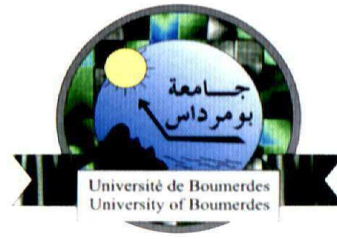


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR**



Projet de fin d'études

***En vue de l'Obtention du Diplôme de MASTER II
En Génie Civil
Option : Structures académique***

Thème

**Modélisation d'un bâtiment en
voiles R+9, Calage du modèle
numérique sur la période
expérimentale**

**Réalisé par: M^{elle} BAIZID ASMA
M^{elle} DERAÏ HANANE**

**Dirigé par : D^r Ait meziane
Yamina**

Année : 2016

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté pour réaliser ce mémoire.

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Dr. AIT MEZIANE YAMINA** qu'on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.*

*Nos Vifs remerciements vont aux **D^r KADI, D^r TAKI, D^r KECHOUANE, M^{me} LAZALI Et M^r ADEL BELARBI et M^{lle} RAAD SABRINA** pour leurs aides et leurs encouragements.*

Nous sommes conscientes de l'honneur que nous ont fait l'ensemble des membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos enseignants du département génie civil

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidés et soutenues de près ou de loin pour réaliser ce modeste travail.

**ASMA
HANANE**

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Clément,

le Très Miséricordieux

Tout d'abord je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté pour réaliser ce mémoire.

➤ *A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui est mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, **que Dieu te garde pour nous mon papa.***

➤ *A ma très chère mère, la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur, qui m'a accompagné durant les moments les plus durs de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve d'aide dans mes nombreux projets pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils. **A maman que j'adore.***

➤ *A mon grand père, ma grande mère à qui je m'adresse au ciel les Vœux pour la conservation de leur santé et de leur vie.*

➤ *A mes chères Sœurs et mes chers frères pour leur soutien moral et leurs sacrifices le long de ma formation :*

❖ ***Salim et Nabil.***

❖ ***Mes chères Bahia, Randa, Hadjer.***

❖ ***A mon adorable neveu Imad eddine***

❖ ***A la famille BAIZID et la famille BELLIL.***

❖ ***A tous mes enseignants et mes Collègues de FSI.***

❖ ***A mon amie et Binôme HANANE et sa famille.***

A toute la promotion de génie civil 2016 et à toute personne qui me connaît

ASMA

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Introduction Générale

I. Introduction	1
-----------------------	---

CHAPITRE II : Description et Expertise du bâtiment

II.1.Introduction	3
II.2.Caractéristiques Géométriques.....	4
II.3.Expertise du bâtiment.....	7
II.4: Analyse et vérification des critères de conception selon les règles RPA99/2003.....	9
II.4.5. Analyse des coffrages des éléments structuraux.....	14

CHAPITRE III : Vérification de réglementation et descente de charge

III.1. Introduction.....	16
III.2.Caractéristique des matériaux.....	17
III.3. Hypothèses de calcul.....	18
III.4. Vérification des éléments structuraux	19
III.4.1. Vérification des voiles.....	19
III.4.2.Vérification des dalles.....	21
III.5. Vérification des éléments non structuraux.....	24
III.5.1. Vérification des escaliers.....	24
III .5.3.Vérification de la sale machine :.....	26
III .5.2.Vérification de l'acrotère	27
III.6. Estimation des charges et surcharges.....	28

CHAPITRE IV : Rappel dynamique

IV.1.Introduction.....	34
IV.2. Système à un degré de liberté.....	35
IV.2.1.Formulation des équations de mouvement	36
IV.2.2.Résolution de l'équation du mouvement.....	37
IV.3. Système à plusieurs degrés de liberté.....	39
IV.3.1. Exemple d'application de système libre à 2DDL	41

IV.4. Coefficient de participation modale	43
---	----

CHAPITRE V : Analyse dynamique

V.1. Introduction	43
V.2. Caractéristiques dynamiques	43
V.2.1. Méthode expérimentales	44
VI.2.1.1. Historique de la méthode de bruit de fond	44
V.2.1.2. Principe de l'essai	44
V.2.1.3. Traitement des enregistrements	45
V.2.2.4. Application de la méthode de bruit de fond au bâtiment considéré	45
V.2.2. Les méthodes empiriques.....	45
V.2.3. Les méthodes numériques.....	47
V.2.3.1. Objectif de l'étude dynamique.....	47
V.2.3.2. Présentation du logiciel de calcul ETABS	48
V.2.3.3. Modélisation.....	48
V.2.3.4. Analyse.....	49
V.3. Analyse du bâtiment étudié	51
V.3.1. Analyse théorique	51
V.3.2. Calage du modèle.....	52
V.3.3. Analyse du modèle calé: premier mode de vibration	54
V.3.3.1. Vérification de l'excentricité.....	55
V.3.3.2. Analyse des Modes de vibration et des facteurs de participation massique.....	56
V.3.3.3. Nombre de modes à considérer pour dimensionnement	57
V.4. Analyse des efforts tranchants.....	62
V.4.1. Efforts tranchants empiriques.....	62
V.4.2. Calcul des efforts tranchant expérimentaux	68
V.4.3. Calcul des efforts tranchant numériques	69
V.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étages	70

CHAPITRE VI : Analyse et Discussion des résultats

VI.1 Analyse et Discussion des résultats.....	74
---	----

CHAPITRE VII : Conclusion Générale

VII. Conclusion.....	76
----------------------	----

Liste des figures

CHAPITRE II DISCRIPTION ET EXPERTISE DE BATIMENT

Figure II.1	Position géographique de la cité des 800 logements.....	3
Figure.II.2	Cité des 800 logements Bâtiment R+4.....	4
Figure.II.3	Cité des 800 logements R+9.....	4
Figure .II.4	coupe en élévation de bâtiment.....	5
Figure .II.5	vue en plan de l'étage courant.....	6
Figure.II.6	les panneaux préfabriqués retenus par des cornières	8
Figure.II.7	l'escalier.....	8
Figure.II.8	l'ascenseur.....	8
Figure.II.9	armatures de scellement corrodées, dommages non sismique.....	8
Figure.II.10	armatures de scellement corrodées suite à l'éclatement ce de la couche d'enrobage, dommages non sismique.....	8
Figure.II.11	décollement du panneau préfabriqué suite à la corrosion des armatures de scellement et gonflement du béton.....	8
Figure.II.12	vue en plan de la terrasse.....	11
Figure.II.13	le bâtiment ne présente aucun décrochement en élévation.....	13

CHAPITRE III VERIFICATION DE REGLEMENT ET DESCENTE DES CHARGRS

Figure.III.1	Coupes de voiles en élévation.....	20
Figure.III.2	Coupes de voiles en plan.....	20
Figure.III.3	schéma d'un escalier.....	25
Figure.III.4	Vue en 3D de l'ascenseur.....	27
Figure.III.5	Schéma de la diffusion des charges ponctuelle de la salle.....	28
Figure.III.6	Coupe verticale de l'acrotère.....	28
Figure.III.7	Coupe transversal de Terrasse inaccessible.....	29
Figure.III.8	Plancher étage courant.....	30

Figure.III.10	Coupe verticale de la maçonnerie murs intérieurs.....	31
Figure.III.11	Coupe transversale de palier.....	31
Figure.III.12	Coupe transversale de volée.....	32
Figure.III.13	Schéma statique.....	33
Figure.III.14	Coupe transversale de l'acrotère	33

CHAPITRE IV RAPPEL DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Figure.IV.1	Système libre à un degré de liberté.....	35
Figure.IV.2	Reponse de system dissipatif (sou-critique ; faible ; critique).....	38
Figure.IV.3	Modele brochette.....	39

CHAPITRE V ANNALYSE DYNAMIQUE

Figure.V.1	vue en plan et en élévation du bâtiment.....	54
Figure.V.2	la variation de la période en fonction du module d'élasticité.....	55
Figure.V.3	Schéma du premier mode de vibration du bâtiment: Torsion.....	60
Figure.V.4	deuxième mode de vibration de la structure : Translation suivant (y-y).....	61
Figure.V.5	Troisième mode de vibration : Translation suivant (x-x).....	62

Liste des tableaux

CHAPITRE II

DISCRIPTION ET EXPERTISE DE BATIMENT

les caractéristiques géométriques du bâtiment étudié..... 5

Tableau II.1

Tableau.II.2 rapport masse et rigidité 15

CHAPITRE III

VERIFICATION DE REGLEMENT ET DESCENTE DES CHARGRS

Tableau.III.1 Les caractéristiques des matériaux..... 18

Tableau.III.2 Pré dimensionnement de l'escalier à deux volées 26

Tableau.III.3 Plancher terrasse inaccessible..... 28

Tableau.III.4 Plancher étage courant 29

Tableau.III.5 Maçonnerie intérieur 30

Tableau.III.6 palier 30

Tableau.III.7 volée 31

Tableau.III.8 L'acrotère 32

CHAPITRE V

ANNALYSE DYNAMIQUE

Tableau.V.1 Période théorique du bâtiment dans les deux directions 46

Tableau .V.2 Caractéristiques dynamiques du modèle théorique 52

Tableau.V.3 Centre de masse et inertie des niveaux. 55

Tableau.V.4 Périodes, modes de vibration et facteurs de participation 56

Tableau.V.5 Déplacement modale selon les deux directions pour le 1^{er} mode de torsion 58

Tableau .V.6 la distribution des masses 59

Tableau .V.7 Déplacement modale selon les deux directions pour le 2^{eme} mode de 60

	translation suivant (y-y)	
Tableau .V.8	Déplacement modale selon les deux directions pour le 3 ^{em} mode de translation suivant (x-x)	61
Tableau .V.9	Coefficients d'accélération de zone A.....	62
Tableau .V.10	Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel	63
Tableau .V.12	Valeurs des pénalités Pq	65
Tableau .V.13	: Le poids total de la structure	66
Tableau .V.14	les efforts tranchants à chaque niveau selon le RPA99/version2003 dans le sens(x-x)	67
Tableau .V.15	: les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version2003 dans le sens (y-y)	68
Tableau .V.16	Efforts tranchants à chaque niveau selon la période expérimentale	69
Tableau .V.17	Efforts tranchants numérique de chaque niveau	
Tableau .V.18	Déplacements inter-étages dans la direction (x-x)	71
Tableau .V.19	Déplacements inter-étages dans la direction (y-y)	71

**CHAPITRE VI
ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTAS**

Tableau.VI.1	Comparaison des valeurs des efforts tranchant.....	74
---------------------	--	-----------

CHAPITRE I

Introduction Générale

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

I. Introduction

Depuis l'arrivée de l'outil informatique, tout projet de construction fait l'objet d'un calcul numérique avec des moyens informatiques. 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 théorique 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 construction de l'ouvrage. Le module d'élasticité utilisé n'a aussi 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 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 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 au 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.

L'objectif du travail proposé à travers ce mémoire de Master II est de mettre en évidence certaines de ces imperfections en considérant un bâtiment existant. Le bâtiment considéré est en structure voiles en béton armé construit au début des années 80, donc présentant un minimum de conception parasismique. L'examen visuel de l'état des lieux a montré un comportement satisfaisant du bâtiment suite à l'événement sismique du 21 mai 2003, la structure ne présente aucune pathologie sismique. Le choix de la structure en voiles se justifie pour minimiser la participation des éléments de remplissages dans le comportement dynamique, très significative dans le cas de structure en portiques auto stables.

Le bâtiment sera modélisé en supposant les données théoriques dans une première étape. Le modèle sera ensuite calé sur la période identifiée en vraie grandeur réelle suite à un test de bruit de fond dans une seconde étape. Les résultats seront analysés, comparés et discutés.

CHAPITRE II

Description et expertise du bâtiment

CHAPITRE II

DESCRIPTION ET EXEPERTISE DU BATIMENT

II.1.Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment existant construit au début des années 1980. Il est composé d'un seul bloc sans joint avec un gabarit composé d'un entre sol, un Rez-de-chaussée et neuf étages à destination d'habitation et terrasse non accessible. Le système de contreventement est constitué de voiles en béton armé.

Chaque étage comporte quatre appartements (trois F3 ; une F2).

Le bâtiment fait partie des bâtiments de la cité des 800 logements qui est implantée au centre de la ville Boumerdes, figure II-1. La cité est composée de bâtiments en (R+4) et de bâtiments en (R+9). Le bâtiment concernant notre étude est (R+9).



Figure II.1 : Position géographique de la cité des 800 logements



Fig. II.2: Cité des 800 logements
Bâtiment R+4



Fig. II.3: Cité des 800 logements
Bâtiment R+9

II.2. Caractéristiques Géométriques

Les caractéristiques géométriques du bâtiment a étudié sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau .II.1 : les caractéristiques géométriques

	Dimensions (m)
Hauteur de l'entresol	2,82
Hauteur du RDC	2,82
Hauteur d'étage courant	2 ,82
Hauteur totale	29,26
Langueur de bâtisse	22,36
Largeur de bâtisse	18,31

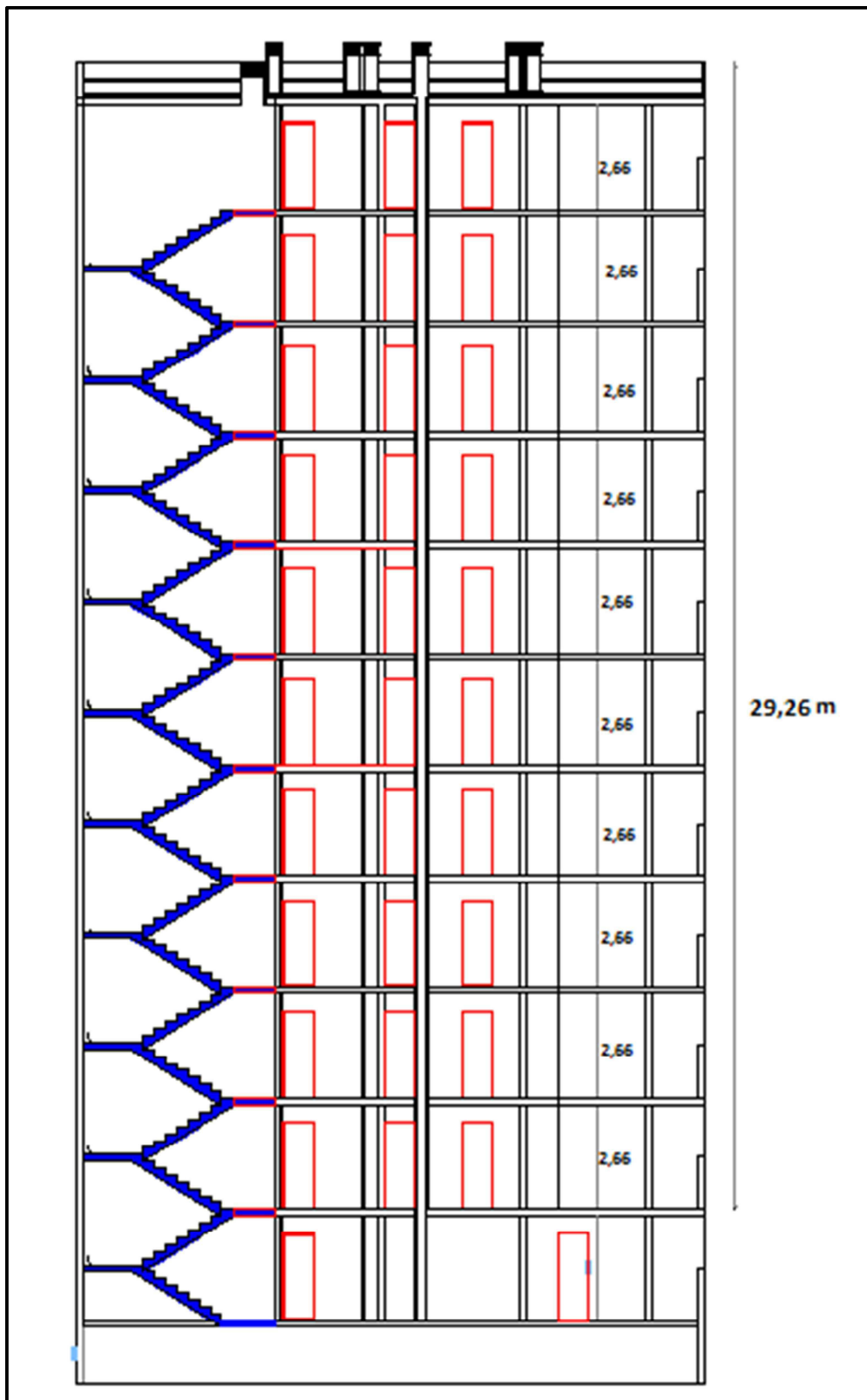


Figure .II.4 : coupe verticale de la structure du bâtiment

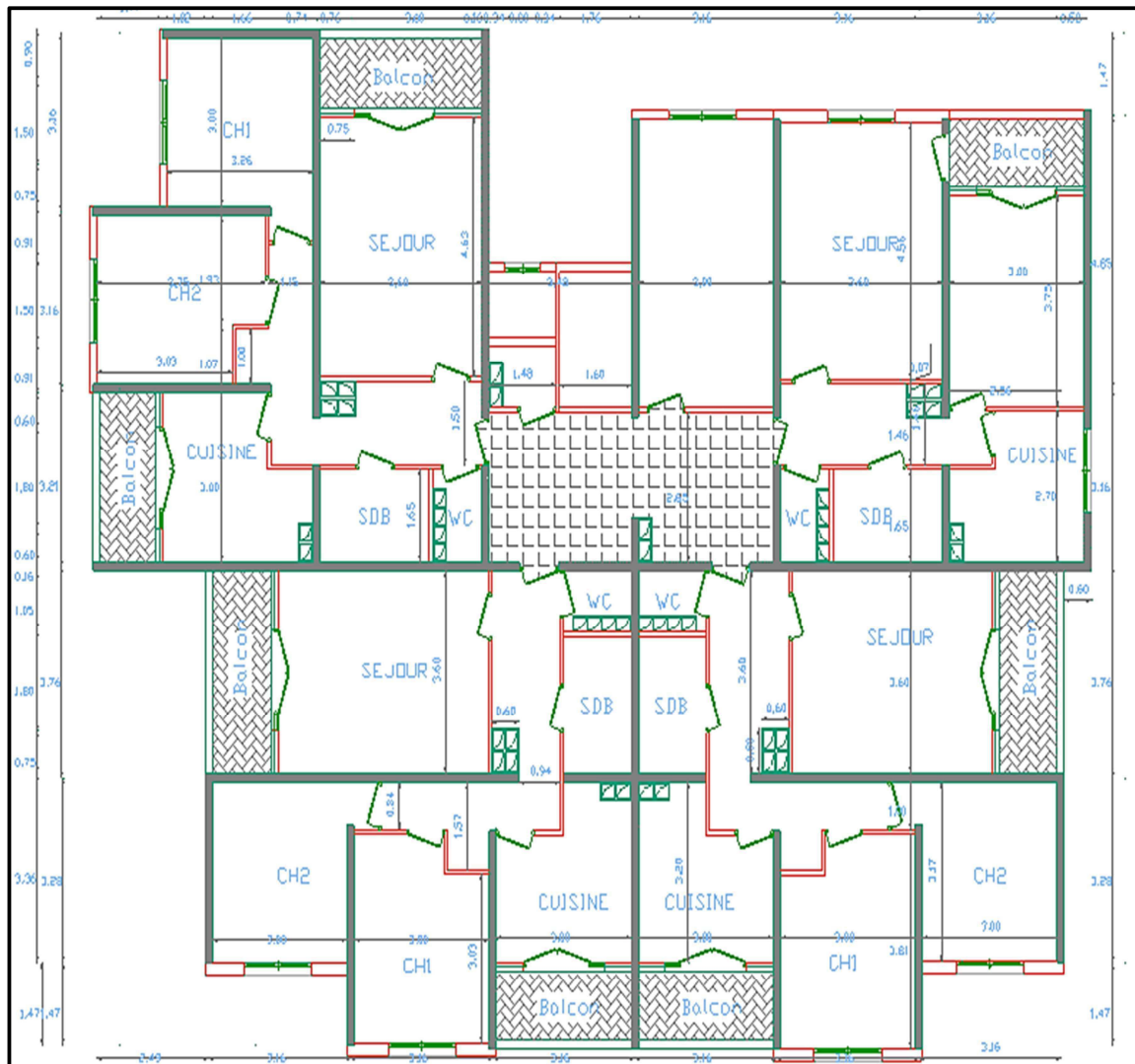


Figure .II.5 : Plancher de l'étage courant

II.3.Expertise du bâtiment

II.3.1. Introduction

Le bâtiment concerné par l'étude est un bâtiment existant, vieux de plus de 30 ans et ayant vécu un événement sismique. Ainsi, avant d'entamer son étude, il y a lieu d'abord de visiter les lieux. Cette visite doit nous informer sur la conformité des plans d'archives, de l'état du bâtiment en ce qui concerne son état de conservation vis à vis de son exploitation et relever les dommages puisque la région de Boumerdes a subi un séisme majeur de magnitude 6.8. En quelque sorte faire une enquête sur le bâtiment et voir si des dommages n'ont pas été colmatés ou réparés après 2003. La deuxième étape après la visite des lieux concernera la vérification de la conception parasismique par rapport aux critères du RPA99/2003.

La visite des lieux, nous a permis de constater ce qui suit :

- La cité a été réalisée au début des années 1980 (fin des années 70), donc avant l'arrivée de la réglementation parasismique Algérienne RPA. La première version est apparue en 1981 (RPA81) qui est devenu obligatoire depuis février 1981.
- Les codes appliqués à l'époque de la construction de la cité étaient le CCBA68 (Conception et Calcul Béton Armé 1968) et le PS 69 (Règles Parasismiques 1969).C'est un bâtiment ayant fait l'objet d'un contrôle technique (CTC), donc les plans et note de calcul ont été contrôlé, et la qualité de réalisation a été suivie
- Le site d'implantation est selon les documents d'archive, un sol meuble classé selon RPA S3.
- La structure du bâtiment à étudier est composée d'un système constructif en voiles dans les deux directions , des remplissages extérieurs en panneaux préfabriqués de béton armé et des dalles pleines comme planchers.
- Les cloisons intérieures sont en briques creuses. Le revêtement est en enduit de plâtre.
- La terrasse est inaccessible et l'acrotère est en béton de 90 cm d' hauteur.
- Le passage de RDC au 9^{em} étage est assuré par un escalier à deux volés et un ascenseur.
- l'examen des plans d'archives et la visite des lieux nous ont permis de constater qu'aucune modification n'a été apportée aux plans depuis la réalisation du bâtiment.



Fig.II.6: les panneaux préfabriqués retenus par des cornières

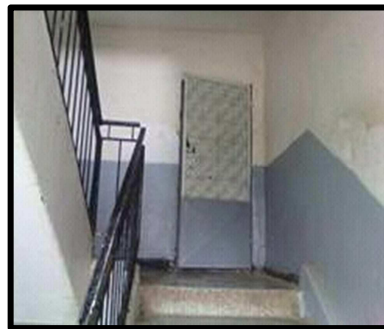


Fig.II.7: l'escalier



Fig.II.8: l'ascenseur

- Le comportement globale des bâtiments de la cité 800 logements, suite au séisme du 21 mai 2003, considéré comme majeur a été satisfaisant. Tous les bâtiments ont été classés vert, c'est à dire sans dommages. Les seuls dommages relevés étaient des défauts de réalisation, Figures II.9, II.10 et II.11.



Fig.II.9: armatures de scellement corrodées, dommages non sismique



Fig.II.10: armatures de scellement corrodées suite à l'éclatement de la couche d'enrobage, dommages non sismique.

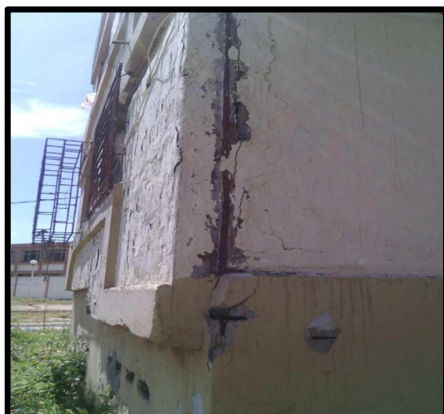


Fig.II.11: décollement du panneau préfabriqué suite à la corrosion des armatures de scellement et gonflement du béton.

II.4: Analyse et vérification des critères de conception selon les règles RPA99/2003

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 avant les Règles Parasismiques Algériennes RPA, la première chose est de vérifier tous les critères géométriques exigés par la réglementation en vigueur, qui sont:

II.4.1. Analyse de la régularité

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

a) Condition minimale sur les files de contreventement

- 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, [Art 1 .RPA99 /2003] , Page 42. .

Le système structurel de notre bâtiment est composé de 19 voiles dans le sens transversal de longueur comprise entre 1,2m et 8,10m ; et de 9 voiles dans le sens longitudinal de longueur comprise entre 3,6m et 9,41m. La hauteur d'étage est de 2,82m, le rapport entre hauteur et longueur de trumeau est compris entre 0,44 et 0,34 pour le sens transversal et entre 0,21 et 0,3 pour le sens longitudinal. Donc le critère est vérifié pour les deux directions.

b) 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 :

le sens longitudinal	Le sens transversal
5files de voiles	11 files de voiles

La condition minimale sur les files de contreventement dans le cas de notre bâtiment est vérifiée

II.4.2.Régularité en plan [Art 3.5.2.RPA99/2003]

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. Dans le cas de notre bâtiment, la distribution des éléments structuraux à tous les étages est symétrique dans les deux directions, donc la condition de régularité en plan est vérifiée.

a2. 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.

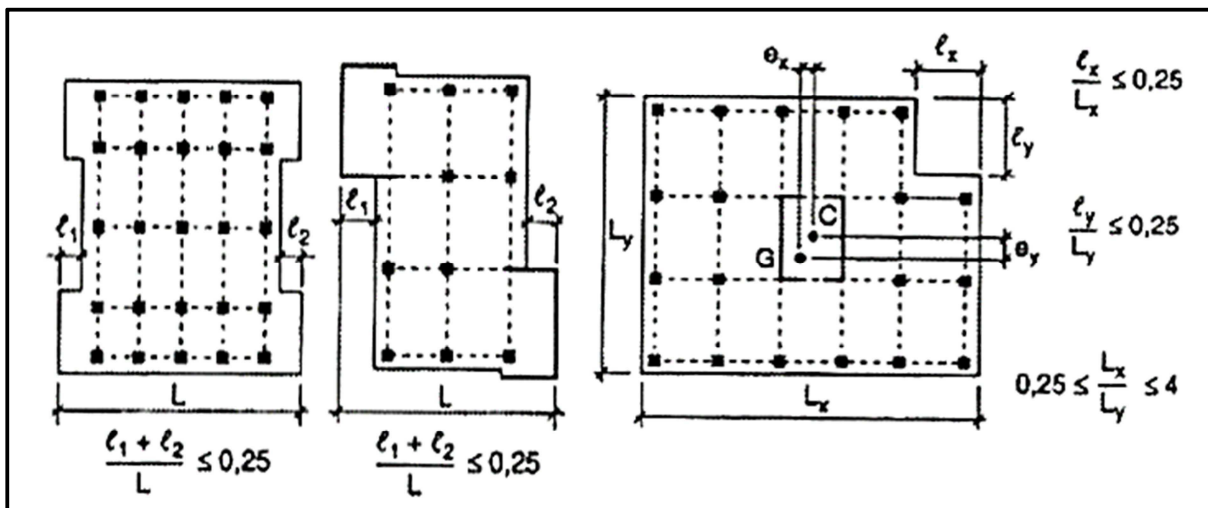


Figure 3.2 page 34, RPA99/2003

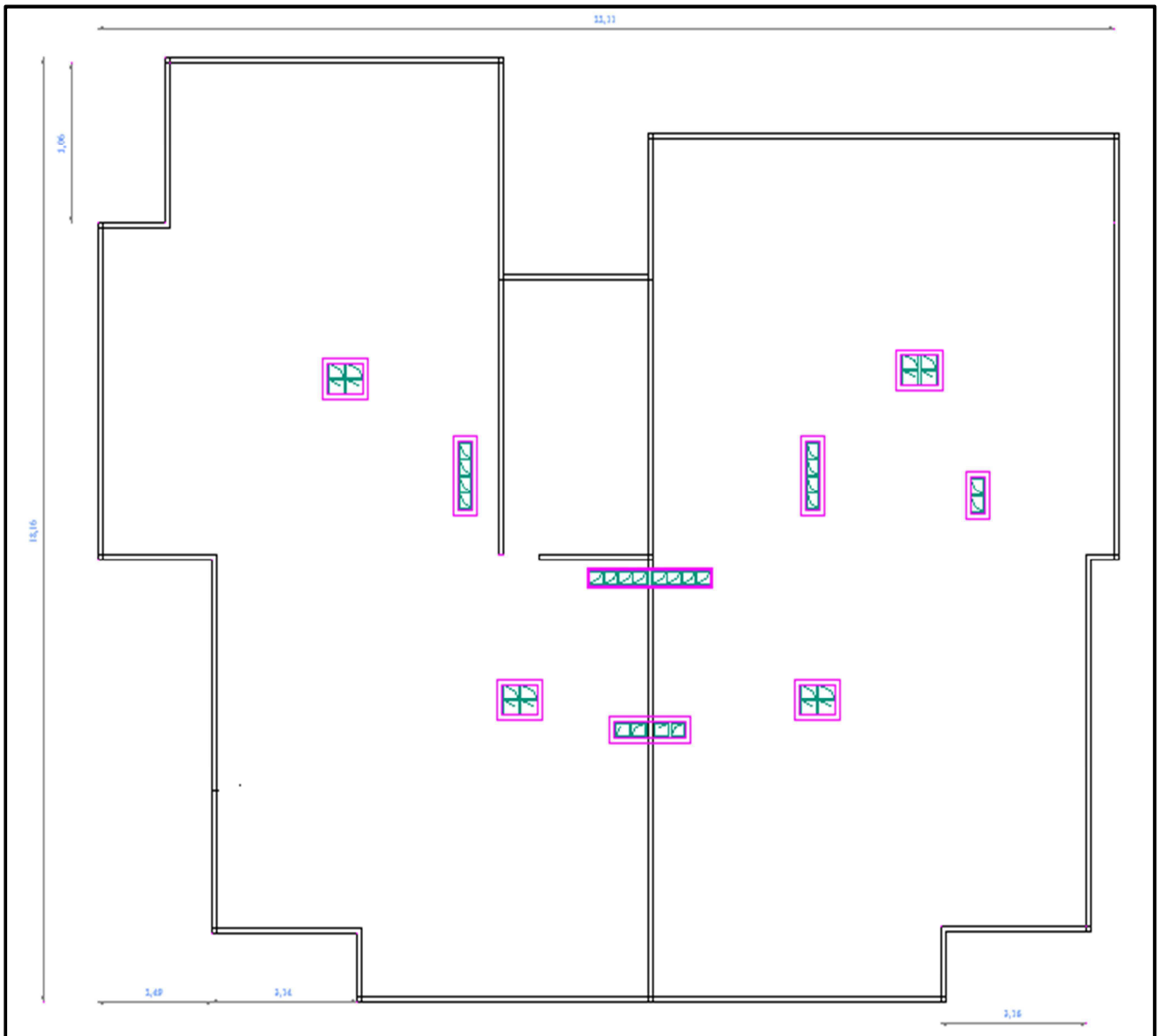


Figure. II.12 : Vue plancher terrasse

Condition des dimensions en plan du bâtiment, le bâtiment a une longueur de L_x égale à 22,20m et une largeur de L_y égale à 18,30m.

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

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,81 < 4$$

Les deux conditions de décrochement appliquées à notre bâtiment sont vérifiées

$$\begin{cases} \frac{I_x}{L_x} = 0,059 < 0,25 \\ \frac{I_x}{L_x} = 0,18 < 0,25 \end{cases}$$

a4). 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 16cm, donc la condition est vérifiée.

Conclusion

Le critère de la régularité en plan exigé par le **RPA99/2003 [Art 3.5.2]** est respecté donc la structure étudiée est classé régulier en plan.

II.4.3. Analyse de la régularité en élévation

b1). 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.

b2). 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 différence dans les valeurs de masse d'un étage à l'autre.

Tableau.II.2 : rapport masse et rigidité

Niveau	Masse (ton)	Rapport entre étage
9 ^{er} étage	361.1108	0,94
8 ^{er} étage	383.4243	
7 ^{er} étage	383.4243	1
6 ^{er} étage	383.4243	
5 ^{er} étage	383.4243	1
4 ^{er} étage	383.4243	
3 ^{er} étage	383.4243	1
2 ^{er} étage	383.4243	
1 ^{er} étage	383.4243	1
RDC	383.4243	

Le rapport est constant, donc la condition de régularité des masses est vérifiée.

b3). 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.13 : 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.4.5. 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 Boumerdes considérée zone III par le code RPA99-2003, on doit donc vérifier les coffrages des voiles imposés pour la zone III.
- **Murs et voiles de contreventement**
- **Coffrage**
- Selon [Art 7.7.1] du RPA99 /2003 page73, les coffrages exigés pour les voiles de contreventement doit satisfaire la condition $l \geq 4a$.
- Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

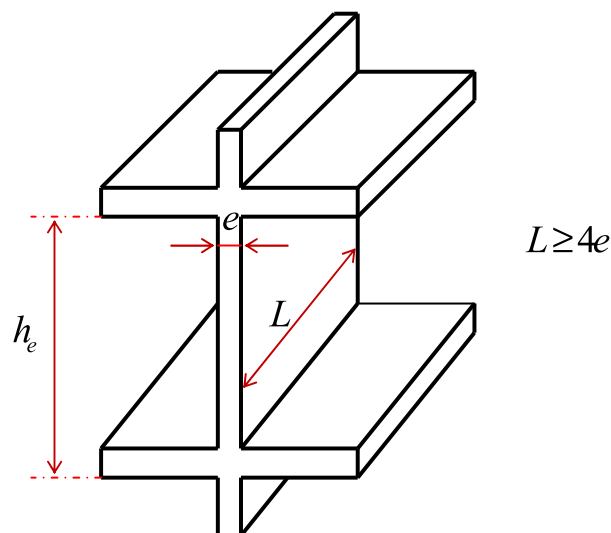


Figure 7.7 page73, RPA99/2003

- $L_{\min} = 1,2 \text{ m} > 4.e = 0,64 \text{ m}$, la condition 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 7.8.RPA 99 Page

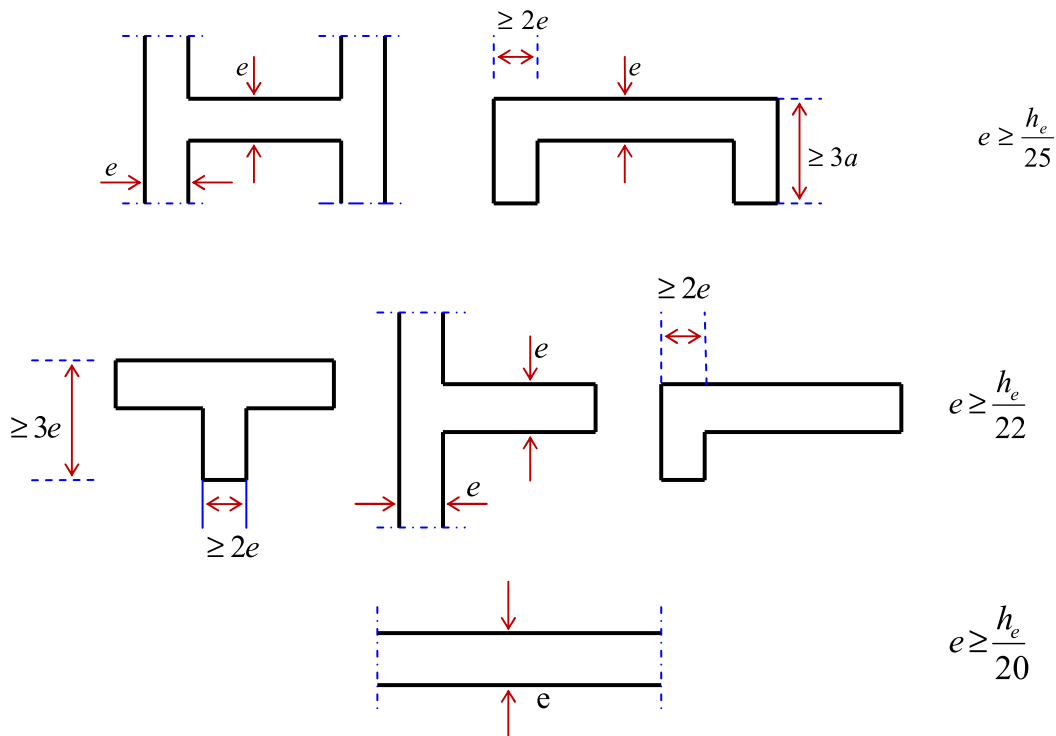


Figure 7.8 page73, RPA99/2003

- Hauteur d'étage $h_e = 2,82 \text{ m}$
- $e \geq \max (e_{\min} , h_e / 25 , h_e / 22 , h_e / 20) \Rightarrow e \geq \max (15 ; 11,28 ; 12,82 ; 14,1) \text{ cm}$
- L'épaisseur des voiles de la structure étudiée est de 16 cm donc 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 d'archives de la structure du bâtiment présente une conception parasismique.

CHAPITRE III

Vérification de la réglementation et descente des charges

CHAPITRE III

VERIFICATION DE LA REGLEMENTATION ET DECENTE DE CHARGES

III.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul d'un ouvrage de génie civil il faut passer par leur pré dimensionnement (phase avant-projet) et cela en se basant sur les règles RPA99/V2003, CBA93, BAEL91 et DTRBC.C22, actuellement en vigueur en Algérie.

III.1.1 Présentation des règles CBA (93)

Le Document Technique Réglementaire DTRBC 2.41 "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" (CBA 93) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récentes devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

✓ Domaine d'application

Le CBA93 est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300Kg par m³ de béton mis en œuvre.

✓ Principe des justifications

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le DTR-BC 21 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages"

III.1.2. Présentation de RPA 99 / Version 2003

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » a été approuvé par la Commission Technique Permanente pour le contrôle technique de la construction (CTP). Il se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée.

Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie et /ou à l'étranger. Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux national qu'international.

III.2. Caractéristique des matériaux

Les caractéristiques à prendre en compte pour l'analyse de la structure du bâtiment seront:

a) Béton

- La résistance à la compression du béton >28j est 25 Mpa
- $F_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta_{\gamma b}} = 14,2$ Mpa
- Résistance à la traction : $\sigma_t = 0,6 + 0,06 (F_{c28}) = 2,10$ Mpa
- Déformation élastique : $\varepsilon_y = 2\text{‰}$
- Déformation ultime : $\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$

b) Acier

- Acier F_c400 ; $\sigma_c = \sigma_t = 23,5$ Mpa
- Déformation élastique : $\varepsilon_y = 1,18 \text{‰}$
- Déformation ultime : $\varepsilon_u = 10 \text{‰}$

c) Maçonnerie

- Densité de brique..... .. $d = 2,7 \text{ t/m}^3$
- Module de cisaillement $G_m = 5.10^2 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité $E_m = 2.10^3 \text{ Mpa}$
- Contrainte de compression..... $\sigma_c = 1,5 \text{ Mpa}$
- Contrainte de traction..... $\sigma_t = 40 \text{ Kpa}$

Les principales hypothèses de calcul retenues par le RPA sont résumées dans le tableau suivant.

Tab III.1. Les caractéristiques des matériaux

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
Limite élastique des aciers	$f_e = 400 \text{ MPA}$
Contrainte de calcul du béton à l'ELU	$F_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / 1,5 = 14,2 \text{ MPA}$
Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU	$f_{ed} = f_e / 1,15 = 348 \text{ MPA}$
Fissuration	Diffère selon l'élément
Enrobage des aciers	Variable

III.3. Hypothèses de calcul

a) Calcul aux états limites de service

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = E_s / E_b = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

b) Calcul aux états limites ultimes de résistance

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée}$$

III.4. Vérification des éléments structuraux

III.4.1. Vérification des voiles

On peut considérer deux types de voiles :

- Voile simple rectangulaire.
- Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, assemblés de Façon rigide à former un ensemble rigide.

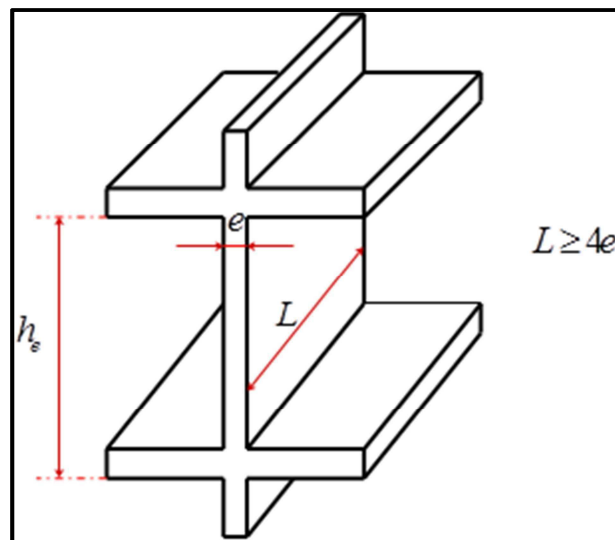


Fig.III.1 : Coupes de voiles en élévation.

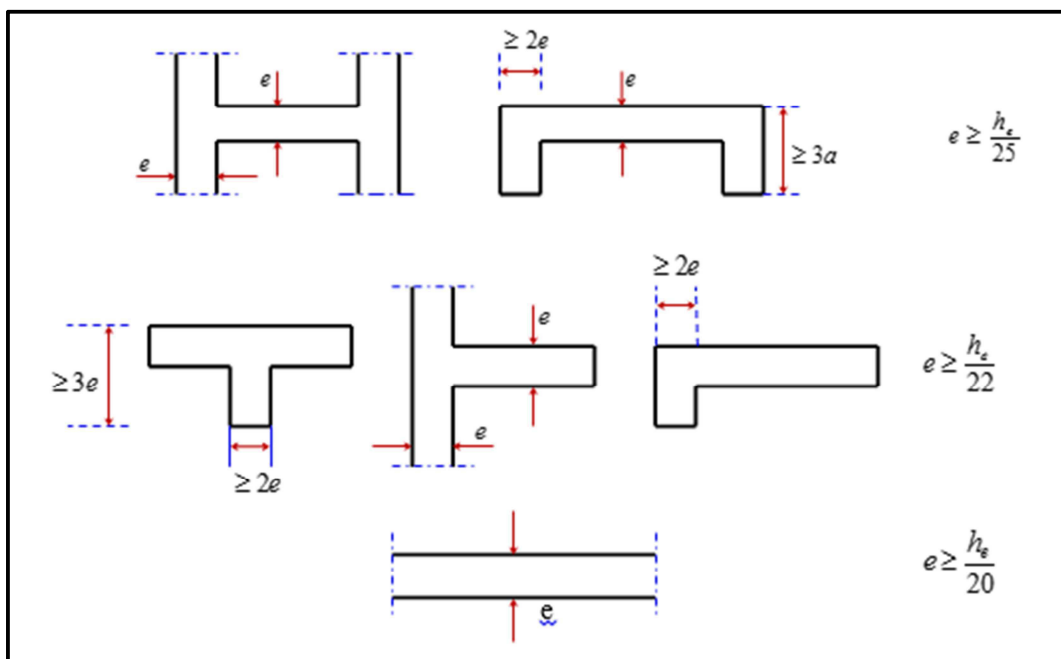


Fig. III .2 : Coupes de voiles en plan

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA 99/2003, ils servent d'une part à contreventer bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. D'après le RPA99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 \times e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires » avec :

L : portée du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99/2003** exige que « l'épaisseur minimale est de 15cm » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités

La hauteur libre d'étage "he" dans le cas de notre bâtiment est de 2,82m, donc il faut vérifier l'article **7.7.1 RPA99/2003**

L'épaisseur minimale de voile exige selon l'article **7.7.1 RPA99/2003** est de 15cm

1^{er} condition

$$e \geq h / 25 \quad \Rightarrow e \geq 11,28\text{cm}$$

$$e \geq h / 22 \quad \Rightarrow e \geq 12,82\text{cm}$$

$$e \geq h / 20 \quad \Rightarrow e \geq 14,1\text{cm}$$

Pour satisfaire toutes les conditions on prend :

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e / 25, h_e / 22, h_e / 20) \Rightarrow e \geq \max (15; 11,28; 12,82; 14,1) \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de 16 cm pour tous les voiles

2^{er} condition

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

3^{ème} condition

$$L_{\min} = 1,2 \text{ m} > 4.e = 0,64 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié).}$$

Donc, on prend une épaisseur de 16 cm pour tous les voiles

Conclusion

- L'épaisseur des voiles de la structure étudiée est de 16cm sur les plan d'archive. Donc les conditions exigées par l'article 7.7.1 RPA99/2003 sont assurées.

III.4.2.Vérification des dalles

Définition

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux 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

La résistance. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après

a) Résistance à la flexion

- pour les dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$

- pour les dalles reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{l}{50} \leq e \leq \frac{l}{40}$

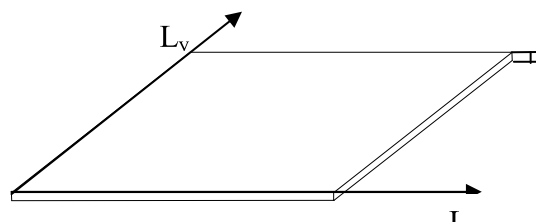
Dans notre bâtiment, les dalles reposent sur quatre appuis.

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

la plus sollicitée ;

$$l_x = 3,6\text{m}$$

$$l_y = 4,63\text{m}$$



$$\frac{360}{50} \leq e \leq \frac{360}{40}$$

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

Donc on opte une épaisseur de 9 cm

b) 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.

L'épaisseur minimale des dalles exige selon les règles techniques « CBA 93 » est de 13 cm.

c) Condition de résistance au feu :

- $e \geq 7\text{cm}$: pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11\text{cm}$: pour deux heures de coup de f

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

d) Condition de flèche :

Pour le pré dimensionnement, nous prendrons le cas le plus défavorable c'est-à-dire le plancher terrasse,

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

$$\bullet F_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m}$$

$$\bullet F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{si la portée } L \text{ est supérieure à } 5\text{m}$$

Pour se faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1\text{m}$ et de longueur 3,6m. Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

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

Avec : F_{\max} : Flèche maximale du plancher.

L : portée du plancher = 3.60m

e : épaisseur du plancher.

q : charge uniformément répartie déterminée à l'ELS.

E : module d'Young défini par :

- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$: pour le charges a courte durée (c.à.d. moins de 24 heures).
- $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{cj}}}{3}$: pour les charges a longue durée (c.à.d. plus de 24 heures).

Les valeurs qui seront prises dans le cas de l'étude du bâtiment considéré nous avons :

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

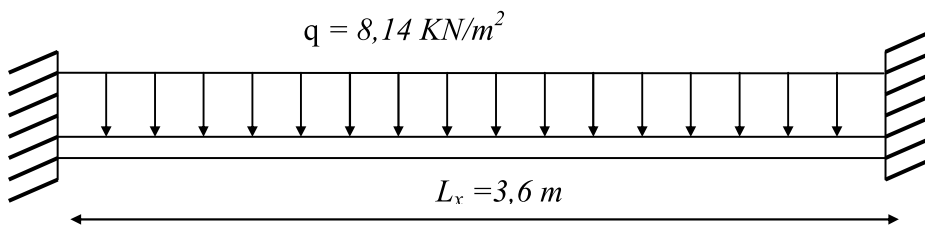
$$E_{vj} = 10721,4 \text{ MPa}$$

On utilise : $E = E_{vj} = 10721,4 \text{ MPa}$.

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

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{30000 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot b \cdot E}} \quad \text{si } L_{max} \leq 5,00 \text{ m}$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12 \cdot q \cdot l_x^4}{384 \cdot b \cdot E \left(0,5 + \frac{l_x}{1000}\right)}} \quad \text{si } L_{max} > 5,00 \text{ m}$$



$$e \geq \sqrt[3]{\frac{30000 \cdot q \cdot l^3}{384 b E}} \quad \longrightarrow \quad e \geq 13,99 \text{ cm}$$

On opte une épaisseur de 15cm

Conclusion

- Selon les plans d'archives l'épaisseur des dalles pleines de la structure étudiée est de 16 cm, cette épaisseur vérifie toutes les conditions d'utilisation et de résistance.

III.5. Vérification des éléments non structuraux

III.5.1. Vérification des escaliers

a) Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Notre ouvrage comporte « escaliers droits à deux volées »

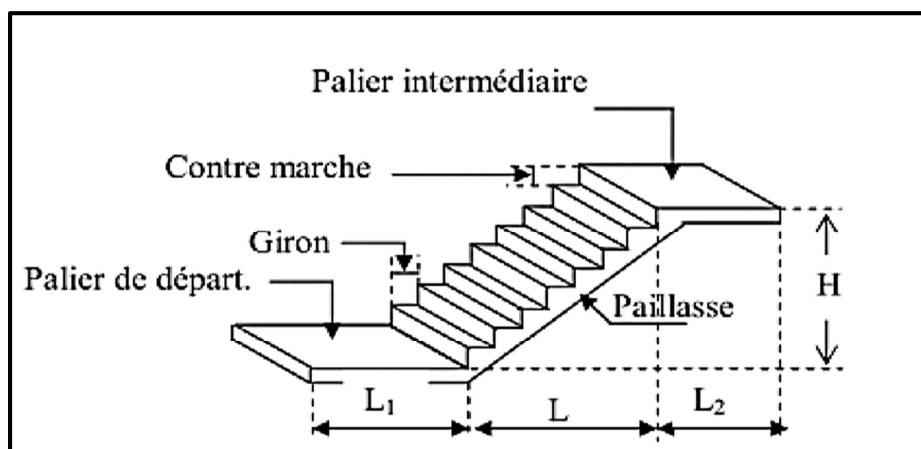


Fig.III.4 : schéma descriptif d'un escalier

b) Terminologie

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 contre marches.
- ✓ **L'emmarchement (E_{mm})** : représente la largeur de la marche

- ✓ **Le jour** : l'espace entre les deux volées
- ✓ **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 $E \geq 1$ 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

c) Vérification des escaliers

Pour le dimensionnement des marches et contre marches, on utilise la formule de **Blondel** :

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

Il faut vérifier aussi la hauteur de marche « h » et la longueur de giron « g » par :

$$14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{cm} ; 26\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

L'angle d'inclinaison de la volée: $30^\circ \leq \text{Arc tg} \left(\frac{h}{g} \right) \leq 35^\circ$

Le nombre de contre marche : $n' = \left(\frac{he}{2} \right) / h$

Le nombre de marche par volée : $n = n' - 1$

La ligne de foulée : $L_0 = g (n_c - 1)$

Épaisseur de la paillasse : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

Dans notre bâtiment, le RDC et tous les étages courants ont la même hauteur qui est de 2.82m.

En conclusion les escaliers du bâtiment à étudier doivent une hauteur de marche (h) égale à 17,5cm et le giron (g) de 30cm

Vérification de la relation de **BLONDEL** :

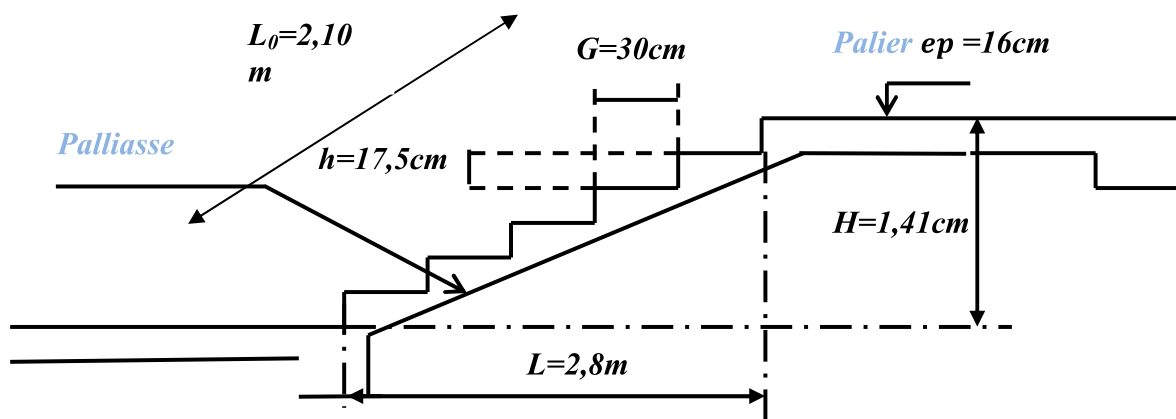
$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17,5 = 65 \leq 66\text{ cm} \dots \dots \dots \text{(La relation est vérifiée)}$$

Les résultats de notre calcul sont répertoriés dans le tableau suivant

Tableau III.2. Pré dimensionnement de l'escalier à deux volées

Volée	E_m (cm)	h (cm)	g (cm)	N	L_o (cm)	L_v (cm)	α (°)	ep (cm)
1	145	17,5	30	7	210	280	31.43°	16
2	145	17,5	30	7	210	280	31.43°	16



Conclusion

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

III .5.3.Vérification de la sale machine :

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 Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de 8 personnes dont la vitesse d'entraînement $v = 1\text{m/s}$.

La surface de la cabine est de $(1,60 \times 1.60)\text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de **5,7 tonnes**.

2- Epaisseur de la dalle

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA99 version 2003.

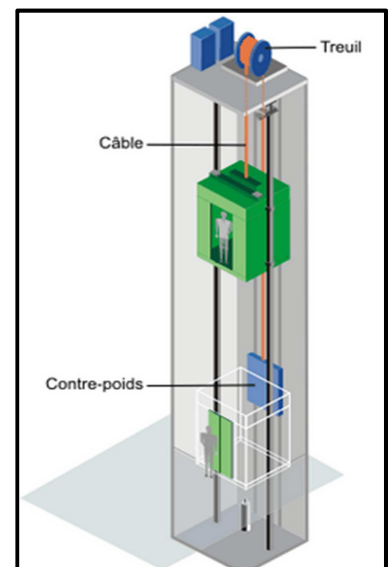


Fig.III.5 : Vue en 3D de l'ascenseur

$$h = \frac{178}{30} = 5,86 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$$

Conclusion

Selon les plans d'archives, l'épaisseur de la dalle qui support la machine d'ascenseur est de 16cm, donc c'est vérifiée

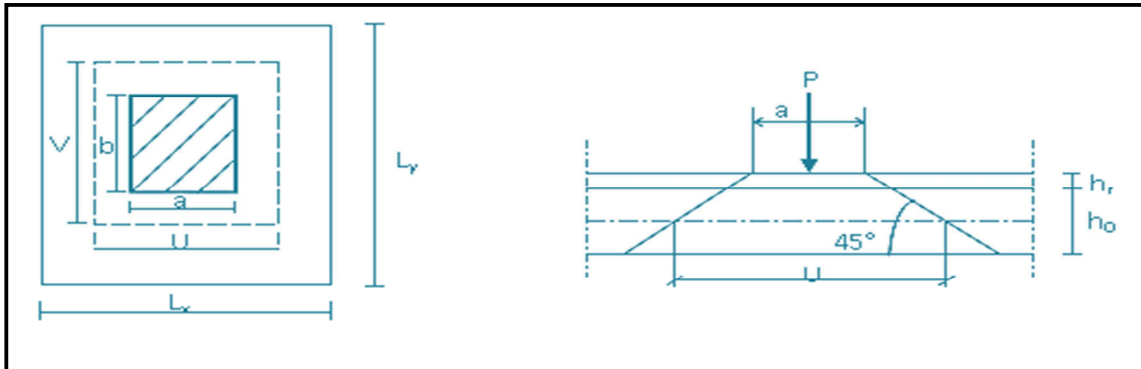


Fig. .III.6: Schéma de la diffusion des charges ponctuelle de la salle machine

III .5.2.Vérification 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 un console encastré à sa base,

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

- Un effort G du a son poids propre.
- Un effort latéral Q dû à la main courante produisant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

Calcul de la surface

$$S = (0,02 \times 0,1) / 2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,9)$$

$$S = 0,099 \text{ m}^2$$

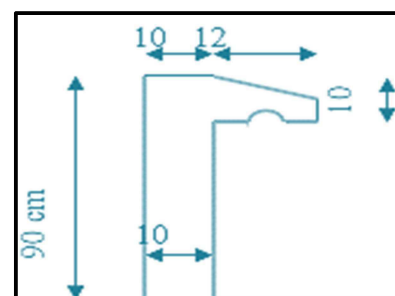


Figure .III. : L'acrotère

III.6. Estimation des charges et surcharges

La descente des charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque niveau.

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

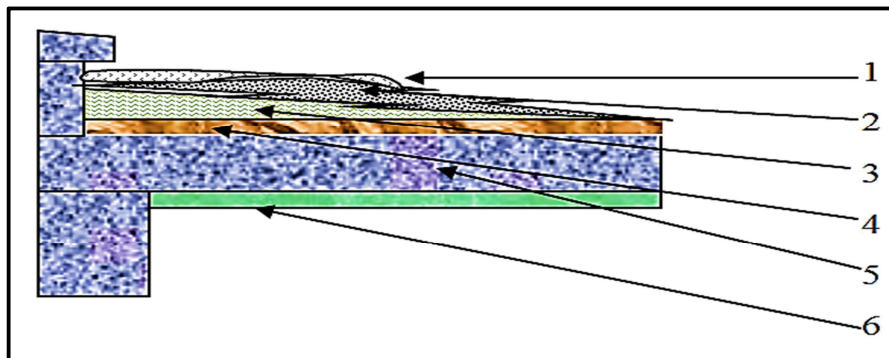


Fig. III.8. : Coupe transversale de Terrasse inaccessible

Tableau III.3 : Plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des ouvrages	E (m)	P V (ρ) (KN /m ³)	Ps (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	0,05	15	0,75
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	isolation thermique	0,04	3	0,12
5	Poids propre de la dalle	0,16	25	4
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G terras = 7,41 KN /m²				
Q ter = 1 KN /m²				

b) Plancher étage courant :

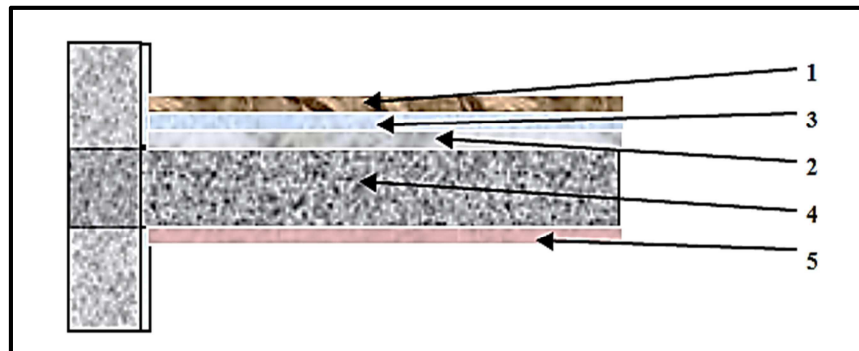


Fig. III.9 : Plancher étage courant

Tableau III.4 : Plancher étage courant

N	Désignation des ouvrages	E P (m)	P V(ρ) (KN /m ³)	Ps (KN/m ²)
1	Revêtement Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable fin	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la dalle	0,16	25	4
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison de distribution	0,1	10	1
G total = 6,58 KN /m²				
Q ec = 1,5 KN/m²				

c) Maçonnerie

D'après les plans d'archives, Les cloisons intérieures sont en briques creuses.

- **Maçonnerie intérieur**

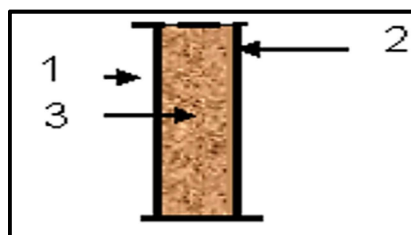


Fig. III.10. : Coupe verticale de la maçonnerie murs intérieurs

Tableau. III.5: Maçonnerie intérieure

N	Désignation des ouvrages	e (m)	PV(ρ)	Ps (KN/m ²)
1	Enduit du ciment extérieur	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G = 1,46 (KN/m²)				

Les escaliers

- Palier

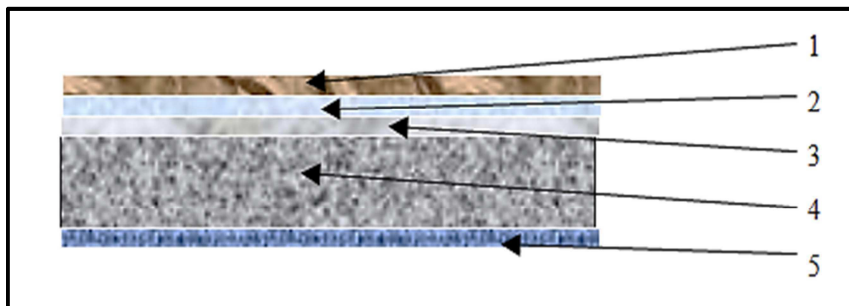


Fig. III.11. : Coupe transversale de palier

Tableau. III.6.: palier

N	Désignation des ouvrages	e (m)	P V(ρ) (KN /m ³)	Ps (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Palier	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
G pal = 5,15 KN /m²				

- volée

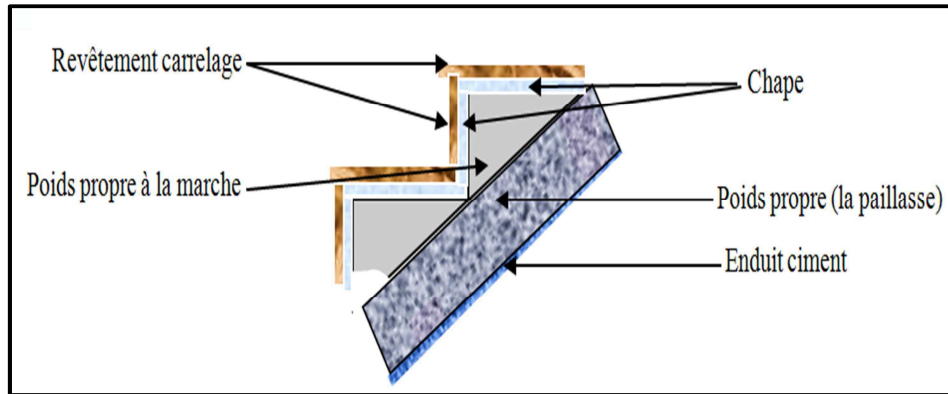


Fig. III.12 : Coupe transversale de volée

Tableau .III.8: volée

N	Désignation des ouvrages	e (m)	P V(ρ) (KN /m ³)	Ps (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Marches	0,165/2	17	1,4025
5	Palliasse	0,15	25	$3,75/\cos 31,43^\circ = 4,39$
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
7	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
G vol = 7,55KN /m²				
Q escal = 2,5KN /m²				

d) l'acrotère :**Calcul des sollicitations**

- Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho.S.1 m$ avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

ρ : le poids volumique

$$G = 2,52 \text{ KN/ml} .$$

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

Tableau .III.9. : Acrotère

N	Désignation des ouvrages	P S	S (m ²)	G (KN/m)
1	Acrotère	25	0,099	2,52
G total= 2,52 KN /m				
Q total= 1KN /m				

CHAPITRE IV

Rappel Dynamique des Structures

CHAPITRE IV

RAPPEL DYNAMIQUE DES STRUCTURES

IV.1.Introduction

La dynamique des structures est un domaine de la mécanique des structures traitant des problèmes très variés et faisant donc appel à des méthodes numériques différentes. Sans être exhaustif, on peut citer :

- le comportement des structures soumises à des **chocs** (crash automobile, chute d'emballage de transport, impact d'avion)
- le mouvement causé par un **séisme** ou une **explosion**
- les **vibrations induites par un écoulement** (pont soumis au vent, tuyaux d'un circuit industriel sous écoulement interne...), **une machine tournante** (turbines, réacteurs...) **ou un contact** (contact roue-chaussée, frottement des freins à disque...)

Tous ces problèmes ont en commun, d'une part, un chargement qui varie au cours du temps (mais ceci est le cas pour des problèmes statiques tel que la fatigue ou le fluage) et, d'autre part, l'importance des forces d'inertie (masse de la structure) dans le problème.

Lorsqu'on essaie de classer les calculs dynamiques par ordre croissant de complexité, on peut se ramener en fait à des systèmes à quelques degrés de liberté. Les calculs statiques peuvent être considérés les plus simples et un des buts des méthodes de calcul utilisées dans les bureaux d'études est de se ramener à un chargement statique. Ceci est particulièrement utile car il faut cumuler le(s) chargement(s) dynamique(s) aux autres cas de charge dimensionnant qui sont statiques. Le cas du système dynamique à 1 degré de liberté est fondamental pour bien comprendre le comportement dynamique d'une structure.

Les notions de base en dynamique tel que la résonance, les vibrations libres, le rôle de l'amortissement ou les spectres de réponse peuvent être expliquées sur ce type de système.

Les modèles de calculs comportent toujours plusieurs (et souvent un grand nombre) degrés de liberté. Le passage aux systèmes à n degrés de liberté nécessite un effort supplémentaire. Dans le domaine linéaire élastique, la notion de modes propres permet de se ramener à n systèmes à 1 degré de liberté. Il faut alors recombinaison des réponses de l'ensemble des modes. Enfin les sources de non linéarité telle que la plasticité et surtout les chocs complexifient le problème.

Le plan du présent document se base sur les idées précédentes. Le système à 1 degré de liberté est tout d'abord présenté. Les systèmes à plusieurs degrés de liberté sont ensuite décrits (notions de matrice de masse et de modes propres...) en essayant de mettre en évidence l'intérêt de se ramener à des systèmes à quelques degrés de liberté.

IV.2. Système à un degré de liberté

La connaissance du système à un degré de liberté (ou oscillateur à 1ddl) est fondamentale en dynamique des structures. Une bonne utilisation des propriétés de base de cet oscillateur

Permet souvent de simplifier le problème et de mieux comprendre les phénomènes observés expérimentalement ou sur des calculs éléments finis complexes. Les concepts principaux sont décrits dans ce chapitre.

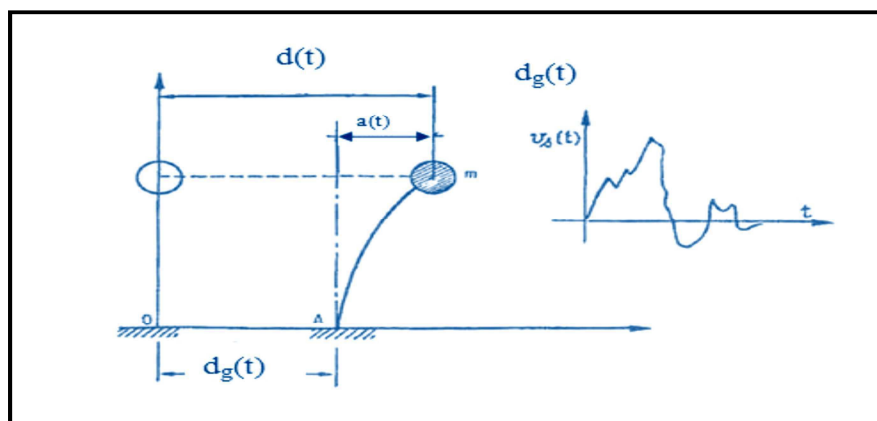


Fig.IV.1. Oscillateur à un degré de liberté (1DDL)

- ✓ 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 un amortissement visqueux de constante C .

IV.2.1. Formulation des équations de mouvement

Une fois le modèle masse-ressort (amortisseur) obtenu, 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.

- **Principe fondamental de la dynamique (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 .

On se souvient plus généralement de cette loi sous la forme : $\Sigma F = ma$

Il y a trois forces qui agissent sur m (son poids, force de rappel et force d'inertie).

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

- Force d'inertie dépendant de la masse et de l'accélération : $f_I = -m \frac{d^2x(t)}{dt^2}$
- Force dissipative due à l'amortissement visqueux « c » : $f_D = -c \frac{dx(t)}{dt}$
- 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) :

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

Posant $p(t) = -m\ddot{s}(t)$ et on obtient :

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

En divisant l'équation par la masse « m » on obtient :

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

Avec les notations classiques :

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

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

On remplace « C/m » et « k/m » par ces deux relations, on obtient l'équation suivante :

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

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 :

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

IV.2.2. 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 :

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

La solution de l'équation (5) sera obtenue en considérant d'abord l'équation homogène obtenue en annulant le second membre « $p(t) = 0$ » :

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

Les mouvements du système en absence de chargement sont appelés oscillations libres que nous allons à présent étudier.

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 :

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

En simplifiant par « $m \cdot Ge^{rt}$ » et en posant « $\omega^2 = k/m$ », l'équation (8) devient :

$$r^2 + \frac{c}{m}r + \omega^2 = 0 \dots \dots \dots (9)$$

La valeur de « r » calculée à partir de cette équation dépend de la valeur de « C » : le type de mouvement représenté par l'équation (9) dépendra de l'amortissement du système.

En présence d'amortissement, la solution de l'équation (9), qui définit la réponse du système, est :

$$R = -C/2m + \sqrt{\left(\frac{C}{2m}\right)^2 - \omega^2} \dots \dots \dots (10)$$

Trois type de mouvements sont présents dans cette expression, suivant que la quantité sous le radical est positive, négative ou nulle.

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 : $(C/2m)^2 - \omega^2 < 0 \implies C < 2m\omega \rightarrow C < C_c$: c'est le cas L'amortissement sous critique.

Notons le rapport « $C/C_c = \xi$ » appelé le facteur d'amortissement.

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

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

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

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

La réponse du système est donc :

$$x(t) = (A \cos \omega_D + B \sin \omega_D)e^{-\xi\omega t}$$

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 :

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

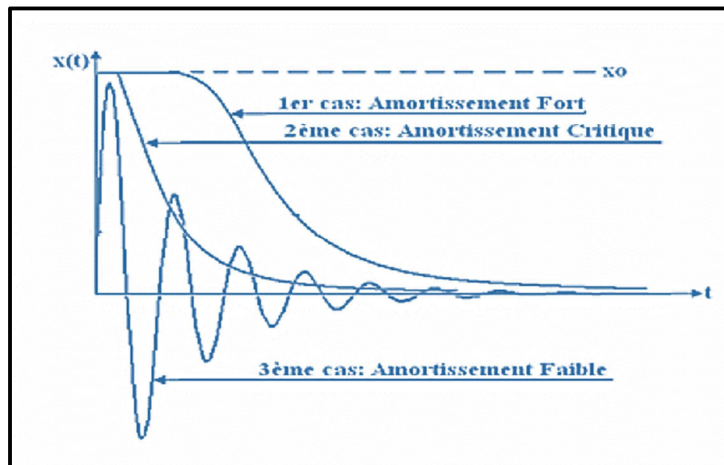


Figure.IV.2 : la repense libre d'un system dissipatif

IV.3. 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:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (11)$$

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: 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

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

$$m_2 \ddot{x}_2 + K_{21}x_1 + K_{22}x_2 + \dots \dots \dots + K_{2n} x_n = 0$$

$$m_3 \ddot{x}_3 + K_{31}x_1 + K_{33}x_3 + \dots \dots \dots + K_{3n} x_n = 0$$

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

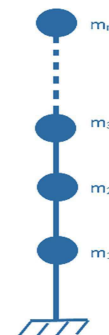


Fig.IV.3: modèle brochette

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

$$m_n \ddot{x}_n + K_{n1} x_1 + K_{n2} x_2 + \dots\dots\dots + K_{nn} x_n = 0$$

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 masse de la structure développe un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (12)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

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

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

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

$$[-\omega^2 m_1 + K_{11} + K_{12} + \dots\dots\dots + K_{1n}] \times \{A_1\} \sin(\omega t + \varphi) = 0$$

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

$$[-\omega^2 m_3 + K_{31} + K_{32} + \dots\dots\dots + K_{3n}] \times \{A_3\} \sin(\omega t + \varphi) = 0$$

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

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

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

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 :

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

$$\begin{aligned}
 &[-\omega^2 m_1 + K_{11} + K_{12} + \dots + K_{1n}] \times \{A_1\} = 0 \\
 &[-\omega^2 m_2 + K_{21} + K_{22} + \dots + K_{2n}] \times \{A_2\} = 0 \\
 &[-\omega^2 m_3 + K_{31} + K_{32} + \dots + K_{3n}] \times \{A_3\} = 0 \\
 &\dots \dots \dots = 0 \\
 &\dots \dots \dots = 0 \\
 &[-\omega^2 m_n + K_{n1} + K_{n2} + \dots + K_{nn}] \times \{A_n\} = 0
 \end{aligned}$$

Afin que le système admet des valeurs non nulles pour A_i , il faut que le déterminant de l'équation soit nul

D'où :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots \dots \dots (16)$$

Les pulsations sont déterminées par la résolution du déterminant .

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

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

Avec :

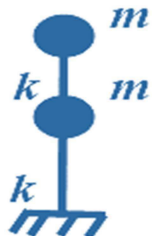
n : nombre de DDL

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

IV.3.1. Exemple d'application de système libre à 2DDL

1) L'équation de mouvement

$$\begin{aligned}
 m_1 \ddot{x}_1 + K_{11}x_1 + K_{12}x_2 &= 0 \\
 m_2 \ddot{x}_2 + K_{21}x_1 + K_{22}x_2 &= 0
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 k_1 &= k_2 = k \\
 m_1 &= m_2 = m
 \end{aligned}$$

Avec :

La matrice de rigidité :
$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 & k_{12} \\ K_{21} & k_{22} \end{bmatrix}$$

La matrice de masse:
$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

D'autre part on a $x(t) = A_i \sin(\omega t + \varphi)$; on dérive deux fois et obtient ce qui suit :

$$\{\dot{x}_1(t)\} = -\omega^2 \{A_1\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (1)$$

$$\{\dot{x}_2(t)\} = -\omega^2 \{A_2\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

On remplace l'équation 1 ;2 dans l'équation de mouvement, elle devienne

$$[-\omega^2 m + 2k - k] \times \{A_1\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (3)$$

$$[-\omega^2 m + k - k] \times \{A_2\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

On écrit les équations de mouvement sous forme matricielle

$$\begin{bmatrix} 2k - \omega^2 m & -k \\ -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = 0$$

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0$$

$$\begin{bmatrix} 2k - \omega^2 m & -k \\ -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} = 0$$

Ce déterminant donne l'équation des fréquences propre du mouvement vibratoire

$$(2k - \omega^2 m) \times (k - \omega^2 m) - k^2 = 0$$

$$2k^2 - 2mk\omega^2 - mk\omega^2 + m^2\omega^4 - k^2 = 0$$

$$m^2\omega^4 - 3km\omega^2 + k^2 = 0 \Rightarrow \text{On pose } \lambda^2 = \omega^4$$

$$m^2\lambda^2 - 3km\lambda + k^2 = 0$$

$$\lambda^2 - \frac{3k}{m}\lambda + \left(\frac{k}{m}\right)^2 = 0 \dots \dots \dots (\text{équation bicarrée})$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = \left(-\frac{3k}{m}\right)^2 - 4\left(\frac{k}{m}\right)^2 = 5\left(\frac{k}{m}\right)^2 > 0$$

$$\lambda_{1;2} = \frac{\left(-\frac{3k}{m}\right) \pm \sqrt{\Delta}}{2} \Rightarrow \omega_{1;2} = \sqrt{\lambda_{1;2}}$$

Application numérique :

Pour $m = 210$ t et $k = 333400$ KN/m, on obtient

$$\omega_1 = 24,63 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = 64,47 \text{ rad/s}$$

IV.4. Coefficient de participation modale

Le mouvement vibratoire du système considéré n'engage pas toute la masse de la structure. Seul un pourcentage de la masse est engagé dans le mouvement, appelé coefficient de participation modale « η », estimé par l'expression suivante. C'est un coefficient qui tient compte du déplacement modal de chaque masse pour un mode donné.

$$\eta^{(j)} = [\sum m_i x_i^{(j)}]^{1/2} / \sum m_i \{ \sum m_i (x_i^{(j)}) \}^2$$

m_i : poids de l'étage « i »

$x_i^{(j)}$: déplacement de la masse « i » correspondant au mode (j).

Pour un système à plusieurs masses, la solution du système d'équations devient très complexes, et la recherche des caractéristiques dynamiques de la structure devient très élaborée d'où l'utilisation de l'outil informatique ou de logiciels de calcul.

Dans le cas de notre bâtiment, composé de 10 niveaux, nous allons utiliser un logiciel couramment utilisé dans le calcul de bâtiment qui est ETABS pour rechercher les caractéristiques dynamiques de la structure de bâtiment à étudier.

CHAPITRE V

Analyse dynamique

Chapitre V

Analyse dynamique du bâtiment

V.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 sinon souvent humaines mettent les autorités dans la difficulté pour faire face. Les dommages sont parfois comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire en zone sismique des structures résistantes aux séismes.

Il faut donc dimensionner les structures convenablement pour résister au séisme, la demande qui est le séisme doit égaler la capacité de la structure à projeter sur une zone donnée. La première étape, il faut bien définir les caractéristiques dynamiques de la structure du bâtiment à construire.

V.2. Caractéristiques dynamiques

En terme de dimensionnement de structures en zone sismique, la première étape consiste à déterminer les caractéristiques propres du système. Le paramètre fondamental pour adapter la conception en terme 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 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.

V.2.1. Méthode expérimentales

Pour mesurer la période fondamentale en place d'un bâtiment plusieurs techniques sont utilisées, on peut citer le lâcher, le choc, la génération de vibrations harmoniques et plus récemment le bruit de fond ambiant.

Le principe de ces mesures est d'enregistrer la réponse de la structure sous une excitation brutale générée par l'une des techniques ou par l'environnement. C'est-à-dire mettre la structure en mouvement puis supprimer l'excitation et mesurer sa réponse. Ce qui nous ramène à la résolution de l'équation d'équilibre dynamique sans second membre. C'est la recherche des caractéristiques dynamiques du bâtiment.

VI.2.1.1. Historique de la méthode de bruit de fond

La première fois que cette technique a été utilisée sur les structures remonte aux années 1970, **Nogoshi et Igarashi**. De nombreux travaux de recherche et articles sont consacrés à l'utilisation de cette technique. De plus en plus cette technique est utilisée par la communauté du génie parasismique, pour estimer la période d'un bâtiment existant, la vitesse de cisaillement d'un sol,

V.2.1.2. Principe de l'essai

Le principe de la technique de bruit de fond repose sur l'existence permanente d'un bruit ambiant qui sollicite la structure. Ce bruit provoque des vibrations dans le sol, qui peuvent être d'origine humaine ou naturelle et peut être, 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 que les sollicitations génèrent des accélérations de faible amplitude (10^{-6} à 10^{-4} g), les résultats obtenus sont comparables à ceux obtenus en utilisant la technique du lâcher, du choc de génération de vibrations harmoniques.

L'essai consiste à disposer des capteurs au sommet de la structure et à enregistrer sa réponse soumise au bruit de fond pendant environ 15 à 20 minutes.

V.2.1.3. Traitement des enregistrements

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 de vent, éviter aussi l'enregistrement au passage d'un véhicule, car le signal peut être saturé, et la réponse sera difficile à distinguer.

La réponse est donnée sous forme de signal, son traitement pour extraire les caractéristiques dynamiques telle que la période, l'amortissement ou la déformée modale du bâtiment testé peuvent être obtenues en utilisant un logiciel de traitement de signal.

V.2.2.4. Application de la méthode de bruit de fond au bâtiment considéré

Le bâtiment est construit depuis le début des années 80, la technique du bruit de fond a été appliquée sur le bâtiment ayant pour objectif d'identifier les fréquences réelles du bâtiment. Après le séisme du 21 mai 2003, une campagne d'investigation pour identifier la fréquence de bâtiments dans la région touchée par le séisme a été effectuée. Les essais ont été réalisés par une équipe du centre national de recherche appliquée en génie parasismique – CGS juste après l'événement.

L'essai est réalisé en utilisant la city shark II et des capteurs à trois directions, deux horizontales et une verticale. L'identification de la période a nécessité de placer un capteur au sommet du bâtiment et d'effectuer un enregistrement durant 30mn.

Les résultats obtenus sont le bâtiment exhibe une fréquence de 2,3 Hz pour la direction longitudinale et une fréquence de 2,2 Hz pour la direction transversale.

V.2.2. Les méthodes empiriques

Pour estimer la période fondamentale d'un bâtiment donnée nécessaire pour effectuer 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 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. 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 :

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

• h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), C_T est un coefficient pour tient compte de la densité des remplissages. Cette formule n'est pas adaptée en principe pour notre bâtiment. La valeur obtenue est de 0.61 sec.

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

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

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 0,59 sec.

Tableau IV-1 : Période théorique du bâtiment dans les deux directions

	Direction longitudinale (T_x)	Direction transversale (T_y)
$T = C_T (h)^{3/4}$	0,61s	0,61s
$T = 0,09 h_N / \sqrt{d}$	0,59s	0,53s
Valeur à prendre	0.59	0.53

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.

V.2.3. Les méthodes numériques

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, le calcul de la période est donc plus précis. En effet 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.

V.2.3.1. 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 réglementaires 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.

V.2.3.2. 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.).

V.2.3.3. Modélisation

V.2.3.3.1. Hypothèses de calcul

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

- 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.

VI.2.3.4. Analyse

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

- Analyse statique linéaire
- Analyse dynamique
- Analyse statique non linéaire
- 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 il permet de calculer les caractéristiques dynamiques de la structure du bâtiment, le calcul des sollicitations nécessaires pour dimensionner un bâtiment sous diverses cas de charges et 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.

a) Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques sont : le centre de torsion et le centre de masse.

✓ 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 masse d'un élément discrétisé sont données par la formule suivant :

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

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).

✓ Le centre de masse

Le centre de masse est le barycentre des masses, et 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 :

$$\mathbf{X G} = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \quad \mathbf{Y G} = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i}$$

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).

✓ Calcul de l'excentricité

➤ L'excentricité théorique

L'excentricité représente la différence de distance entre le centre de masse et le centre de torsion pour un niveau (n).

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

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

➤ L'excentricité accidentelle

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e = \max \{ e_{aux}, e_{ay} \} = \max \{ 5 \% L_x, 5 \% L_y \}$$

VI.3. Analyse du bâtiment étudié

VI.3.1. Analyse théorique

L'analyse numérique de la structure a d'abord 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 32164,195 MPa. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau .V.2. : Caractéristiques dynamiques du modèle théorique

Mode	Période sec	UX%	UY%	RZ%	Σ UX	Σ UY	Σ RZ
1	0.407009	6.5021	0.5894	61.6279	6.5021	0.5894	61.6279
2	0.246984	4.949	66.6585	0.0058	11.4512	67.2479	61.6336
3	0.21568	63.3111	4.1811	7.8225	74.7622	71.429	69.4561
4	0.094717	1.675	0.451	16.9917	76.4372	71.88	86.4478
5	0.066368	9.4355	6.3297	0.1052	85.8727	78.2098	86.5531
6	0.061854	4.5336	10.8433	1.7107	90.4063	89.0531	88.2638
7	0.043382	0.3568	0.2556	5.2039	90.763	89.3087	93.4676
8	0.03399	4.2875	0.3757	0.1015	95.0506	89.6844	93.5692
9	0.029996	0.1456	4.8154	0.4946	95.1961	94.4999	94.0638
10	0.02725	0.1277	0.1679	2.4942	95.3238	94.6678	96.558
11	0.022828	2.1196	0.0641	0.047	97.4434	94.7319	96.605
12	0.019647	0.0543	0.1983	1.2392	97.4977	94.9301	97.8442

Le premier mode de vibration est une torsion avec une période de 0.40sec et une masse participative de 61.62%. Le deuxième et le troisième mode de vibration sont des translations, d'abord suivant (y-y) ensuite suivant (x-x), avec des périodes équivalentes respectivement de 0.2469 sec et de 0.2156 sec.

VI.3.2. Calage du modèle

La structure du bâtiment à étudier est en voiles avec plancher en dalle pleine. La structure est régulière en plan et en élévation. On constate après vérification des critères de conception énoncée par les Règles Parasismiques Algériennes RPA, que la distribution des éléments de contreventement sont judicieusement répartis. L'utilisation du Logiciel ETABS nous permettra d'estimer les caractéristiques dynamiques de la structure du bâtiment considéré.

La période et le mode de vibration d'un bâtiment dépend du système de contreventement. Tous les codes parasismiques recommandent l'obtention d'un mode de comportement en translation et recommande d'éviter les modes de torsion comme mode de vibration fondamental. Car le comportement d'une structure est très complexe et les résultats numériques qu'on obtient à l'aide d'un logiciel ne sont que des résultats d'un modèle. Ils ne sont pas parfaitement réels. Il est plus facile d'interpréter un comportement par translation

qu'un comportement par torsion. Le type de comportement dépend de la position du centre de masse et du centre de rigidité.

L'objectif du calage du modèle représentant la structure du bâtiment à étudier consiste à retrouver les périodes expérimentales obtenues de la structure du bâtiment suite à un essai grandeur réelle en place. Pour se faire, après la construction du modèle avec des hypothèses théoriques supposées, nous allons procéder par itération en modifiant plusieurs fois la valeur du module d'élasticité E . Pour chaque valeur de E , on retiendra la valeur de la période T , ainsi on obtient un ensemble de valeurs de E à qui correspondent des valeurs de T , ensuite on va tracer un graphe représentant la période T en fonction du module d'élasticité E . La lecture des valeurs de la période expérimentale sur le graphe nous donnera la valeur du module E correspondant, qui sera considérée comme valeur réelle du module d'élasticité. L'analyse finale de la structure du bâtiment considéré sera faite en considérant la valeur de E lue sur le graphe et la période expérimentale.

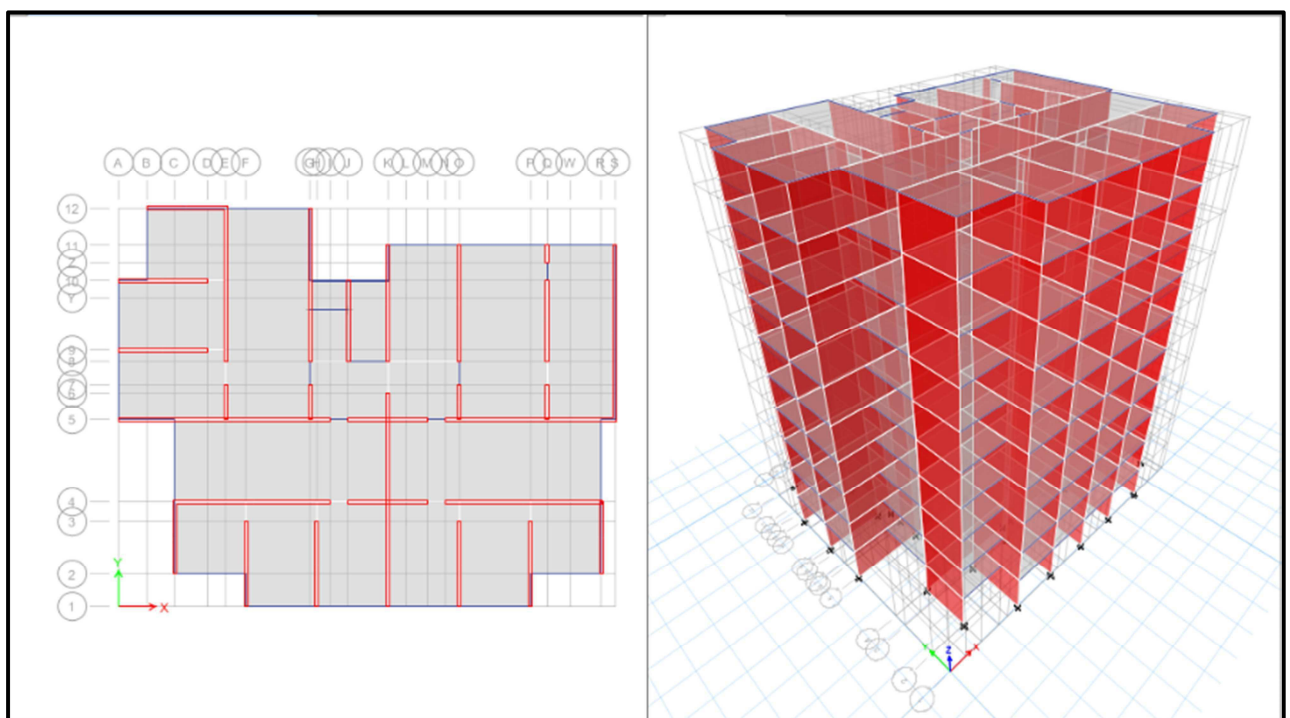


Figure.V.1 : Vue en plan et en élévation du bâtiment

En se basant sur l'expertise des plans et de l'état des lieux du bâtiment, nous considérerons comme hypothèse de calcul une résistance initiale de béton F_{C28} à 25 Mpa, visuellement le béton a une très bonne texture et aucune pathologie de béton n'a été observée suite du séisme

de 21 mai 2003, donc le seul paramètre qu'on peut modifier c'est le module d'élasticité de béton (E). On le fera varier d'un pas de 5%.

Les résultats obtenus sont traduits sur la courbe ci-après, qui représente la variation de la période en fonction du module d'élasticité.

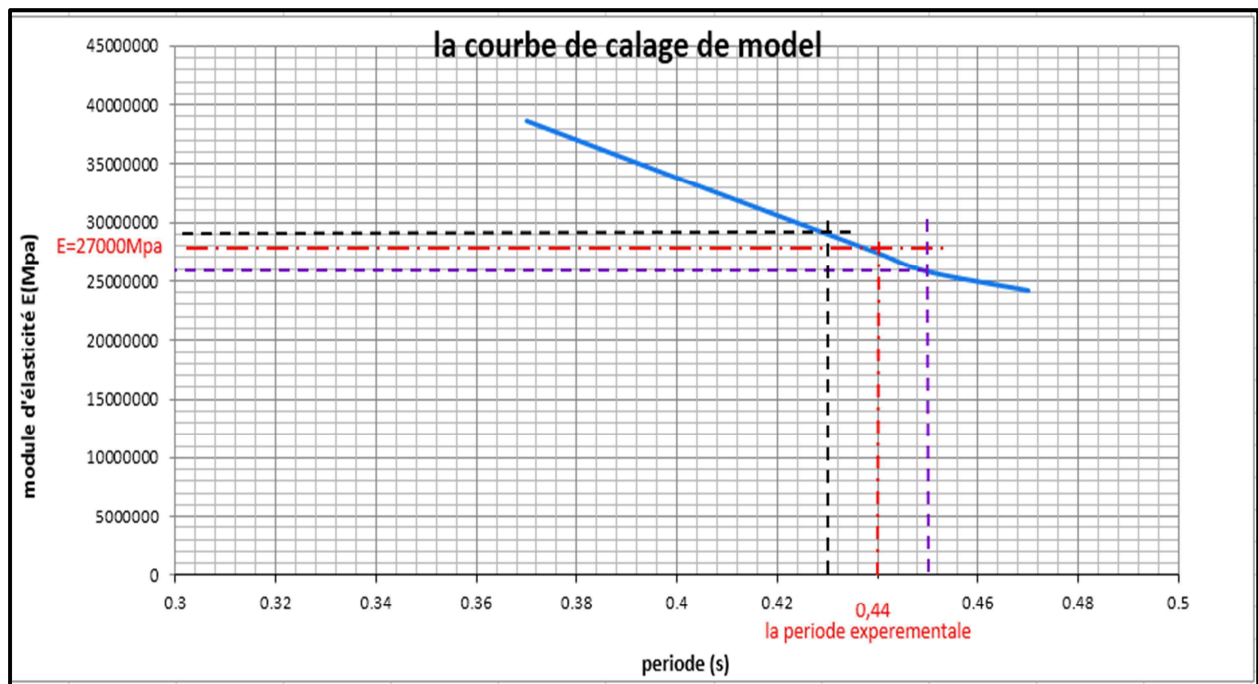


Figure.V.2 : Relation module d'élasticité période calculée

La valeur de la période pour les deux directions du bâtiment sont de 0.43sec et 0.45 sec, donc très proches, on prendra la valeur moyenne qui est 0.44 sec à laquelle correspond une module d'élasticité E lu sur le graphe de $27 \cdot 10^6$ Kpa.

V.3.3. Analyse du modèle calé: premier mode de vibration

L'analyse de la structure va se faire par rapport aux exigences de la réglementation en vigueur, qui est les règles parasismiques algériennes [RPA99/2003]. Plusieurs vérifications sont contenues dans le règlement RPA 99/2003.

V.3.3.1. Vérification de l'excentricité

L'article « 4.2.7 du RPA » 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. $e = \max \{ e_{ax} \cdot e_{ay} \} = \max \{ 5 \% L_x , 5 \% L_y \}$

Selon les plans d'archives, les dimensions en plan de notre bâtiment L_x égale à 22,36 m et L_y égale à 18,31m

$$e = \max \{ 1,11 ; 0,915 \}$$

$$e = 1,11 \text{ m}$$

Tableau VI-3: Centre de masse et inertie des niveaux.

Etage	Masse(KN)	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x th(m)	e _y th(m)	e acc (m)
10 ^{em} étage	3611.108	11.29	8.985	11.8158	6.6677	0,5	2,3	1,11
9 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	11.8599	6.7323	0,49	1,93	1,11
8 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	11.9194	6.8173	0,55	1,85	1,11
7 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	11.994	6.9242	0,63	1,74	1,11
6 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	12.0843	7.0576	0,72	1,61	1,11
5 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	12.1923	7.2248	0,82	1,44	1,11
4 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	12.3166	7.4367	0,93	1,29	1,11
3 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	12.4477	7.7076	1,07	0,96	1,11
2 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	12.5534	8.0548	1,1	0,61	1,11
1 ^{em} étage	3834.243	11.3683	8.6664	12.573	8.4552	1,2	0,21	1,11

Conclusion : la structure du bâtiment considérée présente une excentricité supérieure à l'excentricité accidentelle de 5% pour la direction y-y. Dans les calculs, il sera pris en compte la valeur d'excentricité relative à chaque étage différente de 1.11m. Qui est la valeur de l'excentricité, sauf pour le 1er, 2ème et 3ème où on prendra la valeur de l'excentricité accidentelle.

Pour la direction x-x, seul pour le premier étage où l'excentricité accidentelle est inférieure à l'excentricité de calcul.

V.3.3.2. Analyse des Modes de vibration et des facteurs de participation massique

L'un des détails qu'on obtient à partir d'une analyse numérique est l'association de deux coefficients de la masse participative à chaque valeur de périodes.

Après l'analyse automatique de la structure du bâtiment par le logiciel ETABS, on a obtenu les résultats suivants:

Tableau VI-4 : Périodes, modes de vibration et facteurs de participation

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Σ UX	Σ UY	Σ RZ	Nature
1	0.444	0.0647	0.006	0.6166	0.0647	0.006	0.6166	torsion
2	0.269	0.0498	0.6663	0.0001	0.1145	0.6722	0.6166	Translation suivant y
3	0.235	0.6331	0.0421	0.0779	0.7476	0.7143	0.6945	Translation suivant x
4	0.103	0.0166	0.0045	0.17	0.7643	0.7188	0.8645	/
5	0.072	0.0947	0.063	0.001	0.8589	0.7818	0.8656	/
6	0.067	0.0451	0.1087	0.0171	0.9041	0.8905	0.8826	/
7	0.047	0.0035	0.0026	0.0521	0.9076	0.8931	0.9347	/
8	0.037	0.0429	0.0037	0.001	0.9505	0.8968	0.9357	/
9	0.033	0.0014	0.0482	0.0049	0.952	0.945	0.9406	/
10	0.03	0.0013	0.0017	0.025	0.9532	0.9467	0.9656	/
11	0.025	0.0212	0.0006	0.0005	0.9744	0.9473	0.966	/
12	0.021	0.0005	0.002	0.0124	0.975	0.9493	0.9785	/

On constate que le premier mode de vibration est une torsion , avec une période de 0.44sec associé à une masse participative de 61.66%, le deuxième et le troisième modes sont des translations, d'abord suivant l'axe y-y avec une période de 0.27sec , ensuite suivant l'axe x-x, avec une période de 0.235sec, avec des masses participatives respectivement de 66.63% et de 63.31% ; donc les deux modes de translation ont sensiblement les mêmes périodes et correspondent aux mêmes valeurs de masses participatives.

On constate également que les caractéristiques dynamiques obtenues pour le modèle théorique sont peu différentes de celles obtenues pour le modèle calé. Ce qui veut dire que les hypothèses théoriques prises en compte pour le modèle théorique ne sont pas très loin des valeurs réelles.

V.3.3.3. Nombre de modes à considérer pour dimensionnement

Dans le cas d'un projet de bâtiment le nombre de modes à considérer pour le dimensionnement de ces éléments structuraux doit respecter les conditions du RPA. [Art 4-3-4 RPA 99 /2003]

1^{ère} Condition réglementaire

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% ($\sum \alpha_i = 90\%$) au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée,

Dans la direction x-x l'excentricité accidentelle est supérieure à l'excentricité théorique, sauf pour le 12 niveau. Le nombre de modes à considérer sera selon cette direction de six modes.

2^{ème} Condition réglementaire

Dans la direction y-y, l'excentricité théorique est supérieure à l'excentricité accidentelle le nombre de modes à considérer pour satisfaire la condition du RPA sera de 9.

D'après les règles RPA, dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

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

$$T_K \leq 0.20 \text{ sec.}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

$$N = 10 \quad \longrightarrow \quad K \geq 9$$

D'après le tableau précédent, la période retenue au 9^{em} mode (T_k) est de 0,033 sec, elle est inférieure à 0,2 sec ($T_k = 0,033 \text{ sec} \leq 0.20 \text{ sec}$).

Donc, le minimum de mode à retenir dans le cas de notre structure est de neuf.

Le deuxième résultat obtenu par la modélisation et qui est fondamental dans le comportement de la structure et qu'on doit vérifier sont les déplacements modaux.

Les valeurs obtenues pour les trois modes de vibration sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Déplacement modale selon les deux directions pour le 1^{er} mode de torsion

Niveau	Déplacement modale (X-X) (mm)	Déplacement modale (Y) (mm)
10 ^{em} Etage	38,363	38,363
9 ^{em} Etage	38,363	38,363
8 ^{em} Etage	29,074	29,074
7 ^{em} Etage	24,427	24,427
6 ^{em} Etage	19,749	19,749
5 ^{em} Etage	15,002	15,002
4 ^{em} Etage	10,643	10,643
3 ^{em} Etage	6,736	6,736
2 ^{em} Etage	3,483	3,483
1 ^{er} Etage	1,170	1,170

On constate que pour le premier mode de vibration qui est celui d'une torsion on a deux déplacements identiques suivant l'axe (x-x) et suivant l'axe (y-y). Le mouvement est donc suivant la diagonale, légèrement tiré vers l'axe (x-x), $U_x = 6.47\%$ et $U_y = 0.6\%$. Les rigidités selon les deux directions du bâtiment sont équivalentes, le mouvement d'oscillation n'a pas une direction privilégiée. Ceci est également montré par le tracé automatique de la déformée modale figure ci après.

Tableau V.6 : la distribution des masses

Niveau	Mass X	Mass Y
10 ^{em} étage	361.1108	361.1108
9 ^{em} étage	383.4243	383.4243
8 ^{em} étage	383.4243	383.4243
7 ^{em} étage	383.4243	383.4243
6 ^{em} étage	383.4243	383.4243
5 ^{em} étage	383.4243	383.4243
4 ^{em} étage	383.4243	383.4243
3 ^{em} étage	383.4243	383.4243
2 ^{em} étage	383.4243	383.4243
1 ^{em} étage	383.4243	383.4243

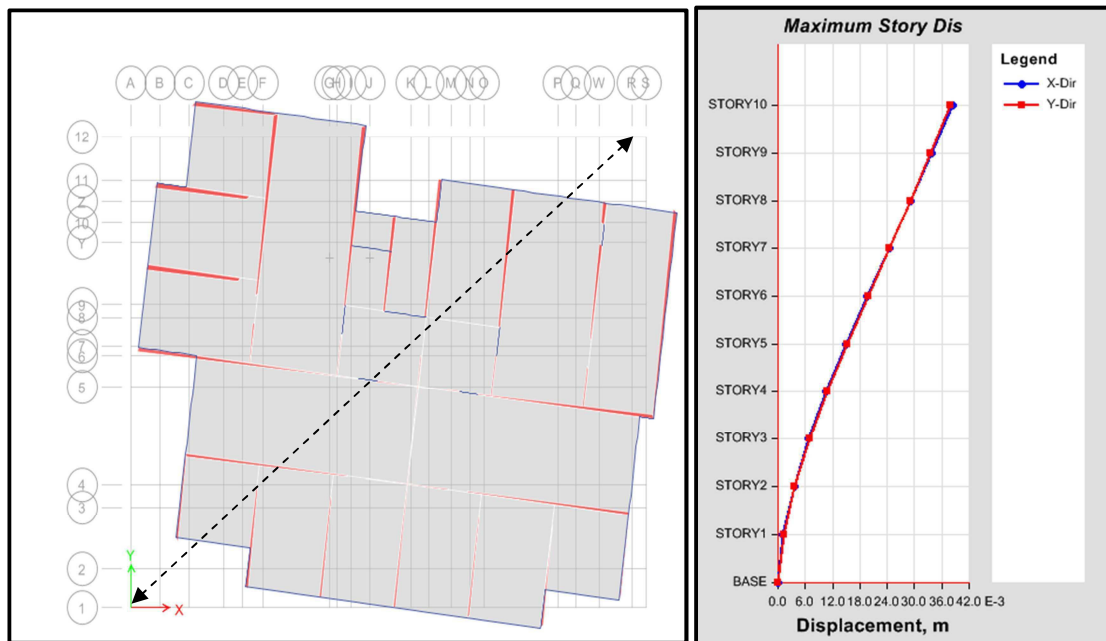


Figure .V. 3 : Schéma du premier mode de vibration du bâtiment

Tableau V7: Déplacement modale selon les deux directions pour le 2^{ème} mode de translation suivant (y-y)

Niveau	Déplacement modal selon (x) (mm)	Déplacement modal selon (y) (mm)
10 ^{em} Etage	7,972	27,525
9 ^{em} Etage	6,863	24,313
8 ^{em} Etage	5,754	20,996
7 ^{em} Etage	5,048	18,070
6 ^{em} Etage	4,463	15,223
5 ^{em} Etage	3,760	12,219
4 ^{em} Etage	2,965	9,163
3 ^{em} Etage	2,115	6,188
2 ^{em} Etage	1,268	3,474
1 ^{er} Etage	0,505	1,262

Le deuxième mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y). Les valeurs des déplacements modaux obtenus voir le tableau ci -après pour le deuxième mode de vibration montrent que les valeurs de déplacements suivant (x-x) ne sont pas nulles. Donc le mouvement n'est pas une translation pure, il est accompagné d'une légère rotation. Le schéma de vibration ci-après la montre bien.

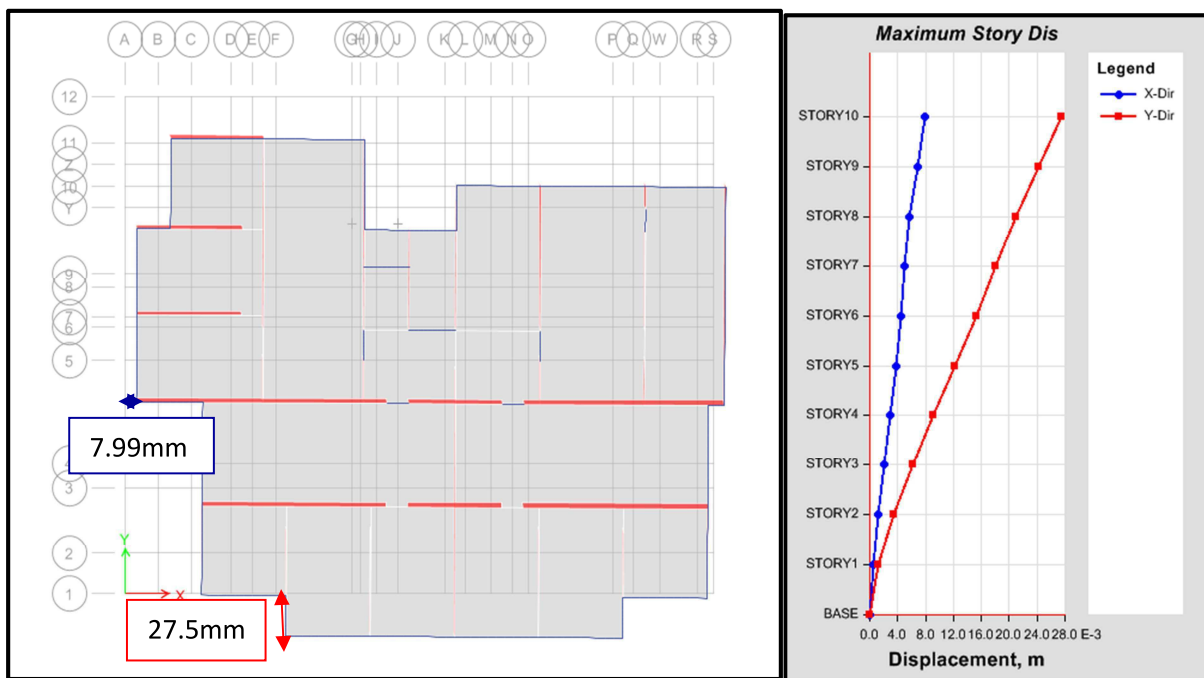


Figure. V.4. : Deuxième mode de vibration de la structure

Tableau VI.8: Déplacement modale selon les deux directions pour le 3^{em} mode de translation suivant (x-x)

Niveau	Déplacement modal (X-X) (mm)	Déplacement modal selon (Y-Y) (mm)
10 ^{em} Etage	32,104	17,326
9 ^{em} Etage	29,653	15,759
8 ^{em} Etage	26,799	14,030
7 ^{em} Etage	23,568	12,150
6 ^{em} Etage	20,018	10,155
5 ^{em} Etage	16,245	8,099
4 ^{em} Etage	12,377	6,052
3 ^{em} Etage	8,570	4,095
2 ^{em} Etage	5,019	2,328
1 ^{er} Etage	1,981	0,876

Dans ce troisième mode de vibration, le sens du mouvement est selon l'axe (x-x), les déplacements suivant (x-x) sont presque le double de ceux selon la direction (y-y), dans ce cas aussi la translation n'est pas pure, c'est ce qui est illustrer sur la fig

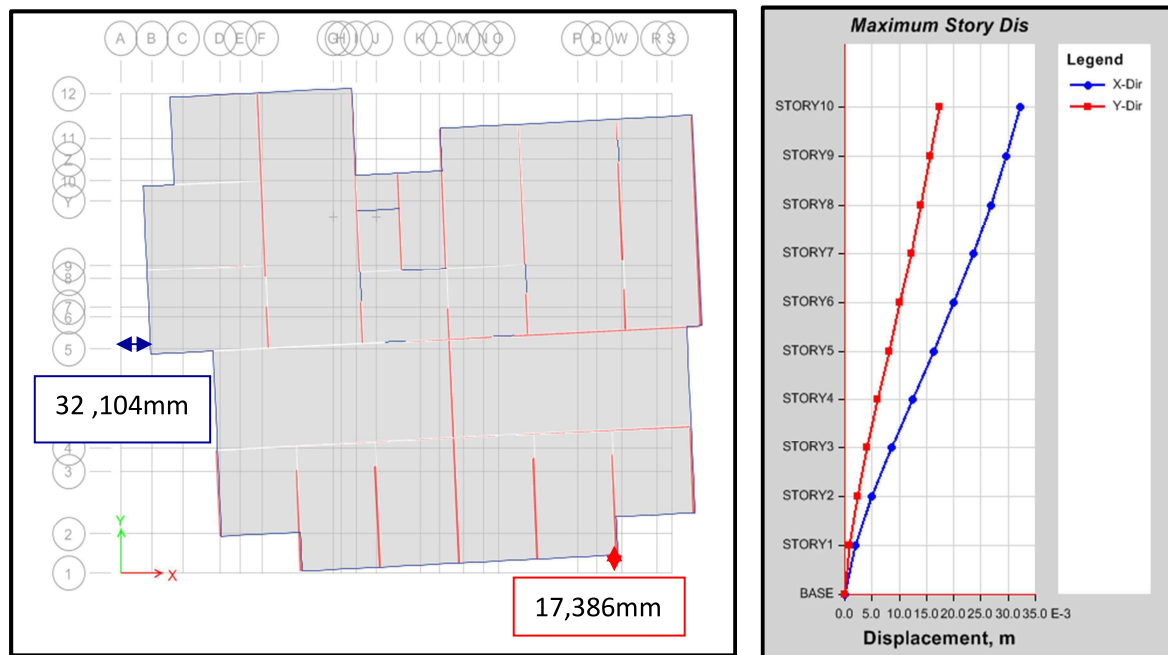


Figure. V.4. : Troisième mode de vibration de la structure

V.4. Analyse des efforts tranchants

V.4.1. Efforts tranchants empiriques

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

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

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.).

V.4.1.1. 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 [III.5])

Tableau III.9 : Coefficients d'accélération de zone A

Groupe D'usage	ZONE			
	I	II a	II b	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 : $A = 0,25$

V.4.1.2. 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.

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

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, ξ est donné par le tableau [.III.6] présenté ci-après.

Tableau III.10: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

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

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,76$$

VI.4.1.3. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7, RPA99/Version 2003.

$$T = C_t h^{3/4}$$

$$T = \frac{0.09}{\sqrt{D}} \times h_N$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

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

- Pour le sens X-X :

$$h_N = 28.2\text{m}$$

$$D_X = 22,36\text{m}$$

$$T_X = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0,09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

$C_T = 0,05$ (Pour un système en voile en béton armé)

Alors: $T_X = 0.59 \text{ sec}$

$$T_2 = 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \implies D = 2.5 \eta * (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc Le coefficient dynamique moyen : D_X égale à **1,70**

- Pour le sens Y-Y :

$$h_N = 28.2\text{m}$$

$$D_Y = 18.36\text{m}$$

$$T_Y = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0,09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Alors: $T_Y = 0.53 \text{ sec}$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \implies D = 2.5 \eta * (T_2 / T)^{(2/3)}$$

Donc le coefficient dynamique moyen D_Y égale à **1,83**

Tableau V-11 : Période théorique du bâtiment dans les deux directions

	Direction longitudinale (T_x)	Direction transversale (T_y)
T=C_T (h)^{3/4}	0,61s	0,61s
T= 0,09h_N/√d	0,59s	0,53s
Valeur à prendre	0.59	0.53

V.4.1.4. 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**

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.12: Valeurs des pénalités P_q.

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0 (observé)
2. Redondance en plan	0 (observé)
3. Régularité en plan	0 (observé)
4. Régularité en élévation	0 (observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05 (Non observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (Non observé)
Q	1.15

VI.4.1. 5. Poids total de la structure

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

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

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

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

β : 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 $\beta = 0,2$

Tableau V.13: Le poids total de la structure.

Etage	W (KN)
10 ^{em} étage	3611,10
9 ^{em} étage	3834,24
8 ^{em} étage	3834,24
7 ^{em} étage	3834,24
6 ^{em} étage	3834,24
5 ^{em} étage	3834,24
4 ^{em} étage	3834,24
3 ^{em} étage	3834,24
2 ^{em} étage	3834,24
1 ^{er} étage	3834,24
Total	38119,29

V.4.1.6. Les forces sismiques de niveau

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

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

$$T = (0.43 ; 0.45 ; 0.53 ; 0.59) \leq 0.7 \text{ s} \quad \text{donc : } F_{t(x,y)} = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau « i » est donnée par

RPA99/Version2003

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

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

V.4.1.6.1. 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

TableauV.14 : les efforts tranchants à chaque niveau selon le RPA99/version2003 dans le sens(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	361,11	28,2	10183,3	5323,1	921,27	921,27
9	383,42	25,38	9731,2	5323,1	880,37	1801,64
8	383,42	22,56	8649,95	5323,1	782,55	2584,19
7	383,42	19,74	7568,71	5323,1	684,73	3268,92
6	383,42	16,92	6487,47	5323,1	586,90	3855,82
5	383,42	14,1	5406,22	5323,1	489,10	4344,92
4	383,42	11,28	4324,98	5323,1	391,27	4736,19
3	383,42	8,46	3243,73	5323,1	293,46	5029,65
2	383,42	5,64	2162,49	5323,1	195,64	5225,3
1	383,42	2,82	1081,24	5323,1	97,82	5323,1

➤ **Sens transversal y-y :**

Tableau V.15: les efforts tranchants à chaque niveau selon RPA99/version2003 dans le sens (y-y)

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i H_i$ (t.m)	V_t (KN)	F_{ix} (KN)	T_{iy} (KN)
10	361,11	28,2	10183,3	5730,15	991,72	991,72
9	383,42	25,38	9731,2	5730,15	949,69	1939,41
8	383,42	22,56	8649,95	5730,15	842,39	2781,8
7	383,42	19,74	7568,71	5730,15	737,09	3518,89
6	383,42	16,92	6487,47	5730,15	631,79	4150,68
5	383,42	14,1	5406,22	5730,15	526,49	4677,17
4	383,42	11,28	4324,98	5730,15	421,19	5098,36
3	383,42	8,46	3243,73	5730,15	315,89	5414,25
2	383,42	5,64	2162,49	5730,15	210,59	5624,84
1	383,42	2,82	1081,24	5730,15	105,29	5730,15

Remarque :

Les efforts tranchants empiriques sont sensiblement les mêmes pour les deux directions.

V.4.2. Calcul des efforts tranchant expérimentaux

Les valeurs des périodes expérimentales obtenues en place sont $T_x=0,43$ sec et $T_y=0,45$ sec. On remarque que la période expérimentale est la même pour les deux directions, donc on va prendre une seule valeur pour la suite des calculs des efforts tranchants en utilisant la méthode statique équivalente. On obtient les résultats suivants:

Tableau V.16 : Efforts tranchants à chaque niveau selon la période expérimentale

Niveau	W_i (t)	H_i (m)	$W_i H_i$ (t. m)	V_t (KN)	F_{ix} (KN)	T_{ix} (KN)
10	361,11	28,2	10183,3	5949,33	1029,65	1029,65
9	383,42	25,38	9731,2	5949,33	983,94	2013,59
8	383,42	22,56	8649,95	5949,33	874,61	2888,20
7	383,42	19,74	7568,71	5949,33	765,28	3653,48
6	383,42	16,92	6487,47	5949,33	655,96	4309,44
5	383,42	14,1	5406,22	5949,33	546,63	4856,07
4	383,42	11,28	4324,98	5949,33	437,31	5293,38
3	383,42	8,46	3243,73	5949,33	327,97	5621,35
2	383,42	5,64	2162,49	5949,33	218,65	5840
1	383,42	2,82	1081,24	5949,33	109,33	5949,33

Les efforts tranchants obtenus en exploitant les périodes expérimentales sont proches des valeurs obtenues en utilisant les périodes empiriques.

V.4.3. Calcul des efforts tranchant numériques

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

➤ Le modèle théorique

Les hypothèses théoriques tirées de la réglementation Algérienne sont :

- Une résistance du béton f_{c28} égale à 25MPa.
- Un module d'élasticité E égal à 32164 ,195 MPa.

Tableau V.17: Efforts tranchants numérique de chaque niveau pour le modèle théorique

Niveau	VX(KN)	VY(KN)
10 ^{em} étage	1049.17	1168.99
9 ^{em} étage	1972.07	2168.64
8 ^{em} étage	2731.8	2962.54
7 ^{em} étage	3374.09	3614.13
6 ^{em} étage	3918.97	4167.37
5 ^{em} étage	4386.04	4634.53
4 ^{em} étage	4779.91	5021.89
3 ^{em} étage	5095.56	5336.93
2 ^{em} étage	5333.29	5563.87
1 ^{er} étage	5459.72	5668.23

➤ **Le modèle théorique**

Les hypothèses théoriques tirées de la réglementation Algérienne sont :

- Une résistance du béton f_{c28} égale à 25MPa.
- Un module d'élasticité E égal à 27000 MPa.

Tableau V.17: Efforts tranchants numérique de chaque niveau pour le modèle calé

Niveau	VX(KN)	VY(KN)
10 ^{em} étage	1152.19	1288.91
9 ^{em} étage	2174.8	2397.72
8 ^{em} étage	3028.48	3292.32
7 ^{em} étage	3754.6	4031.7
6 ^{em} étage	4370.98	4656.57
5 ^{em} étage	4895.18	5178.74
4 ^{em} étage	5331.18	5604.7
3 ^{em} étage	5674.32	5942.18
2 ^{em} étage	5925.26	6178.23
1 ^{er} étage	6054.9	6284.34

On remarque que les valeurs des efforts tranchants obtenus en utilisant le calcul automatique sont supérieures aux valeurs trouvées en utilisant le calcul empirique, le calcul expérimental et le calcul théorique.

V.5. 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, $\Delta_K \leq \bar{\Delta}$.

a) Principe de calcul : [Art 4.43]

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

$$\delta_K = R \delta_{(e k)}$$

Avec:

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

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{(k-1)}$$

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-dessus

➤ **Direction longitudinale****Tableau VI-18 : Déplacements inter-étages dans la direction (x-x)**

Direction (x-x)							
Etage	$\delta_{(e k)}$	R	δ_k	$\delta_{(k-1)}$	Δ_K	$\Delta_K \text{ adm}$	Observation
10 ^{em} Etage	0.0159	3,5	0,0557	0,0504	0,0053	0,0282	vérifiée
9 ^{em} Etage	0.0144	3,5	0,0504	0,0452	0,0052	0,0282	vérifiée
8 ^{em} Etage	0.0129	3,5	0,0452	0,0396	0,0056	0,0282	vérifiée
7 ^{em} Etage	0.0113	3,5	0,0396	0,0333	0,0063	0,0282	vérifiée
6 ^{em} Etage	0.0095	3,5	0,0333	0,0269	0,0064	0,0282	vérifiée
5 ^{em} Etage	0.0077	3,5	0,0269	0,0203	0,0066	0,0282	vérifiée
4 ^{em} Etage	0.0058	3,5	0,0203	0,0137	0,0066	0,0282	vérifiée
3 ^{em} Etage	0.0039	3,5	0,0137	0,0081	0,0056	0,0282	vérifiée
2 ^{em} Etage	0.0023	3,5	0,0081	0,0032	0,0049	0,0282	vérifiée
1 ^{er} Etage	0.0009	3,5	0,0032	0	0,0032	0,0282	vérifiée

➤ **Direction transversale****Tableau VI-19 : Déplacements inter-étages dans la direction (y-y)**

Direction (y-y)							
Niveau	$\delta_{e k}$	R	δ_k	$\delta_{(k-1)}$	Δ_K	$\Delta_K \text{ adm}$	Observation
10 ^{em} Etage	0.0206	3,5	0,0721	0,0648	0,0073	0,0282	vérifiée
9 ^{em} Etage	0.0185	3,5	0,0648	0,0571	0,0072	0,0282	vérifiée
8 ^{em} Etage	0.0163	3,5	0,0571	0, 0487	0,0084	0,0282	vérifiée
7 ^{em} Etage	0.0139	3,5	0, 0487	0,0403	0,0084	0,0282	vérifiée
6 ^{em} Etage	0.0115	3,5	0,0403	0,0315	0,0088	0,0282	vérifiée
5 ^{em} Etage	0.0090	3,5	0,0315	0,0231	0,0084	0,0282	vérifiée
4 ^{em} Etage	0.0066	3,5	0,0231	0,0158	0,0073	0,0282	vérifiée
3 ^{em} Etage	0.0045	3,5	0,0158	0,0084	0,0074	0,0282	vérifiée
2 ^{em} Etage	0.0024	3,5	0,0084	0,0028	0,0056	0,0282	vérifiée
1 ^{em} Etage	0.0008	3,5	0,0028	0	0,0028	0,0282	vérifiée

Conclusion

Les déplacements inter étages générés par l'action sismique déterminée selon le RPA 99/2003 sont vérifiés pour les deux directions, ceci peut expliquer le bon comportement du bâtiment durant le séisme du 21 mai 2003.

CHAPITRE VI

**Analyse et discussion des
résultats**

CHAPITRE.VI

ANALYSE ET DISCUSSION DE RESULTATS

VI.1. Analyse et Discussion des résultats

Le bâtiment considéré est un bâtiment de structure en voiles en béton armé, situé au centre de la ville de Boumerdes. Il a été réalisé avant l'application de la réglementation parasismique algérienne d'une part et secoué par le séisme du 21 mai 2003 d'autre part. Son comportement a été comme étant bon et sa classification par l'expertise post sismique était dans la catégorie vert, c'est-à-dire permettant sa réoccupation immédiate. L'analyse de sa structure a été faite en considérant spécialement un paramètre dynamique clé, la période fondamentale de vibration par trois différentes méthodes, empirique, théorique et numérique. Les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau ci-après. Le calcul numérique a été fait en considérant une résistance du béton à 28 jours d'âge de 25 MPa.

Type d'analyse	Analyse empirique	Analyse théorique	Analyse de modèle numérique calé
Période (sec)	0,59	0,40	0,44

Les limites des déplacements inter étages exigées par les règles RPA 99/2003 sont vérifiées à tous les étages. Ce qui est confirmé par le comportement de la structure durant le tremblement de terre du 21 mai 2003.

Le calcul des efforts tranchants d'étage ont abouti à des valeurs empiriques inférieures aux valeurs trouvées en considérant la période expérimentale, donc le calcul empirique sous-estime les efforts tranchants. Les valeurs des efforts tranchants en utilisant la période expérimentale sont inférieures aux valeurs trouvées par le calcul automatique (numérique). Le modèle numérique n'est qu'un modèle proche de la réalité, mais pas la réalité, tableau ci-dessous.

Tableau.VI.1 : Comparaison des valeurs des efforts tranchant

Niveau	Effort tachant empirique (KN)	Effort tachant théorique (KN)	Effort tranchant modèle calé (KN)
10	921,27	1049,17	1152.19
9	1801,64	1972,07	2174.8
8	2584,19	2731,8	3028.48
7	3268,92	3374,09	3754.6
6	3855,82	3918,97	4370.98
5	4344,92	4386,04	4895.18
4	4736,19	4779,91	5331.18
3	5029,65	5095,56	5674.32
2	5225,30	5333,29	5925.26
1	5323,10	5459,72	6054.9

On remarque que les valeurs des efforts tranchants obtenus par le modèle calé sont supérieures aux valeurs trouvées données par la méthode empirique et aux valeurs numériques données en utilisant une résistance F_{c28} égale à 25 Mpa et un module d'élasticité correspondant. Donc les premières méthodes sous estiment l'effort tranchant. Le calage du modèle théorique a permis de mieux apprécier les caractéristiques dynamiques de la structure du bâtiment, de réajuster le modèle et de corriger les efforts tranchants d'étage.

Les résultats qui seront obtenus par un modèle théorique construit sur la base de données d'archives et d'expertise visuelle, dans le cas d'un bâtiment existant nécessitant un renforcement, présenteront des incertitudes.

CHAPITRE VII

Conclusion Générale

CHAPITRE VII

CONCLUSION GENERALE

VII.1.Conclusion générale

Le bâtiment étudié est un bâtiment existant de structure en voiles et de gabarit R+9, à usage d'habitation. Le calcul de la période pour estimer les efforts tranchants d'étage a été fait en considérant trois méthodes, la méthode empirique, la méthode numérique et la méthode en utilisant un modèle calé sur la période expérimentale.

Dans la méthode empirique, les périodes sont calculées avec des formules qui ne tiennent compte que des dimensions géométriques du bâtiment.

Dans la méthode numérique théorique la construction du modèle a été faite en utilisant les caractéristiques géométriques du bâtiment, les sections des éléments et des hypothèses sur les matériaux, comme la résistance du béton à f_{c28} et le module de Young E . Les valeurs utilisées sont tirées de la réglementation parasismique algérienne RPA. Ces valeurs ont été choisies en s'appuyant sur la conception de la structure du bâtiment qui respecte celle du RPA et sur le bon comportement du bâtiment suite au séisme du 21 mai 2003. Le bâtiment a été classé vert, c'est à dire l'occupation immédiate est permise.

Le modèle calé est basé sur le réajustement du modèle théorique en utilisant les deux périodes fondamentales identifiées en place. Le test d'identification a été réalisé après le séisme du 21 mai 2003. Les deux valeurs expérimentales sont sensiblement égales.

L'analyse des résultats obtenus montrent que la structure dispose d'une rigidité similaire dans les deux directions. La valeur de la période empirique recommandée par le RPA correspond pour le bâtiment analysé à 0.53sec. Dans le calcul empirique le mode de vibration est supposé un mode de translation.

La période fondamentale obtenue par le modèle numérique théorique est de 0.40sec et le mode de vibration est un mode de torsion. Ce résultat très important s'explique par prise en compte de la position des éléments structuraux dans le modèle numérique, alors que

la méthode empirique elle considère un modèle brochette. Donc l'avantage de l'analyse numérique est de distinguer la direction d'oscillation des différents modes de vibration. Les valeurs des périodes expérimentales sont sensiblement égales elles sont de 0.43ses et 0.45sec. Le modèle calé a permet le réajustement de la valeur du module de Youg E, en utilisant le même modèle que le modèle théorique, c'est juste les valeurs des caractéristiques du matériau qui ont changé. Les efforts tranchants obtenus par le modèle calé sont plus élevés que ceux obtenus par le modèle théorique, donc le modèle théorique a sous estime les efforts tranchants obtenus en considérant le bâtiment en zone III.






Dans le cas d'un renforcement du bâtiment pour reprendre les efforts donnés par l'application du RPA 99/2003, l'utilisation des résultats obtenus par le modèle non calé aboutira à une erreur dans le dimensionnement de la solution de renforcement.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie




Règlements :

-  [PS, 69] : Règlement Parasismique 1968
-  [RPA, 99/2003] : « Règlement Parasismique Algérien, RPA » 1999/2003
-  [DTR]: DTR, BC 22 : « Charges permanentes et charges d'exploitation »
-  [CBA, 45] calcul des structures en béton armé ; B.A 45
-  [CBA93] : règles de conception et de calcul des structures en béton arme





Livre :

-  [LUS, 09] : Pierino LESTUZZI « Analyse et dimensionnement sismiques : Comportement sismique, dimensionnement en capacité, construction parasismique ». Paris 2009.

Cours :

-  Cours de génie parasismique (Professeur Seridi).....FSI
-  Dynamique des structures (M^m Nouri).....FSI
-  Cours du bâtiment (M^m Djaalali).....FSI

Logiciels :

-  ETABS 2015
-  Auto CAD 2014
-  Microsoft Office Word 2007.
-  Microsoft Office Excel 2007.