

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

Université Abou Bekr Belkaid -Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire de Fin D'Etude pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie civil

Option : Ingénierie des Structure

Thème :

**Etude d'un Bâtiment de grande hauteur en béton armé –
Stabilisation par masse amortissante.**

Présenté par :

BENEDDINE BOCHRA NOUR EL HOUDA

HADDJERI ASMA

Soutenu Le 23 septembre 2020 , Devant Le Jury Composé de :

Mr HASSAINE N.

Président

Mr RAS A

Examineur

Mr BABA AHMED. S

Encadreur

Année universitaire 2019/2020

REMERCIEMENT

Au premier lieu nous adressons nos remerciements à Allah le tout puissant qui nous avoir donné de courage de la patience pour finir ce travail.

Ce travail n'aurait pas été possible sans l'intervention, consciente, de plusieurs personnes. D'abord, Nous exprimons nos profonds remerciements à nos chers parents quoi que nous fassions ou quoi nous disons, je ne serai point te remercier comme il se doit merci infiniment. Ensuite, nous adressons nos chaleureux remerciements à l'Encadreur Monsieur BABA AHMED. s pour sa rigueur, qu'il nous accordée le long de ce travail, pour son soutien assidu moral et son conseils précieux tout au long de mes études.

Nous sommes très reconnaissantes pour avoir monsieur HASSAINE N d'avoir accepté de présider ce jury et notre examinateur Mr RAS A. Nous tenons également à remercier les membres de jury, qui ont bien voulu accepter de porter leur jugement espérons que notre modeste travail a été votre attente. Nous adressons nos vifs remerciements à nos familles qui nous ont soutenus et encouragés. Nous remercions plus précisément, nos frères et sœurs. Leurs prières et leurs encouragements, nous ont aidés à surmonter tous les obstacles. Nous tenons à remercier tous nos amis ainsi que tous les étudiants de la promotion STR (2019-2020). Nous chaleureuse remerciement s'tendent à tous les professeurs qui nous ont soutenus durant tout notre cursus. Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

Dédicace 1

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères, à ma très chère mère et mon père ; je ne saurais jamais comment exprimer mes sentiments pour leur sacrifice, tendresse et affection qu'ils ont toujours accomplie avec dévouement pour me permettre de réussir ma vie, je suis très reconnaissante à toutes les peines qu'ils se sont donnés pour mon éducation, qu'ils trouvent ici, l'expression de mon profond respect.

A la mémoire de mon frère

Ce travail est dédié à mon frère Abdelhak, décidé trop tôt qui m'a toujours encouragée dans mes études.

- ❖ A ma chère petite sœur Rachida.
- ❖ A mon frère Mohamed
- ❖ A toute la famille HADDJERI
- ❖ A mon binôme BENEDDINE BOCHRA NOUR EL HOUDA
- ❖ A tous mes enseignants, mes amies et les étudiants de la promotion **2019/2020** de génie civil. Structure
- ❖ A tous ce qui me sont chères.

Haddjeri Asma

Dédicace 2

C'est avec grand respect et gratitude que je tiens à exprimer toute mes reconnaissances et ma sympathie et dédier ce travail modeste a :

A mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Ma très chère mère (LEILA)

Mon cher père (MUSTAPHA)

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que leur bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés le fruit de vos innombrables sacrifices, puisse dieu, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A mon très cher mari (AZIZ)

Tes sacrifices, ton soutien et ta patience m'ont permis de réussir mes études.

Une spéciale dédicace à la personne qui compte le plus pour moi mon petit fils (NASSIM) que dieu te garde pour moi.

A mes frères : **ISLAM et HABIB.**

A ma petite sœur : **ZINEB.**

A toute la famille **BENEDDINE.**

A mon binôme : **ASMA HADDJERI.**

Tous mes enseignants et toute la promotion **2019/2020** génie civil structure.

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidée soutenue.

BOCHRA B.

Résumé :

Dans ce projet de fin d'étude, une analyse sur un bâtiment de grande hauteur équipée d'un amortisseur à masse accordé a été faite. Au début nous avons commencé par un aperçu sur l'histoire des bâtiments de grande hauteur et leurs systèmes structurelles. Ensuite nous avons présenté les méthodes innovantes de contrôle qui permettent de protéger la structure contre les actions sismique parmi ces méthodes de contrôle, on a choisi l'amortisseur à masse accordé. Ce dernier est localisé au centre de masse du dernier étage d'un bâtiment de béton armé(R+30) pour améliorer sa réponse dynamique. Enfin une étude paramétrique a été faite en variant la masse du TMD les résultats sont comparé avec celle sans TMD. Cette comparaison montre l'efficacité de ce système dans la réduction de la réponse dynamique de la structure.

Mots clés : système structurelle, système de contrôle, séisme, amortisseur à masse accordé.

Summary:

In this end-of-study project, an analysis on a high-rise building fitted with a tuned mass damper was done. At the beginning we began with an overview of the history of high-rise buildings and their structural systems. Then we presented the innovative control methods that protect the structure against seismic actions. Among these control methods, we chose the tuned mass damper which is located at the center of mass of the top floor of a building of reinforced concrete (R+30) to improve its dynamic response. Finally a parametric study was made by varying the mass of TMD the results are compared with that without TMD. This comparison shows the efficiency of this system in reducing the of the structure.

Keywords: structural system, control system, earthquake, tuned mass damper.

ملخص

في مشروع نهاية الدراسة هذا ، تم إجراء تحليل لمبنى شاهق مزود بمخمد كتلة مضبوط. في البداية بدأنا بإلقاء نظرة عامة على تاريخ المباني الشاهقة وأنظمتها الهيكلية. ثم قدمنا طرق التحكم المبتكرة التي تحمي الهيكل من الأعمال الزلزالية ومن بين طرق التحكم هذه اخترنا ممتص صدمات الكتلة المضبوط ، والذي يقع في وسط كتلة الطابق العلوي من المبنى من الخرسانة المسلحة لتحسين استجابتها الديناميكية وأخيرًا تم إجراء دراسة حدية عن طريق تغيير كتلة TMD ومقارنة النتائج مع ذلك بدون TMD . تظهر هذه المقارنة كفاءة هذا النظام في تقليل الاستجابة ديناميات الهيكل..

الكلمات الرئيسية: النظام الهيكلي ، نظام التحكم ، الزلزال ، المثبط الشامل المضبوط.

Sommaire

Introduction générale	1
I. 1.Introduction	5
I.2. Historique des immeubles de grande hauteur	5
I. 3.Exemples des bâtiments de grande hauteur dans le monde.....	7
I .3.1. Seagram Building.....	7
I .3.2.Centre de Cheung Kong	8
I .3.3. Bahia Center	9
I .3.4. Tour Dexia	10
I.4.systemes structuraux des bâtiments de grand hauteur.....	10
I.4.1.Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé	11
I.4.2.systeme de noyau	12
I .4.3.Les critères de choix d'un système structurel	13
I.5. Les méthodes innovantes de contrôle.....	14
1.7. Conclusion.....	14
Chapitre II: Le contrôle	5
des vibrations.....	5
II.1 .Introduction	16
II. 2 .Système de contrôle passif	17
II.2.1. Systèmes d'isolation sismique	17
II.2.2.Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie.....	18
II.3. Le contrôle actif.....	22

II .3.1. Système d'amortisseur de masse actif AMD	22
II .3.2. Système de contreventement actif	23
II .3.3.Système de câble actif.....	23
II .4. Système de contrôle semi actif	24
II.5 . Système de contrôle hybride.....	25
II.7.Les amortisseurs à masse accordée TMD	25
II.7.1.Histoire de TMD	25
II .7.2.Application de système TMD en génie civil	25
II.8.Conclusion	28
Chapitre III: Présentation du projet,Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges	16
III.1. Introduction	29
III.2.Présentation du projet	29
III.2.1 Présentation de l'ouvrage	29
III.2.2 description géométrique de l'ouvrage.....	30
III.2.3.paramètres du tour et caractéristiques géotechniques du sol.....	30
III.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	30
III.4. Les plans.....	31
III.5.Pré-dimensionnement des éléments.....	34
III.5.1.Introduction	34
III.5.2.Plancher (dalle pleine).....	34
III.5.3. Voile	39
III.5.4.LA BANDE NOYEE (Poutre noyée).....	41
III.5.5. Escalier	42
III.6. Descente des charges	46

III .6.1. Introduction	46
III .6.2 . PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.....	46
III .6.3. Plancher étage courant	47
III.6.4.Plancher RDC et premier étage	48
III .6.5. Plancher sous-sol (parking).....	48
III .6.6. MUR EXTERIEURE	49
III .6. 7. MURE INTERIEUR.....	49
III .6.8.Escalier	50
III.7. Modélisation de la structure étudiée	51
III.8. Conclusion.....	52
CHAPITRE IV: Etude Sismique de la structure sans TMD.....	54
IV. 1- INTRODUCTION.....	55
IV.2.ETUDE DYNAMIQUE	55
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	55
IV-3.1.Choix de la méthode à utiliser.....	56
IV.4. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS.....	57
IV-5 Détermination du spectre de réponse	57
IV.6. Les propriétés dynamiques de la structure sans TMD.....	67
IV.7.Conclusion	70
CHAPITRE V: Application de TMD sur un bâtiment.....	71
V. 1. INTRODUCTION.....	72
V. 2. Type d'amortisseur à masse accordée utilisé dans le bâtiment.....	72
V. 3. Equation de mouvement.....	72

V. 4. Etude paramétrique de TMD	73
V.5. Analyse dynamique temporelle.....	75
V.6.Conclusion	79
Conclusion générale	80
Références bibliographiques	81
ANNEXE.....	84

Liste des figures

Figure II.1:Seagram building,New york,1958.	7
Figure I.2: Cheung Kong centre,Hong kong.....	8
Figure I.3:Bahia Center,Oran	9
Figure I.4 : Tour Dexia en France.	10
Figure I.5:Diagramme de système structurel,Fazlur R.Khan.	11
Figure I.6 : contreventement longitudinal d'un batiment.....	12
Figure I.7: Système à noyau en béton armé.	13
Figure II.1 : Isolateur en élastomère avec noyau de Plomb.	18
Figure II.2: : Isolateur de type pendule à friction.....	18
Figure II.3: Amortisseurs à frottement	19
Figure II.4 : Amortisseur fluide visqueux de GERB.	20
Figure II.5: Une masse TMD installé dans le tour de TEIPEI.	20
Figure II.6 : : amortisseur trempé avec des mailles et des tiges.....	21
Figure II.7 : <i>Structure One Rincon Hill (San Francisco) (Bentifour, 2013)</i>	22
Figure II.8 : Bâtiment de Kyobashi Seiwa avec le systèmeAMD(BenMekki,2006).	23
Figure II.9: le schéma de système de câble actif.....	24
Figure II.10 : TMDs verticaux installés sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres.....	26
Figure II.11: 2 AMTs de 220 tonnes dans un bâtiment de 305 m de hauteur(tour Sydney, Australie).	26
Figure II.12: Bâtiment « Citicorp Center »	27

Figure II.13 : Tour « John Hancock » à Boston	27
Figure II.14: Tour de contrôle de l'aéroport de Washington.....	28
Figure III.1:Plan de situation représente l'emplacement de projet.....	29
Figure III.2 : (A) Plan façade principale, (B) plan façade latérale.....	31
Figure III.3: Plan du RDC (à usage commercial).....	32
Figure III.4: Plan du 1 ^{er} étage(à usage commercial).	32
Figure III.5: : Plan d'étage courant (à usage d'habitation).	33
Figure III.6: Plan sous sol.	33
Figure III.7: Dalle pleine.....	34
Figure III.8: Dimension du plus grand panneau ($Lx \times Ly$).....	35
Figure III.9: Poutre noyée.	41
Figure III.10: Schéma de l'escalier.	42
Figure III.11: Schéma statique d'escalier.	44
Figure III.12: Plancher terrasse inaccessible.	46
Figure III.13: Coupe vertical de mur extérieur.	49
Figure III.14: Représentation de bâtiment avec voiles par Etabs 2017.0.1.	51
Figure III.15: Plan des voiles.	52
Figure. IV.1: Spectre de réponse.	58
figure IV.2:mode1($T=2.529$)	68
figure IV.3:mode2($T=2.097$)	69
figure IV.4:mode3($T=2.089$)	69
Figure V.1:Le schéma du TMD appliqué à la structure dans le sens X et le sens Y [25].....	72
Figure V.2: Accélérogramme du séisme de Boumerdès.....	76
figure V.3:Déplacement du bâtiment avec/sans TMD	77
figure V.4: L'accélération du bâtiment avec/sans TMD	78
figure V.5: L'effort tranchant à la base du bâtiment avec/sans TMD.....	78

figure V.6: La vitesse du bâtiment avec/sans TMD.	79
figure V.7: Le moment maximal du bâtiment avec/sans TMD	79

Liste des tableaux

Tableau II.1: Système de contrôle de la réponse sismique.	16
Tableau III.1: :caractéristique géométriques.	30
Tableau III.2: Calcul et vérification des contraintes.	36
Tableau III.3 l'épaisseur des voiles.....	39
Tableau III.4: sollicitation des voiles.	40
Tableau III.5: Description d'escalier.....	45
Tableau III.6: Plancher Terrasse Inaccessible.....	46
Tableau III.7: Plancher étage courant.....	47
tableau III.7: Plancher RDC et premier étage:.....	48
Tableau III.8 : :Plancher Sous-sol.	48
Tableau III.9: Murs extérieurs (double parois).....	49
Tableau III.10: Murs intérieurs.	49
Tableau III.11: Charge de palier.	50
Tableau III.12: Charge de volée.	50
Tableau III .13: La charge permanente des différentes volées dans les	51
Tableau IV.1: Coefficient	58
Tableau IV.2: valeurs de T1 et T2.....	59
Tableau IV.3: les Facteur de correction d'amortissement.	59
Tableau IV.4: les Coefficient de comportement global de la structure(R).....	60
Tableau IV.5: L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.	62
Tableau IV.6: Valeurs des pénalités Pq	65
Tableau IV.7: poids de chaque niveau	66
Tableau IV.8: Vérification de la résultant des forces sismiques.	67
Tableau IV.9: Résultats d'analyse modale.	67
Tableau V. 2: Les paramètres optimaux des TMD utilisé.	75
Tableau V.3: Les périodes de bâtiment avec/sans TMD en seconde.	76

Tableau V.4: Résultat d'effort tranchant à la base de l'analyse temporelle. ... 76

Définition des notations

TMD : Amortisseur à Masse Accordée.

TLD: Amortisseur à Liquide Accordée.

AMD : Active Mass Dumper.

HMD : Amortisseur a Masse Hybride.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

L_x : Grand côté du panneau de la dalle.

L_y : Petit côté du panneau de la dalle.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

τ_b : contrainte de cisaillement.

A : **Coefficient** d'accélération de la zone.

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

β : coefficient de pondération.

W : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids de la charge permanente.

W_{Qi} : poids de la charge d'exploitation.

V : Effort tranchant.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de Qualité.

M_x : La masse du système TMD dans la direction x.

K_x : La rigidité du système TMD dans la direction x.

C_x : L'amortissement du système TMD dans la direction x.

M_y : La masse du système TMD dans la direction y.

K_y : La rigidité du système TMD dans la direction y.

C_y : L'amortissement du système TMD dans la direction y.

ϕ : est l'amplitude du premier mode où se trouve le système TMD, et pour un facteur de participation unitaire.

$f_{p2\ opt}$: Le rapport de la fréquence du TMD de bâtiment

$\xi_{p2\ opt}$: Coefficient d'amortissement du TMD de bâtiment

$C_{p2\ opt}$: Amortissement du TMD de bâtiment.

$K_{p2\ opt}$: Rigidité du TMD de bâtiment.

Γ_i : Facteur de participation modale.

L_i : Facteur d'excitation sismique.

M_i : Masse généralisée.

$[M]$: Matrice masse de la structure.

$\{\phi\}_i$: Vecteur mode propre.

$\{\phi\}_i^T$: Vecteur transposé de mode propre.

$\{\Delta\}$: Vecteur de direction de la sollicitation.

m_2 : Masse du TMD. M : Matrice masse de la structure.

C : Matrice d'amortissement.

K : Matrice de rigidité de la structure.

\ddot{U}, \dot{U}, U : Vecteurs déplacement, vitesse, et accélération de la structure

P: Vecteur charge.

ϕ_1 : Le mode fondamentale.

ω_1 : Pulsation de la structure.

ω_2 : Pulsation du TMD.

Introduction générale

Introduction générale

La construction a toujours été l'une des principales préoccupations de l'homme et l'une de ses préoccupations occupation privilégiée. Jusqu' à présent, dans la plupart des pays, le secteur de la construction est en plein essor et de nombreux professionnels sont engagés dans des activités de construction dans le domaine.

De nos jours, alors que la demande de bâtiments a augmenté et que le développement de la technologie, des instruments et des matériaux de constructions a été compris, les bâtiments sont devenus de plus en plus complexes.

Dans la conception structurelle du génie civil, les immeubles de grande hauteur devraient supporter des charges gravitaires et latérales dues a l'excitation sismique pour éviter l'effondrement de la structure. Les fortes excitations sismiques, en particulier les excitations à courte distance, indiquent l'importance des fonds pour protéger les bâtiments contre les effets catastrophiques des séismes.

Dans les zones sujettes aux tremblements de terre, les ingénieurs utilisent différents techniques sismiques pour protéger les bâtiments lors les tremblements de terre. Par conséquent, la protection la plus appropriée est le principal problème dans la conception de ces bâtiments. L'une des techniques couramment utilisées est l'amortisseur de masse accordée passif (TMD).

Les amortisseurs de masse accordée sont généralement utilisés pour le contrôle des vibrations dans les systèmes de contrôle. Dernièrement, les TMD sont utilisés pour réduire les vibrations dans les gratte-ciel et autres structures de génie civil sous l'excitation sismique. Pour cette raison, dans ce travail, nous essayons de répondre à nos questions suivantes :

-Quelle est la relation entre l'amortissement (TMD) et l'action sismiques ?

-Comment obtenir un bon effet d'amortissement ?

Dans cette mémoire, l'objectif global est de développer des connaissances sur les modèles d'immeubles de grande hauteur pour comprendre le comportement et le système de contrôle des tours

Pour atteindre cet objectif, le travail de cette mémoire est comme suite :

Chapitre 1 : présente l'histoire desgratte-ciel et leurs systèmes structuraux on présentant quelque exemple de bâtiment de grande hauteur à travers le monde, ainsi que leurs systèmes de contreventements.

Chapitre 2 : après une brève introduction des différents types de contrôle, ce chapitre se concentre sur les systèmes de contrôle des vibrations.

Chapitre 3 : présente spécifiquement la présentation de l'ouvrage, pré-dimensionnement, l'étude de quelques éléments structuraux, vérificationet descend de charge

Chapitre 4 : ce chapitre est consacré a la recherche dynamique de la structure pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure lors du processus de vibration.

Chapitre 5 :

Dans ce chapitre une étude a été faite sur la structure équipée d'un amortisseur à masse accordé en variant le rapport de la masse, les résultats sont comparé avec celle sans TMD.

Chapitre I : Généralité et Recherche Bibliographique

I. 1.Introduction :

L'avenir se dessine sous forme d'un progrès technologique incluse dans plusieurs discipline.

Aujourd'hui on assiste une révolution technologique induite par plusieurs moyens qu'ils ont bouleversé ces derniers années notre mode de vie, les constructions sont devenues de plus en plus très complexes, car les exigences des bâtiments sont augmentées au déterminent de développement des techniques, des instruments et des matériaux de construction.

Actuellement, un grand regard concentré sur tous les éléments de structures qui permettent des développer un nouveau langage formel esthétique.

Les bâtiments de grandes hauteurs (IGH) restent malgré les débats qu'elle génère, un projet urbain d'actualité dans des nombreuses villes confrontées aux problématiques de la densification.

Les bâtiments de grande hauteur dépendent d'une structure spécial ou méga structure avec l'adaptation de la forme par rapport le contexte pour permettre a résister aux différentes contraintes.

Dernièrement, les bâtiments et les grattes ciel sont devenue plus mince et plus souple, qui induit une grandes sensibilité aux vibrations et donc un risque d'effondrement et l'étude de ce risque se fait en dynamique, car les phénomènes sont liées à la résonance qui correspond à la coïncidence de la fréquence de vibration de l'excitation avec celles des fréquences de vibration propre de la structure.

Pour éviter ce risque, il faut diminuer l'énergie reçu par le séisme afin d'augmenter la stabilité de la structure [la protection contre le séisme et le vent].

Il est nécessaire d'introduire un contrôle c'est à dire des dispositifs qui détecte la fréquence de vibration de la structure [1].

I.2. Historique des immeubles de grande hauteur :

Le tout premier immeuble de grande hauteur du monde est le « Home Insurance Building » édifié à Chicago, aux Etats Unis, entre 1884 et 1885. Il a été conçu par l'architecte William Le Baron Jenney, pour la «HOME INSURANCE COMPANY » dans le cadre du programme de reconstruction de la ville, après le

terrible incendie qui l'avait dévasté en 1871. Durant ce programme, de nombreux gratte ciel furent bâtis, et ce fut le début d'une nouvelle aire pour le domaine de la construction. A cette époque, et pendant plusieurs décennies, les immeubles de grandes hauteurs étaient principalement construits avec des matériaux tels que la fonte et la brique, qui étaient alors, les matériaux les plus disponibles. Leurs systèmes structuraux étaient alors relativement simples et réalisés à partir d'un réseau régulier de poteaux et de poutres.

Ainsi, aux Etats-Unis, dans les années 1950, on voyait apparaître des immeubles de formes géométriques simples, avec des façades modulaires légères. La structure de ces immeubles était, la plupart du temps, constituée d'un réseau de portiques orthogonaux disposés en plan sur une trame régulière de l'ordre de 7,50 m x 7,50 m à 10,50 m x 10,50 m de maille. Les ossatures devenant de plus en plus légères, l'idée qui prédominait à l'époque était que l'on pouvait créer des formes nouvelles d'immeuble en assemblant dans les trois dimensions des ossatures à cadres ou portiques auto stables capables de résister efficacement aux efforts latéraux dus au vent (ou au séisme en zone sismique).

Actuellement la tendance est surtout guidée par le retour à des formes plus variées, à des façades moins régulières, exprimant dans l'habillage la richesse des matériaux tels que le verre, le béton léger, l'inox, etc. [2].

I. 3.Exemples des bâtiments de grande hauteur dans le monde:

I .3.1. Seagram Building :



Figure I.1:Seagram building,New york,1958[3].

La une ossature en béton armé sur laquelle est suspendue la façade-rideau avec des poteaux métalliques en « I » non structurels[4].

- **Description du projet :**

-Système structurel : cadre contreventé.

-Type /occupation : Immeuble de bureaux.

- Nbr d'étage / Hauteur occupée : 38 /156.9 m.

-Matériaux de structure : Acier.

-Superficie Totale : 90 000 m².

-Date d'achèvement : 1958[4].

I .3.2.Centre de Cheung Kong :



Figure I.2 : Cheung Kong centre, HongKong,1999[5].

- **Description du projet :**

- Système structurel : méga colonne.
- Type /occupation : Immeuble de bureaux.
- Nb d'étage / Hauteur occupée : 63 /282.9 m.
- Matériaux de structure : Acier et béton.
- Superficie Totale : 1700[6]

I.3.3. Bahia Center :



Figure I.3 : Bahia Center, Oran,2013[7]

Le Bahia Center est un ensemble de quatre gratte-ciel résidentiels identiques à Oran en Algérie. Ils se situent sur la route des Falaises à 3 km du centre-ville. Les quatre tours mesurent 111 mètres [7] son nombre d'étages est 31.

I.3.4. Tour Dexia :



Figure I.4 : Tour Dexia en France,2005[8].

- **Description du projet :**

- Construction : 2005.
- Type /occupation : Immeuble de bureaux.
- Nbr d'étage / Hauteur occupée : «36/142 m.
- Matériaux de structure : Acier et béton.
- Superficie Totale : 40000 m².

I.4.Les systèmes structuraux des bâtiments de grande hauteur :

Le système structural d'un bâtiment de grand hauteur doit résister à la fois aux charges de gravité et aux charges latérales, dues à des phénomènes comme le vent et le séisme, a fur et à mesure que la hauteur du bâtiment augmente, les charges latérales s'impose graduellement dans la conception [9].

Les systèmes structuraux ce sont essentiellement les suivant :

- systèmes de plancher.
- systèmes de résistance de charge verticale.
- systèmes de résistance de charge latérale, il y'a :

- a. Système de contreventement par voile.
- b. Système de noyau.
- c. Système d'ossature.
- d. Système de tube.

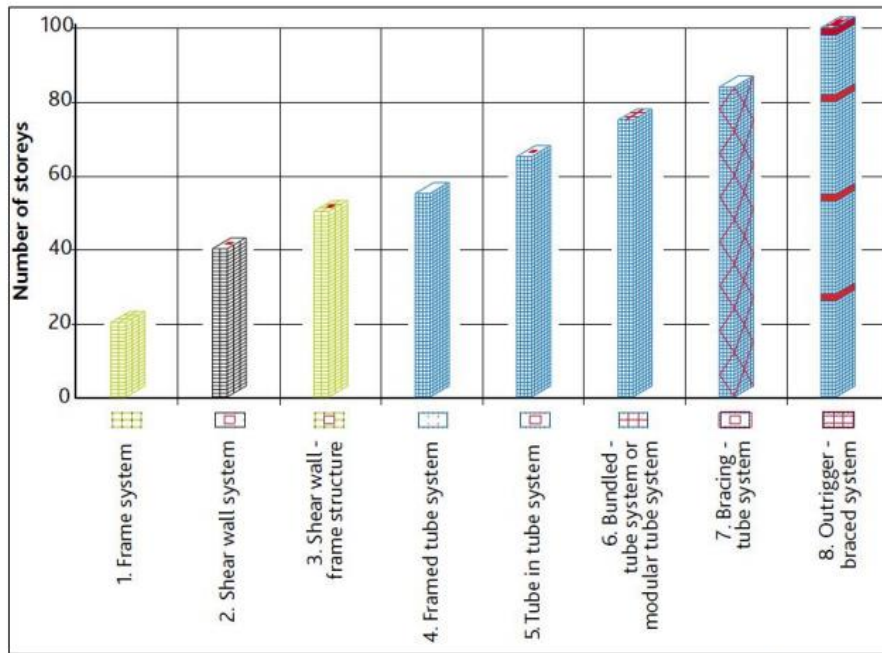


Figure I.5 : Diagramme de système structurel, Fazlur R.Khan.

I.4.1. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnels.

Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées,

et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température, il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités[10].

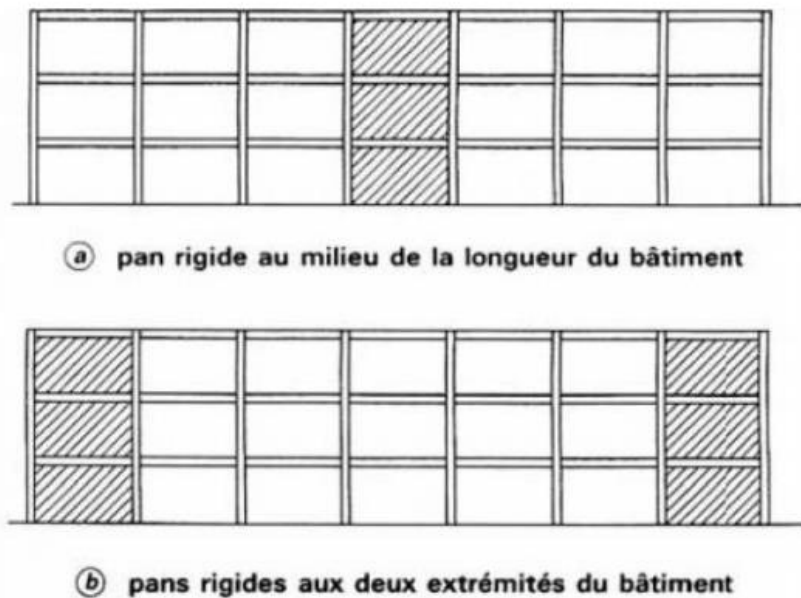


Figure I.6 : contreventement longitudinal d'un bâtiment [11].

I.4.2. système de noyau :

Une structure en noyau est composée de murs de contreventement arrangés selon une forme fermée dans laquelle les systèmes de transport verticaux sont généralement concentrés. Cet arrangement permet une flexibilité dans l'utilisation de l'espace du bâtiment en dehors de noyau. Le noyau peut être conçu pour résister à la fois aux charges verticales et horizontales.

Le système de noyau en béton a le même désavantage que le système de contreventement par voile, à savoir la limitation due au poids propre [12].

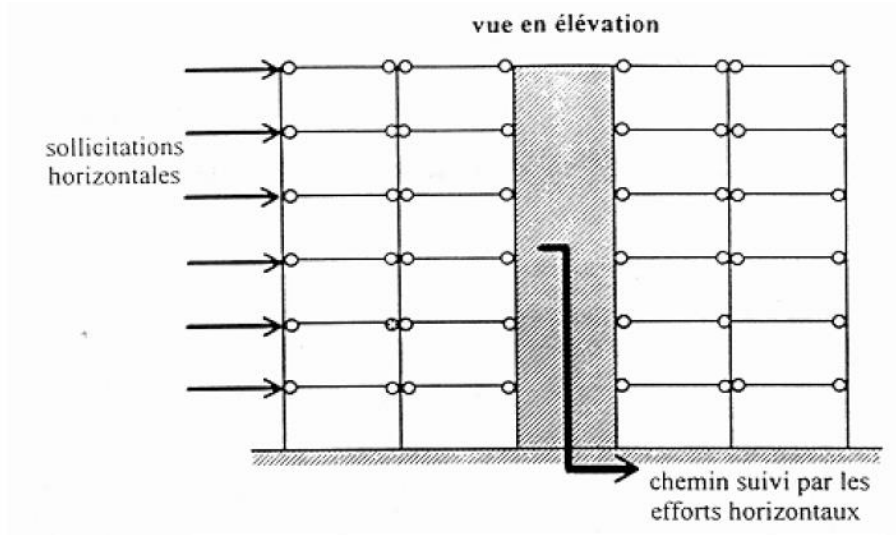


Figure I.7 : Système à noyau en béton armé.

***Exemple ; La tour Aspire, Doha :**

Description du projet :

- SYSTEME STRUCTUREL: noyau central.
- TYPE /OCCUPATION: Hôtel, musée, restaurant.
- Nb d'étage / Hauteur occupée: 36 /300 m .
- Matériaux de structure : Acier.
- SUPERFICIE TOTALE: 30 000 m².
- Date d'achèvement : 2007.

I.4.3.Les critères de choix d'un système structurel :

- Le choix de l'un de ces systèmes est défini par plusieurs critères importants :
 - 1) La hauteur voulue à atteindre.
 - 2) La résistance de la structure par rapport les différentes contraintes (Gravité .vent...).
 - 3) L'Emplacement du bâtiment (ex : La sismicité de la zone, les caractéristiques Géotechniques)
 - 4) Les besoins sur le plan fonctionnel.

5) Le Cout [13].

I.5. Les méthodes innovantes de contrôle :

Les méthodes innovantes de contrôle sont devenues dans les dernières années d'actualité importante, elles permettent de projeter des structures pour résister sans dégâts importants à des actions dynamiques, par exemple des tempêtes, une grande action sismique, etc. Parallèlement, on exige pendant la construction de protéger les structures par des systèmes de protection efficaces et fiables en réduisant la réponse sismique. Parmi ces méthodes innovantes de contrôle, on peut distinguer trois approches différentes : le système de contrôle passif, semi-actif et actif, à celles-ci on peut ajouter une quatrième qui est le système de contrôle hybride [14].

I.6. Conclusion :

Depuis la sortie des premiers immeubles de grande hauteur, leurs systèmes structurels n'ont cessé d'évoluer, à travers différentes tours et gratte-ciel du monde entier, ingénieurs et architectes ont conçu et développé de nombreux systèmes destinés à assurer la stabilité de ces structures. . Certains de ces systèmes sont plus performants que d'autres.

Le chapitre suivant on vas parler sur les systèmes de contrôle dans le genie civil.

Chapitre II : Le contrôle des vibrations

II.1 .Introduction :

Le contrôle des structures du génie civil représente un domaine de recherche relativement nouveau mais qui se développe rapidement. Ainsi, la tendance générale à construire des ponts légers de grande portée et des grattes ciels très élancés, demande des matériaux à hautes performances et des technologies novatrices. Ceci permet aux ingénieurs d’exprimer leurs créativité [9] . Et pour contrôler les vibrations des structures il y’a plusieurs dispositifs de contrôle. Parmi ces dispositifs, les amortisseurs à masse accordée(TMD) que nous voulons étudiée à travers ce travail. Dans ce chapitre on présente les différents systèmes de contrôle des structures.

On peut les schématiser dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Système de contrôle de la réponse sismique.

Système de contrôle de la réponse sismique			
Système de contrôle passif	Système de contrôle actif	Système de contrôle semi-actif	Système de contrôle hybride
-Isolateurs à La base. -Dissipateurs d’énergie. -Oscillateurs résonantsTMD.	-Contreventements actifs. -Tendeurs actifs -Oscillateurs actifs AMD	-Dissipateurs à orifice variable. -Dissipateurs à friction variable. -Dissipateurs à fluides contrôlables	-Isolation active - Oscillateur hybride HMD

II. 2 .Système de contrôle passif :

Les systèmes passifs permettent de réduire considérablement la réponse du bâtiment aux sollicitations extérieures grâce à leurs propriétés dynamiques intrinsèques.

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés d'amortissement, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieur. Ces systèmes sont conçus pour dissiper une grande partie de l'énergie indésirable induite par le séisme. Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural [15].

Principalement, il existe deux catégories de systèmes passifs :

- Dissipateurs d'énergie.
- Isolateurs à la base.

II.2.1. Systèmes d'isolation sismique :

Ces systèmes consistent à mettre, entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent à découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière. L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites [16].

Les systèmes d'isolations sismique sont composés principalement par :

- Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale.
- Un dispositif de dissipation d'énergie, il sert à contrôler la déformation.
- Un système de retenue.

En trouve deux types de systèmes :

II.2.1.1. Systèmes à base d'élastomère :

Le système d'isolation à base d'élastomère est un isolateur à base d'appui fretté, doté d'un noyau de Plomb intégré à l'intérieur de l'appui.

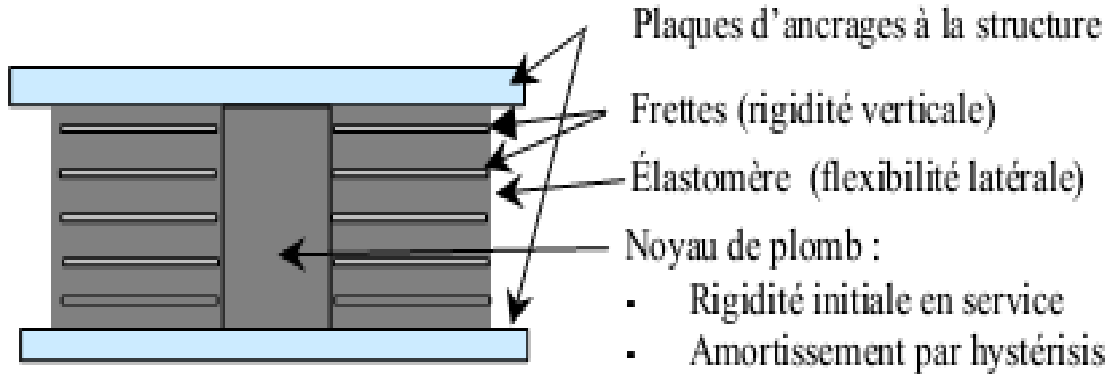


Figure II.1 : Isolateur en élastomère avec noyau de Plomb (Allani 2015).

II. 2.1.2. Les systèmes à base de glissement :

L'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction

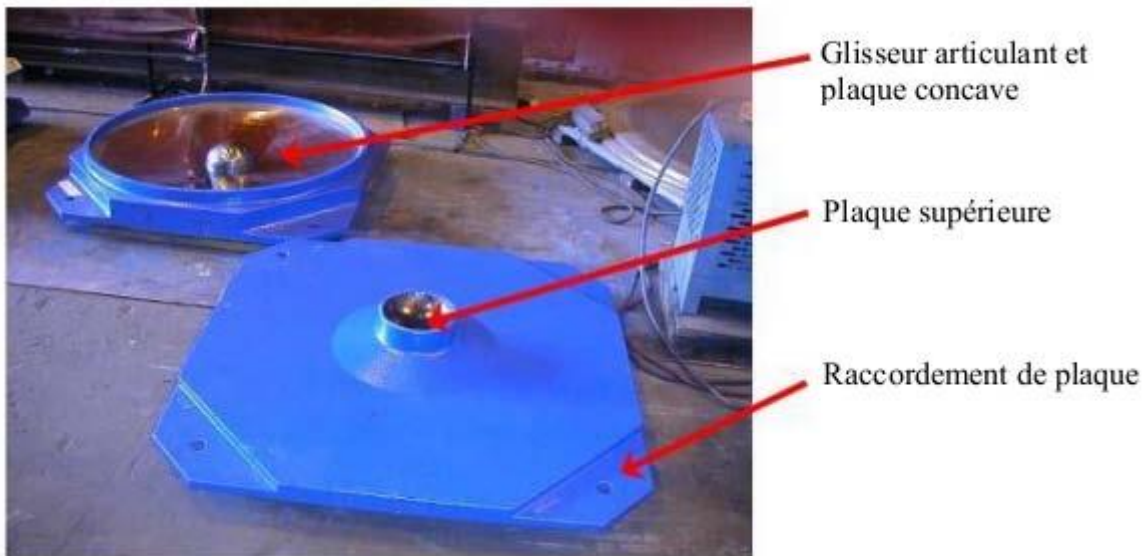


Figure II.2 : Isolateur de type pendule à friction (Allani 2015).

II .2.2. Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie :

Les systèmes de contrôle passif avec dissipateurs d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure. Ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre

les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts de cette dernière [17].

II.2.2.1 Les amortisseurs à frottement :

Après un séisme, ces amortisseurs ceux-ci se déforment peu et retrouvent aisément leur position initiale. Dans le cas de ces amortisseurs, l'énergie sismique est dissipée grâce à des dispositifs disposés à divers endroits stratégiques de la structure par frottement sec. Le bâtiment peut alors se déformer sans dommage important et de risque pour les occupants [18].



Figure II.3: Amortisseurs à frottement (Bentifour, 2013).

II .2.2.2 .Les amortisseurs à fluides visqueux :

Les amortisseurs à fluide visqueux sont de simples boîtes fixées aux fondations et contenant comme son nom l'indique un fluide d'une grande viscosité, tel le bitume. Il s'agit en fait d'un barreau rigide relié d'un côté aux fondations de la structure et de l'autre, il baigne dans un liquide visqueux qui ralentit son mouvement aux cours des secousses sismiques (Bentifour, 2013).

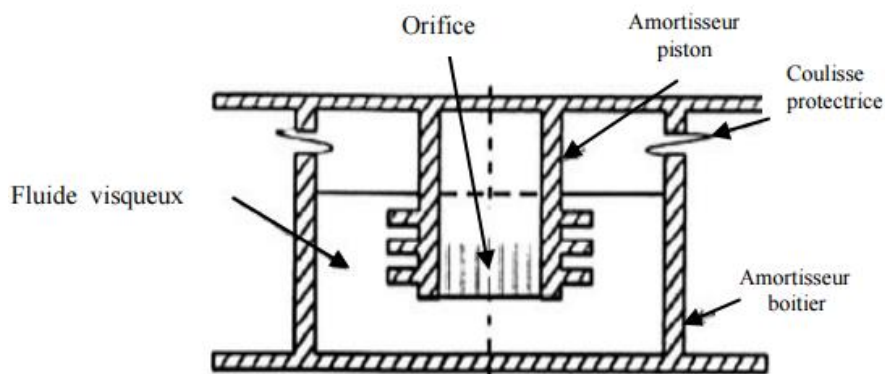


Figure II.4 : Amortisseur fluide visqueux de GERB [19].

II .2.2.3 .Les amortisseurs à masse accordée TMD :

Un amortisseur inertiel à masse (TMD, Tuned Mass Damper) consiste en une masse située l'un des étages les plus élevés du bâtiment qu'il équipe et liée à celui-ci via un ressort et un mécanisme d'amortissement (visqueux ou viscoélastique). L'inertie créée par le mouvement de cette masse va se transmettre au bâtiment et réduire les vibrations induites par le séisme. Le mouvement de la masse s'effectue dans le sens opposé à celui de l'immeuble et avec la même fréquence [20].

Les TMD sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments et les ouvrages d'art.

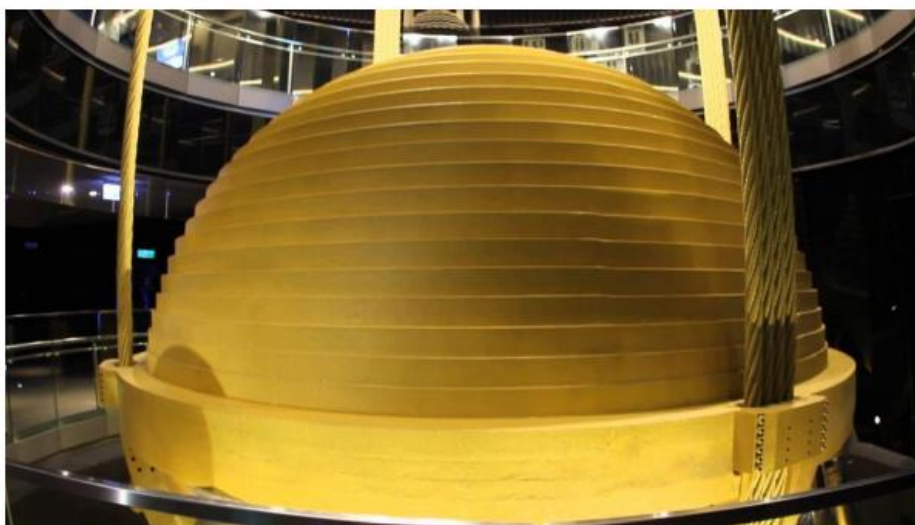


Figure II.5: Une masse TMD installé dans le tour de TEIPEI.

II .2.2.4.Amortisseur liquide accordé TLD :

Le TLD est un autre type d'amortisseur dynamique pour absorber la vibration structurale, cet amortisseur a été employé couramment dans les bateaux et mis en application pour le contrôle de vibration des structures dans les années 80. Dans le TLD l'eau ou un autre liquide assure le mouvement de la masse. Les secousses de la vibration structurale induisent le mouvement de liquide à l'intérieur du récipient, la turbulence de l'écoulement de liquide et le frottement entre le liquide et le récipient convertissent l'énergie dynamique du flux de fluide en chaleur, ainsi l'énergie de vibration structurale est absorbée [21].

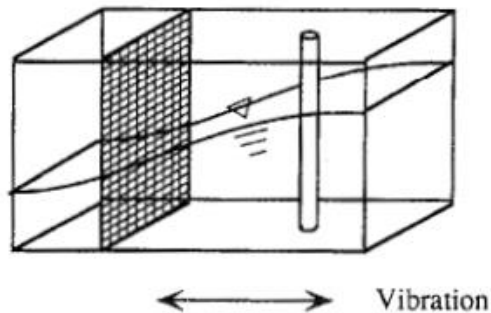


Figure II.6 : Amortisseur trempé avec des mailles et des tiges [19].



Figure II.7 : Structure One Rincon Hill (San Francisco) (Bentifour, 2013).

II .2.2.5. Les amortisseurs métalliques :

Ces dispositifs de dissipation d'énergie utilisent le comportement hystérétique du métal dans le domaine non élastique. La force résistante des amortisseurs dépend de la caractéristique non linéaire « contrainte-déformation » du matériau métallique [22].

II.3. Le contrôle actif :

Ces systèmes fournissent une protection sismique en imposant des forces qui contrebalance les forces induites du séisme sur une structure. Ces systèmes sont actifs parce qu'elles exigent une source d'énergie externe .Pour ce contrôle on a plusieurs types d'amortisseur :

II .3.1- Système d'amortisseur de masse actif AMD :

Dans les systèmes « Active Mass Damper »(AMD), la force de contrôle est générée intégralement par un actionneur (hydraulique ou électrique) reliant la masse mobile au reste de la structure. Un amortisseur de masse active (AMD) est l'une des catégories des amortisseurs les plus efficaces. Il est utile pour diverses applications, car il n'a pas besoin d'un point fixe. Le système se compose d'une masse auxiliaire installé dans un bâtiment et d'un actionneur qui exploite la masse et produit une force de contrôle [23].

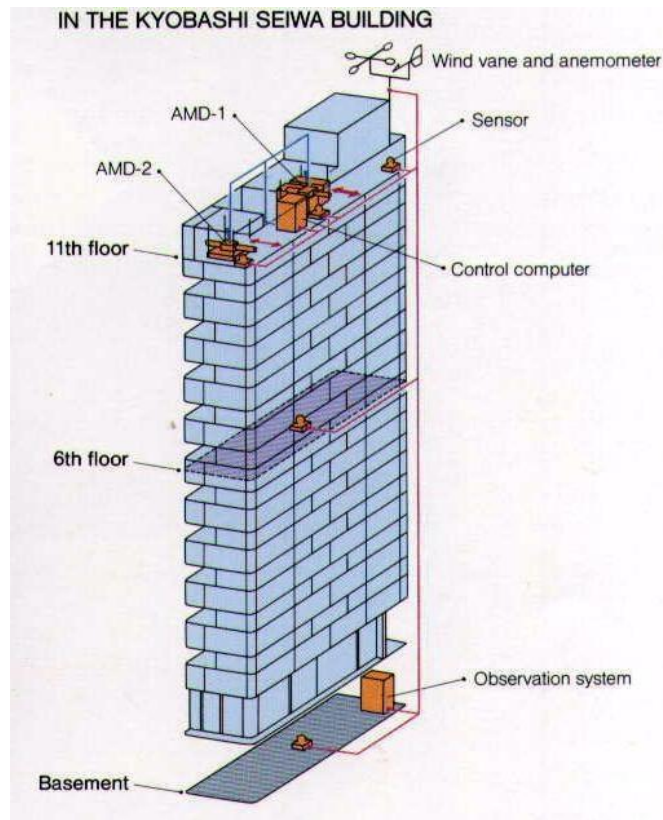


Figure II.8 : Bâtiment de Kyobashi Seiwa avec le système AMD (Ben Mekki, 2006).

II .3.2. Système de contreventement actif :

Un système de contreventement actif emploie les contreventements structuraux existants pour installer un dispositif de contrôle actif (actionneur). Trois types de système de contreventement actif, la diagonale de contreventement, les contreventements en K et en X peuvent être utilisés, les mêmes pour les amortisseurs passifs. Des actionneurs hydrauliques de contrôle servovalve capables de produire une force de contrôle importante sont montés sur le système de contreventement entre deux planchers adjacents [24].

II .3.3.Système de câble actif :

Les systèmes de contrôle avec des câbles actifs se composent d'un ensemble de câbles précontraints dont la tension est contrôlée par les servomécanismes

électrohydrauliques.

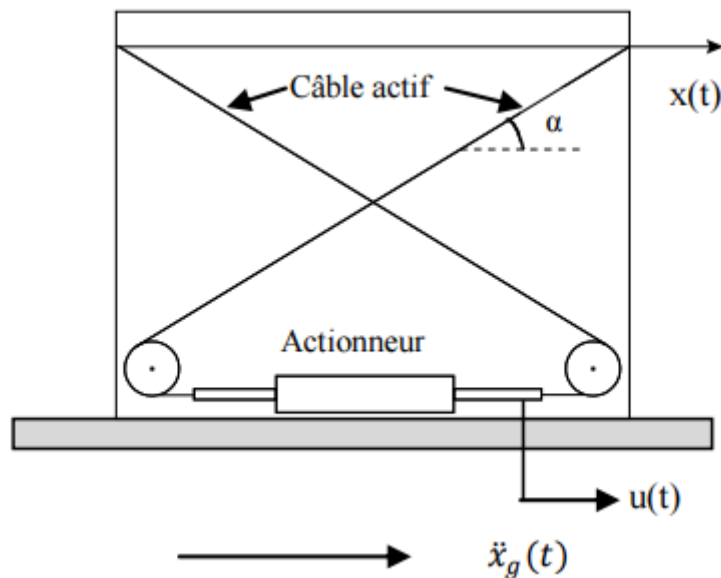


Figure II.9: le schéma de système de câble actif [19].

La figure affiche un type de configuration d'un système de contrôle actif qui utilise les câbles actifs. Des câbles actifs sont installés entre deux étages de la même structure. L'actionneur hydraulique est fixé au plancher ci-dessous. L'extrémité du câble est fixée au plancher supérieur et une autre à la tige de piston de l'actionneur. Sous l'excitation de tremblement de terre, la vibration structurelle induit le déplacement inter-étages qui transmet le mouvement relatif de la tige de piston vers l'actionneur hydraulique. Ce mouvement relatif change la tension des câbles précontraints, ce fait applique la force de contrôle dynamique à la structure pour réduire sa réponse sismique [25].

II.4. Système de contrôle semi actif :

L'idée principale du système de contrôle semi-actif consiste à changer les caractéristiques des dispositifs passifs de dissipateurs d'énergie et systèmes inertiels couplés. Ce changement ne nécessite qu'une source minimale d'énergie. L'action de contrôle pour une approche de système semi-actif se réalise à travers le réglage des paramètres mécaniques de dissipation qui réagit passivement avec le reste de la structure [26].

le système de contrôle semi-actif nécessite des capteurs, un ordinateur de contrôle ou système de contrôle et actionneurs. Mais l'énergie demandée de l'extérieur est minimale (une petite source d'énergie) par rapport à un système

de contrôle actif, il sert seulement à modifier les caractéristiques mécaniques des dispositifs de contrôle.

Il existe différents types d'amortissements semi-actifs proposés pour contrôler les structures en génie civil. Ci-dessous, nous présentons quelques exemples

-Amortisseurs semi actifs de liquide accordé.

-Amortisseurs semi actifs à frottement.

-Amortisseurs semi actifs de vibration.

-Amortisseurs à fluide contrôlable.

- Amortisseurs semi-actifs de fluide visqueux.

II.5. Système de contrôle hybride :

Les systèmes innovateurs de contrôle hybrides sont réalisés en combinant les techniques de contrôle passif et actif. 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 technique donc ce système est meilleur que les systèmes passifs, actifs et semi actifs.

Le HMD consomme moins d'énergie, Un exemple réussi de l'exécution du système HMD est le bâtiment de Sendagaya INTES à Tokyo en 1991[27].

II.7.Les amortisseurs à masse accordée TMD :

II.7.1 Histoire de TMD :

Le concept du TMD a été premièrement étudié par Frahm en 1909 afin de réduire le mouvement de tangage des navires. Plus tard, en 1940 Den Hartog étudie en détail les TMD et propose des paramètres d'amortissement optimaux pour réduire la réponse d'un système à une perturbation. Des contributions significatives ont également été faites par Randall et Warbuton en 1981[28].

II.7.2.Application de système TMD en génie civil :

Les AMAs ont également été utilisés avec succès dans le domaine du génie civil dans le but d'amortir les structures flexibles tel que les ponts et les gratte-ciels. Notons que ces ouvrages sont très sensibles aux excitations induites par le trafic, le vent et les tremblements de terre.



Figure II.10 : TMDs verticaux installés sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres (Allani 2015).



Figure II.11:2 AMTs de 220 tonnes dans un bâtiment de 305 m de hauteur (tour Sydney, Australie) (Allani 2015).

Il existe également aux USA diverses constructions équipées par des TMD. La tour de contrôle de l'aéroport de Washington de 67.5 m et celle de John Hancock de 241 m à Boston.

Au Japon, le premier AMA a été installé dans la tour « Chiba Port » [29].



Figure II.12: Bâtiment « Citicorp Center »1977 [30].



Figure II.13 : Tour « John Hancock » à Boston1976(Allani 2015).



Figure II.14: Tour de contrôle de l'aéroport de Washington1962(Allani 2015).

II.8.Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à dresser un aperçu sur les systèmes de contrôle passif, d'une part, et sur les lois de contrôle actif, hydrique et semi-actif.

Dans la suite de notre projet, nous nous intéresserons donc à l'étude du contrôle passif et nous choisirons, parmi plusieurs types d'amortisseurs, celui à masse accordée qui est le plus adéquat. Parce que c'est un dispositif simple, efficace, peu coûteux, et *qui s'avère* fiable pour supprimer les vibrations indésirables des structures, provoquées par des excitations harmoniques ou par le vent. Mais il faut savoir comment l'installé pour avoir un bon fonctionnement du système TMD lors du séisme.

Chapitre III : Présentation du projet, Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

III.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en génie civil nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui et cela pour obtenir une structure sécuritaire, la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées c'est ce qui est fait l'objet de ce chapitre.

III.2. Présentation du projet :

III.2.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre mémoire concerne l'étude d'un tour (R+30+1 sous-sol) en béton armé de type voile- dalle.

La tour sera implantée à EL-BAYEDH classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) comme une zone de faible sismicité (zone I).

La tour à usage mixte (habitation et commercial), constituée de :

- un sous-sol destiné comme parking sous-terrain.
- Un rez-de-chaussée (RDC) et 1^{er} étage composent a des locaux commerciaux.
- Les autres étages à usage d'habitation avec 4 logements par niveau.

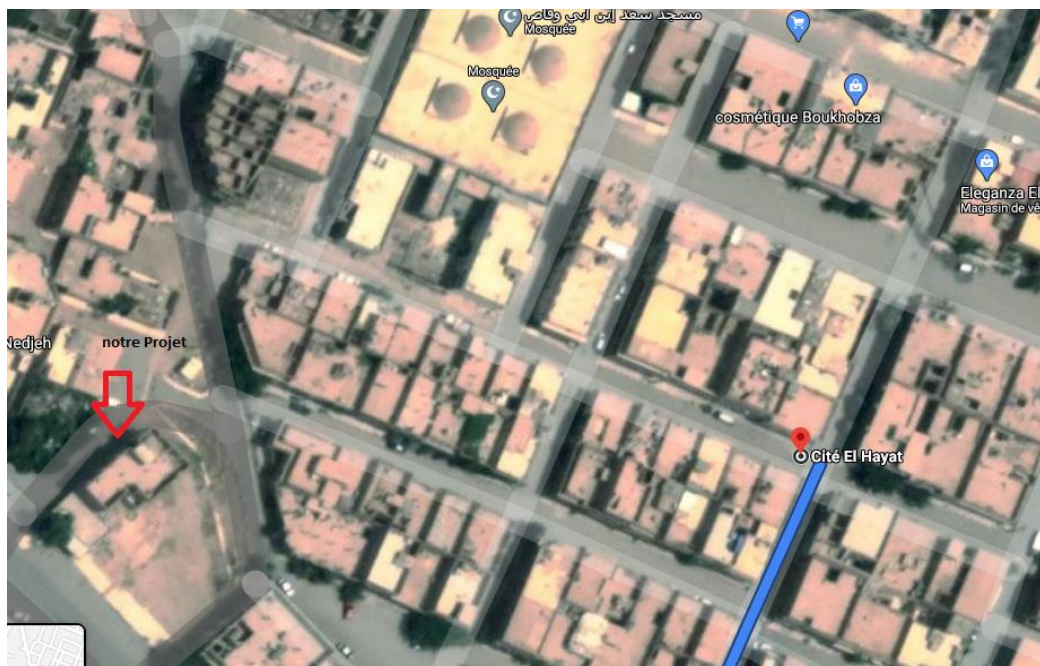


Figure III.1: Plan de situation représente l'emplacement de projet.

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

III.2.2 description géométrique de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de structure sont représentées dans le tableau ci- après:

Tableau III.1 :caractéristique géométriques.

Longueur totale de la tour	26,10 m
Largeur totale de la tour	25,86 m
Hauteur totale de la tour	90.40 m
Hauteur de 1 ^{er} d étage	3 m
Hauteur de RDC	3,4 m
Hauteur d'étage courant	3 m
Hauteur des sous-sols	2,8 m

III.2.3.paramètres du tour et caractéristiques géotechniques du sol :

D'après la classification de règlement parasismique Algérienne "RPA99-V 2003" et l'étude géotechnique :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol est $\sigma = 1.8$ bars.

III.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce Dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

III.4. Les plans :

Les figures présentent respectivement les plans d'architecture de la façade principale et latérale, plan de RDC, 1er étage, étage courant et sous-sol :

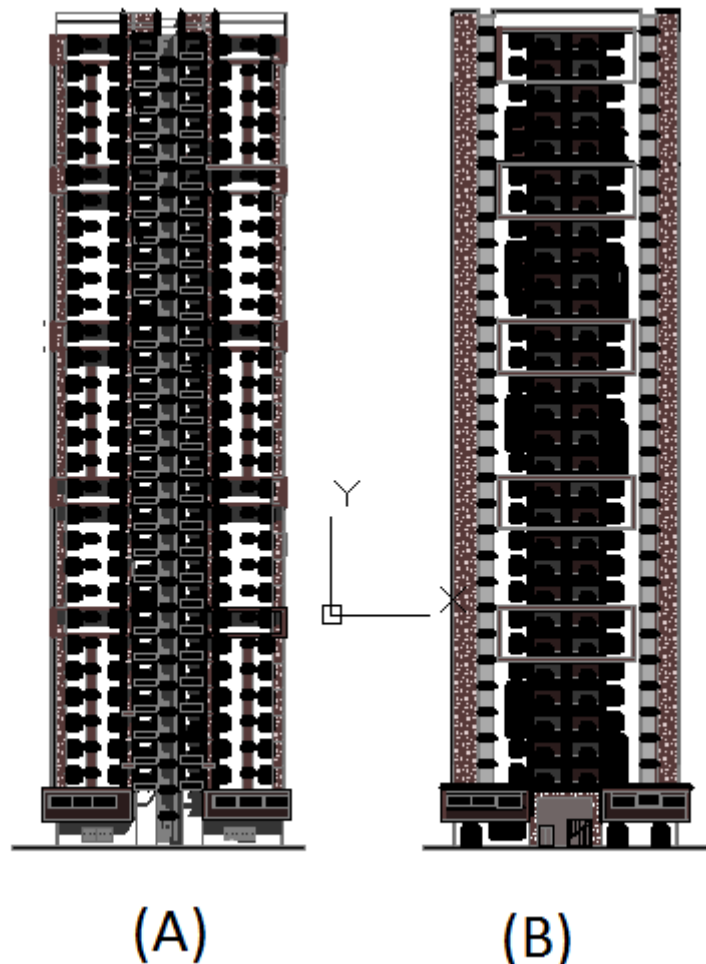


Figure III.2 : (A) Plan façade principale, (B) plan façade latérale.

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

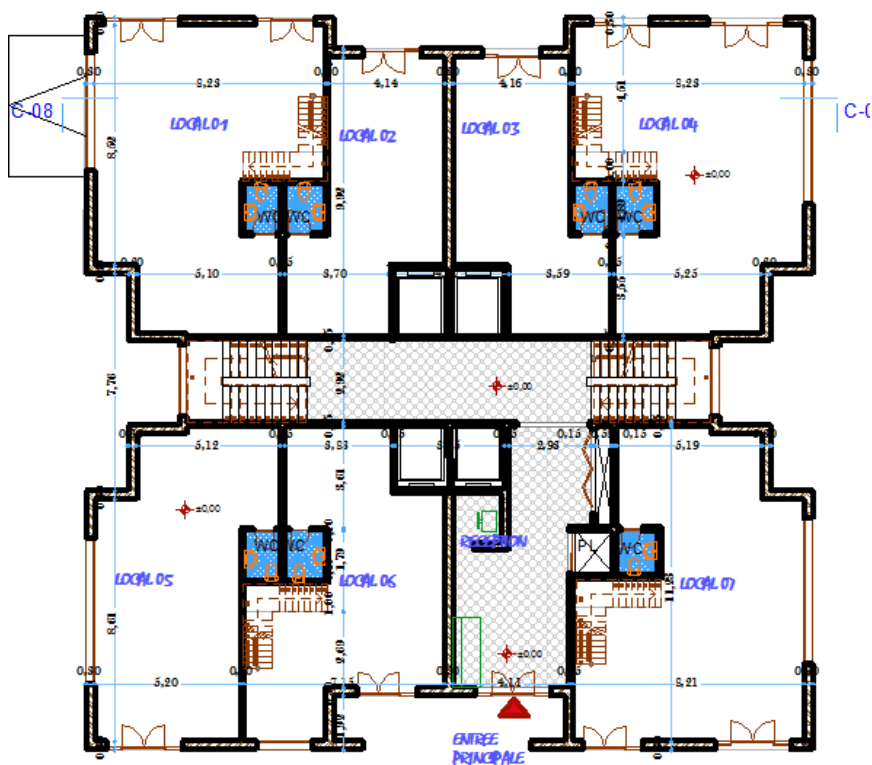


Figure III.3: Plan du RDC (à usage commercial).

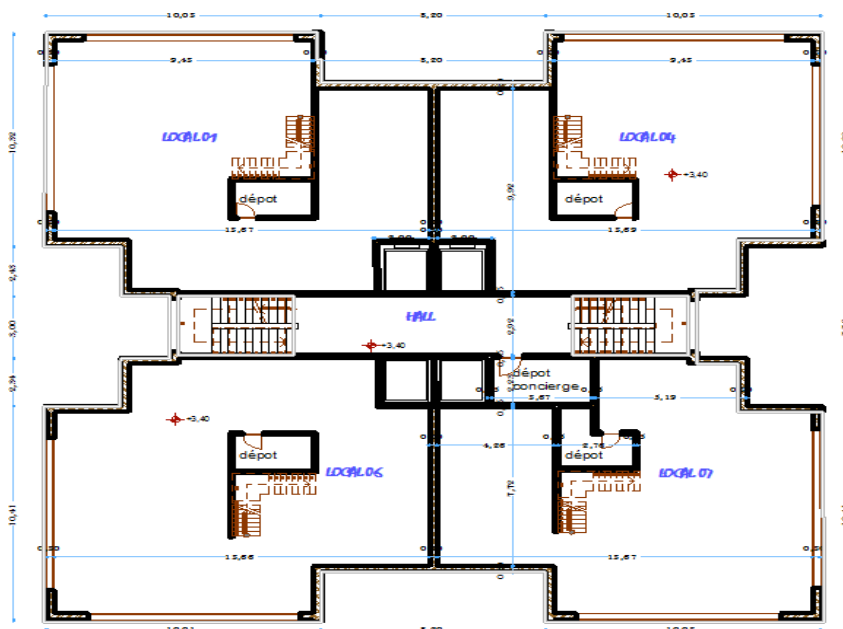


Figure III.4: Plan du 1^{er} étage (à usage commercial).

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]



Figure III.5: Plan d'étage courant (à usage d'habitation).

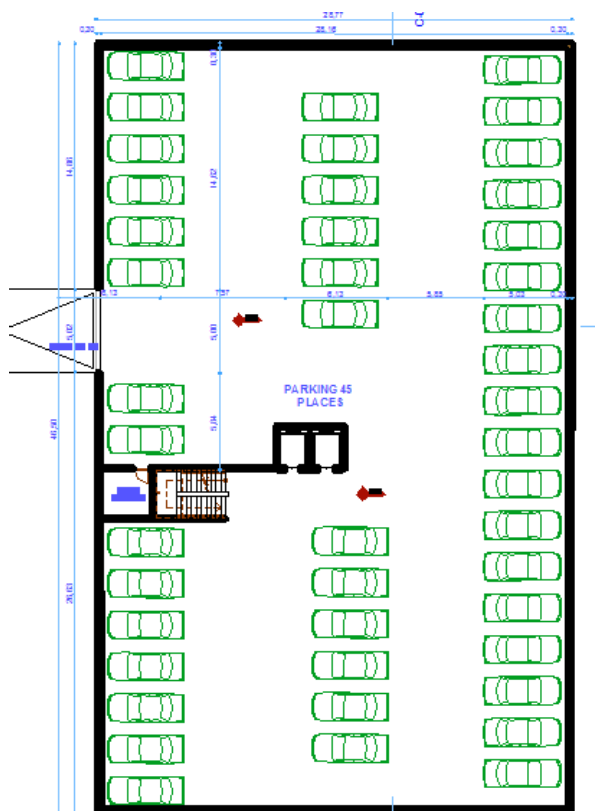


Figure III.6: Plan sous sol.

III.5. Pré-dimensionnement des éléments :

III.5.1. Introduction :

Le Pré-dimensionnement des différents éléments de la structure est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, bandes noyées et les voiles et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement.

Le Pré-dimensionnement est réalisé selon les règlements en vigueur notamment, "RPA 99 –version 2003", et le "BAEL91 modifier 99".

III.5.2. Plancher (dalle pleine) :

III.5.2.1. Définition :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur des appuis constitués par des poutres en béton armé.

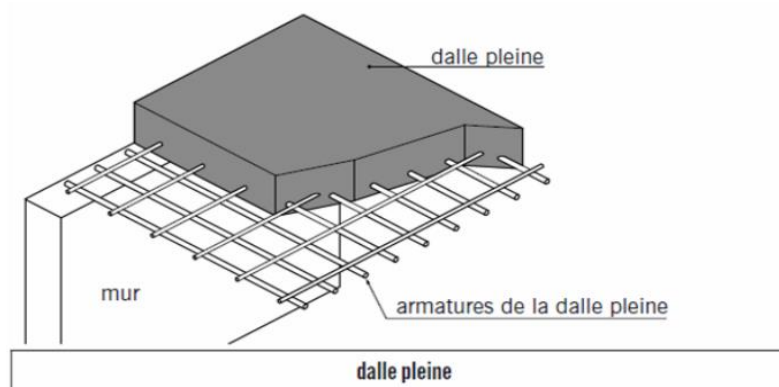


Figure III.7 : Dalle pleine.

III.5.2.2. Pré-dimensionnement :

D'après les règles de "B.A.E.L 91 modifier 99" :

$$\begin{cases} \frac{L_x}{L_y} < 0.4 & \text{dalle portant dans un sens} \\ \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4 & \text{dalle portant dans deux sens} \end{cases}$$

avec L_x : Petit côté du panneau de la dalle.

L_y : Grand côté du panneau de la dalle.

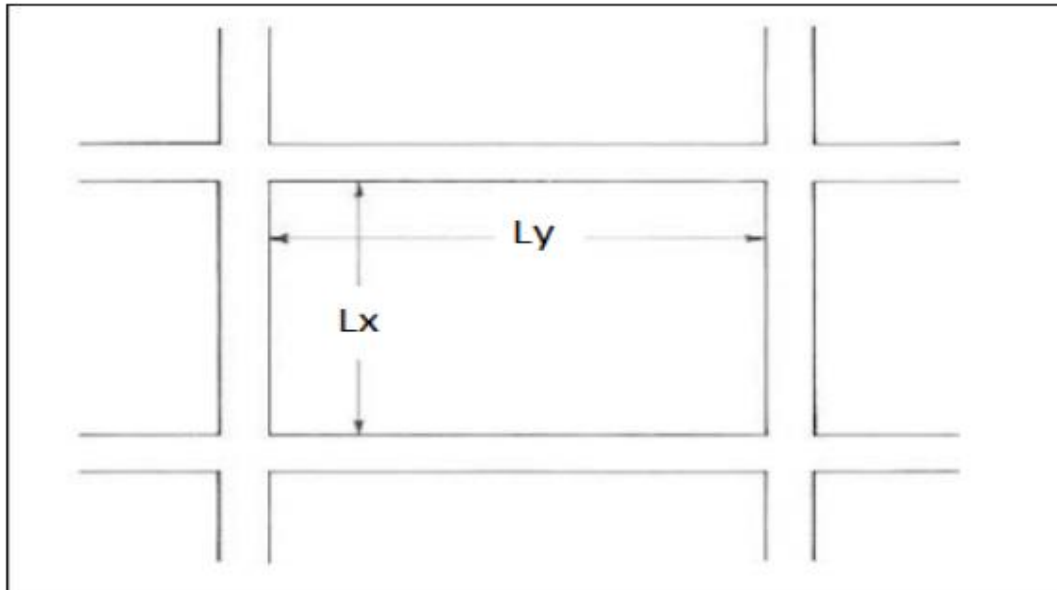


Figure III.8 : Dimension du plus grand panneau ($L_x \times L_y$)

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions suivantes :

- **Isolation acoustique** : ≥ 16 cm.

- **Condition de la flèche** :

$$\begin{cases} h > \frac{L_x}{35} & \text{dalle portant dans un sens} \\ h > \frac{L_x}{45} & \text{dalle portant dans deux sens} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_x = 8.73 \text{ m.} \\ L_y = 9.11 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{8.73}{9.11} = 0.96 \geq 0.4 \quad \text{Dalle portant dans deux sens}$$

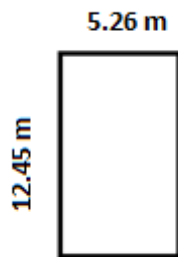
[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

Alors : $h > \frac{L_x}{45} = \frac{8.73}{45} = 0.22$ donc

Donc on adopte : **h = 25 cm**

III.5.2.3. Etude du plancher (dalle pleine) :

➤ **Exemple de calcul (plancher sous-sol) :**



la dalle pleine.

L'ensemble des résultats de calculs sont regroupés dans ce tableau suivant:

Tableau III.2 : Calcul et vérification des contraintes.

	M (KN.m)	A_{choisi} (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ̄_{bc} (MPA)	σ_{st} (MPA)	σ̄_{st} (MPA)	Observation
Travée	8.43	4.52	6.87× 10 ⁻³	3.09× 10 ⁻⁴	0.185	15	87.24	266.66	cv
Appui	14.33	4.52	6.87× 10 ⁻³	3.09× 10 ⁻⁴	0.315	15	148.31	266.66	cv

➤ **Vérification de la flèche:**

La vérification de la flèche se fait à ELS.

D'après le **BAEL91**, il faut faire la vérification des trois conditions citées ci-dessous:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

$$3) \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{5} = 0.05 < 0.062 \dots \dots \dots [CNV]$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **calcul de la flèche :**

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale (P = G + charge d'exploitation).

J : charge permanent avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 7.33 \text{ KN/m}^2 \\ p = 7.33 + 2.5 = 9.83 \text{ KN/m}^2 \\ J = 7.33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$\begin{cases} M_g = \frac{0.9 \times G l^2}{8} = 22.815 \text{ KN.m} \\ M_p = \frac{0.9 \times P l^2}{8} = 30.596 \text{ KN.m} \\ M_j = \frac{0.9 \times J l^2}{8} = 22.815 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Module de déformation :**

✓ **Module de déformation instantané [BAEL91 /A.2.1,21]**

$$E_I = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

✓ **Module de déformation différé [BAEL91 /A.2.1,22]**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ Mpa}$$

• **Centre de gravité de la section :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s} = 12.76 \text{ cm}$$

• **Calcul des moments d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{2} + \frac{b \times (h_t - y_G)^3}{2} + n A_s (d - y_G)^2 - n A_s' c (h_t - y_G - c')$$

$$I_0 = 136809.356 \text{ cm}^4$$

• **Pourcentage des armatures :**

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 0.9 \times 25} = 2 \times 10^{-3}$$

- **Calcul des contraintes suivent les sollicitations :**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{z.AS} = 231.539 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{z.AS} = 310.505 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sj} = \sigma_{sG}$$

- **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho\sigma_{sG} + f_{t28}} \right] = 0.07$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0.198$$

$$\mu_g = \mu_j$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{2 \times 10^{-3}(2+3)} = 10.5 \text{ cm}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 10.5 = 4.2 \text{ cm}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \mu_g)} = \frac{1.1 \times 136809.356}{(1 + 10.5 \times 0.07)} = 86737.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \mu_g)} = \frac{1.1 \times 136809.356}{(1 + 4.2 \times 0.07)} = 116298.525 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \mu_p)} = \frac{1.1 \times 136809.356}{(1 + 4.2 \times 0.198)} = 48876.356 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_I \times I_{fi}^g} = 0.226 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = 0.501 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_I \times I_{fi}^p} = 0.538 \text{ cm}$$

- ✓ **La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = [f_{gv} - f_{gi}] + [f_{pi} - f_{gi}] = [0.501 - 0.226] + [0.538 - 0.226]$$

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

$$\Delta_{ft}=0.587\text{cm}$$

$$\Delta_{f\max} = \frac{L}{500} = \frac{526}{500} = 1.052 \text{ cm}$$

donc: $\Delta_{ft}=0.587\text{cm} < \Delta_{f\max}=1.052 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée.

III.5.3. Voile :

Le RPA 99 considère comme des voiles de contreventement que les voiles satisfaisant la condition suivante : **$L \geq 4a$ et $a \geq h_e / 20$**

Avec : **L** : longueur du voile

a: épaisseur des voiles (a min =15cm)

h_e: Hauteur d'étage.

$h_e = h - e$ (e : l'épaisseur de la dalle).

Tableau III.3: l'épaisseur des voiles.

Niveau	h (cm)	h _e (cm)	a (cm)	L ≥
Sous sol	2.8	2.55	30	120
RDC	3.4	3.15	30	120
1 ^{er} étage jusqu'à 11 ^{ème} étage	3	2.75	30	120
11 ^{ème} étage jusqu'à 21 ^{ème} étage	3	2.75	25	100
21 ^{ème} étage jusqu'à 30 ^{ème} étage	3	2.75	20	80

- **Détermination des sollicitations :**

Les sollicitations des voiles sont extraites directement du logiciel Etabs 17.0.1. Ils sont montrés dans le tableau ci-dessous (on prend comme exemple le voile qui a L=4.45m et e=0.3 m).

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

Tableau III.4: sollicitation des voiles.

L(m)	e(m)	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
4.45	0.3	ELU	10622.497	701.693	18.694
		G+Q+E _{x max}	11287.71	2624.304	18.246
		G+Q+E _{y max}	16822.982	1055.983	21.478

• **Vérification de flambement :**

Il faut vérifier que :

$$p_u \leq \varphi p_n \quad \text{et} \quad p_n = 0.55 \cdot f_{bc} \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{k \cdot h_s}{32a} \right)^2 \right]$$

avec: p_u : effort normale ultime de compression de la combinaison la plus défavorable

p_n : Effort nominale limite de la section transversale du voile

φ : Facteur de réduction ($\varphi = 0.70$)

A_g : Section transversale brute du voile

k : coefficient de flambement

h_s : Hauteur libre de chaque niveau

a : étant l'épaisseur du voile

f_{bc} : Contrainte admissible de béton

On a $p_u = 16822.982$ KN

$$A_g = 0.3 \times 4.45 = 1.335 \text{ m}^2$$

$$p_n = 0.55 \times 14.17 \times 1.335 \left[1 - \left(\frac{0.8 \times 3}{32 \times 0.3} \right)^2 \right] = 9754.05 \text{ KN}$$

$$\varphi p_n = 0.7 \times 9754.05 = 6827.835 \text{ KN}$$

$$p_u = 16822.982 > \varphi p_n = 6827.835 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{[CNV]}$$

• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec } v = 1.4 \times v_u \times 10^{-3} = 0.03 \text{MN}$$

$$\tau_b = \frac{0.03}{0.3 \times 0.9 \times 4.45} = 24.96 \times 10^{-3} \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.03 \text{MN} \leq \bar{\tau}_b =$$

5MPa.....[CV]

III.5.4.LA BANDE NOYEE (Poutre noyée) :

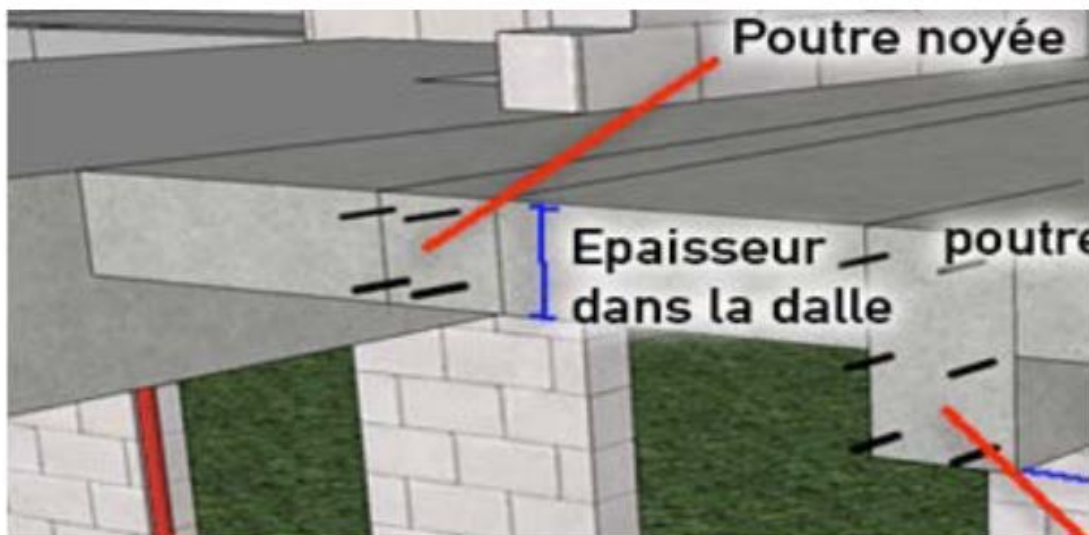


Figure III.9 : Poutre noyée.

La poutre est dite noyée lorsqu'elle est totalement incorporée dans l'épaisseur du plancher, la poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher, puisque les charges sont linéaire et suivant la longueur du mur.

Selon RPA 99 h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles, et $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$.

Avec : h : hauteur de la bande noyée.

b_1 : Épaisseur de voile

On prend : h=25 cm

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \quad b_{\max} \leq 1.5 \times 25 + 30$$

$$b_{\max} \leq 67.5 \text{ cm}$$

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

Donc on adopte : $\begin{cases} h = 25\text{cm.} \\ b = 30\text{ cm.} \end{cases}$

III.5.5. Escalier :

III.5.5.1. définition :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

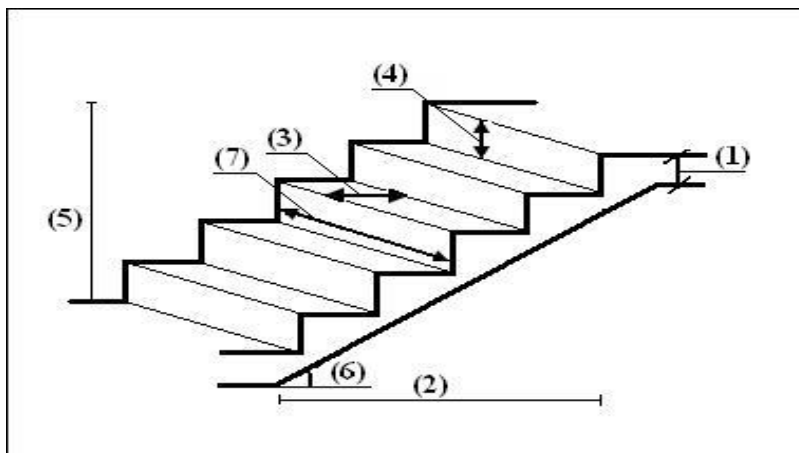


Figure III.10 : Schéma de l'escalier.

(1) : Epaisseur du palier de repos (e).

(2) : projection horizontale de paillasse (L).

(3) : Giron (g).

(4) : Hauteur de la contre marche (h).

(5) : Hauteur de la volée (h_0).

(6) : Inclinaison de la paillasse (α).

(7) : Emmarchement.

III.5.5.2. Pré-dimensionnement :

Pour les dimensions des giron "g" et contre marche "h" on utilise généralement la formule de "BLONDEL" : $59\text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

$$\text{Avec : } \begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On prend en générale : } \begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification :

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ (cm)}$$

$$59 \leq 2(17) + 30 \leq 66 \text{ (cm)} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (cm)} \dots \dots \dots \text{[CV]}$$

- **Nombre de contre marche totale "n_t" :**

$$n_t = \frac{H_e}{h}$$

Avec : **H_e**: Hauteur de niveau

h : Hauteur de contre marche

- **Nombre des marches par volée "n'" :**

$$n' = n - 1$$

Avec :

n : Le nombre de contre marche par volée.

Longueur de la ligne de foulée "L" :

La ligne de foulée est la ligne suivie sur les marches d'un escalier par les pieds d'une personne qui monte librement cet escalier.

$$L = g \times n'$$

Avec : **g** : giron

n': nombre des marches par volée

Hauteur de volée "h₀" :

$$h_0 = n \times h$$

Avec : **n** : Le nombre de contre marche par volée

h : Hauteur de contre marche

Angle d'inclinaison "α":

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

$$\alpha = \arctg \left(\frac{h_0}{L} \right)$$

Avec : h_0 : Hauteur de volée

L : longueur de la ligne de foulée

Epaisseur de la paillasse "ep" :

$$\frac{l_T}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{l_T}{20 \cos \alpha}$$

Avec : l_T : la longueur réelle du volée

α : Angle d'inclinaison

Epaisseur de pallier "e" :

$$\frac{L}{20} \ll e \leq \frac{L}{15} \text{ et } L = g(n/2 - 1)$$

avec L : la ligne de foulée totale

g : giron

n : Le nombre de contre marche par volée

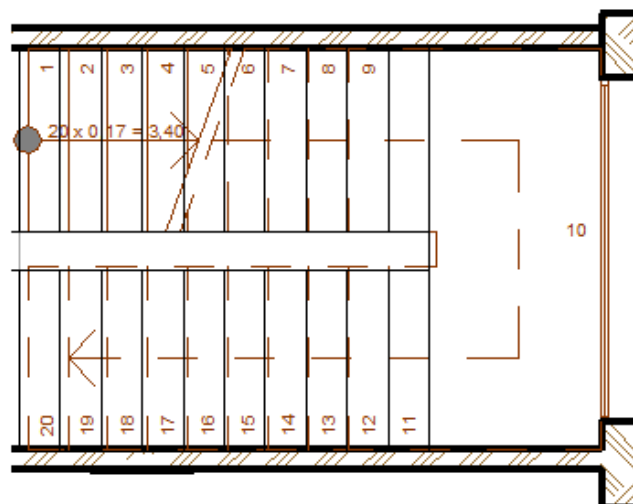


Figure III.11 : Schéma statique d'escalier.

Nombre de contre marche totale " n_t " :

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

- **Sous sol :**

$$n_t = \frac{2.8}{0.17} \Rightarrow n_t = 17$$

- **RDC**

$$n_t = \frac{3.4}{0.17} \Rightarrow n_t = 20$$

- **Etage courant :**

$$n_t = \frac{3}{0.17} \Rightarrow n_t = 18$$

Epaisseur de pallier "e" :

- **Sous sol :**

$$L = 30 (17/2 - 1) \Rightarrow L = 225 \text{ cm}$$

$$\frac{225}{20} \leq e \leq \frac{225}{15} \Rightarrow 11.25 \leq e \leq 15 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **RDC**

$$L = 30 (20/2 - 1) \Rightarrow L = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{270}{20} \leq e \leq \frac{270}{15} \Rightarrow 13.5 \leq e \leq 18 \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Etage courant :**

$$L = 30 (18/2 - 1) \Rightarrow L = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \Rightarrow 12 \leq e \leq 16 \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

Tableau III.5: Description d'escalier.

	volée	n	n'	L	h₀	α	e
Sous sol	1	10	9	225	1.7	37.07	15
	2	11	10	225	1.87	39.73	15
RDC	1	10	9	270	1.7	32.19	15
	2	11	10	270	1.87	34.7	15

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

Etage courant	1	10	9	240	1.7	35.31	15
	2	11	10	240	1.87	37.92	15

III.6. Descente des charges :

III .6.1. Introduction :

Pour chaque projet, une descente de charge manuelle est effectuée, elle sera utile tout au long du projet, permettant de trouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure. Elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin de projet.

III .6.2 . PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE :

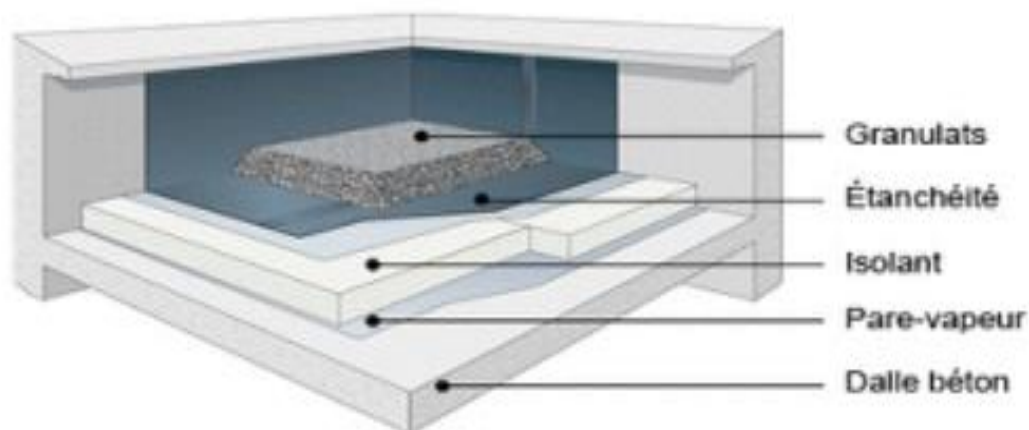


Figure III.12 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau III.6 : Plancher Terrasse Inaccessible.

Désignation	e (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection gravillon	0.05	17	0.85
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

Forme de pente	0.14	22	3.08
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Dalle en BA	0.25	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/m ²)	10.66		
Q (KN/m ²)	1		

III .6.3. Plancher étage courant :

Tableau III.7 : Plancher étage courant

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.025	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison	0.1	10	1
G (KN/m ²)	8.61		
Q (KN/m ²)	1.5		

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

III.6.4. Plancher RDC et premier étage :

tableau III.7 : Plancher RDC et premier étage:

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.025	25	6.25
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloison	0.1	10	1
G (KN/m ²)	5		
Q (KN/m ²)	1.5		

III .6.5. Plancher sous-sol (parking):

Tableau III.8 : Plancher Sous-sol.

Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Charpe en béton	0.04	18	0.72
Dalle en BA	0.3	25	6.25
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
G (KN/m ²)	7.33		
Q (KN/m ²)	2.5		

III .6.6. MUR EXTERIEURE :

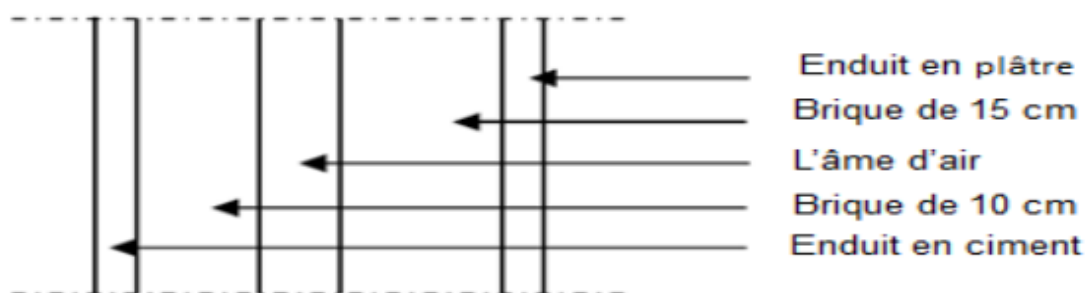


Figure III.13 : Coupe verticale de mur extérieur.

Tableau III.9 : Murs extérieurs (double parois).

Désignation	e (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse de 10 cm	0.15	0.15	1.3
Brique creuse de 15 cm	0.10	0.10	0.9
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
G (KN/m²)	2.92		

III .6. 7. MURE INTERIEUR :

Tableau III.10 : Murs intérieurs.

Désignation	e (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuse de 10 cm	0.1	/	0.9
Enduit en ciment	0.02	10	0.2
G (KN/m²)	1.13		

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

III .6.8.Escalier :

III .6.8.1.Palier:

Tableau III.11 : Charge de palier.

Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
Poids propre du palier ep _x 25	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
G (KN/m ²)	5.11kN/m ²		
Q (KN/m ²)	2.5 kN/m ²		

III .6.8.2.Paillase :

Tableau III.12 : Charge de volée.

Désignation	e (m)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4
Carrelage verticale	0.02	20(0.17/0.3)	0.27
Mortier de pose verticale	0.02	20(0.17/0.3)	0.27
Marches	0.17/2	25	0.12
Paillase	e_p	25/cos α	25e _p /cos α
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	/	/	0.1
G (KN/m ²)	2.28 + G _{paillase}		
Q (KN/m ²)	2.5		

[Présentation du projet pré-dimensionnement des éléments et descente de charge]

$G_{\text{paillasse}}$: dépend de l'inclinaison et l'épaisseur de la paillasse.

Tableau III .13: La charge permanente des différentes volées dans les deux types d'escalier

Niveau	Volée Numéro	e(m)	α	$G_{\text{paillasse}}$	G(kN/m ²)
Sous-sol	1	15	37.07	4.69	6.97
	2	15	39.73	4.87	7.15
RDC	1	15	32.19	4.43	6.71
	2	15	34.7	4.56	6.84
Etage	1	15	35.31	4.59	6.87
	2	15	37.92	4.75	7.03

III.7. Modélisation de la structure étudiée :

On a utilisé logiciel Etabs 2017.0.1 dans notre modélisation

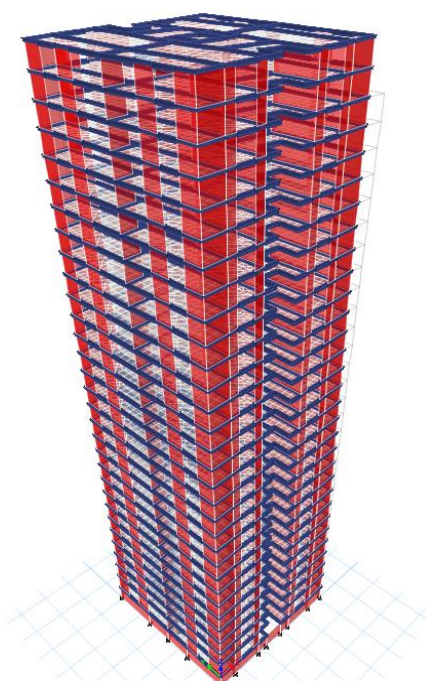


Figure III.14 : Représentation de bâtiment avec voiles par Etabs 2017.0.1.

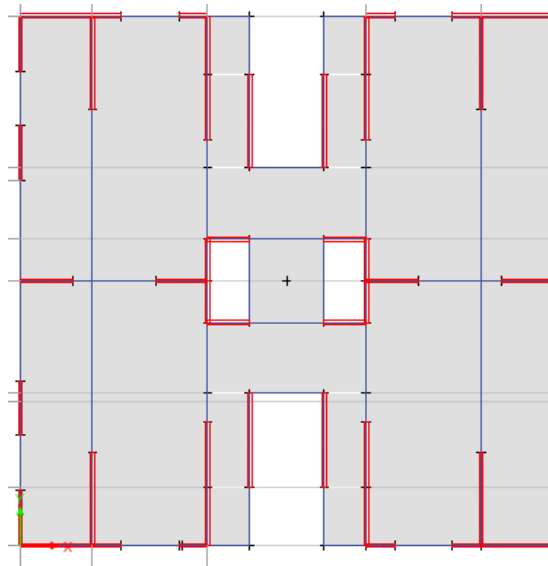


Figure III.15 : Plan des voiles.

III.8. Conclusion :

Après avoir présenté l'ouvrage et faire le pré-dimensionnement, l'étude de quelques éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications, descente de charge nous avons adopté pour ces éléments, les sections suivantes :

- Plancher dalle pleine : $e=25\text{cm}$.

Pour les voiles :

1^{er} étage jusqu'à 11^{ème} étage : $e=30\text{cm}$.

11^{ème} étage jusqu'à 21^{ème} étage : $e=25\text{cm}$.

11^{ème} étage jusqu'à 21^{ème} étage : $e=20\text{cm}$.

- bande noyé $\left\{ \begin{array}{l} h = 25\text{cm}. \\ b = 30\text{cm}. \end{array} \right.$

CHAPITRE IV : Etude Sismique de la structure sans TMD

IV. 1- INTRODUCTION :

La vérification des structures au tremblement de terre a généralement pour But d'assurer la protection acceptable des vies humaines .L'étude dynamique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure.

IV.2.ETUDE DYNAMIQUE :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone I dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion). La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Selon le R.P.A99/V2003 ; le calcul des forces sismiques peut être mené par deux méthodes :

❖ Méthode statique équivalente :

C'est une analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considéré équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application :

1- Le bâtiment doit satisfaire aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m dans la zone I et II et a 30m en zone III.

2- bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncée en (1), la condition complémentaire suivante :

ZONE I : tous groupes.

ZONE II : groupes d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupes d'usage 1B : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupes d'usage 1A : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

ZONEIII : Groupes d'usage 3 et 2 : si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupes d'usage 1B : si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m

Groupes d'usage 1A : si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m

-Maximum des effets engendrés par forces, ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ **Méthode dynamique :**

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

Condition d'application :

Selon le «RPA99/V2003», la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où, la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ **la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:**

Le principe de la méthode d'analyse spectrale est d' au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié [31].

IV-3.1.Choix de la méthode à utiliser :

Pour le présent projet les conditions de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, Donc, on applique la méthode dynamique (Le calcul se fait par logiciel « ETABS 17.0.1»).

IV.4. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI etc.) de plus, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.5 Détermination du spectre de réponse :

- **données**

- Zone : I
- Usage : group 1B
- Nature de sol : site meuble S3

- Paramètres du spectre :

Facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$

- $\eta = 0.763$
- $A = 0.12$
- $Q = 1.35$
- $R = 3.5$
- $D = 0.933$

avec T1= 0.15

T2=0.50

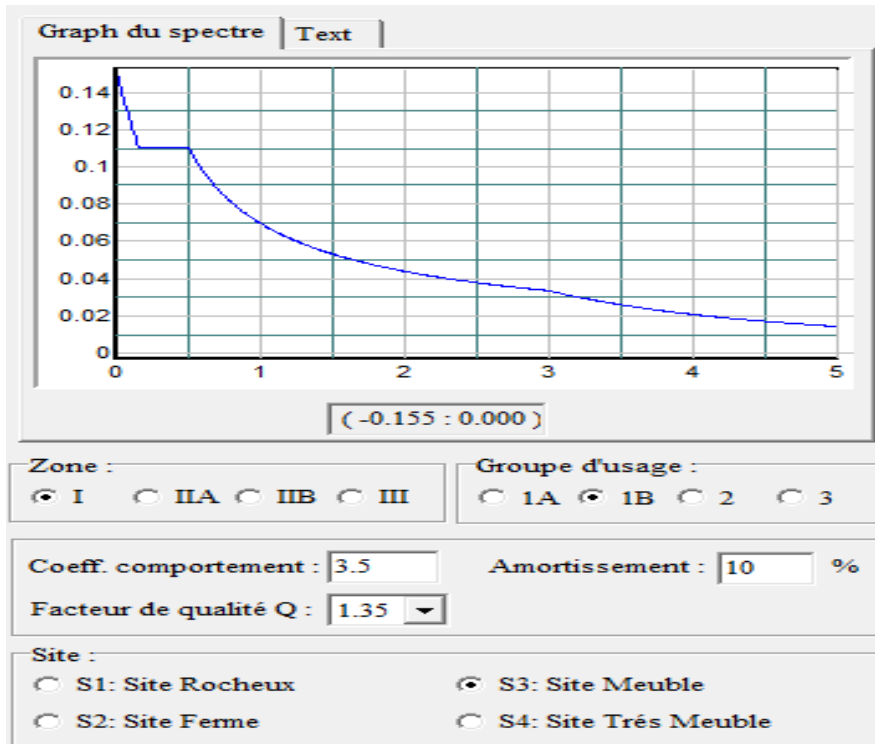


Figure. IV.1 : Spectre de réponse.

A. Coefficient d'accélération de la zone (A) :(Tableau 4.1 de RPA99/V2003)

On a :

- Zone I (EL-BAYADH)
- Groupe d'usage 1B (ouvrage de grande importance) ⇒ A= 0.12

Tableau IV.1 : Coefficient de la zone

GROUPE	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	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

B. Facteur de correction d'amortissement (η)

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\varepsilon}\right)} \geq 0$.

(4 – 2) (RPA99 /version 2003) : Valeurs de ξ (%)

Tableau IV.3 : les Facteur de correction d’amortissement.

Remplissage	portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
léger	6	4	10
dense	7	5	

Contreventement par des voiles} $\Rightarrow \xi=10\%$

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+10}\right)} = 0.763 \geq 0.7 \quad D = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

C. Facteur d’amplification dynamique moyen (D) : (4-2) (RPA99 /version 2003)

Fonction de la catégorie de site du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) Donnée par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Site MEUBLE \Rightarrow catégorie **S3** $\Rightarrow T_2=0.50s$ **tableau (4-2) (RPA99 /version 2003).**

Tableau IV.2 : valeurs de T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

H : la hauteur de bâtiment = 90.40m ;

L : Longueur de bâtiment dans le sens de l’action sismique.

L_x = 26.10m

L_y = 25.86m

Selon le **(4 – 6),(4-7) de(RPA99 /version 2003)**

$$T = \min \left\{ C_T \times hN^{\frac{3}{4}}; 0.09 \times \frac{hN}{\sqrt{D}} \right\}$$

Contreventement assure totalement par des voiles en béton armé, des murs en maçonnerie.

$$C_T = 0.05$$

$$T' = 0.05 \times (90.40)^{3/4} = 1.466s$$

- **Sens longitudinal (suivant x-x):**

$$T_x'' = 0.09 \times \frac{90.60}{\sqrt{26.10}} = 1.592s$$

$$T_x'' = \min \{1.466, 1.592\} = 1.466s$$

- **Sens longitudinal (suivant Y-Y):**

$$T_Y'' = 0.09 \times \frac{90.60}{\sqrt{25.86}} = 1.603s$$

$$T_Y'' = \min \{1.466, 1.603\} = 1.466s$$

donc: $T = 1.46 S$

$$D = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.50}{1.466} \right)^{2/3}$$

Donc : $D_x = D_y = 0.933$

D : Coefficient de comportement global de la structure (R) :

D'après le tableau (4-3) de (RPA99 /version 2003)

L'évaluation du coefficient de comportement R est :

$$\text{Voiles porteurs} \Rightarrow R = 3.5$$

Tableau IV.4 : les Coefficient de comportement global de la structure(R).

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R

A	Béton armé	
1a	Portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
3	Voile porteurs	3.5
4a	Noyau	5
4b	Mixte portique/voiles	4
5	avec interaction	2
6	Portique contreventés par des voiles	2
	Console verticale a masses réparties	
	Pendule inverse	

E. Facteur de Qualité (Q) :

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

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (est satisfait ou non)

➤ Condition minimale sur les fils de contreventement :

D'après le "RPA 99 – version 2003", chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur

largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

Critère non observé : $P_q = 0.05$

➤ **Redondance en plan :**

D'après le "RPA 99 – version 2003", chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Critère non observé : $P_q = 0.05$

➤ **Régularité en plan :**

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

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

• **Centre de masse et centre de rigidité :**

Dans notre étude nous allons tirer le centre de masse et le centre de rigidité à partir de logiciel "ETABS 17.0.1".

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion

Niveau	Centre de masse		centre de torsion		L'excentricité	
	CM_x	CM_y	CT_x	CT_y	$ CM_x - CT_x $	$ CM_y - CT_y $

RDC	12.721	12.689	12.75	12.699	0.029	0.01
1	12.75	12.699	12.749	12.694	0.001	0.05
2	12.75	12.699	12.749	12.691	0.001	0.08
3,4	12.75	12.699	12.749	12.688	0.001	0.011
5	12.75	12.699	12.751	12.685	0.001	0.014
6	12.75	12.699	12.751	12.683	0.001	0.016
7	12.75	12.699	12.751	12.681	0.001	0.018
8	12.75	12.699	12.751	12.679	0.001	0.02
9	12.75	12.699	12.751	12.677	0.001	0.022
10	12.75	12.699	12.751	12.673	0.001	0.026
11	12.75	12.699	12.751	12.674	0.001	0.025
12	12.75	12.699	12.751	12.671	0.001	0.027
13	12.75	12.699	12.751	12.671	0.001	0.028
14	12.75	12.699	12.751	12.67	0.001	0.029
15,16,17	12.75	12.699	12.751	12.669	0.001	0.03
18,19,20	12.75	12.699	12.751	12.667	0.001	0.032
21	12.75	12.699	12.751	12.666	0.007	0.052
22,23	12.746	12.709	12.751	12.66	0.005	0.042
24,25,26	12.746	12.709	12.75	12.655	0.003	0.054
27,28,29, 30	12.746	12.709	12.75	12.663	0.003	0.046
Terrace	12.748	12.7	12.751	12.662	0.003	0.038

$$|CM_x - CT_x| = 0.1 < 15\%L_x = 15\%25.5 = 3.82 \text{ cm} \dots \dots \dots [CV]$$

$$|CM_y - CT_y| = 1.092 < 15\%L_y = 15\%25.4 = 3.81 \text{ cm} \dots \dots \dots [CV]$$

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{25.5}{25.4} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots [CV]$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- sens "xx"

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3.58}{25.5} = 0.14 < 0.25 \rightarrow \text{CV}$$

- sens "yy"

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{7.25}{25.4} = 0.285 > 0.25 \rightarrow \text{CNV}$$

En générale le critère de la régularité en plan est non observé : $P_q = 0.05$

➤ **Régularité en élévation :**

D'après le "RPA 99 – version 2003" :

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

- sens "xx"

$$\frac{25.5 - 3.58}{25.5} = 0.859 > 0.25 \rightarrow \text{CNV}$$

- sens "YY"

$$\frac{25.4}{25.4} = 1 > 0.25 \rightarrow \text{CNV}$$

Critère non observé : $P_q = 0.05$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc $P_q = 0.05$.

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0.10$

Tableau IV.6 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère (Q)	P_q	
	sens "xx"	sens "yy"
Condition minimale sur les fils de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
La somme	0.35	0.3

Dans les deux sens : $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q = 1 + 0.35 = 1.35$

$$Q = 1.35$$

Combinaisons d'actions :

1.35G+1.5Q

G+Q

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

0.8G+Ex

0.8G+Ey

G+Q+Ex

G+Q+Ey

➤ **Poids totale de la structure "W" :**

$$W_T = \sum W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_Q$$

W_{Gi} : Poids due aux charges permanente.

W_Q :Charges d'exploitation.

: Coefficient de pondération.

D'après le tableau 4.5 : RPA 99 – version 2003 P45 $\Rightarrow \beta = 0.20$, Dans notre étude nous allons tirer le poids de chaque niveau à partir de logiciel "Etabs 17.0.1"

Tableau IV.7: poids de chaque niveau

Niveau	W_i
RDC	10388.57
1	9738.92
2,3,4,5,6,7	9124.43
8	8873.48
9,10,11,12,13,14,15,16,17,18,19,20,21	8622.53
22	8375.4
23	8128.27
24,25,26,27,28,29,30	8128.27
Terrace	7308.36
$\Sigma W_i=276550.36\text{KN}$	

➤ **Calcul des forces sismiques :**

- **Sens "xx" :**

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.12 \times 0.933 \times 1.3}{3.5} \times 276550.36$$

$$V_x = 11500.35\text{KN}$$

- **Sens "YY" :**

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.12 \times 0.933 \times 1.35}{3.5} \times 276550.36$$

$$V_x = 11942.7\text{KN}$$

➤ **L'effort tranchant à la base :**

D'après le "RPA 99 – version 2003", La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Tableau IV.8 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$80\%V_{statique}$ (KN)	$V_{dyna} > 80\% V_{sta}$
X	7710.541	11500.38	9200.3	CNV
Y	8737.14	11942.7	9554.16	CNV

IV.6. Les propriétés dynamiques de la structure sans TMD :

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques du bâtiment nous avons effectué une analyse modale.

Le tableau ci-dessous représente les résultats de l'analyse modale du bâtiment

Tableau IV.9 : Résultats d'analyse modale.

Mode	Période (sec)	U_x	U_y	SUM U_x	SUM U_y
1	2.529	0.6805	0.0000052	0.6805	0.0000052
2	2.097	0.0000047	0.6716	0.6805	0.6716
3	2.089	0.000031	0.0011	0.6806	0.6727
4	0.73	0.1368	0.0000005	0.8174	0.6727
5	0.599	0.0000041	0.000004	0.8174	0.6727
6	0.583	0	0.1421	0.8174	0.8148
7	0.352	0.0544	0	0.8718	0.8148
8	0.284	0.0000008	0	0.8718	0.8148
9	0.27	0	0.0572	0.8718	0.872

10	0.211	0.0311	0	0.9029	0.872
11	0.168	0	0	0.9029	0.872
12	0.157	0	0.033	0.9029	0.905
13	0.142	0.0196	0	0.9224	0.905
14	0.111	0	0	0.9224	0.905
15	0.104	0.0135	0.000009	0.9359	0.905

On constate que les 10 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90 % dans le sens X et les 12 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90 % dans le sens Y.

Les 3 premiers modes sont représentés par les figures **IV.10**, **IV.11**, **IV.12**.

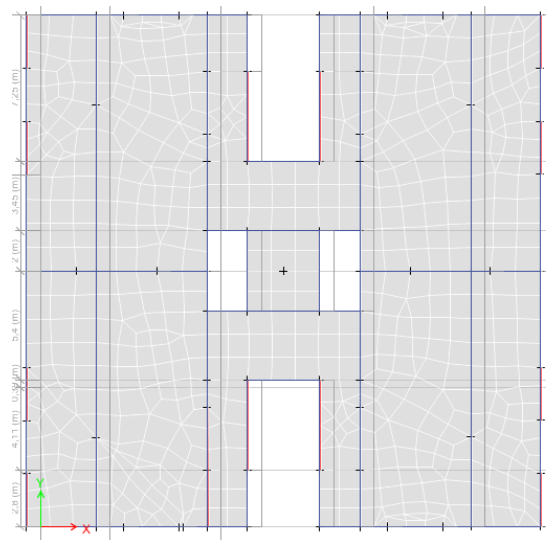


Figure IV.2 :mode1(T=2.529)

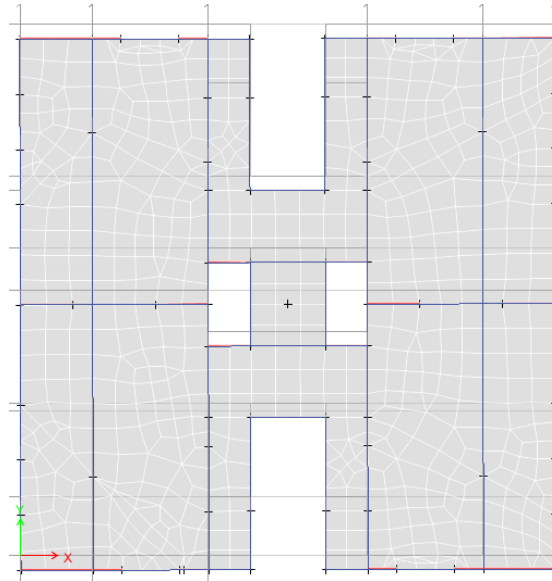


Figure IV.3 :mode2(T=2.097)

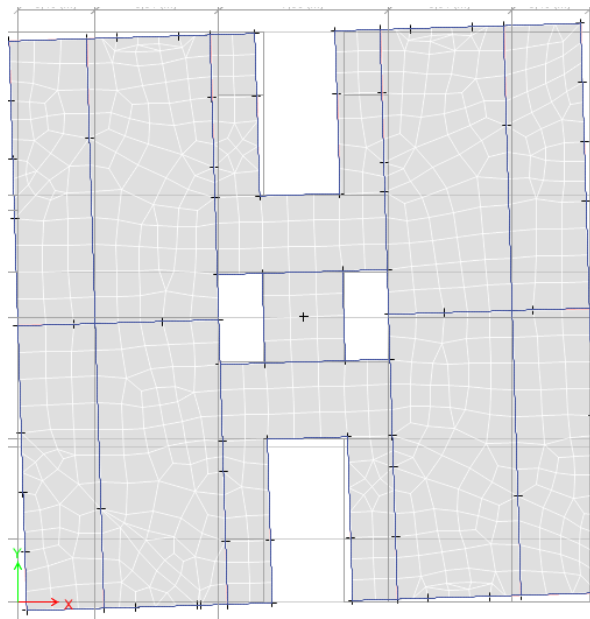


Figure IV.4 :mode3(T=2.089)

La période :

La période fondamentale T est inférieure à celle calculée par les formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T \leq 1,3 \times T_{emp}$$

Par la formule empirique : $T = C_T \times h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T :Coefficient fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par tableau (4.6.RPA99V2003).

$$h_N = 90.4m$$

$$C_T = 0.05 \text{ Donc } T_{emp} = 1.46 \text{ s}$$

$$T = 2.529 \text{ s.}$$

$$1,30 \times T_{emp} = 1,3 \times 1.46 = 1.898 \text{ s}$$

Alors la condition n'est pas vérifiée.

IV.7.Conclusion :

Le choix de la disposition des voiles pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structure, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on n'a pas pu vérifier toutes les exigences selon RPA 99/2003. Comme la période fondamentale T n'est pas inférieure à celle calculée par les formules empiriques appropriées. De plus de 30% et la condition de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée donc il faut augmenter les dimensions. Une analyse paramétrique dynamique sur ce bâtiment lorsqu'il est équipé par un TMD sera présenté dans le chapitre suivant (chapitre V).

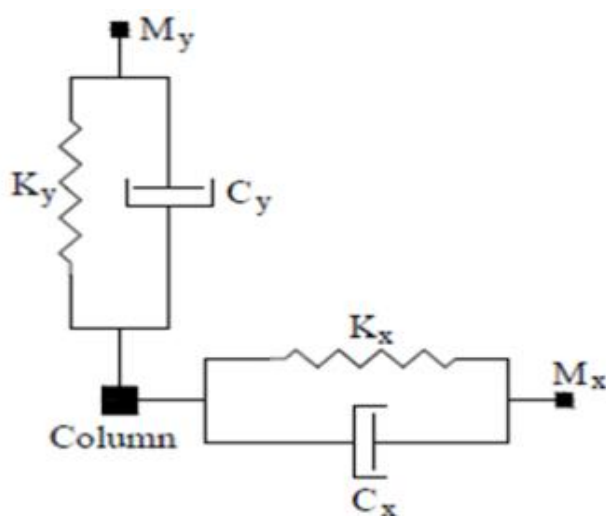
CHAPITRE V : Application de TMD sur un bâtiment

V. 1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous allons étudier le comportement d'un bâtiment de grande hauteur équipé d'un amortisseur à masse accordé par différent rapport de masse ce type d'amortisseur est simple, efficace, moins couteux, et fiable pour la suppression indésirable des vibrations de structure. Il est localisé au centre de masse du dernier étage (là où généralement se trouve le déplacement maximal pour le premier mode) .Les résultats obtenus seront comparé avec ceux d'une structure sans TMD.

V. 2. Type d'amortisseur à masse accordée utilisé dans le bâtiment :

C'est un amortisseur qui se compose d'un système à deux degrés de libertiné x et y, avec M_x , K_x , et C_x sont respectivement la masse, rigidité et l'amortissement du système dans la direction x et M_y , K_y et C_y sont respectivement la masse, la rigidité et l'amortissement du système dans la direction y.



FigureV.1 : Le schéma du TMD appliqué à la structure dans le sens X et le sens Y [32].

V. 3. Equation de mouvement :

Les structures avec TMD peuvent être représentées par des systèmes avec 2 DDL, définie par une paire d'équations différentielles couplées de second ordre.

$$m_1 \ddot{x}_1 + x_1(k_1 + k_2) + \dot{x}_1 (c_1 + c_2) - k_2 x_2 - c_2 \dot{x}_2 = k_1 x_g + c_1 \dot{x}_g \quad (V.1)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 - x_1 k_2 + \dot{x}_1 c_2 + k_2 x_2 + c_2 \dot{x}_2 = 0 \quad (V.2)$$

Les termes m_1 , k_1 , c_2 et x_1 représentent la masse, la rigidité et l'amortissement de la structure, et m_2 , k_2 , c_2 et x_2 représentent la masse, le déplacement et l'amortissement du TMD.

$F(t)$ est la force d'excitation

Où :

c_2 : Amortissement du TMD

x_1 : Déplacement absolue du système principal

x_2 : Déplacement absolue du TMD

x_g : Déplacement du sol

V.4. Etude paramétrique de TMD :

Pour les paramètres optimaux du TMD, il a été constaté que le rapport de la fréquence optimale, $f_{2\text{opt}}$ pour une structure à plusieurs degrés de liberté est approximativement égal au rapport de la fréquence d'un système à 2-DDL pour un rapport de masse de $\mu\emptyset$, c.à.d. $f_{p2\text{opt}}(\mu) = f_{2\text{opt}}(\mu\emptyset)$.

\emptyset : est l'amplitude du premier mode ou se trouve le système TMD, et pour un facteur de participation unitaire.

L'équation de rapport de la fréquence optimale est obtenue à partir de l'équation de système de 2DDL en remplaçant μ par $\emptyset\mu$ (Sadek et al 1997).

$$f_{p2\text{opt}} = \frac{1}{1+\mu\emptyset} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\emptyset}{1+\mu\emptyset}} \right) \quad (V.3)$$

Le coefficient d'amortissement du TMD est égale au coefficient d'amortissement du système a 2 DDL multipliée par \emptyset :

$$\xi_{p2\text{opt}} = \emptyset \xi_{2\text{opt}} \quad (V.4)$$

L'équation du coefficient d'amortissement $\xi_{p2\text{opt}}$ est définie comme suit :

$$\xi_{p2\text{opt}} = \emptyset \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (V.5)$$

Pour les structures à plusieurs degrés de liberté, les paramètres optimaux de la rigidité et de l'amortissement peuvent être écrits donc comme suit

$$K_{p2\text{ opt}} = m_2 \omega_1^2 f_{p2\text{ opt}} = m_2 \omega_1^2 \left(\frac{1}{1+\mu\phi} \right)^2 \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\phi}{1+\mu\phi}} \right)^2 \quad (\text{V.6})$$

$$C_{p2\text{ opt}} = 2 m_2 \omega_1 f_{p2\text{ opt}} \xi_{p2\text{ opt}} = \frac{2 m_2 \omega_1}{1+\mu\phi} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\phi}{1+\mu\phi}} \right) \phi \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (\text{V.7})$$

Le facteur de participation modale pour un mode i est défini comme suit :

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} \quad (\text{V.8})$$

$$M_i = \{\phi\}_i^T M \{\phi\}_i \quad (\text{V.9})$$

$$L_i = \{\phi\}_i^T M \{\Delta\} \quad (\text{V.10})$$

Γ_i : Facteur de participation modale.

L_i : Facteur d'excitation sismique.

M_i : Masse généralisée.

$[M]$: Matrice masse de la structure.

$\{\phi\}_i$: Vecteur mode propre.

$\{\phi\}_i^T$: Vecteur transposé de mode propre.

$\{\Delta\}$: Vecteur de direction de la sollicitation.

Le facteur de participation modale unitaire conduit à $\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = 1$ et donc $L_i = M_i$

Ainsi d'après les résultats de l'analyse modale on a :

$M_1 = L_1 = 68.03\% M_T$ donc on a une bonne approximation en considérant que le premier mode.

Le premier mode propre " ϕ " est déterminé donc en fonction de premier mode obtenu par l'analyse modale effectué par le SAP 2000 noté " $\phi_{1\text{ sap}}$ " comme suit:

$$\phi_1 = \phi_{1\text{ sap}} \sqrt{M1}$$

- On va varier le rapport de masse pour étudier son effet sur la réponse de la structure lors de l'application du chargement dynamique.
- Les paramètres de TMD son présenter dans les tableaux V.2 :

Tableau V. 2 : Les paramètres optimaux des TMD utilisé.

μ	$f_{p2\ opt}$	$\xi_{p2\ opt}$	$m_2\ (t)$	$C_{p2\ opt}$	$K_{p2\ opt}$
0.03	0.955	0.272	115.801	2256	278.103
0.11	0.865	0.447	424.603	6781	1515.588
0.17	0.809	0.526	656.205	9165.264	2580.323
0.22	0.767	0.578	849.206	10682.798	3480.931
0.33	0.690	0.665	1273.809	12969.295	5404.338

V.5. Analyse dynamique temporelle :

Cette analyse permet de donner la réponse dynamique d'une structure soumise à un chargement arbitraire variable avec le temps en résolvant le système d'équations d'équilibre dynamique suivant :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K}\mathbf{U} = (\mathbf{t})$$

Où :

M: Matrice masse de la structure.

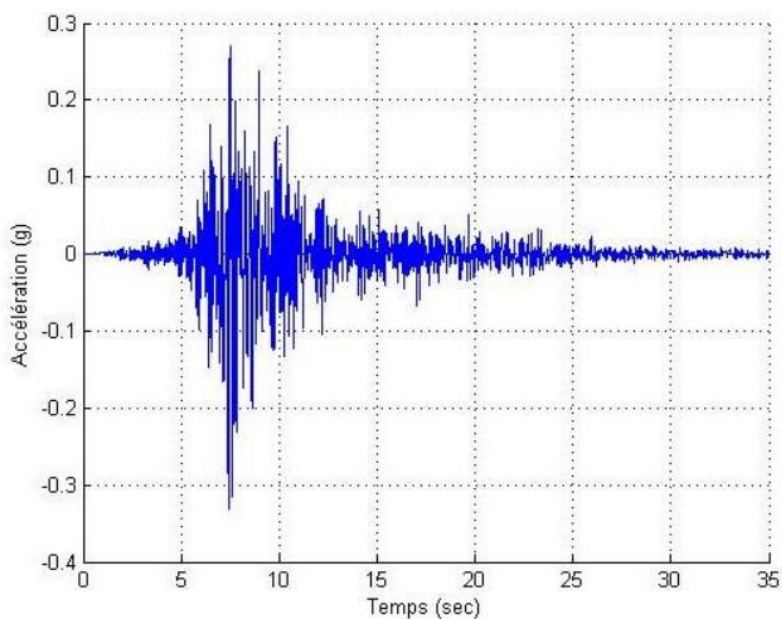
C: Matrice d'amortissement.

K: Matrice de rigidité de la structure.

$\ddot{\mathbf{U}}, \dot{\mathbf{U}}, \mathbf{U}$: Vecteurs déplacement, vitesse, et accélération de la structure

P: Vecteur charge.

Pour l'analyse dynamique temporelle, l'accélérogramme adopté est celui du séisme de Boumerdès station kadara survenu le 21/05/2003 d'une magnitude de 6.9 sur l'échelle de Richter comme le montre la figure ci-dessous :



FigureV.2 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès.

Le tableau V.3 représente les périodes du bâtiment avec/sans TMD, et le tableau V.4 montre le résultat d'effort tranchant à la base de l'analyse temporelle par différent rapport de masse.

TableauV.3 : Les périodes de bâtiment avec/sans TMD en seconde.

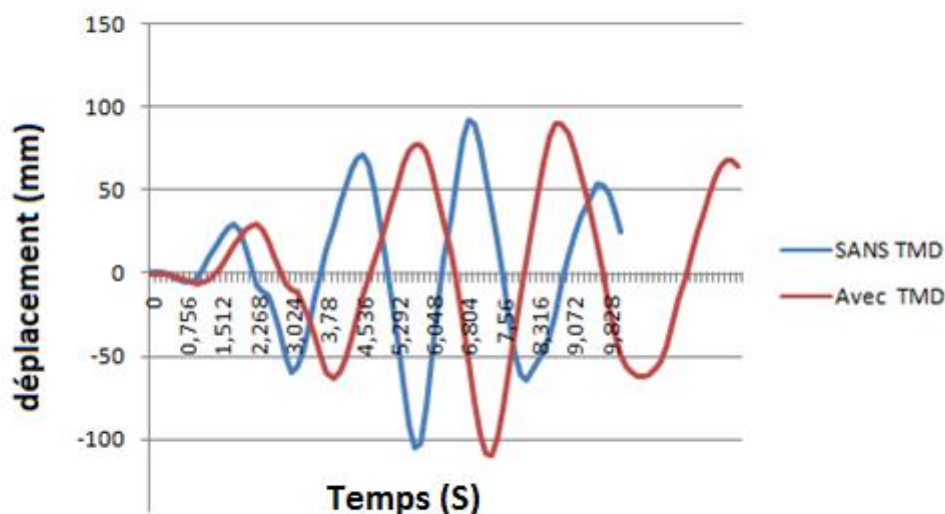
Mode	Sans TMD	Avec TMD				
		0.03	0.11	0.17	0.22	0.33
1	2.529	2.546	2.65	2.623	2.768	2.883
2	2.097	2.111	2.201	2.178	2.302	2.401
3	2.089	2.089	2.09	2.09	2.09	2.09
4	0.73	0.736	0.736	0.76	0.799	0.825

TableauV.4 : Résultat d'effort tranchant à la base de l'analyse temporelle.

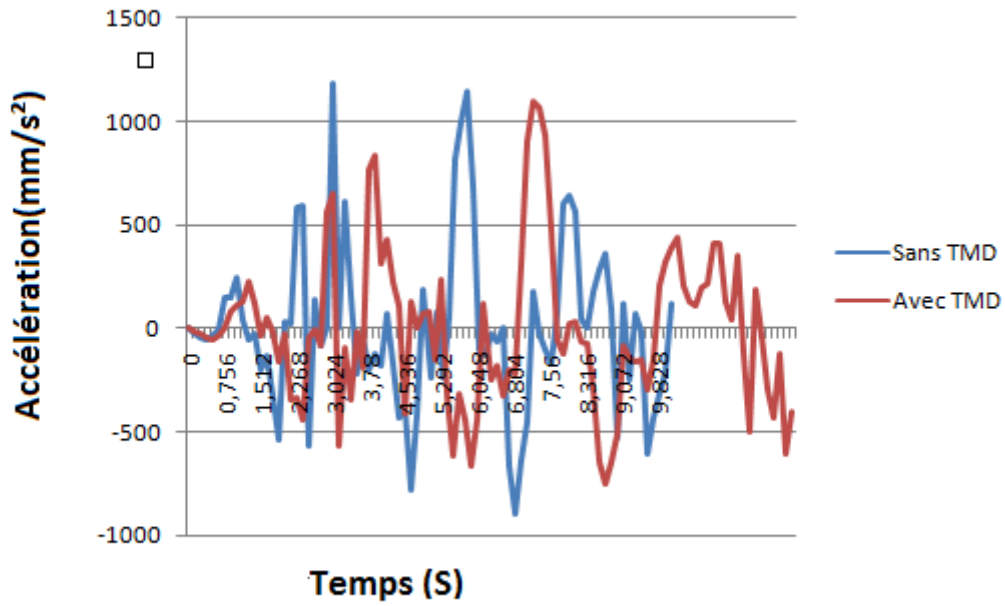
	Sans TMD	Avec TMD				
		0.03	0.11	0.17	0.22	0.33
Effort tranchant à la basse (KN)	8983.693	8158.097	7084.77	7151.490	7334.74	8411.476

D'après ces résultats on observe que plus le rapport de la masse augmente l'effort tranchant à la base diminue jusqu'à un rapport de masse de 17% ensuite il commence à augmenter donc l'influence de la masse reste à partir de 3 à 17% dans notre application du TMD on va choisir un rapport de masse égale à 11%.

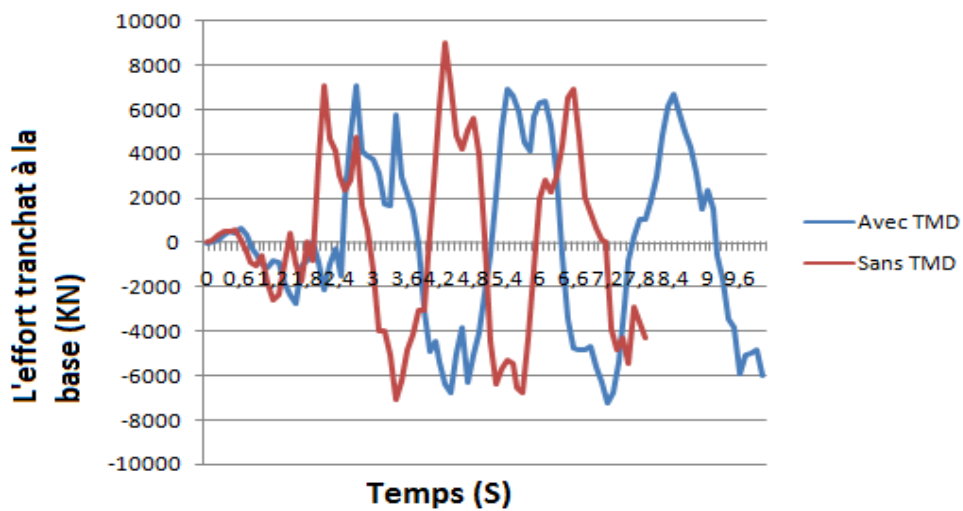
Les figures (V.3), (V.4), (V.5), (V.6) et (V.7) représentent le déplacement, l'accélération, l'effort tranchant à la base, la vitesse et le moment de bâtiment par cette analyse en utilisant l'accélérogramme du séisme de Boumerdes par un rapport de masse de 11%.



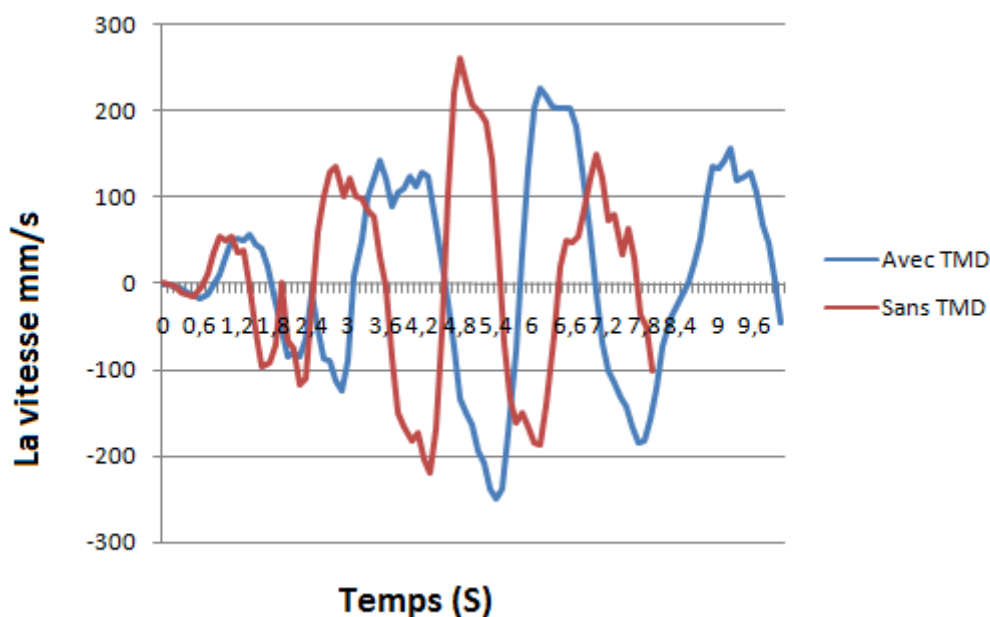
FigureV.3 :Déplacement du bâtiment avec/sans TMD



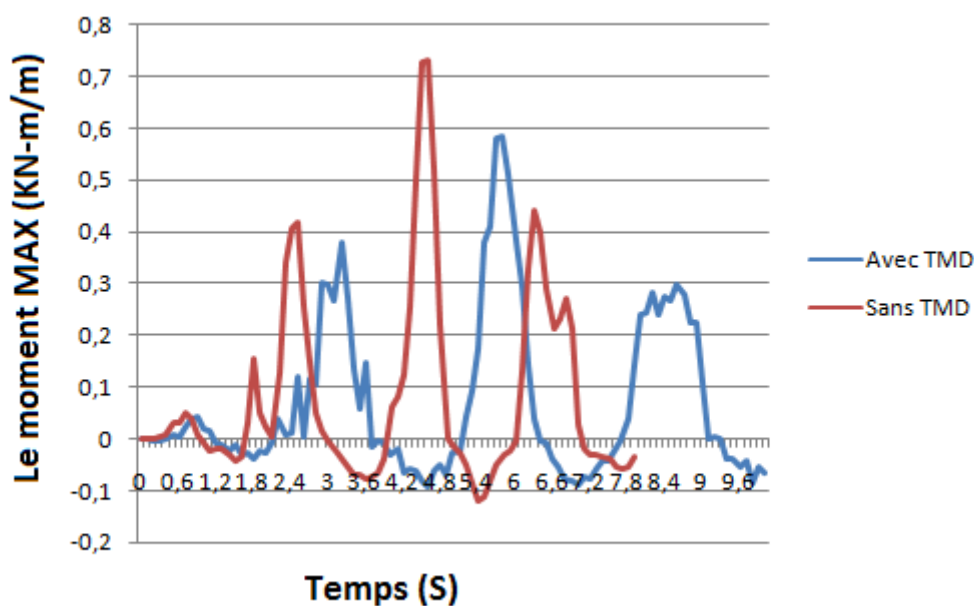
FigureV.4 : L'accélération du bâtiment avec/sans TMD



FigureV.5 : L'effort tranchant à la base du bâtiment avec/sans TMD.



FigureV.6 : La vitesse du bâtiment avec/sans TMD.



FigureV.7 : Le moment maximal du bâtiment avec/sans TMD

En comparant les résultats avec et sans TMD en remarque quand on a ajouté le TMD il y'a une réduction de déplacement, de l'accélération, de la vitesse et de l'effort tranchant à la base et le moment maximal du bâtiment pour un rapport de masse de 11% cela montre son efficacité.

V.6.Conclusion :

Dans ce chapitre on a estimé les paramètres du TMD et on a varié le rapport de la masse entre 0.03 jusqu'a 0.33 et d'après les résultats obtenus par le logiciel ETABS 17.0.1 par l'analyse dynamique temporelle, le système TMD est efficace dans la réduction de l'effort tranchant à la base, le déplacement, l'accélération, le moment maximal et la vitesse d'une structure soumise à un chargement dynamique.

Conclusion générale

Durant le présent projet de fin d'étude, on s'est proposé d'étudier le comportement dynamique d'un bâtiment de grande hauteur équipée d'un amortisseur à masse accordé sur ses derniers étages et on a essayé de comparer les différents résultats avec celle sans TMD. Nous avons conclu que :

- le système TMD est efficace dans la réduction de l'effort tranchant à la base et le déplacement.
- Le fait d'augmenter le rapport de 3 à 17% l'effort tranchant à la base diminue.
- Pour l'analyse de ce bâtiment par la méthode dynamique temporelle le déplacement, l'accélération, l'effort tranchant à la base, la vitesse et le moment de bâtiment avec le système TMD sont inférieurs à ceux de la structure sans TMD.

Enfin, nous pouvons conclure que le système TMD est efficace pour le contrôle d'un bâtiment de grande hauteur.

Pour mieux comprendre ce sujet, on propose comme perspectives :

- Faire une étude comparative entre un système TMD pendule et un autre sans pendule.
- Application d'un autre système d'amortisseur le bâtiment de très grande hauteur.

Références bibliographiques

[1] : ARAB-TANI.A ., ZEGNOUNI . A. Les bâtiments de grande hauteur entre le défi structurel, architectural & environnemental. Master en ARCHITECTURE. Tlemcen 2017. Université AboubekrBelkaid. 1p.

[2]: A. BECHEUR. Cours : Immeubles de grandes hauteurs et Ouvrages d'art. Université de BEJAIA, Département de Génie civil. 2013.

[3]«SeagramBuilding» sur web
site:https://fr.wikipedia.org/wiki/Seagram_Building.

[4]: Tall Buildings: structural systems and aerodynamic Form, Mehmet Günel & Hüseyin Ilgin, P30.

[5] «Cheung Kong centre »sur web site:
<https://www.emporis.com/buildings/120957/cheung-kong-centre-hong-kong-china>

[6]: Tall Buildings: structural systems and aerodynamic Form, Mehmet Günel & Hüseyin Ilgin, P32.

[7]: «Bahia center»sur website: https://fr.wikipedia.org/wiki/Bahia_Center

[8] «Tour de dexia» sur web site <https://www.glassdoor.fr/photos/Dexia-Cr%C3%A9dit-Local-Photos-des-bureaux-IMG789527.htm>

[9]: ESDEP construction métallique:introduction à la construction des bâtiments à étages leçon 1B.7.2,2 éme partie.

[10]Tall Buildings: Structural design of concrete buildings up to 300 m tall, A cement and concrete industry publication, A working group of The Concrete Centre and fib Task Group 1.6, p 15.

[11]: «systemes de contreventement» ,chapitre3,p2

[12] «systemes de contreventement» ,chapitre3,p2

[13]: Tayeb.S.,Evaluation de la réponse dynamique des bâtiment de grande hauteur munis de système de diddipation d'énergie ,mémoire de master,université Saad Dahlab,Blida,2012

[14]: ARAB-TANI.A., ZEGNOUNI A., Les bâtiments de grande hauteur entre le défi structurel, architectural & environnemental Cas : tour multifonctionnelle à Oran ,Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2017.

[15]: «Systèmes de contrôle pour l'isolation parasismique»,chapitre1,p3

[16]: A.Allani.,Conception et optimisation d'amortisseurs à masse accordée pour les structures du génie civil. Matériaux et structures en mécanique [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2015.

[17]: Moreschi L.M. (2000), «Seismic Design of Energy Dissipation Systems for Optimal Structural Performance», Virginia Polytechnic Institute and State University.

[18]: Ducarne J., Modélisation et optimisation de dispositifs non-linéaires d'amortissement de structures par systèmes piézoélectriques commutés, Conservatoire National Arts et Métiers des Arts et Métiers, Paris, 2005.

[19]: Bentifour A., Etude parasismique sur un bâtiment équipé d'un amortisseur a masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitation sismiques, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.

[20]:«système de controle passif», chapitre1.

[21] : «Systèmes de contrôle pour l'isolation parasismique», chapitre1.

[22]: Allani A, Conception et optimisation d'amortisseurs à masse accordée pour les structures du génie civil. Thèse de Doctorat. Matériaux et structures en mécanique [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2015.

[23]: «contrôle of civil structure »chapter02(2015).

[24]: Systèmes de contrôle pour l'isolation parasismique

[25]: Ben Mekki O., Amortissement semi-actif des structures flexibles, Thèse de Doctorat, Université de Rome, Italie, 2006.

[26]: «Systèmes de contrôle pour l'isolation parasismique»,chapitre1.

[27]: Djellouli L., Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures, Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider, Biskra, 2012.

[28]:«AmortisseurHarmonique»:https://fr.wikipedia.org/wiki/Amortisseur_harmonique.

[29]:A.Allani.,Conception et optimisation d'amortisseurs à masse accordée pour les structures du génie civil. Matériaux et structures en mécanique [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2015.

[30] « Citicorp Center » sur web site

http://adamkanemacchia.com/gallery/home/_akm0205-edit/.

[31]:Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[32]:Farghaly A., Optimum design of TMD system for tall buildings, Int. J. Optim. Civil Eng., 2(4):511-532, 2012.

ANNEXE

La hauteur en fonction du déplacement:

Story	Élévation m	X-Dir (mm)	Y-Dir (mm)
Story31	90,6	0.01	0.00004152
Story30	87,6	0.01	0.00004049
Story29	84,6	0.01	0.00003943
Story28	81,6	0.009	0.00003834
Story27	78,6	0.009	0.00003718
Story26	75,6	0.009	0.00003596
Story25	72,6	0.008	0.00003466
Story24	69,6	0.008	0.00003328
Story23	66,6	0.008	0.00003181
Story22	63,6	0.007	0.00003027
Story21	60,6	0.007	0.00002867
Story20	57,6	0.007	0.00002701
Story19	54,6	0.006	0.00002531
Story18	51,6	0.006	0.00002356
Story17	48,6	0.005	0.00002177
Story16	45,6	0.005	0.00001996
Story15	42,6	0.005	0.00001814
Story14	39,6	0.004	0.00001631
Story13	36,6	0.004	0.00001451
Story12	33,6	0.003	0.00001274

Story11	30,6	0.003	0.00001102
Story10	27,6	0.003	0.000009363
Story9	24,6	0.002	0.000007779
Story8	21,6	0.002	0.000006285
Story7	18,6	0.001	0.000004898
Story6	15,6	0.001	0.000003637
Story5	12,6	0.001	0.000002522
Story4	9,6	0.001	0.000001573
Story3	6,6	0.0002979	8.105E-07
Story2	3,6	0.0001256	3.435E-07
Story1	0,2	0.00001741	1.685E-07
Base	-2,8	0	0

La hauteur en fonction de déplacement de centre de masse:

Story	Élévation (m)	X-Dir (mm)	Y-Dir (mm)
Story31	90,6	0.01	-0.00003135
Story30	87,6	0.01	-0.0000305
Story29	84,6	0.01	-0.0000295
Story28	81,6	0.009	-0.00002847
Story27	78,6	0.009	-0.00002741
Story26	75,6	0.009	-0.00002632
Story25	72,6	0.008	-0.00002519
Story24	69,6	0.008	-0.00002403

Story23	66,6	0.008	-0.00002283
Story22	63,6	0.007	-0.0000216
Story21	60,6	0.007	-0.00002036
Story20	57,6	0.007	-0.00001909
Story19	54,6	0.006	-0.00001782
Story18	51,6	0.006	-0.00001653
Story17	48,6	0.005	-0.00001524
Story16	45,6	0.005	-0.00001139
Story15	42,6	0.005	-0.00001015
Story14	39,6	0.004	-0.00001139
Story13	36,6	0.004	0.000008928
Story12	33,6	0.003	0.000007751
Story11	30,6	0.003	0.000006616
Story10	27,6	0.003	0.000005532
Story9	24,6	0.002	0.000004509
Story8	21,6	0.002	0.000003557
Story7	18,6	0.001	0.000002688
Story6	15,6	0.001	0.000001913
Story5	12,6	0.001	0.000001247
Story4	9,6	0.001	0.000000704
Story3	6,6	0.0002978	0.000000704

Story2	3,6	0.0001255	-2.974E-07
Story1	0,2	0.00001729	-4.468E-08
Base	-2,8	0	0

La hauteur en fonction du moment:

Story	Elévation (m)	X-Dir (mm)	Y-Dir (mm)
Story31	90,6	0.01	0
Story30	87,6	0.01	0
Story29	84,6	0.01	0
Story28	81,6	0.009	0
Story27	78,6	0.009	0
Story26	75,6	0.009	0
Story25	72,6	0.008	0
Story24	69,6	0.008	-0.1369
Story23	66,6	0.008	-5.8284
Story22	63,6	0.007	-7.0832
Story21	60,6	0.007	-8.4422
Story20	57,6	0.007	-9.903
Story19	54,6	0.006	-11.46
Story18	51,6	0.006	-13.1072
Story17	48,6	0.005	-14.839
Story16	45,6	0.005	-16.6492
Story15	42,6	0.005	-18.5318

Story14	39,6	0.004	-20.4807
Story13	36,6	0.004	-22.4897
Story12	33,6	0.003	-24.5528
Story11	30,6	0.003	-26.6654
Story10	27,6	0.003	-28.8226
Story9	24,6	0.002	-31.0184
Story8	21,6	0.002	-33.2468
Story7	18,6	0.001	-35.5022
Story6	15,6	0.001	-37.7793
Story5	12,6	0.001	-40.0729
Story4	9,6	0.001	-42.3786
Story3	6,6	0.0002978	-44.6923
Story2	3,6	0.0001255	-47.0106
Story1	0,2	0.00001729	-49.6403
Base	-2,8	0	-51.961