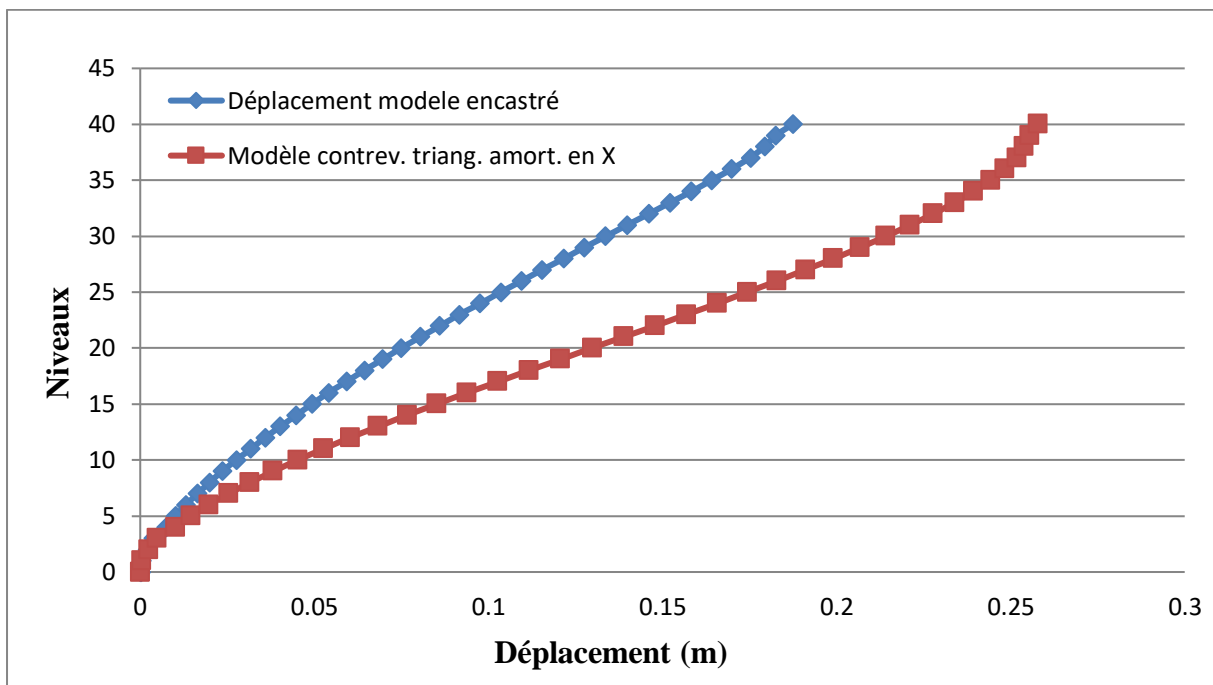


Figure XI-15: Comparaison des déplacements des niveaux dans la direction X.

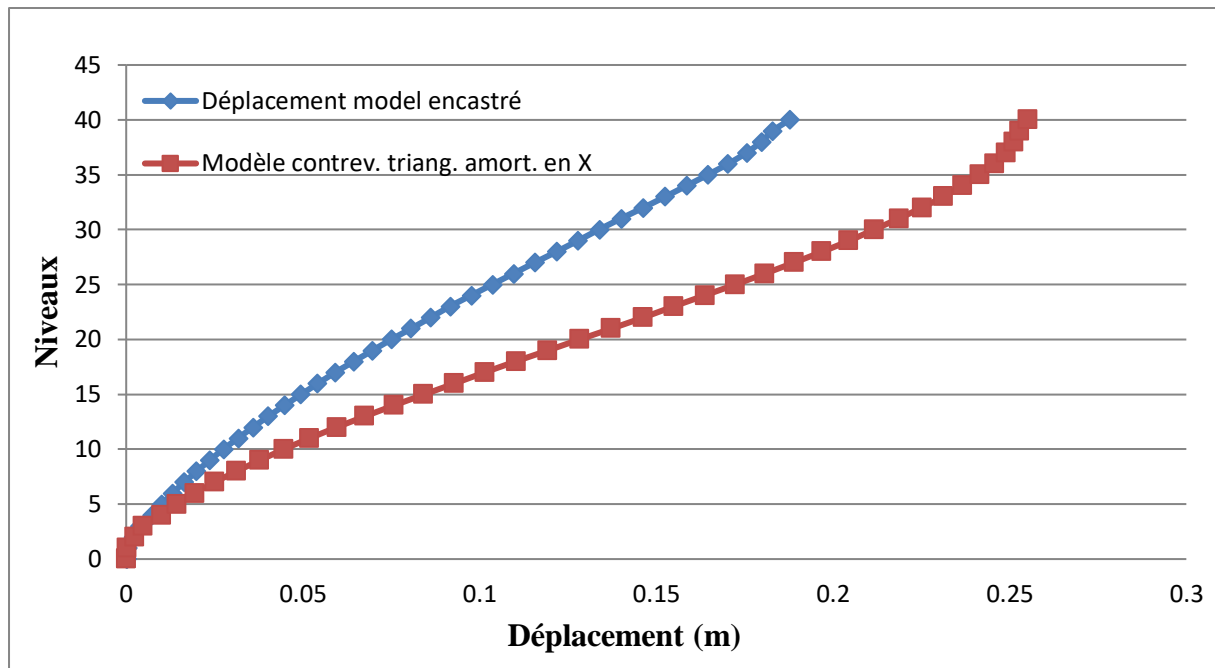


Figure XI-16 : Comparaison des déplacements des niveaux dans la direction Y.

D'après les figures ci-dessus, on constate que le déplacement maximum est enregistré au dernier niveau pour les deux modèles (déduction logique). On peut observer que les déplacements du modèle contreventé par un système de triangulation amorti en X sont supérieurs à ceux du modèle encasturé.

XI.5 Récapitulatif de l'étude comparative des résultats des trois modèles :

Trois modèles tridimensionnels en éléments finis du minaret de la grande mosquée d'Alger ont été réalisés. Le premier modèle consiste à représenter la structure encasturée à la base contreventée par des voiles en béton armé et un système de triangulation en charpente métallique. Le second modèle représente la structure du minaret isolée à la base par des isolateurs sismiques en utilisant des pendules à friction. Au niveau du troisième modèle la structure est encasturée à la base contreventée par des voiles en béton armé et un système de triangulation en charpente métallique amorti en X.

Une étude comparative entre ces trois modèles a été établie. La comparaison a été menée en termes de périodes fondamentales, d'efforts tranchants à la base, de variation des efforts tranchants en hauteur, variation des moments fléchissant en hauteur et déplacements des étages.

D'après les résultats d'analyse de ces trois modèles, il en ressort que la période fondamentale la plus petite est celle de la structure encastree à la base. La période de la structure isolée à la base augmente d'un cinquième par rapport à celle de la structure encastree. Tandis que la période de la structure contreventée par triangulation amorti en X augmente de presque la moitié par rapport à celle de la structure encastree. Ceci est dû à la souplesse de la structure due au rallongement de la période qui est dépendue par l'introduction d'un système combiné entre la fondation et la superstructure. Ensuite, cet écartement de la période est une raison primaire de l'efficacité de système d'isolation à la base du minaret.

En termes d'efforts tranchants à la base, la structure isolée à la base procure une diminution de sa valeur de plus qu'un cinquième par rapport à celui issu de la structure encastree dans les deux sens. Alors que la structure contreventée par triangulation amorti en X présente des efforts tranchants nettement inférieurs (environ 60%) à ceux développés par la structure encastree.

La distribution de l'effort tranchant dans les étages montre un pic pour les trois modèles étudiés. Le pic d'effort tranchant a été localisé au 11^{ème} niveau. Une nette différence est visible des efforts tranchants de la structure isolée à la base et la structure contreventée par triangulation amorti en X avec un taux de l'ordre de 40% par rapport à la structure encastree à la base.

Concernant la répartition des moments fléchissant dans les étages, le moment fléchissant maximum se situe au 11^{ème} niveau. Une nette différence est visible des moments fléchissant de la structure isolée à la base avec un taux de l'ordre d'un cinquième par rapport à la structure encastree à la base. Tandis que pour la structure contreventée par triangulation amorti en X, les moments sont considérables.

En termes de déplacements relatif maximum est enregistré au dernier niveau pour les trois modèles (déduction logique). Les déplacements relatifs du modèle isolée à la base sont supérieurs à ceux du modèle encastree. Notons que le déplacement de l'isolateur (pendule à friction) est de 6.5 cm.

En effet, les déplacements absolus du modèle isolé à la base sont inférieurs à ceux du modèle encastree et cela dans les deux sens avec une réduction de l'ordre de 25%. Tandis que les déplacements du modèle contreventé par un système de triangulation amorti en X sont toujours supérieurs à ceux du modèle encastree.

CONCLUSION
GENERAL

CONCLUSION GENERALE

Pour affronter les actions sismiques et renforcer les structures, il est nécessaire d'assembler des conceptions parasismiques pour minimiser les dommages causés par les secousses (séismes). Pour cela, le plus adéquate est d'utiliser des systèmes pour protégé les constructions vis-à-vis les séismes. L'isolation à la base l'un des méthodes les plus exécutables au niveau des ouvrages, et à partir d'une revue bibliographie détaillée. L'avantage de ces dispositifs et leur but c'est de minimiser les résultats des excitations dynamiques par la réduction des efforts interne (moments, efforts tranchants dans les niveaux, déplacements, efforts tranchants à la base).

Le calcul sismique du modèle tridimensionnel du minaret a été réalisé par la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme. Une comparaison des résultats issus de ces deux méthodes a été établie. L'accélérogramme en accélération utilisé est celui du séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdès enregistré à Kaddara.

Trois modèles tridimensionnels en éléments finis du minaret de la grande mosquée d'Alger ont été réalisés. Le premier modèle consiste à représenter la structure encastree à la base contreventée par des voiles en béton armé et un système de triangulation en charpente métallique. Le second modèle représente la structure du minaret isolée à la base par des isolateurs sismiques en utilisant des pendules à friction. Au niveau du troisième modèle la structure est encastree à la base contreventée par des voiles en béton armé et un système de triangulation en charpente métallique amorti en X.

Dans une première phase, les résultats de la méthode d'analyse modale spectrale et de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme, ont été présentés. La comparaison entre ces résultats de ces deux methodes dynamique a conduit à une augmentation importante de l'effort tranchant à la base, pour la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Il a été observé que les efforts tranchants sont identiques dans les dix premiers niveaux. A partir du 11ème niveau, une variation de ces efforts tranchants commence à être visible. La même évolution des valeurs est constatée pour les moments fléchissant. Le maximum de ces efforts internes est enregistré pour 11ème niveau. Notons qu'entre le 10ème et 11ème niveau une

réduction d'épaisseur des voiles était prévue. On estime que l'épaisseur des voiles devra être conservée ou à la limite, la réduction de section devra être décalée pour le ou les niveaux supérieurs.

A effet, on peut conclure que la méthode d'analyse par accélérogramme réalisée en utilisant l'enregistrement de Kaddara correspondant au séisme de Boumerdes (21 Mai 2003) conduit à des efforts internes supérieures à ceux développés par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale.

On conclut que pour des structures élancées d'hauteur supérieure à 74 m, la méthode d'analyse dynamique modale spectrale conduit à une sous-estimation de la demande sismique.

En deuxième lieu, Une étude comparative entre les trois modèles tridimensionnels du minaret de la grande mosquée d'Alger a été établie. La comparaison a été menée en termes de périodes fondamentales, d'efforts tranchants à la base, de variation des efforts tranchants en hauteur, variation des moments fléchissant en hauteur et déplacements des étages ; à savoir la structure encastree à la base, la structure isolée à la base par des isolateurs sismiques et la structure encastree à la base contreventée par un système de triangulation amorti en X. La méthode de calcul sismique adoptée est la méthode d'analyse modale spectrale pour les trois modèles.

A l'issu de l'analyse de ces trois modèles, il en ressort que la période fondamentale la plus petite est celle de la structure encastree à la base. La période de la structure isolée à la base augmente d'un cinquième par rapport à celle de la structure encastree. Tandis que la période de la structure contreventée par triangulation amorti en X augmente de presque la moitié par rapport à celle de la structure encastree. Ceci est dû à la souplesse de la structure.

En termes d'efforts tranchants à la base, la structure isolée à la base procure une diminution de ces efforts de 20%. Alors que la structure contreventée par triangulation amorti en X présente des efforts tranchants nettement inférieurs (environ 60%) à ceux développés par la structure encastree.

La distribution des efforts tranchants dans les étages montre un pic pour les trois modèles étudiés. Le pic d'effort tranchant a été localisé à une hauteur d'environ 74m. Une nette différence est visible des efforts tranchants de la structure isolée à la base et la structure

contreventée par triangulation amorti en X avec un taux de l'ordre de 40% par rapport à la structure encastree à la base.

Concernant la répartition des moments fléchissant dans les étages, le moment fléchissant maximum se situe à environ 74m. Une nette différence est visible des moments fléchissant de la structure isolée à la base avec un taux de l'ordre de 20% par rapport à la structure encastree à la base. Tandis que pour la structure contreventée par triangulation amorti en X, les moments sont considérables.

En termes de déplacements relatif maximum est enregistré au dernier niveau pour les trois modèles (déduction logique). Les déplacements relatifs du modèle isolée à la base sont supérieurs à ceux du modèle encastree. Notons que le déplacement de l'isolateur (pendule à friction) est de 6.5 cm.

En effet, les déplacements absolus du modèle isolé à la base sont inférieurs à ceux du modèle encastree et cela dans les deux sens avec une réduction de l'ordre de 25%. Tandis que les déplacements du modèle contreventé par un système de triangulation amorti en X sont toujours supérieurs à ceux du modèle encastree.

Finalement, on peut conclure que le choix de la méthode de calcul sismique des structures très élancée doit faire l'objet d'une réflexion très poussée. On conclue également que le système d'ossature adopté pour le minaret de la grande mosquée d'Alger n'est pas approprié. Deux autres modèles ont proposés. Ces modèles prouvent leur efficacité en termes de réduction d'efforts interne.

Nous estimons que l'utilisation des systèmes de protection sismiques innovants est un passage obligatoire. A cet effet, l'incorporation de ces systèmes de contreventement doit se faire le plutôt possible au niveau de la réglementation parasismique algérienne.

Références Bibliographiques

- [1] Mémoire DAHMANI S et RAHMANI D (2014), un bâtiment RDC+8 étages avec deux sous-sol, Analyse dynamique de la réponse d'une structure.
- [2] Mémoire BENAHMED NOURIA LASRI SOUMIA, 12 Juin 2016, les effets des isolateurs sur la réponse dynamique d'un bâtiment.
- [3] Mémoire Evaluation de management des risques dans les projets structurants: Cas de la grande mosquée d'Alger, université de Constantine (2013).
- [4] Mémoire NAIT ZERRAD ILYAS et BENMOUNA NABIL, Analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments.
- [5] Document d'information à l'usage du constructeur -VOLUME 1- Conçu par Mme Patricia BALANDIER.
- [6] ZACEK Milan. Construire parasismique. Risques sismiques, conception parasismique des batiments, réglementation. Marseille : Editions Parenthèses. 1996. 339p
- [7] Programme de formation en construction parasismique Module pédagogique pour les responsables de réalisation des bâtiments Brochure d'accompagnement du cours n° 1/9
- [8] Mémoire de Magister en Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique, Génie Civil Présenté par ABDELHAMID Fayçal.
- [9] CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DES STRUCTURES INTELLIGENTES, Mémoire pour l'obtention du diplôme de magistère en génie civil.
- [10] THÈSE présentée pour l'obtention du diplôme de Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 2007 étude de structures élancées précontraintes en matériaux composites.
- [11] S.M.L. Adriaenssens et M.R. Barnes : Tensegrity spline beam and grid shell structures. *Engineering structures*, 23:29–36, 2001.
- [12] Mémoire de Master en Génie Civil, Application d'un Système (TMD) pour l'Amélioration de la Réponse Sismique des Structures Bâtiments, (2012).

[13] Conception-construction parasismique, Victor Davidovici, Introductions de Michel Kahan, Joseph Attias et Jérôme Stubler.