

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

TIGRE ASMA

NEGHA AHLAM

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **structures**

Thème :

**VERIFICATION DU CHOIX D'UN MODELE
NUMERIQUE D'UN BATIMENT
PAR UNE INVESTIGATION IN SITU APRES SA
REALISATION**

Devant le jury composé de :

Mr. KENNOUCHE.S	MCB	UAMOB	Président
M^{me}. AIT MEZIANE.Y	Directeur de recherche	CGS	Encadreur
M^{me}. MOHAMADIS	MAA	UAMOB	Co encadreur
M^{me}. AIT AHMED.F	MAA	UAMOB	Examinatrice
Mr. ABDELHAMID.A	MAA	UAMOB	Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu le Clément et le Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

À nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

À notre promotrice Mm : AIT MEZIANE YAMINA, pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude et sa disponibilité à nous écouter à tout moment, et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.

À Mm MOHAMADI SADIKA à qui nous sommes très reconnaissants pour ces remarques et ses conseils.

À tous les enseignants et le personnel administratif de l'UAMOB qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste travail.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TIGRE & NEGHA

Dédicace

*Je dédie ce travail à mes parents, qu'ils trouvent ici
Toute ma gratitude pour leur soutien tout au
long de mes études*

A mon fiancé : AMINE

Mes frères et mes sœurs.

A toute la famille TIGRE et BOUDIA.

A toutes mes amies.

A tous la promotion de génie civil 2018

*A tous ceux qui nous sont chère de près et
de loin.*

Merci

ASMA



Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à :

A deux êtres angéliques, formidables, et magnifiques, ces sont les deux grands héros de ma vie : mamie chérie et mon père, sans lesquels je ne serais pas sur terre, que dieu me les préserver.

A mes frères et mes sœurs surtout, Yasmina, Zahra, Yahia, Abd El Malek, Abd El Basset, Abd El Rezzak,

A mes cousins surtout Lyes.

A toute la famille NEGHZA.

A mon binôme, TIGRE Asma et toute sa famille.

A mon enseignante, Mm Mohammadi Sadikaet monsieur KENNOUCHE Salim, Pour l'aide, leur conseils précieux, et leur soutien moral.

A mes chères amies, Iméne, Chérifa, Kahina, Amel, Safia, Lila, Aicha.

A mes chères amis, Rabeh et Amine.

A mon professeur M^{elle}: AIT MEZIANE Yamina qui malgré ses multiples occupations elle a accepté de me diriger tout au long de mon travail.

A la promotion de Génie Civil.

2017/2018.

Ahlam NEGHZA

Résumé

Le choix du système structurel, la position spatiale des éléments porteurs ainsi que leur section sont définis à l'état de projet pour reprendre les sollicitations générées par l'exploitation de l'ouvrage et l'environnement du site d'implanté. Dans le cas d'une conception parasismique, les paramètres dynamiques de la structure sont fondamentaux. La construction du modèle numérique de la structure d'un bâtiment est basée sur un choix d'hypothèses, telles les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier, le niveau d'encastrement, la prise en compte ou non de l'interaction sol structure, les caractéristiques dynamiques propres de la structure, en relation avec les déplacements inter-étages à respecter,...

Dans la pratique (réalisation) souvent toutes les hypothèses ne sont pas respectées, et cela devient dangereux lorsque la situation conduit à un état critique de l'ouvrage, qui est difficile parfois à diagnostiquer.

Le bâtiment est implanté à la périphérie d'Alger, en cours de construction est pris comme exemple pour illustrer une proposition de vérification expérimentale d'un modèle théorique. La technique d'investigation, non destructive appelée la technique de bruit de fond ambiant est utilisée pour identifier les caractéristiques dynamiques de la structure du bâtiment.

Mots clés: Bâtiment, hypothèses, modèle, investigation in situ, vérification

Abstract

The choice of the structural system, the spatial position of the supporting elements as well as their section are defined in the state of project to take the solicitations generated by the exploitation of the structure and the environment of the implantation site. In the case of seismic design, the dynamic parameters of the structure are fundamental. The construction of the numerical model of the structure of a building is based on a choice of hypotheses, such as the mechanical characteristics of the concrete and the steel, the level of embedding, the taking into account or not of the soil-structure interactions, the dynamic characteristics of the structure, in relation to the inter-floor displacements to be respected, ...

In practice, often all the assumptions are not respected, and, it becomes dangerous when the situation leads to a critical state of the work, which is sometimes difficult to make a diagnostic.

a building under construction located on the periphery of Algiers, is taken as an example to illustrate a proposal for experimental verification of a theoretical model. The non-destructive investigation technique called the ambient vibration noise technique is used to identify the dynamic characteristics of the building structure.

Keywords: Building, hypotheses, model, in situ investigation, verification

يتم تحديد اختيار النظام الهيكلي ، الحيز الموضعي للعناصر الداعمة بالإضافة إلى قسمها في حالة المشروع لاستعادة الاستقطاعات الناتجة عن استغلال البناء وبيئة موقع الترسيد. في حالة التصميم الزلزالي ، تكون الإعدادات الديناميكية للهيكل أساسية. ويستند بذ لعددي لهيكل المبني على الفرضيات ، مثل الخصائص الميكانيكية للخرسانة والصلب ، ومستوى التركيب ، مع الأخذ بعين الاعتبار أو عدم اخذ بعين الاعتبار لتفاعل التربة ، والخصائص الديناميكية للهيكل ، فيما يتعلق بحركة ما بين الطوابق التي ينبغي احترامها ، ...

أرساء العملية (التحقيق) في كثير من الأحيان لا يتم احترام جميع الافتراضات ، ويصبح الأمر خطيراً عندما تؤدي الحالة إلى عيب في البنية ، والتي يصعب أحياناً تشخيصها.

يقع المبني في ضواحي الجزائر العاصمة ، تحت الإنشاء كمثل لتوضيح اقتراح للتحقق التجريبي من النموذج النظري. يتم استخدام تقنية التحقيق غير المدمرة المعروفة باسم تقنية ضوضاء الخلفية لتحديد الخصائص الديناميكية للهيكل المبني.

الكلمات المفتاحية: بناء ، فرضيات ، نموذج ، دراسة ميدانية ، تحقق

SOMMAIRE

Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation et Pré dimensionnement du bâtiment

I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2.1. Caractéristique géométriques.....	3
I.2.2. Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003.....	4
I.2.3. Définition des éléments de l'ouvrage.....	4
I.2.3.1. Les éléments non structuraux.....	4
I.2.3.2. Les éléments non structuraux.....	4
I.3. Près dimensionnement des éléments structuraux.....	7
I.3.1. Près dimensionnement des planchers.....	7
I.3.2. Près dimensionnement des poutres (chainage).....	10
I.3.1. Près dimensionnement des voiles.....	11
I.4. Evaluation des charges et surcharges.....	13
I.4.1. Plancher terrasse en dalle pleine.....	13
I.4.2. Plancher courant en dalle pleine.....	14
I.4.3. Plancher RDC en dalle pleine.....	14
I.4.4. Escalier.....	15
I.5. Près dimensionnement des éléments non structuraux.....	16
I.5.1. Près dimensionnement des escaliers.....	16
A. Définition.....	16
B. Les caractéristiques géométriques.....	16
C. Pré dimensionnement de l'escalier à trois volets.....	18
C.1. Caractéristiques géométriques.....	18
C.2. Détermination de l'épaisseur de la paillasse.....	18
I.5.2. Près dimensionnement de l'acrotère.....	19
I.5.3. Près dimensionnement de la sale machine.....	21
I.5.3.1. Introduction.....	21
I.5.3.2. Epaisseur de la dalle.....	21
I.5.4. Balcons.....	22
I.5.4.1. Introduction.....	22
I.5.4.2. Epaisseur de balcon.....	22
I.5.4.3. Evaluation des charges.....	22

Chapitre II :Analyse et vérification des critères de conception selon les règles RPA99/03

II.1. Introduction.....	24
II.2. Analyse de la régularité.....	24
II.2.1. Condition minimale sur les files de contreventement (art 4.2.3.1, RPA99 /2003 , page42).....	24
II.2.2. Redondance en plan.....	25

II.2.3. Analyse de la régularité en plan [Art 3.5.2.RPA99/2003].....	25
II.2.4. Analyse de la régularité en élévation.....	27
II.3. Analyse des coffrages des éléments structuraux.....	29
II.3.1. Murs et voiles de contreventement [Art 7.7.1 du RPA99/2003 page 73].....	30

Chapitre III :Analyse dynamique

III.1. Introduction.....	32
III.2. Objectif de l'étude dynamique	33
III.3. Les différentes méthodes.....	33
III.3.1. Les méthodes empiriques.....	33
III.3.2. Les méthodes numériques	35
III.3.2.1. Introduction.....	35
III.3.2.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	36
III.4. Analyse de la structure.....	37
III.4.1. Hypothèse de calcul.....	37
III.4.2. Analyse de la conception par le logiciel.....	37
III.4.2.1. Calcul des coordonnées du centre de torsion.....	37
III.4.2.2. Calcul des coordonnées du centre de masse.....	38
III.4.2.3. Vérification de l'excentricité.....	39
III.5. Analyse dynamique du bâtiment.....	41
III.5.1. Calcul des caractéristiques dynamiques.....	41
III.5.2. Analyse des efforts tranchants.....	44
III.5.2.1. Efforts tranchants empiriques.....	44
A. Coefficient d'accélération de zone A.....	44
B. Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	45
C. Coefficient de comportement global de la structure R.....	46
D. Facteur de qualité Q.....	46
E. Poids total de la structure.....	47
III.5.2.2. Efforts tranchants numériques.....	48
III.5.3. Les forces sismiques des niveau.....	49
III.5.4. Distribution horizontale des forces sismiques.....	49
III.6. Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	52

Chapitre V :Investigation expérimentale

IV.1. Introduction.....	55
IV.2. Rappel dynamique	56
IV.2.1. Système à un degré de liberté.....	56
IV.2.1.1. Formulation des équations de mouvement.....	57
IV.2.1.2. Résolution des équations de mouvement.....	58
IV.2.2. Système à plusieurs degrés de liberté.....	60
IV.3. Investigation expérimentale sur le bâtiment.....	63
IV.3.1. Principe de l'essai de bruit de fond.....	64
IV.3.2. Equipement utilisés et type de résultats.....	64
IV.3.3. Application au bâtiment étudié.....	65
IV.3.4. Résultats.....	66
IV.4. Calcul des efforts tranchants expérimentaux.....	67

Chapitre V :Discussion et conclusion

V.1 :Analyse et Discussion des résultats.....	69
V.1.1 :Analyse de la conception de la structure.....	69
V .1.2 :Analyse de la structure.....	69
Conclusion	73

LISTE DES TABLEAUX

❖ Chapitre I

Tableau I.1 : Epaisseurs des voiles ELS.....	13
Tableau I. 2 : Descente des charges permanentes de la terrasse en DP.....	14
Tableau I.3: Descente des charges permanentes de Plancher courant en DP.....	14
Tableau I.4 : Descente des charges permanentes de RDC en DP.....	15
Tableau I.5 : Descente des charges de palier.....	15
Tableau I.6 : Descente des charges de paillasse	16
Tableau I.7 : Acrotère.....	20
Tableau I.8 : Evaluation des charges pour le balcon	22

❖ Chapitre II

Tableau II.1 : Files de contreventement dans les deux directions.....	25
Tableau II.2 : Rapport masse et rigidité.....	28

❖ Chapitre III

Tableau III.1 : Période théorique du bâtiment dans les deux directions.....	35
Tableau III.2 : Coordonnées du centre de masse et centre de torsion.....	39
Tableau III.3 : Récapitulatifs des valeurs d'excentricité théorique.....	40
Tableau III.4 : Valeurs des excentricités accidentelles par niveau.....	41
Tableau III.5 : Caractéristiques dynamiques du modèle théorique.....	42
Tableau III.6 : Coefficients d'accélération de zone A.....	45
Tableau III.7: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système Structurel.....	46
Tableau III.8 : Valeurs des pénalités P_q	47
Tableau III.9 : Le poids total de la structure.....	48
Tableau III.10 : Le calcul numérique des efforts tranchants en utilisant le logiciel ETABS.....	48
Tableau III.11 : Les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version 2003 dans le sens longitudinal X-X.....	50
Tableau III.12 : Les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version2003 dans le sens transversal Y-Y.....	51

Tableau III.13 : Déplacements inter-étages dans la direction (x-x)..... 53

Tableau III.14 : Déplacements inter-étages dans la direction (y-y)..... 54

❖ Chapitre IV

Tableau IV.1: Récapitulation des résultats d'identification en utilisant des sources Artificielles..... 63

Tableau IV.2 : Les efforts tranchants à chaque niveau selon le RPA99/version 2003 dans le sens longitudinal X-X..... 67

Tableau IV.3 : Les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version2003 dans le sens transversal Y-Y..... 68

❖ Chapitre V

Tableau V.1 : Les efforts tranchants numériques et expérimentaux..... 72

Tableau V.2 : Les efforts tranchants empiriques et expérimentaux..... 72

LISTE DES FIGURES

❖ Chapitre I

Figure .I.1 : Plan d'étage.....	5
Figure .I.2 : Coupe verticale du bâtiment.....	6
Figure .I.3 : Dalle reposent sur 4 appuis.....	7
Figure .I.4: Flèche de la dalle.....	8
Figure .I.5: Dimensions de chainage.....	10
Figure .I.6 : Coupe de voile en élévation.....	11
Figure .I.7 : Coupe de voile en plan.....	12
Figure .I.8 : Coupe transversale de Terrasse inaccessible.....	13
Figure .I.9 : Caractéristiques géométriques de l'escalier.....	17
Figure .I.10 : Coupe transversale de l'escalier.....	19
Figure .I.11 : Coupe verticale de l'acrotère.....	19
Figure .I.12 : Coupe transversale de l'acrotère.....	20
Figure .I.13 : Schéma statique.....	20
Figure .I.14: Vue en 3D de l'ascenseur.....	21
Figure .I.15 : Schéma de la diffusion des charges ponctuelle de la salle machine.	21
Figure .I.16 : Evaluation des charges pour le balcon.....	22
Figure .I.17 : Schéma statique	23

❖ Chapitre II

Figure .II.1 : Limites des décrochements en plan	26
Figure .II.2 : Le bâtiment ne présente aucun décrochement en élévation.....	29
Figure .II.3 : Coupe de voile en élévation.....	30
Figure .II.4 : Coupes de voiles en plan.....	31

❖ Chapitre III

Figure .III.1 : Déformée modale numérique.....	43
--	----

❖ Chapitre IV

Figure .IV.1 : Oscillateur à un degré de liberté (1DDL).....	56
Figure .IV.2 : La repense libre d'un system dissipatif.....	60
Figure .IV.3 : Model brochette.....	61

Figure .IV.4 : Essai par lâcher(loung et al,1992).....	63
Figure .IV.5 : Excitateur à balourds (Boutin et al,2001).....	63
Figure .IV.6 : Essai par choc(Boutin et al,2001).....	63
Figure .IV.7 : Appareillage utilisé pour l'enregistrement du bruit de fond.....	65
Figure .IV.8 : Déformée modale expérimentale.....	66

❖ Chapitre V

Figure .V.1 : Déformée modale expérimentale.....	71
Figure .V.2 : Déformée modale numérique.....	71
Figure .V.3 : Spectre de réponse du bâtiment.....	73

Introduction générale

Depuis l'arrivée de l'outil informatique, tout projet de construction fait l'objet d'un calcul numérique avec des moyens informatiques plus élaborés et théoriquement plus précis. Le modèle de calcul est construit sur la base des caractéristiques géométriques définies sur la base d'un pré-dimensionnement sous charges verticales, d'une part et sur des hypothèses concernant les valeurs des caractéristiques mécaniques des matériaux d'autre part. La validation du modèle numérique est effectuée sur la base de critères réglementaires de déformation, exprimés en terme de déplacements inter étages à ne pas dépasser, et sur la résistance mécanique des éléments structuraux à reprendre les sollicitations générées par l'action sismique imposée par l'aléa de la région d'implantation du projet. Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées représentent des données théoriques prises à partir des règlements en vigueur. La résistance du béton considérée dans les calculs n'est pas toujours atteinte en partie ou en totalité durant la réalisation de l'ouvrage. Le module d'élasticité utilisé n'a également jamais fait l'objet d'étude ou de vérification. Aussi les dimensions géométriques des éléments structuraux, la mise en place des aciers et la mise en œuvre du béton ne sont généralement pas des facteurs très rigoureusement vérifiés. Il serait fastidieux de pouvoir vérifier le ferrailage de chaque élément d'une structure avant d'autoriser le coulage du béton, lequel le béton devrait également faire l'objet d'essais avant sa mise en œuvre. La préparation d'éprouvettes servant au contrôle de la résistance du béton, écrasées à 07 jours, 14 jours et 21 jours, sont façonnées au moment du coulage des éléments structuraux. Rare la démolition est requise lorsque la résistance du béton demandée n'est pas atteinte. Lorsqu'il s'agit de bâtiment existant, les données géométriques sont généralement plus ou moins fiables, et quand la prestation le permet une campagne sclérométrique est possible pour estimer une résistance moyenne du béton en place et parfois des carottages sont effectués. Un autre paramètre de taille qui n'est généralement pas pris en compte dans les calculs, c'est la participation des murs de remplissage dans la rigidité de la structure, notamment lorsque celle-ci est en structure auto stable. Le comportement de ce type de structure avait largement démontré le rôle des remplissages dans le comportement dynamique des bâtiments réalisés en structure portiques durant le séisme du 21 mai 2003.



Toutes ces imperfections conduisent inévitablement à des incertitudes parfois très significatives entre le modèle numérique qui est théorique et la structure réelle finie.

L'objectif du travail proposé à travers ce mémoire de Master II est de mettre en évidence certaines de ces imperfections. Le bâtiment considéré est en structure voiles en béton armé en cours d'exécution, structure finie sans remplissage. L'examen visuel de l'état des lieux a montré un béton sans ségrégation.

Le travail qu'on se propose de faire dans le cadre d'un mémoire a pour objectif la vérification des paramètres dynamiques (période et forme modale) obtenus numériquement qui ont servi au dimensionnement de la structure et ceux qu'on a obtenu in situ suite à un test de la structure fini sans remplissages. La comparaison des efforts tranchants sera également effectuée en considérant ceux obtenus à partir d'un calcul statique équivalente, d'un calcul numérique et enfin ceux qui seront déduits à partir des résultats expérimentaux. Les résultats seront analysés, comparés et discutés.



Chapitre I

*Présentation et pré-
dimensionnement du bâtiment*

I.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de la présente recherche est un bâtiment en cour de réalisation à usage d'habitation et de commerce. Il est composé d'un seul bloc sans joint avec un gabarit composé d'un Rez-de-chaussée et neuf étages et terrasse non accessible.

Le système de contreventement est constitué uniquement de voiles en béton armé. Le bâtiment est implanté dans la commune de Dar el Beida située dans la willaya d'Alger. Ce site est classé comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA 99 version 2003**".

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- ❖ Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ❖ Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon les règles du BAEL91, le RPA 99/version 2003 et le CBA93, en vigueur pour déterminer les réactions des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment comporte :

1. Un Rez-de-chaussée à usage de service et commerce.
2. Les autres étages sont à usage d'habitation.

I.2.1. Caractéristiques géométriques

) Dimensions en plans :

Largeur en plan.....18.05 m.
Longueur en plan.....26.40 m.

) Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment.....30.50 m.
Hauteur du RDC.....3.05m.
Hauteur des étages courants.....3.05m



I.2.2. Classification du bâtiment selon l'RPA 99 version 2003

Le bâtiment est un ouvrage de grande importance classée dans le groupe 2.

Car il est à usage d'habitation collective ou à usage de bureau et commerce dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

I.2.3. Définition des éléments de l'ouvrage

Notre ouvrage est composé par des éléments structuraux et éléments non structuraux:

I.2.3.1. Les éléments structuraux

➤ Ossature

Le bâtiment est constitué par des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux sens; donc d'après les **RPA 99 version 2003**, le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé » *(Type 2)* tel que:

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles d'après "**RPA 99 version 2003**".

➤ Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- Plancher à dalle pleine.

➤ Chainage

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux voiles sur lesquels reposent ces poutres.

I.2.3.2. Les éléments non structuraux

➤ Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, la structure concernée par l'étude comporte un seul type d'escalier démarre du RDC jusqu'au



dernier étage, il est constitué de trois volées.

➤ **L'acrotère**

c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

➤ **La sale machine**

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur de passagers et objets sur des niveaux.

➤ **Balcon**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

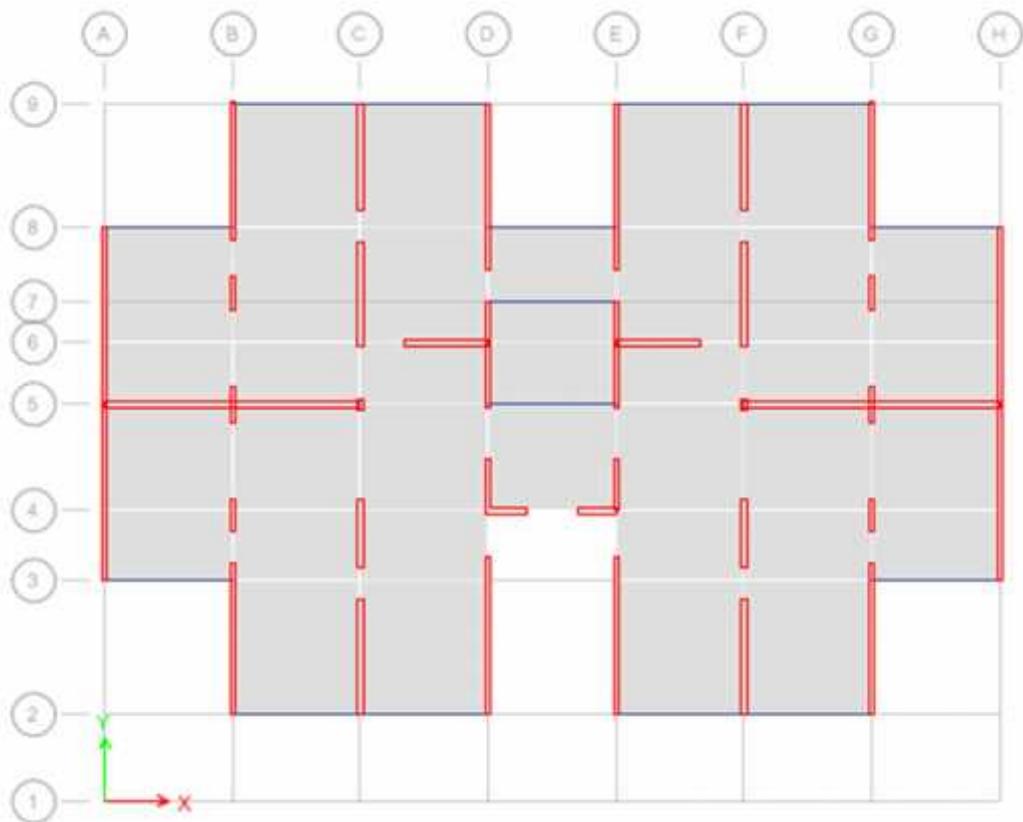


Figure .I.1 : Plan d'étage





Figure .I.2 : coupe verticale du bâtiment



I.3.Pré dimensionnement des éléments structuraux

I.3.1 .Pré dimensionnement des Planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment.

Ils ont pour rôle :

- ❖ La séparation des différents niveaux.
- ❖ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs
- ❖ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux
- ❖ La sécurité contre l'incendie

Dans notre structure on a un plancher en dalle plein.

) Plancher dalle Pleine

A) Définition

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux deux autres dimensions en plan, elles se reposent sur deux, trois, ou quatre appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

B) Résistance à la flexion

- pour les dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{l}{35} \text{ TM}_e \text{ TM} \frac{l}{30}$

- pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{l}{50} \text{ TM}_e \text{ TM} \frac{l}{40}$

Dans notre bâtiment, les dalles reposent sur quatre appuis.

L : la portée mesurée entre nus des appuis et la plus petite portée de la dalle

La plus sollicitée :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3,6\text{m} \\ L_y = 4,86\text{m} \end{array} \right.$$

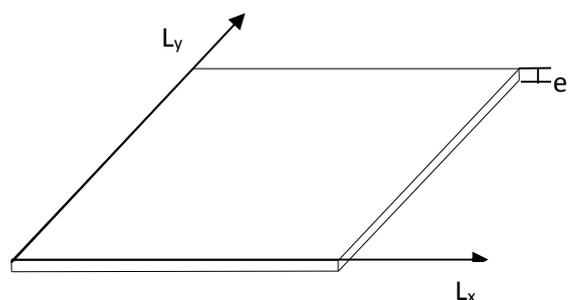


Figure .I.3 : dalle reposent sur 4 appuis



$$\frac{360}{50} \text{ TM}_e \text{ TM} \frac{360}{40}$$

$$7,2 \text{ cm } e \quad 9 \text{ cm}$$

Donc on limite l'épaisseur à 9 cm.

C) Condition d'isolation phonique

Selon les règles techniques « **CBA 93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à 15 cm.

D) Condition de sécurité contre l'incendie

) $e = 7\text{cm}$: pour une heure de coup de feu.

) $e = 11\text{cm}$: pour deux heures de coup de feu

D'après l'article **G-R-8** du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (voiles, planchers...etc.) soit au moins de deux heures.

Donc cette condition limite l'épaisseur à 11cm.

F) Condition De Flèche

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \text{ TM } \bar{F}$

) $F_{\max} \text{ TM } \frac{L}{500}$ Si la portée L est au plus égale à 5m

) $F_{\max} \text{ TM } \frac{L}{1000} \Gamma 0,5$ Si la portée L est supérieure à 5m (L en cm)

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1\text{m}$ avec une épaisseur ; $e = 15\text{cm}$. Supposée travaillant comme une poutre encastree sur les deux extrémités.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} \times \frac{5 q L^4}{384 E I}$$

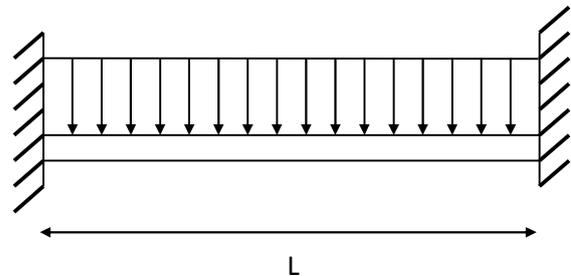


Figure .I.4: Flèche de la dalle



Avec :

F_{max} : Flèche maximale du plancher.

L : portée du plancher = 3,60m

e : épaisseur du plancher.

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I X \frac{be^3}{12}$.

$$I = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,12^3 = 83,33 \times 10^6 \text{ mm}^4; E = 32100,0 \text{ MPA}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{5} = 0,72 \text{ cm}$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé, voir descente de charge)

) **Pour le RDC**

Charge permanente : $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$q = (G + Q) \times b \quad q = 8,1 \text{ KN/ml}$

$$F_m = \frac{5 \times 8,1 \times (3,6)^4}{3 \times 3 \times 8,3 \times 10^6} = 6,62 \text{ mm}$$

$$F_{max} = 6,62 \text{ mm} \quad \bar{F} = 7,2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

) **Pour l'étage Courant**

Charge permanente : $G = 5,6 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$q = (G + Q) \times b \quad q = 7,1 \text{ KN/ml}$

$$F_m = \frac{5 \times 7,1 \times (3,6)^4}{3 \times 3 \times 8,3 \times 10^6} = 5,8 \text{ mm}$$

$$F_{max} = 5,8 \text{ mm} \quad \bar{F} = 7,2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

) **Pour la Terrasse**

Charge permanente : $G = 7,47 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

$$q = (G + Q) \cdot b \quad q = 8,47 \text{ KN/ml}$$

$$F_m = \frac{5 \times 8,4 \times (3)^4}{3 \times 3 \times 8,3 \times 1^4} = 6,93 \text{ m}$$

$$F_{\max} = 6,93 \text{ mm} \quad \bar{F} = 7,2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

D'après les conditions précédentes, on adopte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$, pour toutes les dalles.

I.3. 2. Pré dimensionnement des chainages

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$h/15 \leq b \leq h/10$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- H : hauteur de la poutre.

On a $L = 3,6 \text{ m}$

$$\text{Donc } 360/15 < h < 360/10 \quad \implies \quad 0,24 < h < 0,36$$

$$\mathbf{h = 25 \text{ cm}}$$

$$25/15 < b < 25/10 \quad \implies \quad 5 < b < 12,5$$

$$\mathbf{b = 15 \text{ cm}}$$

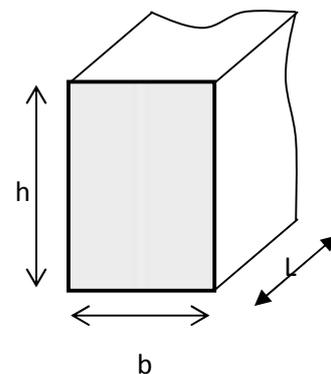


Figure .I.5: Dimensions de chainage

Conclusion

En prend des poutres de chainage de **(25, 15)** pour tous les planchers.

I.3.3. Pré dimensionnement des Voiles

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article **7.7.1** du **RPA99V2003**.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-) Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
-) Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
-) Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
-) Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition (**L** **4e**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».

Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L : portée du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après :

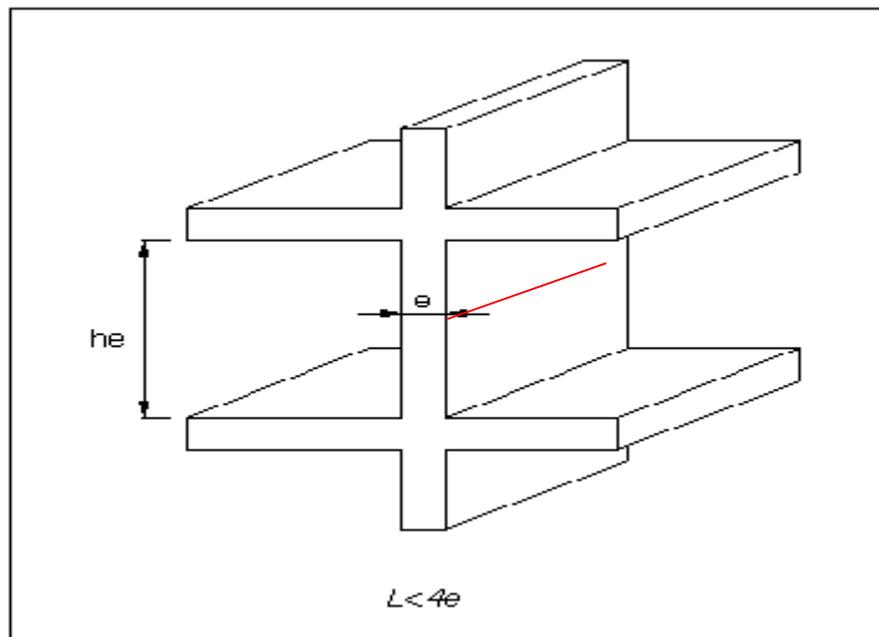


Figure .I.6 : coupe de voile en élévation.



La hauteur libre pour les étages “he” dans le cas de notre bâtiment est de 2,90m, donc il faut vérifier l’article **7.7.1 RPA/2003**.

L’épaisseur minimale de voile exigée selon l’article **7.7.1 RPA99/2003** est de 15cm.

❖ **1^{er} condition :**

$e \geq h / 25 \quad e \geq 11,60 \text{ cm}$

$e \geq h / 22 \quad e \geq 13,18 \text{ cm}$

$e \geq h / 20 \quad e \geq 14,5 \text{ cm}$

Pour satisfaire toutes les conditions on prend :

$e = \max (e_{\min}, h_e / 25, h_e / 22, h_e / 20) = \max (15; 11,60; 13,18; 14,5) \text{ cm}$

On adopte une épaisseur de 15 cm pour tous les voiles.

❖ **2^{er} condition :**

$e \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée).

❖ **3^{ème} condition :**

$L_{\min} = 1,2 \text{ m} > 4.e = 0,60 \text{ m} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée).

) Donc, on prend une épaisseur de 15 cm pour tous les voiles transversaux.

e =15 cm

) Pour des raisons d’architecture et d’exploitation, on doit diminuer les nombres des voiles longitudinaux ce qui conduit à une augmentation de l’épaisseur.

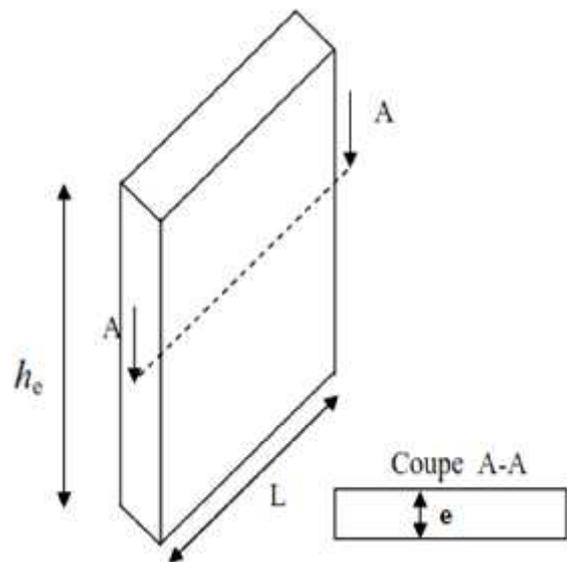


Figure .I.7 : coupe de voile en plan.

Conclusion

En prend :

Tableau I.1 : épaisseurs des voiles ELS

voiles	Epaisseur (cm)
longitudinaux	20
Transversaux	15

I.4. Evaluation des charges et surcharges

Déterminer des charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque niveau. nous allons référer au **DTR B-C2-2**.

-) **G**: charge permanente.
-) **Q**: charge d'exploitation.

I.4.1 Plancher terrasse en dalle pleine

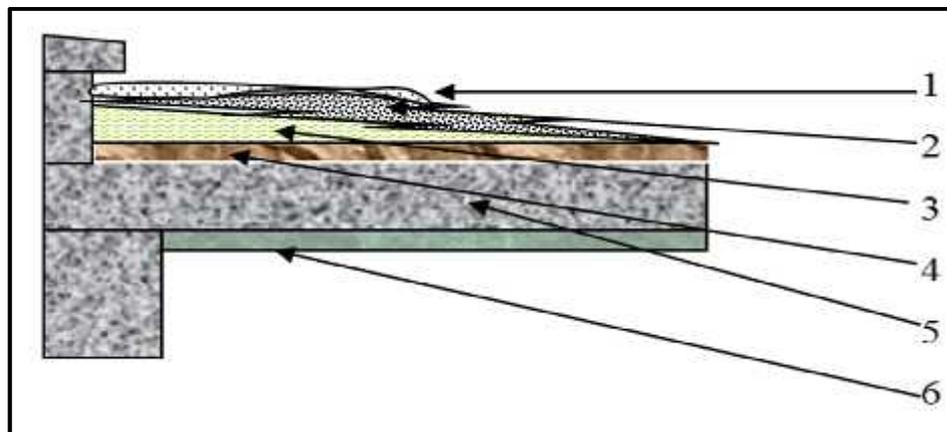


Figure .I.8 : Coupe transversale de Terrasse inaccessible

-) **Surcharge d'exploitation** $Q = 1 \text{ KN/m}^2$



) Charges permanentes

Tableau I. 2 : descente des charges permanentes de la terrasse en DP

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon roulé	0.05	0,75
2	Étanchéité multicouche	0,05	0,15
3	Béton forme de pente	0,1	2,2
4	Isolation thermique au liège	0.04	0,16
5	Dalle en béton armée	0,15	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	0,46
	Total		7,47

I.4.2 Plancher courant en dalle pleine

) Charges permanentes

Tableau I.3: Descente des charges permanentes de Plancher courant en DP

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Lit de sable	0,02	0,36
3	Mortier de pose	0,02	0,4
4	Dalle en béton armé	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,4
	<i>Total</i>		5,60

) Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,5(\text{KN/m}^2)$$

I.4.3 Plancher RDC en dalle pleine

) Charges permanentes



Tableau I.4 : Descente des charges permanentes de RDC en DP

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Lit de sable	0,02	0,36
3	Mortier de pose	0,02	0,4
4	Dalle en béton armé	0,15	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	0,4
	<i>Total</i>		5,60

) Surcharge d'exploitation

$$Q = 2,5 (\text{KN/m}^2)$$

I.4.4 Escalier

Tableau I.5 : Descente des charges de palier

Eléments constituant le palier	Epaisseurs [m]	Poids[KN/m ²]
1-Carrelage.	0.02	0.44
2-mortier de pose.	0.02	0.4
3-lit de sable	0.02	0.36
4-poids de palier	0.15	3.75
5-Enduit de plâtre.	0.02	0.2
Charge permanente	Total G =	5.15
Charge d'exploitation	Q=	2.5



Tableau I.6 : Descente des charges de paillasse

Eléments constituant la paillasse	Epaisseurs[m]	Poids[KN/m ²]
1-Carrelage.	0.02	0.44
2-mortier de pose	0.02	0.4
3-lit se sable.	0.02	0.36
4-poids des marches	0.17	2.125
5-poids de la paillasse	0.15	3.75
6-Enduit de plâtre.	0.02	0.2
7-Garde-corps	/	1
Charge permanente	Total G =	8.075
Charge d'exploitation	Q=2.5	

I.5. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

I.5.1. Pré dimensionnement des escaliers

A. Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Le bâtiment à étudier comporte « escaliers droits à trois volées »

B. Les Caractéristiques géométriques

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

-) **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
-) **La contre marche (h)** : est la partie verticale entre deux marches consécutives.
-) **Hauteur de marche(h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
Elle varie généralement entre 14 et 20 cm.
-) **Le giron(g)** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.



-) **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_0 .
-) **La paillasse** : la dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.
-) **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \leq 1$ m.
-) **Profondeur de marche** (giron + débord de nez de marche)
-) **Un palier** : est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
-) **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

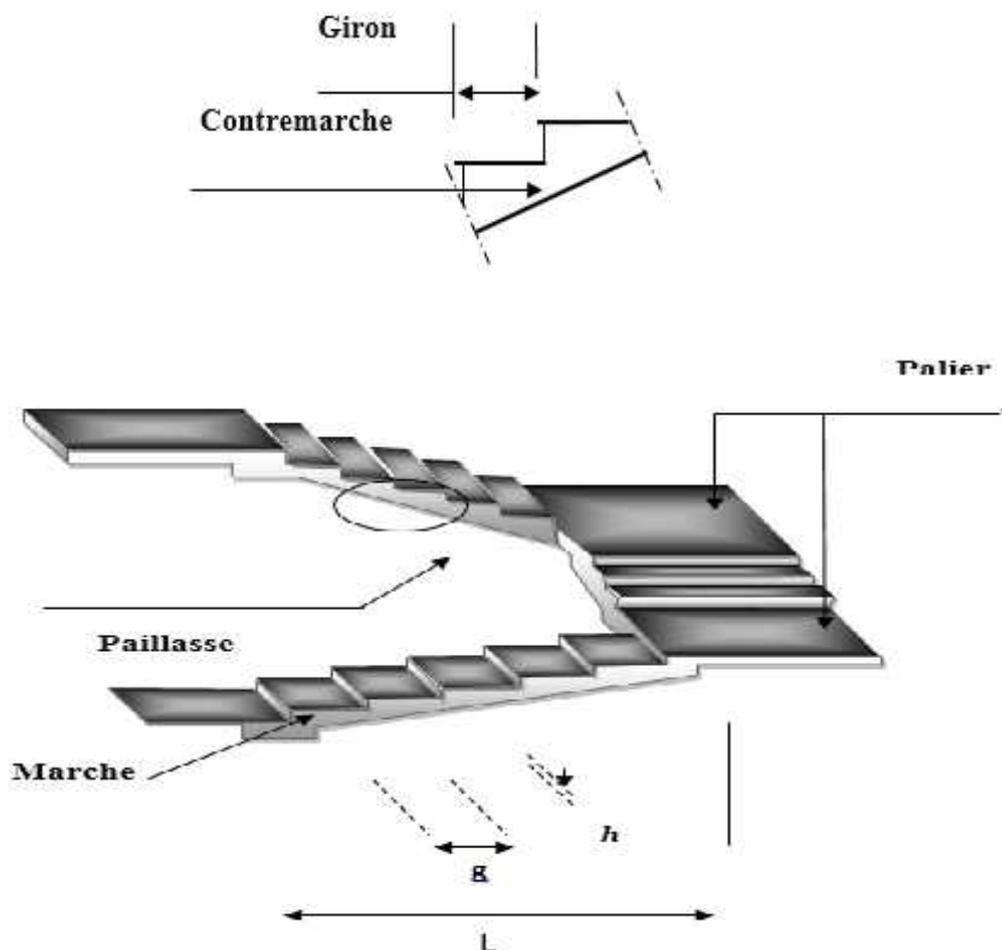


Figure .I.9 : Caractéristiques géométriques de l'escalier.



C. Pré dimensionnement de l'escalier à trois volets

C.1. Caractéristiques géométriques

Hauteur : $H = 3.05 \text{ m}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a $59 < 2h + g < 66$: $14.5 < h < 18$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

$59 < 2h + g < 66$:

$59 - 34 < g < 66 - 34$ $25 < g < 32$

Donc : $g = 30 \text{ cm}$

Donc le nombre de contre marches égale : $NC.RDC = 305/17 = 18$

Soit 18 contre marches, on a trois volets, donc :

Volée 1 : 7 contre marches.

Volée 2 : 4 contre marches.

Volée 3 : 7 contre marches.

C.2. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Pour volées 1 et 3 :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$$

Hauteur réelle de paillasse $h' = N_c \times h = 7 \times 17 = 1.19 \text{ m}$

Ligne de foulée $L' = (n - 1) \times g = (7 - 1) \times 30 = 1.80 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{1.19}{1.80} = 0.66 \text{ } \alpha = 33.47^\circ$$

La longueur de volée est : $L_{\text{v}} = \frac{h}{\sin \alpha} = \frac{1.1}{\sin 33.4} = 2.15 \text{ m}$ $L = 2.90 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse: $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{L}{3} ; 10 \text{ cm} \right\}$ $e \geq \text{Max} \left\{ \frac{2}{3} ; 10 \text{ cm} \right\} = 9.67 \text{ cm}$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier : **$e = 15 \text{ cm}$**



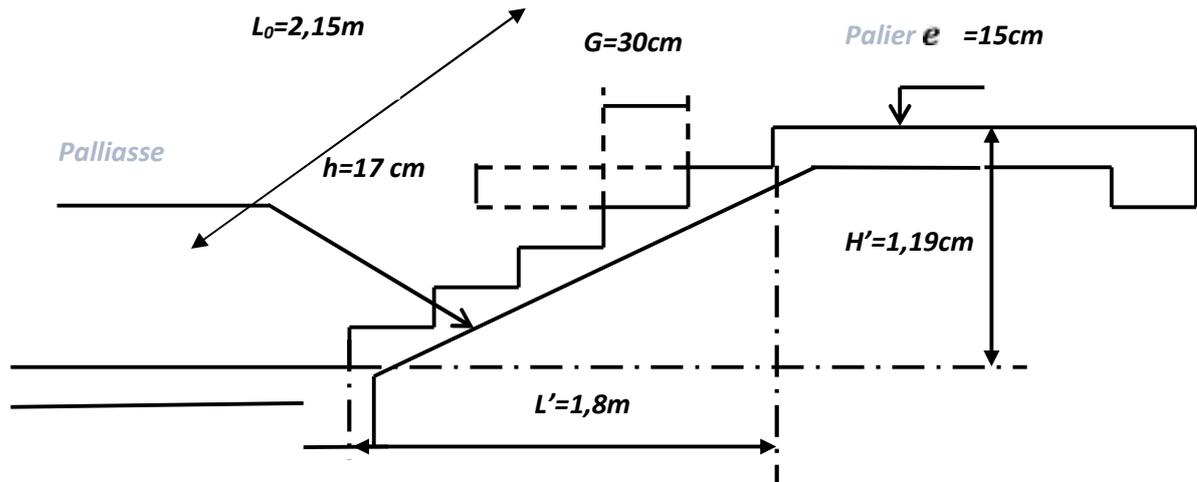


Figure .I.10 : Coupe transversale de l'escalier

Conclusion

Les escaliers du bâtiment à étudier vérifient les conditions de la relation de **BLONDEL**.

I.5.2. Pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastree à sa base.

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère, pour son calcul il sera assimilé à une console encastree à l'extrémité du plancher terrasse, elle est soumise à :

-) Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
-) Une charge d'exploitation horizontale égale à 1kN/ml due à la main courante
-) Actions climatiques (gradient thermique).

Calcul de la surface

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,62)$$

$$S = 0,071 \text{ m}^3.$$

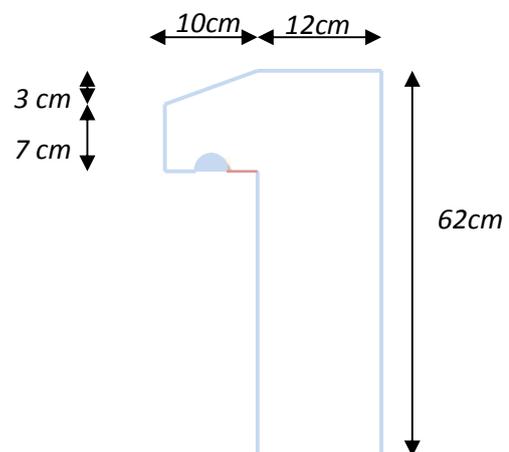


Figure .I.11 : Coupe verticale de l'acrotère.



Calcul des sollicitations

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G \times S \dots | S$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

∂ : le poids volumique tel que $\partial = 25 \text{ KN/ml}$.

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,071 = 1,775 \text{ KN/ml}$.

Le poids du revêtement : $G_2 = 2 \times 0,015 \times 0,64 \times 18 = 0,3456 \text{ KN/ml}$

$G = G_1 + G_2 = 2,12 \text{ KN/ml}$

$G = 2,12 \text{ KN/ml}$.

- l'effort horizontal dû à la main courante $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Tableau I.7 : Acrotère

N	Désignation des ouvrages	P S	S (m ²)	G (KN/m)
1	Acrotère	25	0,071	1,775
G total= 2,12				
Q total= 1KN /m				

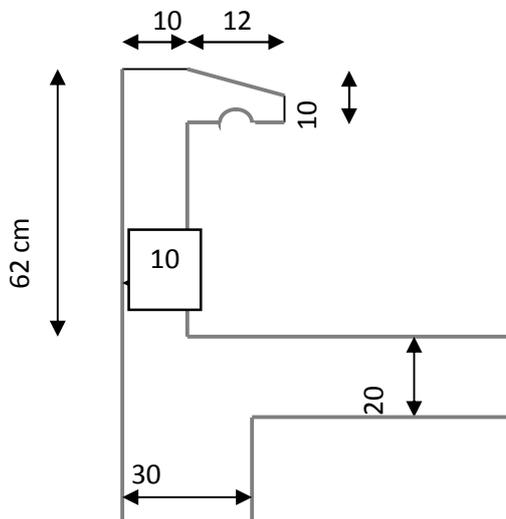


Figure .I.12 : Coupe transversale de l'acrotère

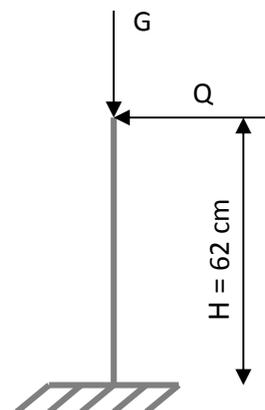


Figure .I.13 : Schéma statique



I.5.3 : Pré dimensionnement de la saie machine

I.5.3.1 Introduction

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur de passagers et objets sur des niveaux définis d'une construction. Dans le cas de notre bâtiment une seule cage d'ascenseur de 8 à 12 personnes dont la vitesse d'entraînement est prévu.

$v = 1.5 \text{ m/s}$.

La surface de la cabine est de $(1,85 \times 1.85) \text{ m}^2$. La charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 6 tonnes.

I.5.3.2 : Epaisseur de la dalle

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon

Le RPA99 version 2003,

$$h = \frac{l}{3} = 5,86 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

Conclusion

Selon les plans d'archives, l'épaisseur de la dalle qui support la machine d'ascenseur est de 15cm, donc c'est vérifié

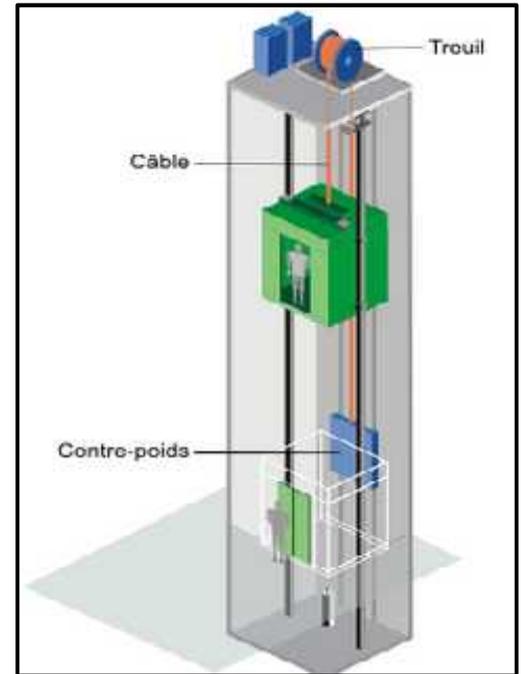


Figure .I.14: Vue en 3D de l'ascenseur

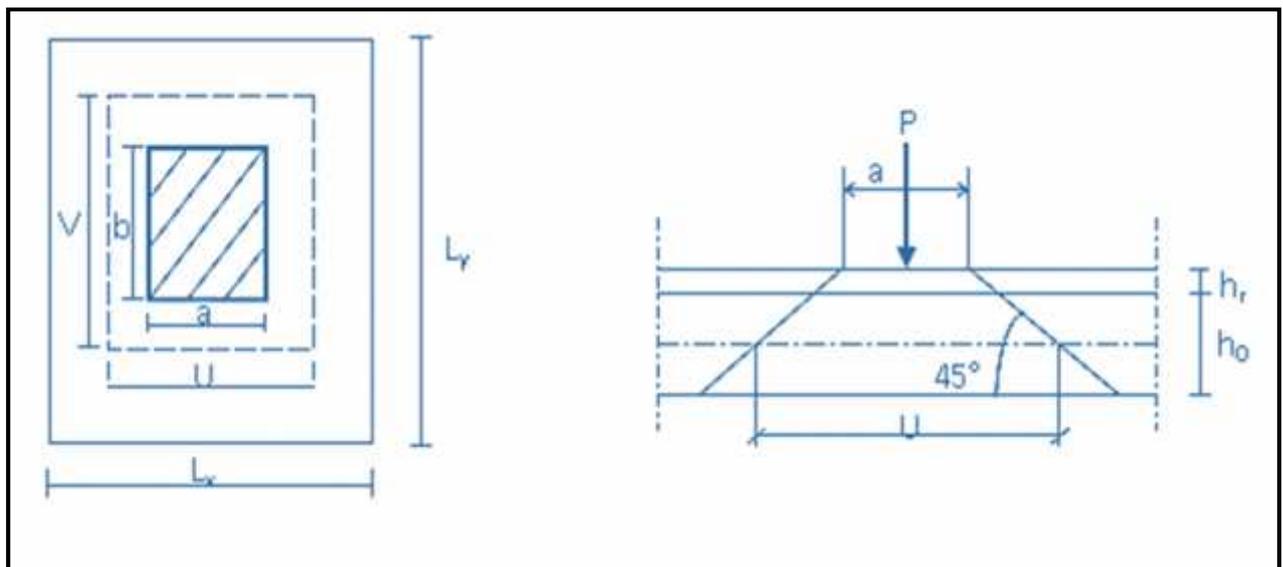


Figure .I.15 : Schéma de la diffusion des charges ponctuelle de la salle machine.



I.5.4- Balcons

I.5.4.1. Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de $1,05m$.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

-) Son poids propre.
-) La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de $1m$ à la flexion simple.

I.5.4.2. Epaisseur de balcon

Isolation acoustique : $e \geq 12c$ $e \geq L/10 \times 105/10 \times 10,5$ On prend: $e=15cm$

I.5.4.3. Evaluation des charges

- ✓ Descente de charge

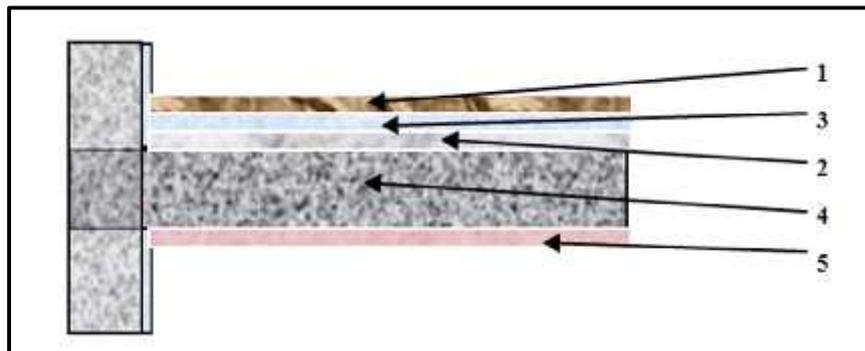


Figure .I.16 : Evaluation des charges pour le balcon.

Tableau I.8 : Evaluation des charges pour le balcon

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Densité $m^3 KN$	Poids $m^2 KN$	
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40	
2	mortier de pose	0,02	20,00	0,40	
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36	
4	Dalle pleine	0,15	25,00	3,75	
5	Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,2	
				G	5,11



Poids propre $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

La charge des murs (force concentrée) $P = 1,81 * 1,10 = 1,99 \text{ KN}$

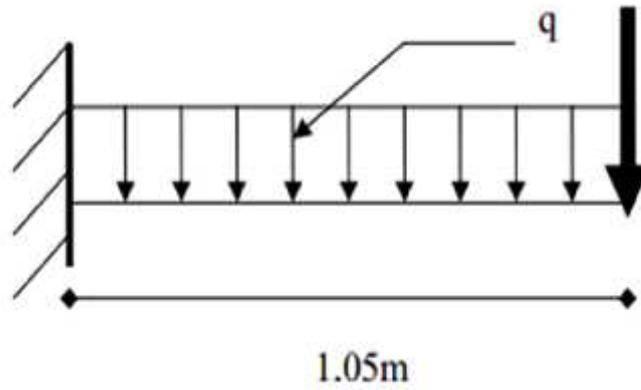


Figure .I.17 : Schéma statique



Chapitre II

*Analyse et vérification des
critères de conception selon les
règles RPA99/03*

II.1. Introduction

Dans le cadre d'une étude d'un bâtiment existant, la première étape est de faire une expertise visuelle de l'état des lieux et relever toutes les anomalies ou insuffisances constatées. Dans le cas du bâtiment qui est construit suivant les Règles Parasismiques Algériennes RPA, la première chose est de vérifier tous les critères géométriques exigés par la réglementation en vigueur, qui sont:

II.2. Analyse de la régularité

Le bâtiment considéré en structure voiles les conditions de régularité à vérifier sont:

II.2.1. Condition minimale sur les files de contreventement (art 4.2.3.1, RPA99/2003, Page 42)

- Système structurel en voiles : 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.

Le système structurel de notre bâtiment est composé de 30 voiles dans le sens transversal de longueur comprise entre 0,33m et 4,87m ; et de 8 voiles dans le sens longitudinal de longueur comprise entre 1,12m et 7,5m. La hauteur d'étage est de 3,05m, le rapport entre hauteur et longueur de trumeau est compris entre 9,24 et 0,63 pour le sens transversal et entre 2,72 et 0,41 pour le sens longitudinal. Donc le critère n'est pas vérifié pour les deux directions.

II.2.2. Redondance en plan

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.

La structure du bâtiment à étudier est composée de :

Tableau II.1 : files de contreventement dans les deux directions

Direction transversale	Direction longitudinale
8files de voiles	3files de voiles

La condition minimale sur les files de contreventement dans le cas de notre bâtiment est vérifiée selon la direction transversale uniquement. Dans la direction longitudinale trois files de voiles n'est pas suffisante.

II.2.3. Analyse de la régularité en plan [Art 3.5.2.RPA99/2003]

a)1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Dans le cas de notre bâtiment, la distribution des éléments structuraux à tous les étages est symétrique dans les deux directions, donc le centre de masse est confondu avec le centre de rigidité, donc la condition de régularité en plan est vérifiée.

a)2. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. 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, (Fig.3.2) de la page 34 du RPA.

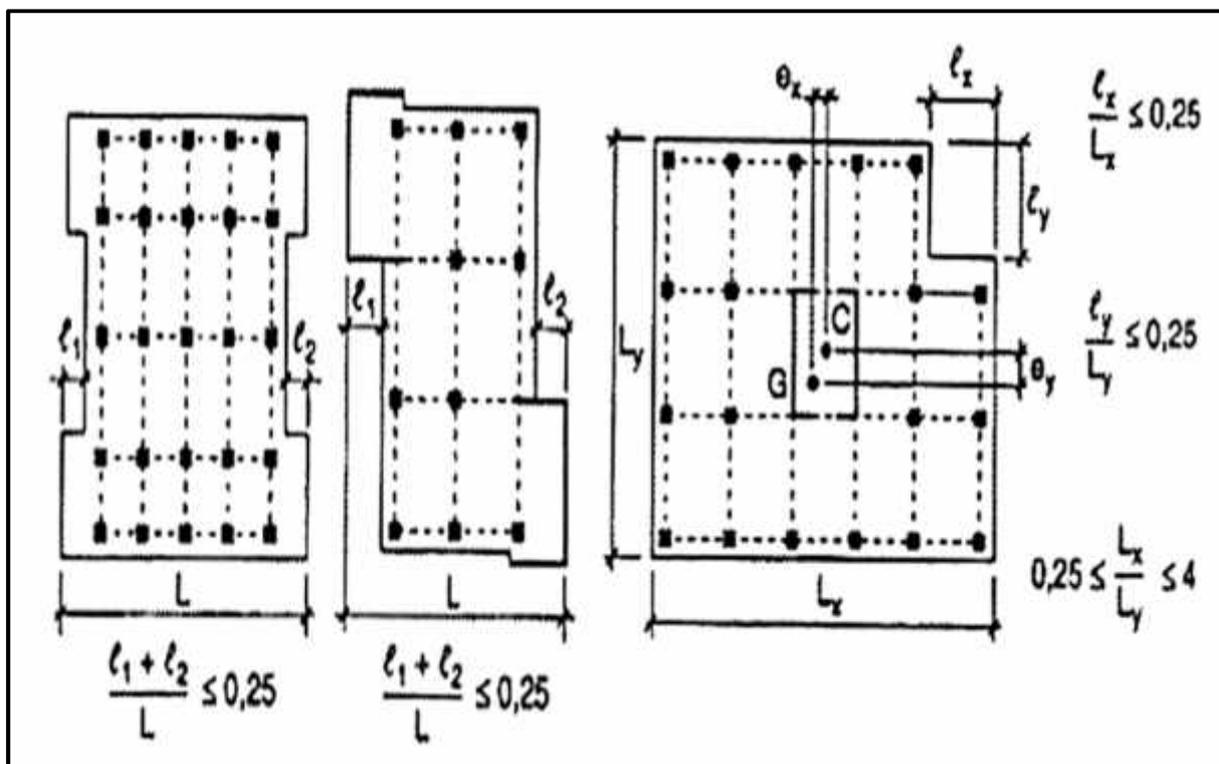


Figure II.1 : limites des décrochements en plan

Condition des dimensions en plan du bâtiment, le bâtiment a une longueur de L_x égale à 26,40m et une largeur de L_y égale à 18,05m.

la condition du rapport « $\frac{L_x}{L_y}$ » inférieure à 4 est vérifiée.

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1,46 < 4$$

Les deux conditions de décrochement appliquées à notre bâtiment ne sont pas vérifiées



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{I_x}{L_x} = 0,43 > 0,25 \\ \frac{I_y}{L_y} = 0,54 > 0,25 \end{array} \right.$$

a)3. Rigidité du plancher

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Les planchers sont en dalles pleines d'épaisseur de 15cm sans ouverture, donc la condition est vérifiée.

Conclusion

Les critères de la régularité en plan exigé par le **RPA99 V2003 [Art 3.5.2]** ne sont pas respectés donc la structure étudiée est classé irrégulier en plan.

II.2.4. Analyse de la régularité en élévation

b) 1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. Dans le cas de la structure du bâtiment à étudier, il n'y a pas de discontinuité d'éléments porteurs verticaux, donc la condition est vérifiée.

b) 2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux doivent rester constants ou diminuer progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Dans le cas de notre bâtiment il y'a pas une déférence dans les valeurs de masse d'un étage à l'autre.

Tableau II.2 : rapport masse et rigidité

Niveau	Masse (T)	Rapport des masses entre étages consécutifs
9 ^{ème} étage	387,814	1,02
8 ^{ème} étage	380,284	
7 ^{ème} étage	380,284	1
6 ^{ème} étage	380,284	
5 ^{ème} étage	380,284	1
4 ^{ème} étage	380,284	
3 ^{ème} étage	380,284	1
2 ^{ème} étage	380,284	
1 ^{er} étage	380,284	1,01
RDC	375,420	

Le rapport des masses d'étages consécutifs est constant, donc la condition de régularité des masses est vérifiée.

b) 3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Dans notre cas il n'y a pas un décrochement en élévation, donc la condition est vérifiée.

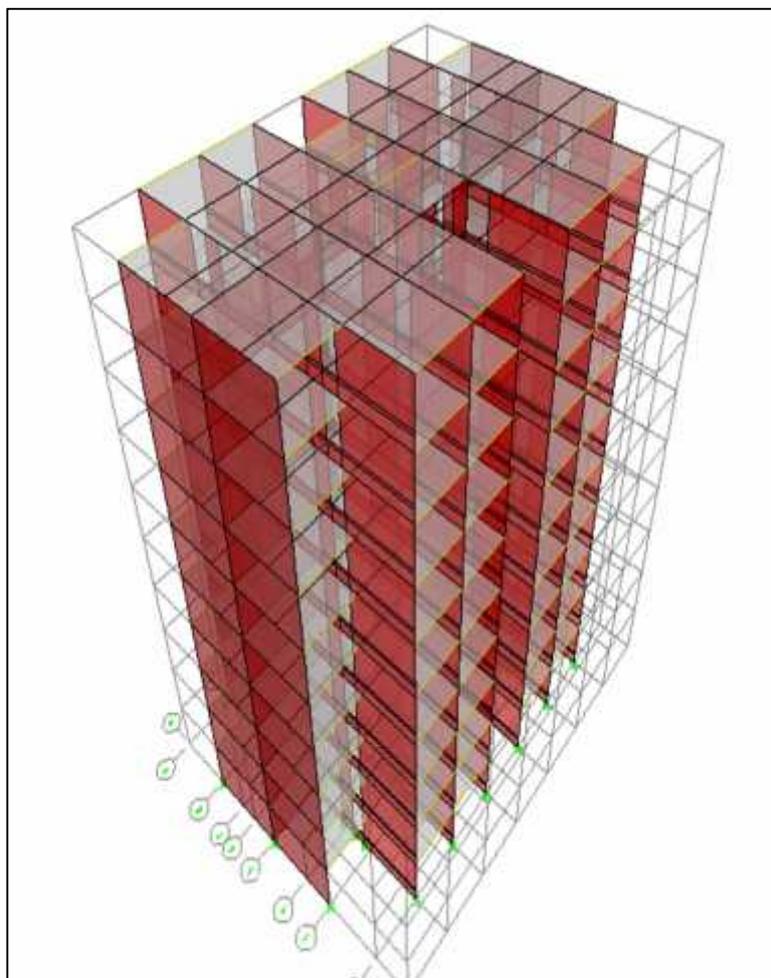


Figure II.2 : le bâtiment ne présente aucun décrochement en élévation

Conclusion

Le critère de la régularité en élévation exigé par le **RPA99 V2003 [Art 3.5.3]** est respecté, donc la structure étudiée est classé régulière en élévation.

II.3. Analyse des coffrages des éléments structuraux

Dans les Règles Parasismiques Algériennes RPA les coffrages des éléments structuraux changent d'une zone sismique à l'autre. Le bâtiment étudié est situé à Alger considérée zone III par le code RPA99-2003, on doit donc vérifier les coffrages des voiles imposés pour la zone III.



II.3.1. Murs et voiles de contreventement [Art 7.7.1 du RPA99/2003 page73]

) Coffrage

Selon [Art 7.7.1] du RPA9/2003 page73, les coffrages exigés pour les voiles de contreventement doit satisfaire la condition $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

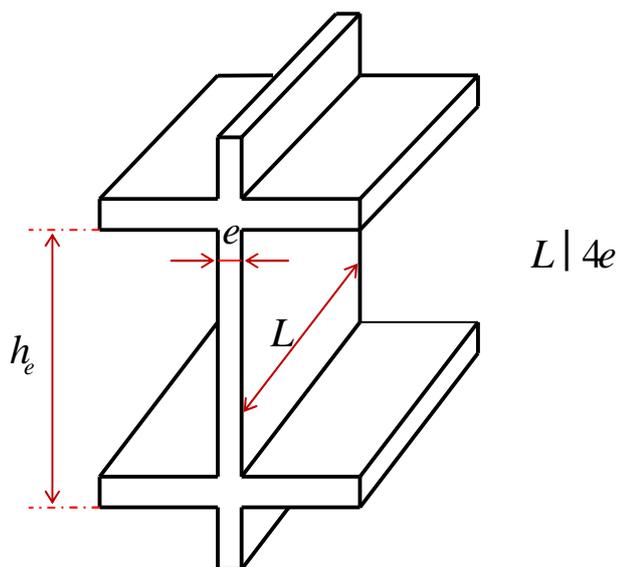


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

-) Sens transversal : $L_{\min} = 0,98 \text{ m} > 4.e = 0,60 \text{ m}$, la condition est vérifiée.
-) Sens longitudinal : $L_{\min} = 1,12 \text{ m} > 4.e = 0,80 \text{ m}$, la condition est vérifiée.
-) L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure 7.8RPA 99 Page 73 .



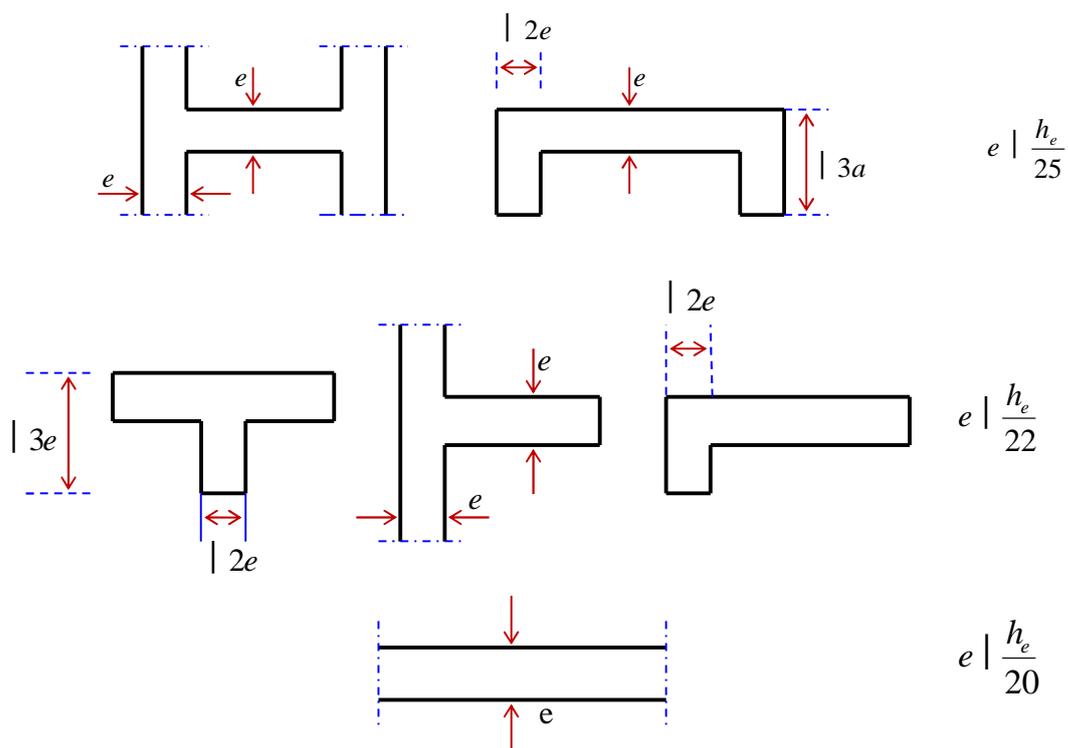


Figure II.4: Coupes de voiles en plan

-) Hauteur d'étage $h_e = 3,05$ m
-) $e = \max (e_{\min} , h_e / 25 , h_e / 22 , h_e / 20) = \max (15; 12,2; 13,86; 15,25)$ cm
-) L'épaisseur des voiles de la structure étudiée est de 15 cm pour les voiles transversaux et 20 cm pour les voiles longitudinaux donc elle est supérieure au minimum recommandé par le RPA, donc la condition est vérifiée.

Conclusion

On constate après vérification des conditions énoncées par les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99Version 2003 que les plans de la structure du bâtiment présente une conception parasismique.



Chapitre III

Analyse dynamique

III.1. Introduction

Le tremblement de terre est l'un des risques naturels auxquels les gestionnaires trouvent des difficultés pour gérer ses conséquences du fait de son apparition brusque et de son étendu spatial. Les pertes matérielles et parfois humaines mettent les autorités dans la difficulté pour faire face. Les dommages sont parfois comparables à un budget national annuel pour un pays. Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, et/ou une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est la suivante: Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme? Donc Il est nécessaire de construire en zone sismique des structures résistantes aux séismes.

Pour aboutir à cet objectif, il convient de dimensionner les structures convenablement pour résister au séisme, la demande qui le séisme doit égaler la capacité de la structure à projeter sur une zone donnée. La première étape, consiste à bien définir la structure à réaliser. S'agissant d'un dimensionnement vis à vis des sollicitations sismiques donc dynamiques, il y a lieu de définir les caractéristiques dynamiques intrinsèques de la structure du bâtiment à construire pour prévoir son comportement. Dans le domaine de la dynamique des structures, la résolution de l'équation d'équilibre consiste d'abord à résoudre l'équation d'équilibre sans second membre. Cette étape consiste justement à définir le système à étudier avant de chercher à connaître sa réponse à une excitation dynamique donnée.

Le paramètre fondamental pour retenir la conception proposée en termes de flexibilité pour reprendre les efforts sismiques est la période. La valeur de ce paramètre peut être estimée par plusieurs méthodes, on distingue les méthodes empiriques, les méthodes numériques et les méthodes expérimentales. La méthode expérimentale n'est possible que dans le cas d'un bâtiment existant. Pour l'analyse des constructions existantes, la période propre de vibration d'une structure, l'amortissement et les modes propres de vibrations sont des paramètres essentiels pour l'analyse d'un diagnostic. Ce paramètre est indispensable pour estimer la vulnérabilité d'un bâtiment, ou proposer une solution de renforcement.



III.2. Objectif de l'étude dynamique

Le premier élément quantitatif pour dimensionner un bâtiment est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. La période fondamentale constitue l'élément clé, elle est directement liée à la déformation de la structure qui est responsable des endommagements. Les déformations engendrées par une excitation sismique doivent être comparées aux critères règlementaires pour assurer la stabilité de la structure. Les caractéristiques dynamiques constituent la capacité d'une structure liée à sa conception, c'est-à-dire au système structurel composant le système de contreventement.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations numériques qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Très souvent des logiciels de calcul sont utilisés, dans le cas de l'étude de notre bâtiment nous utiliserons le logiciel ETABS.

En termes de dimensionnement des structures en zone sismique, la première étape consiste à déterminer les caractéristiques propres de la structure à dimensionner. Le paramètre fondamental pour adapter la conception en termes de flexibilité pour reprendre les efforts sismiques est la période. La valeur de ce paramètre peut être estimée par plusieurs méthodes, qui vont de l'estimation empirique à une modélisation numérique très complexe. On distingue les méthodes empiriques, les méthodes numériques et les méthodes expérimentales. La méthode expérimentale n'est possible que dans le cas d'un bâtiment existant, doit être sans conséquence après le test. Pour l'analyse des constructions existantes, la période propre de vibration de la structure, l'amortissement et les modes propres de vibrations sont des paramètres essentiels pour l'analyse d'un diagnostic. Ce paramètre est indispensable pour estimer la vulnérabilité d'un bâtiment, ou proposer une solution de renforcement.

III.3. Les différentes méthodes

III.3.1. Les méthodes empiriques

Pour estimer la période fondamentale d'un bâtiment donné, nécessaire pour procéder à son dimensionnement, la plupart des codes parasismiques proposent des formules empiriques reliant la période aux données géométriques des bâtiments. Ces formules représentent les corrélations entre les valeurs identifiées en place sur des bâtiments existants et les



dimensions des bâtiments concernés par les essais. Les règles parasismiques algériennes proposent deux formules, la première en fonction de la hauteur et de la densité des murs de cloisons. La valeur obtenue est la même pour les deux directions. La deuxième formule, elle dépend de la hauteur et de la dimension en plan du bâtiment. Elle donne une valeur pour chacune des deux directions d'un bâtiment. Les règles parasismiques algériennes RPA recommandent de prendre la plus petite valeur des deux valeurs obtenues à partir des deux formules pour le dimensionnement d'un bâtiment projet. Les deux formules données par les règles RPA sont :

$$T_N = C_T h_N^{3/4} \quad (1)$$

C_T : Coefficient en fonction de la densité de remplissage.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Cette formule n'est pas adaptée en principe pour notre bâtiment, qui est en structure voiles. L'application de la formule donne la valeur de 0.65 sec. |

La deuxième formule est plutôt adaptée pour les structures en voiles.

$$T_N = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (2)$$

Où D est la dimension en plan du bâtiment pour la direction étudiée. Cette formule nous donne deux valeurs de la période, une période pour le sens longitudinal et une période pour le sens transversal.

L'application de la formule au bâtiment étudié nous donne les valeurs suivantes :

Une période longitudinale T_x est de 0,53 sec et une période transversale T_y est de 0,64 sec.



Tableau III.1 : Période théorique du bâtiment dans les deux directions

	Direction longitudinale (T_x)	Direction transversale (T_y)
$T = C_T(h_N)^{3/4}$	0,65sec	0,65sec
$T = 0,0 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$	0,53sec	0,64sec
Valeur à prendre	0,53sec	0,64sec

On remarque que la plus petite des deux valeurs est celle obtenue par la deuxième formule, justement c'est celle-ci qui est la plus adaptée pour les structures en voiles comme le cas de notre bâtiment, et celle recommandée par le RPA.

Pour la suite de dimensionnement on prendra la valeur de 0.53sec pour la direction longitudinale et 0.64sec pour la direction transversale.

III.3.2. Les méthodes numériques

III.3.2.1. Introduction

La valeur numérique de la période fondamentale d'un bâtiment est obtenue après avoir construit un modèle numérique, basé sur les dimensions géométriques du bâtiment, la répartition des éléments structuraux, leur section, et sur les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, comme la résistance du béton à 28 jours d'âge et le module d'élasticité correspondant E. On voit que la méthode numérique prend en compte plusieurs détails de la structure, tels la position des éléments de contreventement par rapport au centre de rigidité, leurs coffrages et les caractéristiques du matériau à utiliser. Le calcul de la période est donc plus précis. Aussi dans le calcul empirique, les formules donnent une seule valeur de la période qui est considérée celle de la période fondamentale. Dans le calcul numérique plusieurs valeurs de la période sont obtenues. Chaque période correspond à un mode de vibration, c'est le cas d'un système à plusieurs degrés de liberté. Chaque valeur est associée à deux coefficients appelés masses participatives. Pour dimensionner un bâtiment, dans la plupart des cas le premier mode ne suffit pas. Les règles RPA recommandent de prendre un



nombre de modes dont la somme des masses participatives est au moins égale à 90%. Mais des incertitudes peuvent apparaître dans les valeurs, un modèle n'est jamais parfait, il est proche de la structure du bâtiment, mais pas exactement. Des erreurs de modélisation ou des incertitudes sur la connaissance des matériaux peuvent provoquer des incertitudes dans la valeur de la période calculée.

Lorsque le bâtiment est simple et a un nombre de niveaux réduits, le calcul manuel est possible. Au-delà de quatre étages un calcul automatique nécessitant un logiciel est plus adapté.

III.3.2.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul de bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structure de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyser 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.). 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 etc.).

L'utilisation de ce moyen de calcul permet plusieurs types d'analyse. L'analyse se fait par cas de charge et combinaisons de charges, le programme offre la possibilité d'analyses suivantes

- Z Analyse statique linéaire
- Z Analyse dynamique
- Z Analyse statique non linéaire
- Z Analyse P-Delta

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...) après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Selon l'objectif recherché il permet de calculer les caractéristiques dynamiques intrinsèques de la structure du bâtiment, le calcul des sollicitations nécessaires pour dimensionner le bâtiment



sous diverses cas de charges. Aussi il permet de calculer les déplacements modaux, liés aux périodes, les masses participatives, l'effort sismique ainsi que les efforts tranchants d'étage, les sollicitations, les moments fléchissant, les efforts tranchants et efforts normales dans les sections des éléments, le ferrailage.

III.4. Analyse de la structure

III.4.1. Hypothèses de calcul

Dans le cas du bâtiment considéré la construction du modèle prend en compte les éléments constituant le contreventement (rigidité) en considérant les voiles comme des éléments " Shell "à quatre nœuds.

-) Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45MPA
-) Les valeurs des modules d'élasticité doivent être conformes à celles fixées par le C.B.A.
-) La masse volumique attribuée au matériau constituant les voiles est prise égale à celle du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.
-) La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des nœuds correspondants à leur emplacement.

Les données nécessaires sont la géométrie du bâtiment, les dimensions de la section transversale des éléments structuraux, les caractéristiques des matériaux utilisés, la masse volumique, le poids volumique, le module d'élasticité et le coefficient de poisson.

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

III.4.2. Analyse de la conception par le logiciel

III.4 .2. 1.Calcul des coordonnées du centre de torsion

Le centre de torsion c'est le centre des rigidités des éléments de contreventement. Le centre de gravité (centre des masses) dépend de la géométrie de la surface construite, soit de la distribution architecturale. Donc le concepteur de la structure résistante d'un bâtiment doit disposer les éléments de contreventement judicieusement choisis pour faire coïncider le centre



de torsion avec le centre de gravité ou du moins réduire l'excentricité afin d'annuler le moment de torsion ($e_x=0$) ou de le réduire (si $e_x \neq 0$).

Les coordonnées de centre de torsion d'un élément discrétisé sont données par la formule suivant :

$$\mathbf{X C} = \frac{X_i | I_{xi}}{I_{xi}} . \quad \mathbf{Y C} = \frac{Y_i | I_{yi}}{I_{yi}} .$$

Avec :

I_{xi} : inertie d'un élément par rapport l'axe (X).

I_{yi} : inertie d'un élément par rapport l'axe (Y).

X_i : abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OX).

Y_i : abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OY).

III.4.2. 2. Calcul des coordonnées du centre de masse

Le centre de masse est le barycentre des masses, le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,..., etc.).

On tiendra compte des éléments suivants :

-) Dalles pleines
-) voiles.

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées de centre de masse d'un élément discrétisé sont données par la formule suivant :

$$\mathbf{X G} = \frac{m_i | X_i}{m_i} . \quad \mathbf{Y G} = \frac{m_i | Y_i}{m_i} .$$

Avec

m_i : La masse de l'élément « i »

$X_i ; Y_i$: Les Coordonnées de l'élément « i ».



Le logiciel ETABS calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés uniquement lorsque le plancher est modélisé comme un diaphragme).

Tableau III.2 : coordonnées du centre de masse et centre de torsion

Story	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)
1 ^{er} étage	13,125	11,552	13,117	11,848
2 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,12	11,748
3 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,121	11,675
4 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,122	11,624
5 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,122	11,587
6 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,561
7 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,541
8 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,526
9 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,516
10 ^{ème} étage	13,125	11,638	13,123	11,515

III.4.2. 3. Vérification de l'excentricité

L'excentricité représente la différence de distance entre le centre de masse et le centre de torsion pour un niveau (n). L'application des expressions théoriques aux données relatives à la structure étudiée donne les valeurs suivantes regroupés dans le tableau ci-après.

$$e_{xn} = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_{yn} = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Tableau III.3 : récapitulatifs des valeurs d'excentricité théorique

Etage	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex(m)	Ey(m)
1 ^{er} étage	13,125	11,552	13,117	11,848	0,008	-0,296
2 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,12	11,748	0,005	-0,198
3 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,121	11,675	0,004	-0,125
4 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,122	11,624	0,003	-0,074
5 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,122	11,587	0,003	-0,037
6 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,561	0,002	-0,011
7 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,541	0,002	0,009
8 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,526	0,002	0,024
9 ^{ème} étage	13,125	11,55	13,123	11,516	0,002	0,034
10 ^{ème} étage	13,125	11,638	13,123	11,515	0,002	0,123

Conclusion : on constate qu'on a une parfaite symétrie par rapport à l'axe X-X et que l'incertitude entre la position du centre de masse et du centre de rigidité est au plus de 0.3. On peut donc avancer que la structure étudié ne présentera pas de torsion lors de son oscillation.

L'article « 4.2.7 du RPA, page 47 » recommande de prendre une excentricité accidentelle au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment pour prendre en compte les incertitudes de réalisation.

$$e = \max \{ e_{acx}, e_{acy} \} = \max \{ 5 \% L_x, 5 \% L_y \}$$

Selon les plans d'archives, les dimensions en plan de notre bâtiment L_x égale à 26,4m et L_y égale à 18,05m

$$e = \max \{ 1,32 ; 0,9 \}$$

$$e = 1,32 \text{ m}$$



La vérification de cette recommandation donne les valeurs présentées dans le tableau ci-après

Tableau III.4 : Valeurs des excentricités accidentelles par niveau

Etage	Excentricité Théorique		Excentricité Accidentelle
	Ex(m)	Ey(m)	Eacc(m)
1 ^{er} étage	0,008	-0,296	1,32
2 ^{ème} étage	0,005	-0,198	1,32
3 ^{ème} étage	0,004	-0,125	1,32
4 ^{ème} étage	0,003	-0,074	1,32
5 ^{ème} étage	0,003	-0,037	1,32
6 ^{ème} étage	0,002	-0,011	1,32
7 ^{ème} étage	0,002	0,009	1,32
8 ^{ème} étage	0,002	0,024	1,32
9 ^{ème} étage	0,002	0,034	1,32
10 ^{ème} étage	0,002	0,123	1,32

Conclusion : la structure du bâtiment considérée présente une excentricité inférieure à l'excentricité accidentelle de 5% pour les deux directions (x-x) et (y-y). Dans les calculs, il sera pris en compte la valeur d'excentricité accidentelle de 1.32m.

III.5. Analyse dynamique du bâtiment

III.5.1. Calcul des caractéristiques dynamiques

L'analyse numérique de la structure a été faite en considérant des hypothèses théoriques tirées de la réglementation Algérienne c'est-à-dire une résistance du béton f_{c28} égale à 25MPa et un module d'élasticité E égal à 32100,00 MPa. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.



Tableau III.5 : Caractéristiques dynamiques du modèle théorique

Mode	Période sec	UX%	UY%	RZ%	Σ UX	Σ UY	Σ RZ
1	0,322368	75,7003	0,0001	0,3925	75,7003	0,0001	0,3925
2	0,293603	0,4551	0	69,1553	76,1554	0,0001	69,5478
3	0,238166	0,0001	71,1906	0	76,1555	71,1907	69,5478
4	0,098205	14,1699	0,0001	0,0018	90,3254	71,1908	69,5496
5	0,071812	0,0006	0,0001	19,2338	90,3259	71,1908	88,7834
6	0,062351	0	18,2638	0,0001	90,326	89,4546	88,7835
7	0,051875	4,6924	0	0,0005	95,0184	89,4546	88,784
8	0,034802	2,3386	0	0,0131	97,3569	89,4546	88,7971
9	0,033643	0,0059	0	5,9904	97,3628	89,4547	94,7874
10	0,030327	0	5,4357	0	97,3628	94,8904	94,7875
11	0,026075	1,2596	0	0,0001	98,6224	94,8904	94,7876
12	0,021647	0	0	2,6357	98,6224	94,8904	97,4233

Le premier mode de vibration et le troisième présentent des translations, d'abord suivant (x-x) ensuite suivant (y-y), avec des périodes respectivement de 0,3224sec et de 0,2382sec et des masses participatives de 75,70% pour le premier mode et 71,19% pour le troisième mode. Le deuxième mode de vibration présente une torsion avec une période de 0.2936sec et une masse participative de 69.16%.



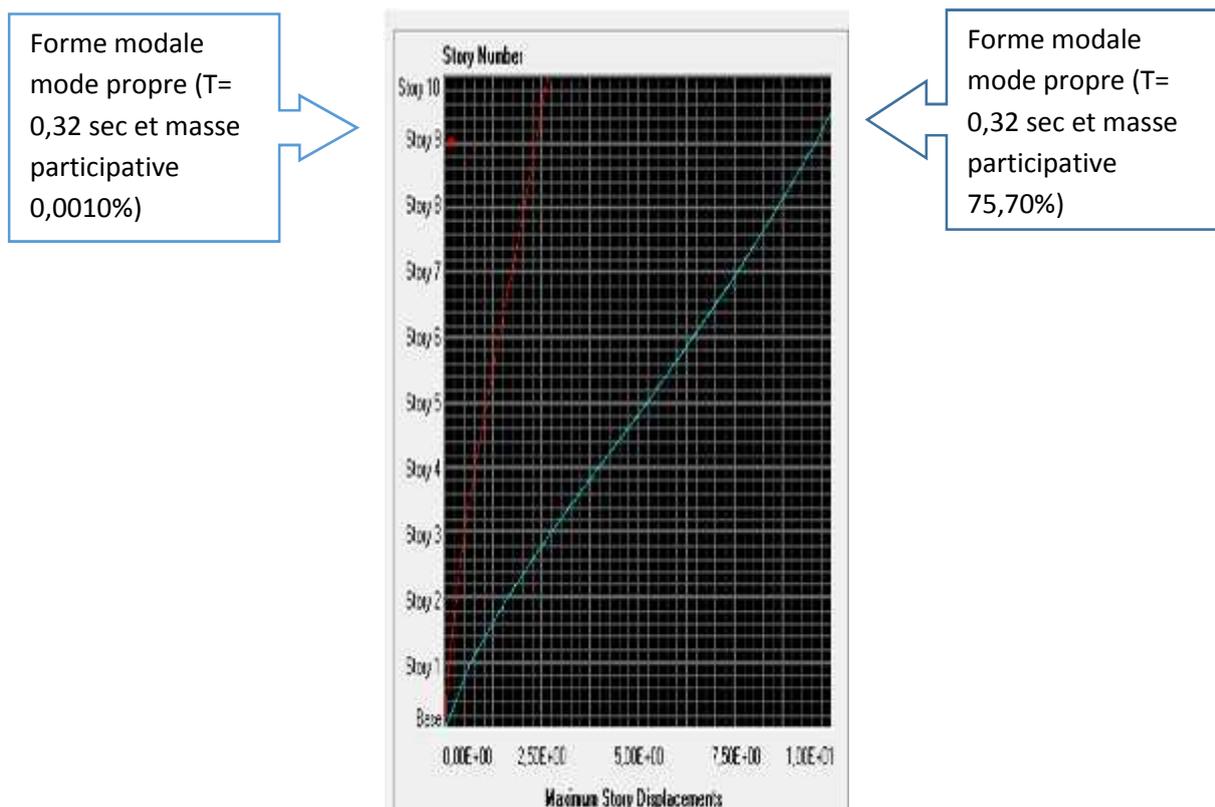
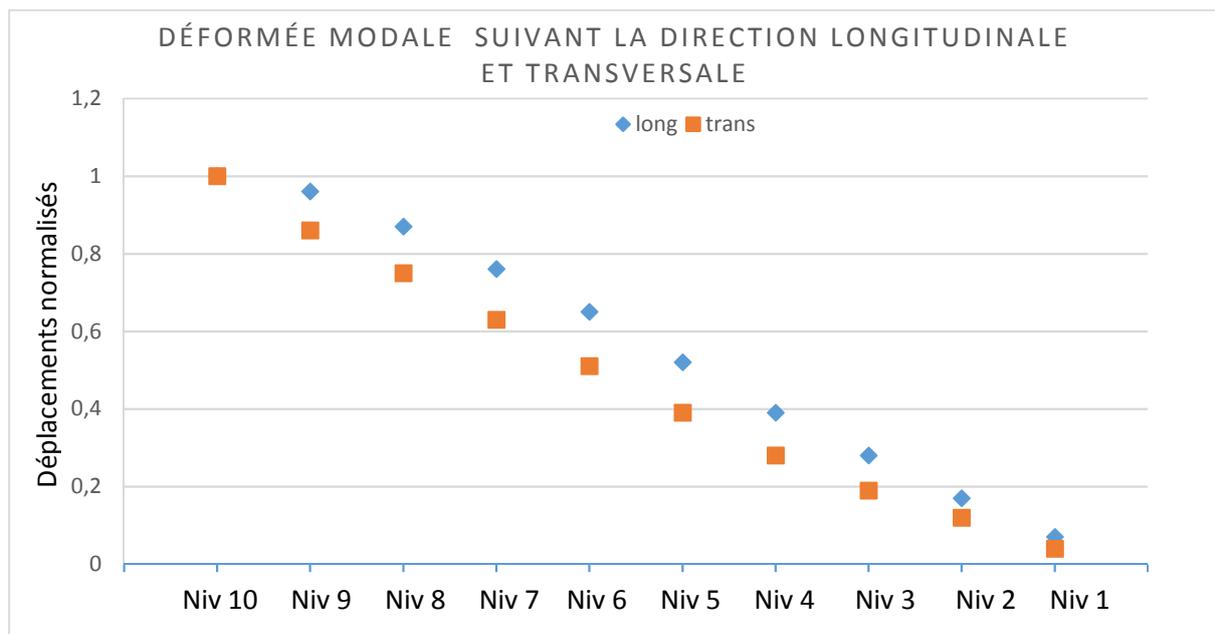


Figure III.1 : déformée modale numérique

On constate que la structure développe un mode de vibration en translation suivant la direction longitudinale, ce qui se justifie par la rigidité de 13,1m comparée à la rigidité selon la direction transversale de 11.5m. le procède de réalisation est celui de coffrage tunnel qui a la spécificité de plusieurs voiles dans le sens transversal comparé au sens longitudinal.

III.5.2. Analyse des efforts tranchants

III.5.2.1. Efforts tranchants empiriques

L'effort tranchant maximum à la base de la structure calculé selon le RPA est donnée par la formule suivante :

$$V = X \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4.1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux, etc.).

A .Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [IV.6])



Tableau III.6 : Coefficients d'accélération de zone A

Groupe D'usage	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone III donc : $A = 0,25$

B. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

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

Avec : $T_2 = 0,5$ sec : période caractéristique associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

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

(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, est donné par le tableau présenté ci-après.



Tableau III.7: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

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

Nous avons des voiles en béton armé donc on prend $\gamma = 10\%$.

$$\gamma \times \sqrt{\frac{7}{2 \times 10}} \times \sqrt{\frac{7}{2 \times 10}} \leq 0.7 \quad \gamma \times 0,76$$

C. Coefficient de comportement global de la structure R

Selon le tableau [4.3] des RPA99/Version 2003 ; Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles porteurs la valeur de R sera prise égale à 3.5

D. Facteur de qualité Q

Q : Facteur de qualité, défini par :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau [IV.3] des RPA 99/Version2003



Tableau III.8 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q	
	Sens X-X	Sens Y-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05 (Non observé)	0,05 (Non observé)
2. Redondance en plan	0,05 (Non observé)	0 (observé)
3. Régularité en plan	0,05 (Non observé)	0,05 (Non observé)
4. Régularité en élévation	0 (observé)	0 (observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (Non observé)	0,05 (Non observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (Non observé)	0,10 (Non observé)
Q	1.30	1.25

E. Poids total de la structure

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \xi W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

ξ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation $\xi = 0,2$



Tableau III.9 : Le poids total de la structure.

Etage	W (KN)
1	3878,14
2	3802,84
3	3802,84
4	3802,84
5	3802,84
6	3802,84
7	3802,84
8	3802,84
9	3802,84
10	3754,20
Total	38055,06

III.5.2.2. Efforts tranchants numériques

Le calcul numérique des efforts tranchants en utilisant le logiciel ETABS a abouti aux valeurs suivantes résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Le calcul numérique des efforts tranchants en utilisant le logiciel ETABS

Etage	V _x (KN)	V _y (KN)
10 ^{ème} étage	1439,74	1520,78
9 ^{ème} étage	2652,17	2759,58
8 ^{ème} étage	3689,32	3746,74
7 ^{ème} étage	4581,88	4558,38
6 ^{ème} étage	5343,97	5242,73
5 ^{ème} étage	5983,86	5812,78
4 ^{ème} étage	6502,73	6275,6
3 ^{ème} étage	6897,87	6638,7
2 ^{ème} étage	7161,78	6889,83
1 ^{er} étage	7290,24	7007,53



III.5.3. Les forces sismiques des niveaux

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon **RPA99/Version2003** par la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0.07 T \cdot V & \text{Si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = 0.53 < 0.7 \text{ s} \quad \text{donc : } F_{t(x,y)} = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par **RPA99/Version2003** suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale revenant au niveau i ,

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i

F_t : force concentrée au sommet de la structure

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j

III.5.4. Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par **RPA99/2003** :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$



) Sens longitudinale x-x

Tableau III.11: les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version2003 dans le sens longitudinal X-X

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i H_i$ (t.m)	V_t (KN)	F_{ix} (KN)	T_{ix} (KN)
10	375,42	30,5	11450,31	6466,64	181,419184	181,419184
9	380,28	27,45	10438,686	6466,64	165,390972	346,810156
8	380,28	24,4	9278,832	6466,64	147,014197	493,824353
7	380,28	21,35	8118,978	6466,64	128,637422	622,461775
6	380,28	18,3	6959,124	6466,64	110,260648	732,722423
5	380,28	15,25	5799,27	6466,64	91,8838732	824,606296
4	380,28	12,2	4639,416	6466,64	73,5070985	898,113395
3	380,28	9,15	3479,562	6466,64	55,13,03239	6411,14579
2	380,28	6,1	2319,708	6466,64	36,7535493	6447,89934
1	387,81	3,05	1182,8205	6466,64	18,7406568	6466,63999



) Sens transversal y-y

Tableau III.12 : les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version2003 dans le sens transversal Y-Y.

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i H_i$ (t.m)	V_t (KN)	F_{ix} (KN)	T_{ix} (KN)
10	375,42	30,5	11450,31	5470,41	153,47032	153,47032
9	380,28	27,45	10438,686	5470,41	139,91136	293,38169
8	380,28	24,4	9278,832	5470,41	124,36566	417,74734
7	380,28	21,35	8118,978	5470,41	108,81995	526,56729
6	380,28	18,3	6959,124	5470,41	93,274243	619,84154
5	380,28	15,25	5799,27	5470,41	77,728536	697,57007
4	380,28	12,2	4639,416	5470,41	62,182829	759,7529
3	380,28	9,15	3479,562	5470,41	46,637121	542,3465
2	380,28	6,1	2319,708	5470,41	31,091414	545,45565
1	387,81	3,05	1182,8205	5470,41	15,853531	5470,41

On remarque que les valeurs des efforts tranchants obtenus en utilisant le calcul numérique sont supérieures aux valeurs trouvées en utilisant le calcul empirique. ça s'explique par la prise en compte de la position des éléments structuraux dans le modèle numérique, alors que la méthode empirique elle considère un modèle brochette et la valeur de la période est obtenue en utilisant le gabarit (hauteur ,longueur et largeur du bâtiment).



III.6. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003**, consiste à la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

- 1-la stabilité structurelle.
- 2-l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
- 3-le confort humain durant et après les effets du séisme.

D'après l'article **[Art 5.10RPA99/ 2003]**, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport à l'un des étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage, $U_K \leq \frac{1}{100} h_K$.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\Omega_K = R \Omega_{ek} \quad [\text{Art 4.43}]$$

Avec:

- R : coefficient de comportement.
- Ω_K : déplacement dû aux forces sismiques.
- Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\zeta_K = \Omega_K - \Omega_{K-1}$$

- Le déplacement admissible est : $\zeta_{K \text{ adm}} = 1\% h_0$ avec : h_0 :est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les tableaux si dessus



) Direction longitudinale

Tableau III.13 : Déplacements inter-étages dans la direction (x-x)

Etage	Ω_{ek}	R	Ω_k	Ω_{k-1}	ζ_K	ζ_{Kadm}	Observation
10ém Etage	0,8832	3,5	3,0912	2,8469	0,2443	3,05	Vérifiée
9ème Etage	0,8134	3,5	2,8469	2,5802	0,2667	3,05	Vérifiée
8ème Etage	0,7372	3,5	2,5802	2,2792	0,301	3,05	Vérifiée
7ème Etage	0,6512	3,5	2,2792	1,94705	0,33215	3,05	Vérifiée
6ème Etage	0,5563	3,5	1,94705	1,59145	0,3556	3,05	Vérifiée
5ème Etage	0,4547	3,5	1,59145	1,22255	0,3689	3,05	Vérifiée
4ème Etage	0,3493	3,5	1,22255	0,85365	0,3689	3,05	Vérifiée
3ème Etage	0,2439	3,5	0,85365	0,504	0,34965	3,05	Vérifiée
2ème Etage	0,144	3,5	0,504	0,20055	0,30345	3,05	Vérifiée
1ème Etage	0,0573	3,5	0,20055	0	0,20055	3,05	vérifiée



) Direction transversale

Tableau III.14 : Déplacements inter-étages dans la direction (y-y)

Etage	$\Omega_{e(k)}$	R	Ω_k	$\Omega_{(k-1)}$	ζ_K	ζ_{Kadm}	Observation
10ém Etage	0,5037	3,5	1,76295	1,57185	0,1911	3,05	Vérifiée
9ème Etage	0,4491	3,5	1,57185	1,3748	0,19705	3,05	Vérifiée
8ème Etage	0,3928	3,5	1,3748	1,17075	0,20405	3,05	Vérifiée
7ème Etage	0,3345	3,5	1,17075	0,96215	0,2086	3,05	Vérifiée
6ème Etage	0,2749	3,5	0,96215	0,7539	0,20825	3,05	Vérifiée
5ème Etage	0,2154	3,5	0,7539	0,553	0,2009	3,05	Vérifiée
4ème Etage	0,158	3,5	0,553	0,3661	0,1869	3,05	Vérifiée
3ème Etage	0,1046	3,5	0,3661	0,203	0,1631	3,05	Vérifiée
2ème Etage	0,058	3,5	0,203	0,0749	0,1281	3,05	Vérifiée
1ème Etage	0,0214	3,5	0,0749	0	0,0749	3,05	vérifiée

Les déplacements inter étages générés par l'action sismique déterminée selon le RPA 99/2003 sont vérifiés pour les deux directions.



Chapitre IV

Investigation expérimentale

IV.1.Introduction

la dynamique des structures est un domaine d'étude et d'analyse du comportements des structures. Cela consiste à chercher ou à calculer les caractéristique dynamiques de la structure, surtout lorsque l'ouvrage est implanté dans la zone sismique. Elle permet de prévoir le comportement ou la réponse de la structure sous chargement dynamique. Le rôle principal de l'ingénieur consiste à construire un modelé adéquat qui reproduit le plus fidèlement la structure, en supposant des hypothèses de calcul reproduisant les différentes situations dans lesquelles l'ouvrage peut se retrouver durant son exploitation. Le modèle représentatif devrait permettre d'expliquer les phénomènes attendus en assemblant les éléments de modélisation nécessaires introduits. Le choix d'un modèle le plus simple possible amène souvent à l'étude d'un système à un degré de liberté, c'est-à-dire a un système tel que la connaissance d'une coordonnée généralisée $q(t)$ en un instant quelconque détermine de façon exhaustive l'état de la structure étudiée. Les structures rencontrées dans le domaine du génie civil sont de plusieurs types, en portiques à multi étages, en voiles, en charpente métalliques, en maçonnerie porteuse et dans le domaine des travaux publics les ponts, les murs de soutènement, selon le but recherche comme première approche ces structures sont parfois modalisées à l'aide de système a un degré de liberté, ce qui permet de représenter leur comportement dynamique fondamental. Dans le cas d'une analyse plus poussée le nombre de mode à considérer doit être plus élevé.

En pratique, l'élaboration d'un modèle reproduisant avec précision la structure n'est pas toujours évidente.

Dans le cas d'un projet ou bâtiment à construire les hypothèses prises comme données du problème ne sont pas toujours vérifiées durant la construction. Dans le cas d'un bâtiment existant les hypothèses de calcul ne sont pas toujours faciles à obtenir.

Dans l'analyse dynamique des structures deux étapes sont à identifier :

La première c'est la recherche des caractéristiques dynamiques intrinsèques de la structure, qui sont la période, la forme modale et l'amortissement, et la seconde prévoir la réponse à l'excitation qui en zone sismique l'excitation sismique. Le but principal est de vérifier les déplacements inter étages qui sont les premiers responsables des effets d'endommagement.



Dans le cas de notre travail de master l'objectif est de vérifier justement le modèle théorique, numérique et le modèle expérimental d'un bâtiment en cours de réalisation, structure finalisée remplissage non encoure entames, en utilisant les caractéristiques dynamiques numériques et expérimentales. Des tests non destructifs sont réalisés sur la structure en cours de construction.

IV.2. Rappel dynamique

Nous présentons les outils qui permettront de mettre au point un modèle dynamique de la structure, et d'établir une équation du mouvement En nous limitant ensuite à l'étude des vibrations de systèmes linéaires, nous étudierons successivement la réponse d'une structure a un degré de liberté soumise à divers types de charges (constante, périodique, impulsionnelle), afin de présenter les bases nécessaires qui nous permettront d'étudier la réponse dynamique d'une structure soumise à un charge quelconque

IV.2.1. Système à un degré de liberté

De façon générale, un système « ferme », et sans dissipation et sans sollicitation extérieur, ne peut être le siège que **d'oscillation libres**, appelées également **oscillations propres**.

- Si le mouvement est périodique, il existe autant de fréquences propres que d'un DDL.

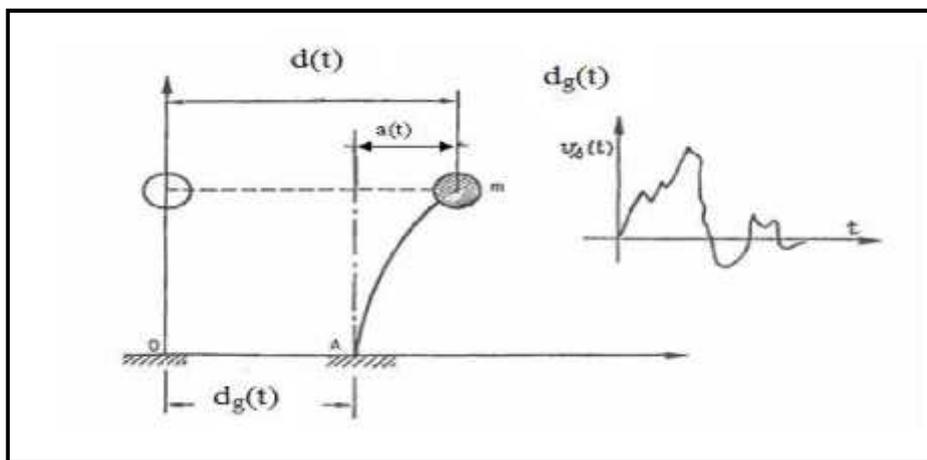


Figure. IV.1 : Oscillateur à un degré de liberté (1DDL)

- ✓ Le déplacement $x(t)$ relatif à sa base définit complètement sa position.
- ✓ Le chargement imposé à la base de l'oscillateur est $p(t)$.



- ✓ La résistance élastique au déplacement provient du ressort sans masse de rigidité k .
- ✓ L'énergie perdue au cours du mouvement est représentée par visqueux de constante C .

IV.2.1.1. Formulation des équations de mouvement

L'équation de mouvement d'un système à 1ddl. S'obtient assez simplement par diverses méthodes. Rappelons que toutes les méthodes ci-dessous sont équivalentes et découlent de la 2^{em} loi de Newton.

Enoncé

Dans un référentiel galiléen, l'accélération \ddot{x} subie par un corps de masse m est proportionnelle à la résultante des forces extérieures exercée sur cette masse, et inversement proportionnelle à m . $F = ma$

Il y a trois forces qui agissent sur la masse

$$f_I + f_D + f_R = p(t)$$

- Force d'inertie: $f_I = -m \frac{d^2x(t)}{dt^2}$
- Force dissipative: $f_D = -c \frac{d(x)}{dt}$
- Force d'origine statique de rappel du ressort de raideur « k » : $f_R = -k x(t)$

Finalement le bilan des forces exerçant sur la masse isolée fournit l'équilibre dynamique en projection sur l'axe(x) :

$$m\ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = p(t) \dots\dots\dots(1)$$

En Posant $p(t) = -m\ddot{s}(t)$

L'équation devient

$$m\ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = -m\ddot{s}(t) \dots\dots\dots(2)$$

En divisant l'équation par « m »

$$\ddot{x}(t) + \frac{c}{m} \dot{x}(t) + \frac{k}{m} x(t) = -\ddot{s}(t) \dots\dots\dots(3)$$

Avec les notations classiques :

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \longrightarrow \omega^2 = \frac{k}{m}$$

$$\xi = \frac{c}{2m} \longrightarrow \frac{c}{m} = 2 \xi \omega$$

On remplace les termes « C/m » et « k/m » par ces deux relations,

L'équation devienne :

$$\ddot{x}(t) + 2 \xi \omega \dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = \ddot{s}(t) \dots \dots \dots (4)$$

Avec :

ξ : est le facteur d'amortissement critique.

ω : est la pulsation propre de l'oscillateur.

f : est la fréquence propre de l'oscillateur.

La pulsation propre du système est liée à la fréquence par la relation :

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

$$T = 1/f = \frac{2}{\omega}$$

IV.2.1.2. Résolution de l'équation du mouvement

Il a été montré que les équations du mouvement de tout système à un degré de liberté pouvaient se réduire à la forme :

$$m\ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = p(t) \dots \dots \dots (5)$$

Les mouvements du système en absence de chargement « $p(t) = 0$ » sont appelés oscillations libres que nous allons à présent étudier.

$$m\ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + k x(t) = 0 \dots \dots \dots (6)$$

La solution de l'équation (6) s'écrit :

$$x(t) = Ge^{rt} \dots \dots \dots (7)$$

En substituant cette expression dans l'équation ((6) on obtient :

$$(m \cdot r^2 + c + K)Ge^{rt} = 0 \dots \dots \dots (8)$$

En simplifiant par « $m \cdot Ge^{rt}$ »

$$\frac{1}{m} (m \cdot r^2 + c + K)Ge^{rt} = 0 \dots \dots \dots (9)$$

en posant « $\omega^2 = k/m$ », l'équation (9) devient :

$$r^2 + \frac{c}{m} + \omega^2 = 0 \dots \dots \dots (10)$$

La valeur de « r » calculée à partir de cette équation dépend de la valeur de « C » : le type de mouvement représenté par l'équation (10) dépendra de l'amortissement du système.

En présence d'amortissement, la solution de l'équation (10), qui définit la réponse du système, est :

$$R = -C/2m + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} \dots \dots \dots (11)$$

Trois type de mouvements sont présents dans cette expression,

1^{er} cas : le radical est nul : $(C/2m)^2 - \omega^2 = 0 \implies (C/2m)^2 = \omega^2 = k/m$: c'est le cas de **L'amortissement critique.**

On définit un coefficient d'amortissement critique « $C_c = 2m\omega$ ».

Dans ce cas d'amortissement, la réponse du système est ($r_1 = r_2 = -\omega$)

$$x(t) = (A.t + B)e^{-\omega t}$$

A et B dépendent des conditions initiales « x_0 et \dot{x}_0 ».

2^{em} cas : Le radical est imaginaire : $(C/2m)^2 - \omega^2 < 0 \implies C < 2m\omega \quad C < C_c$: c'est **Le cas l'amortissement sous critique.**

« $C/C_c = \zeta$ » appelé le facteur d'amortissement.

Dans ce cas d'amortissement, r_1 et r_2 sont complexes.

$$\sqrt{(C/2m)^2 - \omega^2} = \sqrt{\zeta^2 \omega^2 - \omega^2} = i\omega\sqrt{1 - \zeta^2}$$

$r_1 = -\omega + i\omega_D$ et $r_2 = -\omega - i\omega_D$ Avec ω_D qui est la pseudo-pulsation.

$$\omega_D = \omega\sqrt{1 - \zeta^2}$$

La réponse du système est donc :

$$x(t) = (A e^{i\omega_D t} + B e^{-i\omega_D t}) e^{-\zeta\omega t}$$

A et B dépendent des conditions initiales « x_0 et \dot{x}_0 ».

3^{em} cas : Le radical est réel : $(C/2m)^2 - \omega^2 > 0 \implies$ **Amortissement Fort**

Le mouvement est exprimé par l'équation :

$$x(t) = e^{-\zeta\omega t} \left[D_1 e^{\sqrt{\frac{C^2}{4} - \frac{K}{m}} t} + D_2 e^{-\sqrt{\frac{C^2}{4} - \frac{K}{m}} t} \right]$$



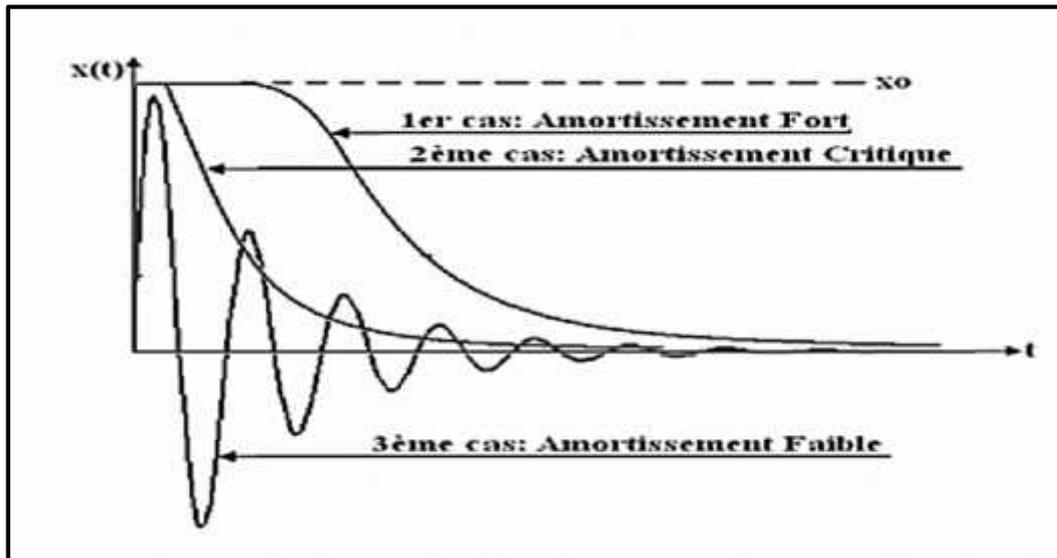


Figure. IV.2 : la repense libre d'un system dissipatif

IV.2.2. Système à plusieurs degrés de liberté

Dans le cas d'un bâtiment à plusieurs étages, l'utilisation du modèle à masses concentrées appelé couramment modèle « brochette » est permis lorsque les planchers sont infiniment rigides dans leur plan, et la superposition du centre de masse et du centre de rigidité est donc permise. Dans ce cas l'équation d'équilibre de chaque masse est dépendante de ou des masses adjacentes, pour la direction x-x l'équation s'écrit:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (II)$$

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[K], [M]$: représentent respectivement la matrice de rigidité et matrice masse du système du système.

La même équation peut également être écrite pour la direction (y-y)

Le système des équations à n degrés de liberté

$$m_1 \ddot{x}_1 + K_{11}x_1 + K_{12}x_2 + \dots \dots \dots + K_{1n}x_n = 0$$

$$\begin{aligned}
 m_2 \ddot{x}_2 + K_{21}x_2 + K_{22}x_2 + \dots + K_{2n} x_2 &= 0 \\
 m_3 \ddot{x}_3 + K_{31}x_3 + K_{33}x_3 + \dots + K_{3n} x_3 &= 0 \\
 \dots &= 0 \\
 \dots &= 0 \\
 m_n \ddot{x}_n + K_{n1}x_n + K_{n2} x_2 + \dots + K_{nn}x_n &= 0
 \end{aligned}$$

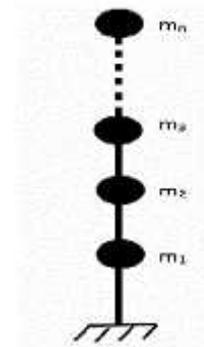


Figure. IV.3 : model brochette

L’analyse d’un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d’équilibre. Ce qui peut s’écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin (\check{S} t + \{ \}) \dots \dots \dots (12)$$

Avec :

- $\{A\}$: vecteur des amplitudes.
- \check{S} : Fréquence de vibration.
- $\{ \}$: Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\check{S}^2 \{A\} \sin (\check{S} t + \{ \}) \dots \dots \dots (13)$$

En reportant les équations (12) et (13) dans l’équation (11) on aura :

$$[[K] - \check{S}^2 [M]] \{A\} \sin (\check{S} t + \{ \}) = \{0\} \dots \dots \dots (14)$$

$$\begin{aligned}
 [-\check{S}^2 m_1 + K_1 + K_1 + \dots + K_{1n}] \times \{A_1\} \sin (\check{S} t + \{ \}) &= 0 \\
 [-\omega^2 m_2 + K_2 + K_2 + \dots + K_{2n}] \times \{A_2\} \sin (\check{S} t + \{ \}) &= 0 \\
 [-\check{S}^2 m_3 + K_3 + K_3 + \dots + K_{3n}] \times \{A_3\} \sin (\check{S} t + \{ \}) &= 0 \\
 \dots &= 0 \\
 \dots &= 0 \\
 [-\omega^2 m_n + K_{n1} + K_{n2} + \dots + K_n] \times \{A_n\} \sin (\check{S} t + \{ \}) &= 0
 \end{aligned}$$

Ce système des équations doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \check{S}^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (15)$$

$$[-\check{S}^2 m_1 + K_{11} + K_{11} + \dots \dots \dots + K_{1n}] \times \{A_1\} = 0$$

$$[-\omega^2 m_2 + K_{21} + K_{22} + \dots \dots \dots + K_{2n}] \times \{A_2\} = 0$$

$$[-\check{S}^2 m_3 + K_{31} + K_{32} + \dots \dots \dots + K_{3n}] \times \{A_3\} = 0$$

$$\dots \dots \dots = 0$$

$$\dots \dots \dots = 0$$

$$[-\omega^2 m_n + K_{n1} + K_{n2} + \dots \dots \dots + K_{nn}] \times \{A_n\} = 0$$

La valeur de {A}s'obtiennent par :

$$\{A\} = [[K] - \omega^2 [M]]^{-1} \times \{0\} = \frac{[K] - \omega^2 [M]}{[K] - \omega^2 [M]} \times \{0\} \dots \dots \dots (16)$$

Afin que le system admet des valeurs non nulle pour Ai, il faut que le déterminant de l'équation soit nul

D'où :

$$\det[[K] - \check{S}^2 [M]] = 0 \dots \dots \dots (17)$$

Les pulsations sont déterminées par la résolution du déterminant

En développant l'équation caractéristique «det ([K]- 2 [M])=0 », on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (S), cette équation appelée équation des fréquences.

$$\lambda^n + a_1 \lambda^{n-1} + a_2 \lambda^{n-2} + \dots \dots \dots + a_n = 0 \dots \dots \dots (18)$$

Avec :

n : nombre de DDL

Les racines de l'équation sont appelées valeur propres et les pulsations propres de système conservatif sont déduites de la relation « $\lambda_i = \omega^2$ ».

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{M_n^*}{K_n^*}}$$



IV.3. Investigation expérimentale sur le bâtiment

Il s'agit de l'identification in situ de la période fondamentale de la structure du bâtiment en utilisant une technique non destructive, celle du bruit de fond. L'identification de la fréquence d'un bâtiment en utilisant la technique du bruit de fond ambiant est proposée depuis les années 1970, c'est une technique développée d'abord pour mesurer la vitesse de cisaillement du sol, puis la méthodologie a été extrapolée pour les structures de génie civil. Les sollicitations du bruit de fond sont de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-4} g, mais malgré cette faible amplitude, les résultats obtenus sur les structures sont comparables à celles obtenues en utilisant la technique de bruit de fond ou les techniques mécaniques telles que le lâcher, le choc ou la génération de vibrations harmoniques.



Figure IV.4: Essai par lâcher (Loung et al., 1992)



Figure IV.5: Excitateur à balourds (Boutin et al., 2001)

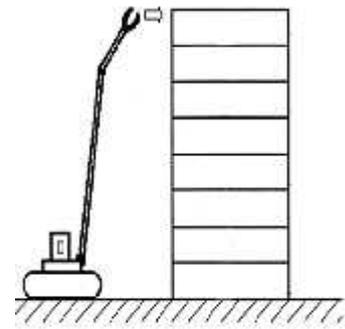


Figure IV.6 : Essai par choc (Boutin et al. 2001)

Tableau IV.1: Récapitulation des résultats d'identification en utilisant des sources Artificielles

Type de source	Accélération générée	Fréquence identifiée	Différence estimée
Bruit de fond	0.01cm/s ²	4,24Hz	0
Oscillations harmoniques	1cm/s ²	4,17Hz	0.07
Oscillations libres	0,1 cm/s ²	4,21Hz	0.03
chocs	10 cm/s²	4,24Hz	0



On constate que la différence entre les valeurs des fréquences obtenues en utilisant trois techniques d'identifications est inférieure à 1%.

L'avantage de la technique de bruit de fond est que l'essai se réalise sans intervention sur le bâtiment et en plein exploitation.

IV.3.1. Principe de l'essai de bruit de fond

Le principe de la technique repose sur l'existence permanente d'un bruit de fond ambiant qui sollicite la structure, ce bruit représente toute sollicitation engendrée par le sol. Elle peut être d'origine humaine ou naturelle, aléatoire ou périodique, tel que le trafic urbain (voiture, train, trame...), les équipements industrielles, le vent, les marées, l'impact des vagues sur le rivage, l'écoulement de l'eau d'une rivière ou d'un torrent....

Malgré cette sollicitation de faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g), il est possible de mesurer la réponse du bâtiment à cette sollicitation et en déduire ses caractéristiques dynamiques dans le domaine des petites déformations.

Ainsi tous les inconvénients liés aux systèmes mécaniques à mettre en place, tel que le lâcher, le choc, ...pour générer une sollicitation sont évités. L'essai consiste à placer des capteurs sur la structure et à enregistrer la réponse de la structure qui soumise au bruit de fond pendant environ 30 minutes.

Les informations obtenues par des enregistrements de bruit de fond permettent d'obtenir rapidement et simplement un ordre de grandeur de comportement dynamique du bâtiment.

Le traitement de l'enregistrement obtenu en utilisant un logiciel de traitement permet d'extraire les caractéristiques dynamiques de la structure testée.

IV.3.2. Equipement utilisés et type de résultats

Les équipements utilisés pour les enregistrements de bruit de fond sont composés de capteurs à 3 directions et d'une station d'enregistrement. Pour des bâtiments de grande hauteur, il faut éviter de réaliser l'essai durant un jour où il y a beaucoup vent,

La réponse est donnée sous forme de signal, son traitement pour extraire les caractéristiques du bâtiment testé est obtenue en utilisant un Logiciel de traitement de signal



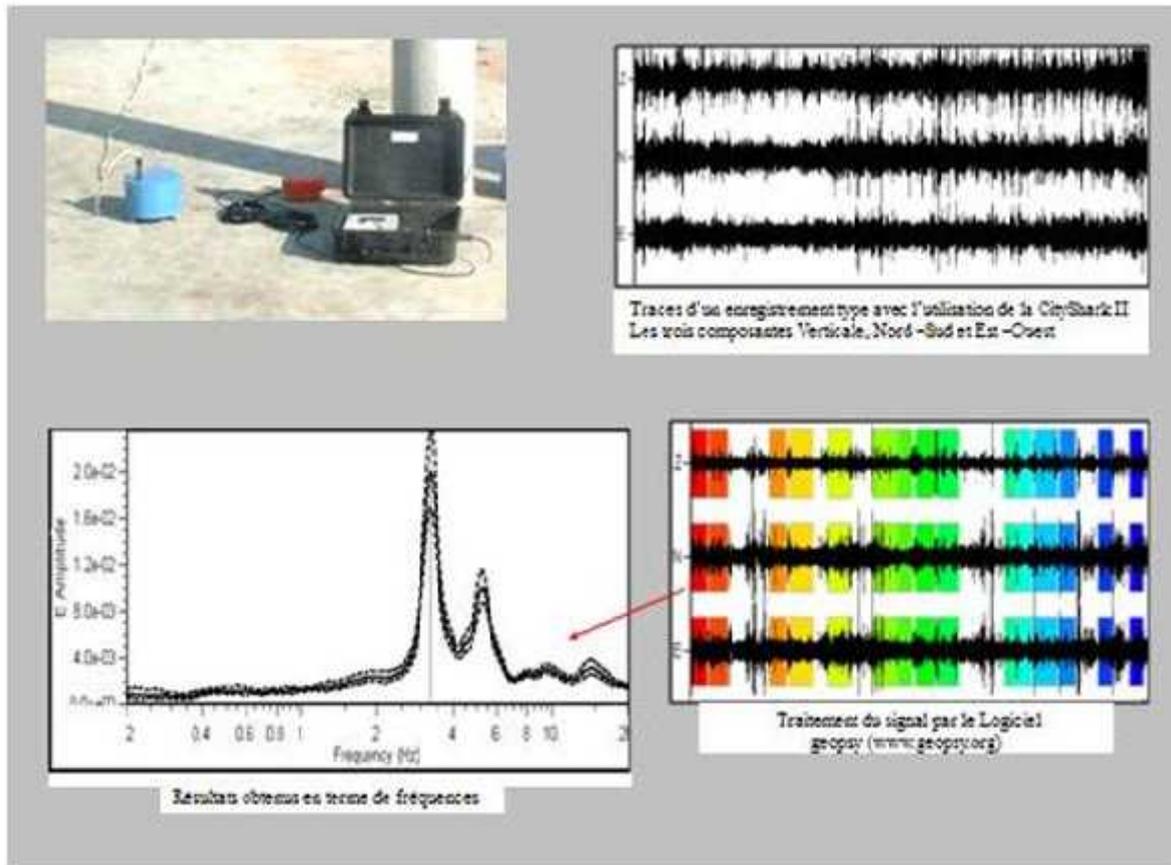


Figure IV.7: Appareillage utilisé pour l'enregistrement du bruit de fond.

IV.3.3. Application au bâtiment étudié

L'objectif de l'investigation in situ dans le cas de notre travail est de comparer les caractéristiques dynamiques théoriques obtenues par calcul numérique et celles obtenues par test sur la structure après réalisation.

L'essai consiste à baller tous les étages en plaçant un capteur à chaque étage et enregistrer 30min. Ce protocole d'essai nous permet d'enregistrer la réponse de chaque étage simultanément, d'extraire l'amplitude de chaque spectre obtenu pour construire la déformée modale de la structure. La trace du capteur placé en terrasse et le traitement de la trace obtenue permet d'obtenir un spectre plus approprié spectre (plus pointu) pour la lecture de la fréquence fondamentale du bâtiment.

Le bâtiment est composé de neuf étages et d'un rez-de-chaussée.

Le test a été réalisé en quatre phases, compte tenu de la capacité de la machine d'enregistrement, qui dispose que de six entrées pour brancher six capteurs à la fois. Chaque capteur est équipé de trois composantes deux horizontales et une verticale. Le balayage de



l'ensemble des étages, a été effectué en laissant fixe le capteur de la terrasse comme référence.

IV.3.4. Résultats

Le traitement des signaux obtenus ont permis d'extraire la déformée modale ainsi que la fréquence fondamentale. La fréquence fondamentale est de $F_x=2,52\text{Hz}$, $F_y=2,57\text{Hz}$. Le tracé de la déformée est effectué en reportant les valeurs d'amplitude sur un graphe donné par la figure ci-après.

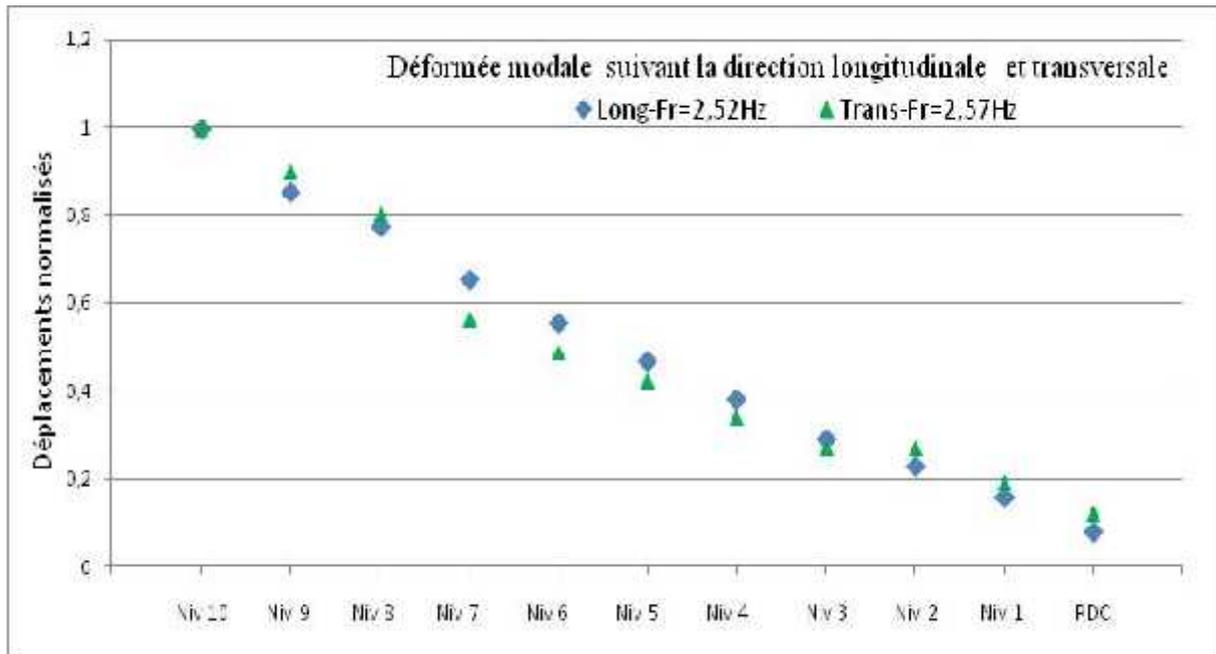


Figure IV.8 : déformée modale expérimentale

- On constate que l'analyse numérique a abouti à deux valeurs de la période numérique sensiblement proches (0,29 sec et 0,32sec). L'investigation en place effectuée sur le bâtiment a abouti à l'identification de deux périodes (0,38sec et 0,39sec) également proches correspondantes aux deux directions principales de la structure étudiée. Ceci s'explique la spécificité de la structure possédant une rigidité équivalente suivant les deux directions.
- Les deux périodes identifiées en place sont plus élevées que celles obtenues numériquement. Comparées aux deux valeurs des périodes trouvées par le calcul numérique, cela veut dire que la structure réalisée est plus souple que celle projetée.
- Le capteur placé au rez-de-chaussée a enregistré une amplitude non négligeable. Ce constat traduit que le niveau d'encastrement réel du bâtiment est au niveau des fondations.



- Les deux valeurs des périodes empiriques (0,53 sec et 0,64 sec) sont plus élevées que celles obtenues numériquement et expérimentalement. Cela veut dire que l'utilisation des expressions empiriques pour estimer la période donne une structure plutôt souple. Et en terme d'efforts tranchants les valeurs seront plus petites que celles trouvées en utilisant les deux autres méthodes c'est à dire numérique et expérimentale.

IV.4. Calcul des efforts tranchants expérimentaux

Les valeurs des périodes expérimentales obtenues en place sont $T_x=0,39$ sec et $T_y=0,38$ sec.

On remarque que la période expérimentale est la même pour les deux directions.

Sens longitudinale x-x

Tableau IV.2 : les efforts tranchants à chaque niveau selon le RPA99/version2003 dans le sens longitudinal X-X

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i H_i$ (t.m)	V_i (KN)	F_{ix} (KN)	T_{ix} (KN)
10	375,42	30,5	11450,31	6455,76	181,11395	181,11395
9	380,28	27,45	10438,686	6455,76	165,112705	346,226654
8	380,28	24,4	9278,832	6455,76	146,766848	492,993503
7	380,28	21,35	8118,978	6455,76	128,420992	621,414495
6	380,28	18,3	6959,124	6455,76	110,075136	731,489632
5	380,28	15,25	5799,27	6455,76	91,7292803	823,218912
4	380,28	12,2	4639,416	6455,76	73,3834242	896,602336
3	380,28	9,15	347956,2	6455,76	5503,75682	6400,35915
2	380,28	6,1	2319,708	6455,76	36,6917121	6437,05087
1	387,81	3,05	1182,8205	6455,76	18,709126	6455,75999



- Sens transversal y-y :

Tableau IV.3 : les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version2003 dans le sens transversal Y-Y.

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i H_i$ (t.m)	V_t (KN)	F_{ix} (KN)	T_{ix} (KN)
10	375,42	30,5	11450,31	6197,53	173,869403	173,869403
9	380,28	27,45	10438,686	6197,53	158,508207	332,37761
8	380,28	24,4	9278,832	6197,53	140,896184	473,273794
7	380,28	21,35	8118,978	6197,53	123,284161	596,557955
6	380,28	18,3	6959,124	6197,53	105,672138	702,230092
5	380,28	15,25	5799,27	6197,53	88,0601149	790,290207
4	380,28	12,2	4639,416	6197,53	70,4480919	860,738299
3	380,28	9,15	3479,562	6197,53	52,83,60689	6144,34519
2	380,28	6,1	2319,708	6197,53	35,224046	6179,56924
1	387,81	3,05	1182,8205	6197,53	17,9607621	6197,53

Les efforts tranchants obtenus en exploitant les périodes expérimentales et en appliquant les expressions du RPA pour le calcul des efforts tranchants d'étages aboutissent à des valeurs sensiblement les mêmes pour les deux directions. Ce qui est prévisible compte tenu des valeurs obtenues de la période pour chaque direction.





Chapitre V

Discussion et conclusion

V .1 :Analyse et Discussion des résultats

V .1.1 Analyse de la conception de la structure

bâtiment considéré dans le cadre de ce travail est un bâtiment de structure en voiles en béton armé, implanté à Dar el Beida. Il est composé d'un rez-de-chaussée et de 9 étages. L'objectif vise par le travail effectué est de vérifier les caractéristiques dynamiques obtenues par modélisation numérique avec celles identifiées en place en utilisant une technique non destructive , celle du bruit de fond ambiant. Les paramètres considérés sont la période fondamentale, la déformée modale et le niveau d encastrement . Après une analyse de la conception de la structure du bâtiment, trois types d'analyse ont été effectuées, une étude statique équivalente, une modélisation numérique et une investigation expérimentale. Les conclusions auxquelles a abouti cette étude sont :

- Le bâtiment présente une forme géométrique régulière, de forme rectangulaire avec des décrochements vérifiant les limites recommandées par le RPA.
- En élévation la structure du bâtiment est régulière, pas d'étage souple ou de décrochement vertical
- L'analyse de la rigidité de la structure du bâtiment montre que la rigidité suivant les deux directions est équivalente. L'analyse des excentricités calculées et accidentelle montre que le bâtiment n'est pas sujette à un mouvement de torsion.

A partir de ces résultats on peut déduire que le bâtiment développera un mouvement de translation suivant ses deux axes principaux lors de son oscillation durant son comportement dynamique.

V .1.2 Analyse de la structure

L'analyse de la structure effectuée par les trois méthodes montre que :

1-Analyse statique équivalente : l'application deux formules proposées par les règles parasismiques algériennes –RPA pour estimer la période fondamentale d'une structure a abouti à une valeur de la période de 0,53sec pour la direction longitudinale et 0,64sec pour la direction transversale.

2- Analyse numérique : la modélisation en supposant un encastrement au niveau de rez-de-chaussée et une résistance du béton à 28 jours d'âge prise égale à 25 MPa a abouti à la



valeur de la période sensiblement égale pour les deux directions, 0,32 sec et 0,29sec, respectivement pour la direction longitudinale et transversale .

On remarque une différence non négligeable entre les valeurs empiriques et numériques, qui peut s'expliquer par le détail dans le principe de calcul des deux méthodes. La première considère seulement le gabarit de la structure et la seconde méthode utilise le détail de coffrage des éléments structuraux ainsi que leur répartition sur le plancher.

3- L'investigation en place effectuée sur la structure a permis d'identifier :

- Deux fréquences/périodes correspondant à chacune des deux directions, qui sont $T_x=0,39$ sec et $T_y=0,38$ sec, qui sont plus élevées que celles obtenues numériquement (0,32sec et 0,29sec)

Type d'analyse / Période	Période numérique (sec)	Période empirique (sec)	Période expérimentale (sec)
Sens x-x	0,32	0,53	0,39
Sens y-y	0,29	0,64	0,38

Ce constat veut dire que la structure projetée est plus rigide que celle réalisée

- Un déplacement au niveau du rez-de-chaussée.
- La forme modale expérimentale est sensiblement régulière, donc pas de défaillance de réalisation. La comparaison des deux déformées, numériques et expérimentales ont globalement la même allure.



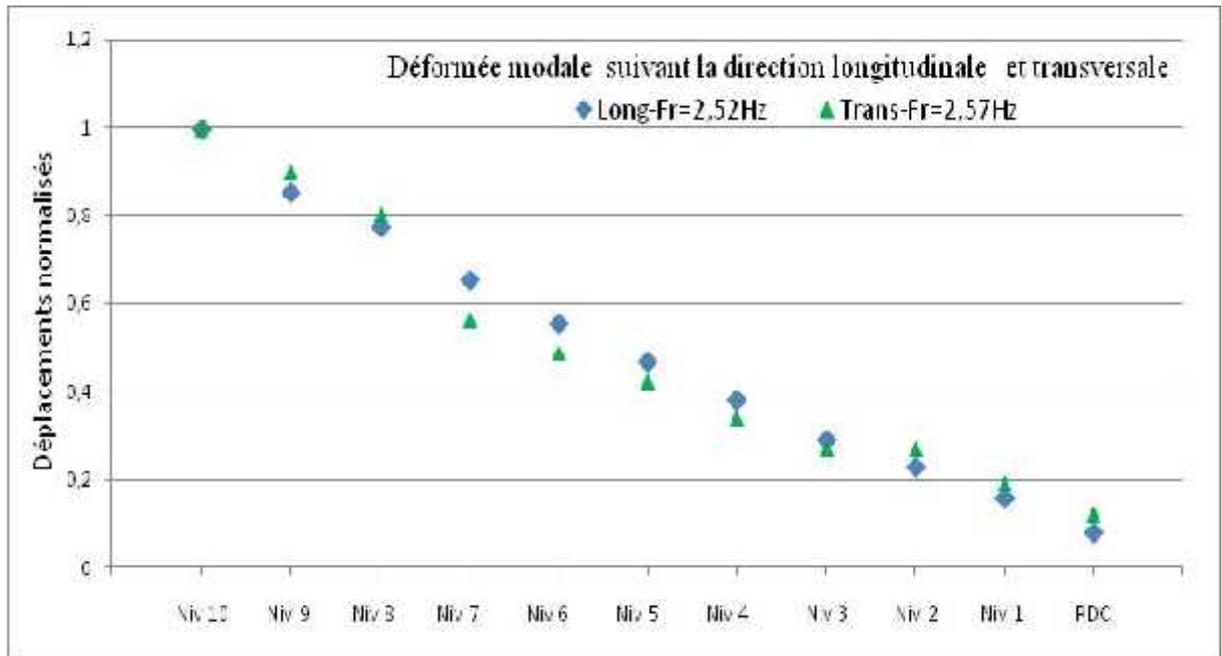


Figure V.1 : déformée modale expérimentale

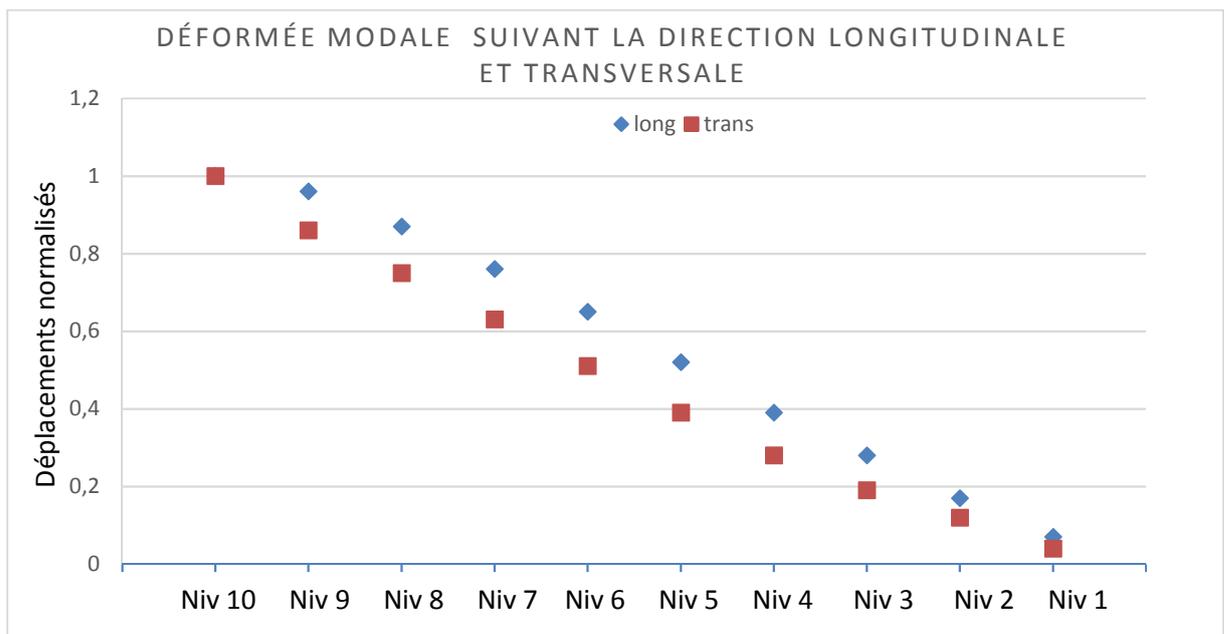


Figure V.2 : déformée modale numérique



4- Le calcul des efforts tranchants d'étage ont abouti

L'équivalence des valeurs des périodes numériques et expérimentales se retrouve également dans les valeurs des efforts tranchants .

Tableau V.1 : les efforts tranchants numériques et expérimentaux

Niveau	Effort tranchant numérique (KN)		Effort tranchant expérimentale(KN)	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
10	1439,74	1520,78	181,11395	173,869403
9	2652,17	2759,58	346,226654	332,37761
8	3689,32	3746,74	492,993503	473,273794
7	4581,88	4558,38	621,414495	596,557955
6	5343,97	5242,73	731,489632	702,230092
5	5983,86	5812,78	823,218912	790,290207
4	6502,73	6275,6	896,602336	860,738299
3	6897,87	6638,7	6400,35915	6144,34519
2	7161,78	6889,83	6437,05087	6179,56924
1	7290,24	7007,53	6455,75999	6197,53

Tableau V.2 : les efforts tranchants empiriques et expérimentaux

Niveau	Effort tranchant empirique (KN)		Effort tranchant expérimentale(KN)	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
10	181,419184	153,47032	181,11395	173,869403
9	346,810156	293,38169	346,226654	332,37761
8	493,824353	417,74734	492,993503	473,273794
7	622,461775	526,56729	621,414495	596,557955
6	732,722423	619,84154	731,489632	702,230092
5	824,606296	697,57007	823,218912	790,290207
4	898,113395	759,7529	896,602336	860,738299
3	6411,14579	5423,465	6400,35915	6144,34519
2	6447,89934	5454,5565	6437,05087	6179,56924
1	6466,63999	5470,41	6455,75999	6197,53



L'application de l'expression d'effort tranchant global donnée par le RPA dépend du facteur d'amplification « D » en fonction des valeurs des périodes donne des valeurs d'efforts tranchants presque égales. Sauf pour la valeur de 0,64sec qui donne une valeur d'effort tranchant plus faible en raison de la lecture de la valeur de « D » sur le spectre.

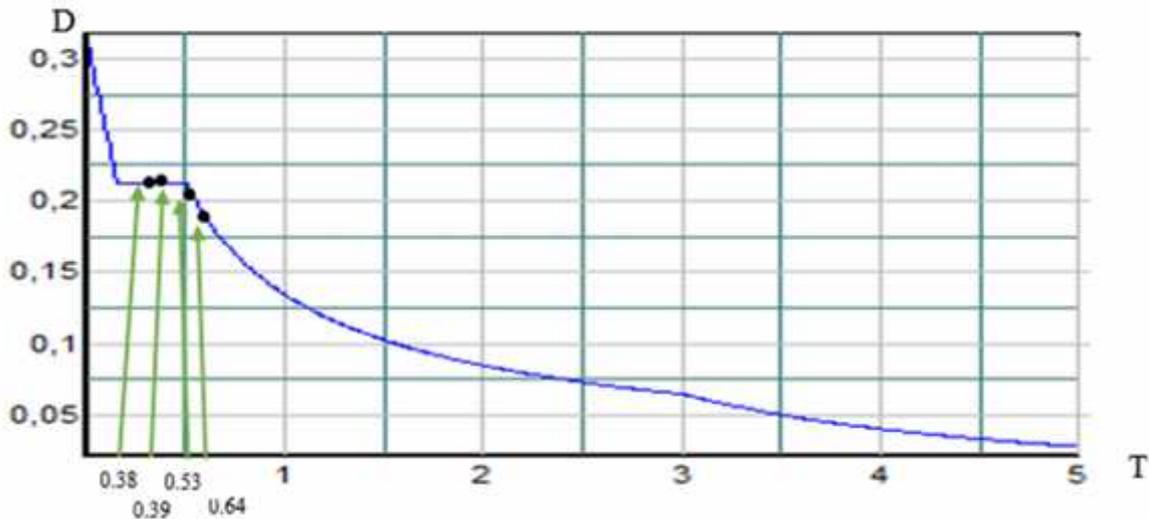


Figure V.3: Spectre de réponse du bâtiment

Conclusion

L'objectif du travail proposé à travers ce mémoire de Master II est de vérifier le modèle numérique (théorique) d'un bâtiment en cours de finition, par une investigation en place en utilisant une technique non destructive. Le bâtiment considéré est en structure voiles en béton armé dont les éléments de structure sont totalement réalisés. La conception du bâtiment respecte globalement les critères du RPA et l'examen visuel de l'état des lieux a montré un béton sans ségrégation.

Les paramètres considérés sont les paramètres dynamiques (période, forme modale et niveau d'encastrement) obtenus numériquement, qui ont servi au dimensionnement de la structure et ceux qu'on a obtenu suite à une investigation en place en utilisant la technique du bruit de fond. Une comparaison des efforts tranchants déduits d'un calcul statique équivalente en utilisant

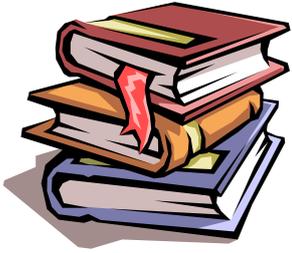


l'expression donnée par le RPA99/2003, en considérant la valeur empirique de la période, d'une part et la valeur de la période expérimentale d'autre part a été effectuée.

Les résultats obtenus montrent une différence appréciable entre les valeurs des périodes, celles obtenues expérimentalement donnent une structure légèrement plus souple que celles obtenues numériquement, et beaucoup plus souple comparée à celles obtenues empiriquement. L'investigation en place de la structure réalisée conclue que la structure réalisée est une structure plus souple que la structure projetée. Les résultats de la déformée ont mis en évidence un déplacement du plancher bas du rez-de-chaussée non négligeable, ce qui indique que le niveau d'encastrement est situé à un niveau plus bas.

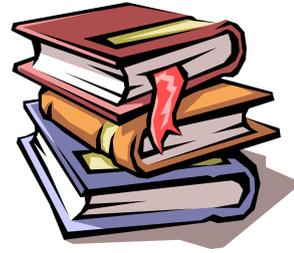
Les valeurs des efforts tranchants obtenus par la méthode statique équivalente en utilisant la valeur de la période empirique et expérimentale sont sensiblement égaux pour la direction Y-Y et égaux suivant la direction X-X s'explique par le fait l'influence de la valeur du facteur d'amplification "D". Les valeurs des efforts tranchants numériques sont plus faibles que les valeurs des efforts tranchants expérimentaux. L'utilisation des valeurs des efforts tranchants numériques pour le dimensionnement donne une structure sous dimensionnée.





bibliographie

bibliographie



REGLEMENT

- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- 📖 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- 📖 Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- 📖 Document technique réglementaire DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.

COURS

- 📖 Cours de dynamique de structure école polytechnique ENPC

THESE

- 📖 Modélisation d'un bâtiment en voile R+9 calage d'un modèle numérique sur la période expérimentale.....FSI/UMBB

LOGICIELS

- 📖 Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.7.4
- 📖 EXCEL 2016.
- 📖 WORD 2016

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone.
 - ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
 - Q : Charge d'exploitation.
 - G : Charge permanente.
 - ϵ : Déformation relative.
 - V_0 : Effort tranchant a la base.
 - $E.L.U$: Etat limite ultime.
 - $E.L.S$: Etat limite service.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - e : Epaisseur.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - \bar{f} : Flèche admissible.
 - D : Fiche d'ancrage.
 - L : Longueur ou portée.
 - L_f : Longueur de flambement.
 - W : Poids total de la structure.
 - d : Hauteur utile.
 - F_{max} : Flèche maximale
 - M : Masse.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 - K : Coefficient de raideur de sol.
 - ξ :est le facteur d'amortissement critique.
 - ω :est la pulsation propre de l'oscillateur.
 - f :est la fréquence propre de l'oscillateur
 - $\{A\}$: vecteur des amplitudes.
-

- S : Fréquence de vibration.
 - $\{$: Angle de déphasage.
 - n : nombre de DDL
-
-

