République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahyia Fares
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

*Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master (**LMD**)*
en Génie Civil
Option : Structure



ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE (RDC+10)

Etudié par :
Otmanine Takia
Meredef Fethia

Dirigé par :
Prof .Boukendakdji

2016 - 2017

Remerciements

*Nous tenons d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser se modeste travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Prof. **BOUKENDAKDJI OTMANE** pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.*

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

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

*Remerciement spécial à Monsieur **OULD TURKI BENISSA** pour de multiples raisons.*

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

OTMANINE / MEREDEF

Dédicaces

Pour que ma soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

- *Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutient, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et mon très cher père pour sa patience et tous ses effort.*
- *Ma très chère sœur :* ***MOUFIDA***
- *Ma très chère tante :* ***ANISSA***
- *Mes grands-parents, mes oncles, mes tantes.*
- *Tous mes cousins et mes cousines.*
- *Toute la famille* ***OTMANINE, DJEBRI.***
- *Ma binôme* ***« MEREDEF FETHIA »*** *qui je souhaite tout le bonheur et la belle vie.*
- *Toutes mes amies intimes.*
- *A tout ce qui ont m'aidés de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.*
- *Toute la promotion 2017.*

OTMANINE

Dédicaces

Pour que ma soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

- *Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutient, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance et mon très cher père pour sa patience et tous ses effort.*
- *Mes très chers frères :* ***BILAL, MAROUANE, HAMZA, WALID, ABDENOUR.***
- *Ma très chère sœur :* ***FELLA.***
- *Mon fiancé :* ***YASSINE***
- *Tous mes cousins et mes cousines.*
- *Toute la famille* ***MEREDEF.***
- *Ma binôme* ***« OTMANINE TAKIA »*** *qui je souhaite tout le bonheur et la belle vie.*
- *Toutes mes amies intime :* ***KARIMA, HAFIDA, HIZIA, AMEL, SAMIRA.***
- *A tout ce qui ont m'aidés de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.*
- *Toute la promotion 2017.*

MEREDEF

Résumé

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق ارضي + 10طوابق ببلدية أولاد فايت بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

تم حساب هذه البناية باستخدام القواعد الجديدة للحساب و التحقق من الخرسانة المسلحة (CBA93, 2003 *RPA99 version*)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة عناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال SAP2000.19.1.0

الكلمات المفاتيح: بناية، خرسانة مسلحة، SAP2000، RPA99 modifié، CBA93

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus (10) étages, implanté à la commune d'OULED FAYET dans la wilaya d'ALGER. Cette région est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

Le calcul de la structure se fait en utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA93).

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le biais de logiciel de calcul des structures par éléments finis on SAP2000.19.1.0

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, CBA93.

Abstract

This Project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of ground floor plus (10) floors, located in the town of OULED FAYET in the wilaya of Algiers. This region is classified as seismic zone III according to the RPA99 version 2003.

The calculation of the structure is done using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and CBA93).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap2000 19.1.0 »..

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, CBA 93.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Remerciements .....

Résumé .....

Liste des tableaux .....

Liste des figures .....

Notations .....

Introduction générale .....

CHAPITRE I

I-1 Présentation de l'ouvrage : 1

I-2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage : 1

I-2-a : Dimensions 1

I.3 Description de l'ossature 2

I-3-a : ossature 2

I.3.b : planchers 2

I-3-c : Maçonnerie 2

I-3-d: Revetment 2

I.3.e: l'acrotère 3

I-3-f : Escaliers 3

I-3-g : Ascensseur 3

I-3-h: Infrastructure 4

I-4 Caractéristiquemécanique des matériaux 4

I-4-1 Béton 4

SOMMAIRE

a: composition du béton 4

b :la résistance du béton 5

b-1 : Résistanceà la compression 5

b-2 : Résistance à la traction 5

c : Poids volumique 5

d: Les contraintes limites de calcul 5

d.1: contraites limites à l' ELU 5

d.2: contraites limites à l' ELS 6

I-4-2 Aciers 7

a: Type d'acier 7

b: Module d'élasticité longitudinale de l'acier 7

c : les contraintes limites de calcul 7

c.1 : Contraintes limites à l'ELU 7

c.2 : Contraintes limites à l'ELS 8

CHAPITRE II

II-1 Introduction : 10

II-2 Pré dimensionnement des dalles : 10

II-a dalle pleine 10

a.1 Critère de résistance 10

a.2 sécurité contre l'incendie 10

SOMMAIRE

a.3 condition d'isolation acoustique 11
II-3 Evaluation des charges et suecharges 11
II-3.1 maçonnerie 11
a. mur interieur 11
b. mur exterieur 12
II-3.2 planchers terrasse 12
a. Calcul des charges permanente 13
b. Calcul des charges d'exploitations 13
II-3.3 planchers courant 13
a. charge permanante 13
b. surcharges d'exploitation 14
II-4 pré dimmensionnement des voiles 14
a. l'épaisseur 15
b. la longueur 16

CHAPITRE III

III .1. L'acrotère 18
III.1.1. Introduction 18
III.1.2. Poids propre de l'acrotère 18
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 19
III.1.4. Détermination des efforts 19
III.1.5. Calcul de ferraillage 19
III-2 Etude d'escaliers 25

SOMMAIRE

III-2-1 Introduction 25
III-2-2 Difinition des éléments d'un escalier 26
III-2-3 Pré dimensionnement 26
III-2-3-a Evaluation des charges et surcharges 27
III-2-3-b Détermination des sollicitation 28
III-2-3-c Détermination des efforts 29
III-2-3-d Calcul de ferraillage à l'ELU 30
III.2-e Condition de non fragilité 30
III.2-f les armatures de réparation 31
III.2-g vérification de l'éspacement 31
III.2-h vérification de l'effort tranchant 33
III.2-i vérification de la flèche 33
III-3 Balcons 34
III.3.1. Itroduction 34
III.3.1.1 Évaluation des charges 35
III.3.1.2Conbinaison des charges 36
III-3-1.3Féraillage 36
III-4.Etude de la dalle machine 39
III.4.1.Introduction 39
III.4.2.Prédimensionnement 40
III-4-3.Evaluation des charges 41
III.4.4.Poids de la dalle machine supportées 41
III.4.5.Calcul des sollicitations 42
III.4.6.Calcul de Ferraillage 45

SOMMAIRE

III.4.7. Vérification de l'éffort tranchant..... 46
III.4.8. Vérification a L'ELS..... 46
III.4.9. Vérification de la fleche..... 47
III.4.10. Vérification du poinçonnement..... 48

CHAPITRE IV

IV-1 Introduction..... 49
IV.2.1.Centre de masse..... 49
IV.2.2. Centre de torsion..... 51
IV.2.3. Excentricité..... 53
a) Excentricité théorique (statique)..... 53
b) Excentricité accidentelle..... 54
c) Effet de la torsion accidentelle..... 55
IV.3. Choix de la méthode de calcul..... 55
IV.3.1. Introduction..... 55
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale..... 55
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique..... 57
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes..... 58
IV.4.2.Vérification de participation massique..... 60
IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 61
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement..... 62
IV.4.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages..... 66
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ..... 68

SOMMAIRE

IV.4.7Conclusion 69

CHAPITRE V

V.1. Introduction 70

V.2. Ferraillage des dalles 70

V.2.1. Introduction 70

V.2.1. 1.Evaluation des charges 71

V.2.1.2. Conbinaisons des charges 72

V.2.1.3-Calcul de Ferraillage 74

V.2.1.4. Vérification de L'effort tranchant 75

V.3. Vérification a l'ELS 76

V.3.Ferraillage des voiles 78

V.3.1.Introduction 78

V.3.2. Les voiles pleins 78

V.3.3.Voiles avec files d'ouvertures 78

V.3.3.1. Les trumeaux 78

V.3.3.2. Les linteaux 79

V.3.4. Méthode de calcul 79

V.3.4.1. Recommandations des règlements 79

A- Armatures verticales 79

B-Armatures horizontales 80

c-Armatures transversales 81

V.3.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux 79

SOMMAIRE

V.3.5.Ferraillage des voiles pleins 82
V.3.5.1.Armatures verticales 82
A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance 82
B. Vérification des armatures à ELS 82
V.3.5.2. Calcul des armateurs horizontaux 83
V.3.5.3. Armatures transversales 83
V.3.6.Ferraillage des voiles avec ouverture 84
V.3.6.1.les trumeaux 84
A.. Détermination des armatures a l'ELU 84
A.2. Vérification des armatures à ELS 84
B. Les armateurs horizontaux 85
C. Vérification des contraintes 85
V.3.6.2. Linteaux 85

CHAPITRE VI

VI.1. Radier général 90
VI.1.. Introduction 90
VI.2.Choix de type de fandation 90
VI.2.1. Principe de féraillage de semmelles 90
VI.3. Le radier 90
VI.3.1.Surface nécéssaire 90
VI.3.2.Predimensionnement de radier 91
VI.3.3.Condition de poinçonnement 91

SOMMAIRE

VI.4. Etude de débord 92

VI.4.1-Calcul deferraillage 92

VI.4.2 Vérification a l'els- 93

VI.4.-Condition de non fragidité 93

VI.5.Féraillage de radier 93

VI.5.1Calcul de férraillage 96

VI.5.2.Verification a L'ELS 97

VI.5.5Condition de cisaillement 97

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau I-1 :Dimensions du blocs 1
Tableau I-2 : types d'acier utilisés et leurs nuances 7
Tableau II-1 : Charges permanentes du mur interieur 11
Tableau II-2 : Charges permanentes du mur exterieur 12
Tableau II-3 : Charges permanentes de plancher terrasse dalle pleine 13
Tableau II-4 : Charges permanentes de plancher courant dalle pleine 14
Tableau III.1: Evaluation du charges et surcharges de l'acrotère 19
Tableau III-2 : Détermination des efforts 19
Tableau III-3 : Dimensionnement de l'acrotère 19
Tableau III-4 : Charge permanente de la paillasse 28
Tableau III-5 : Combinaison des charges de l'escalier 28
Tableau III-6: Récapitulation des efforts de l'escalier à l'ELU 29
Tableau III-7 :Les données 30
Tableau III-8 : Calcul des sections d'acier 30
Tableau III.9 : Les armatures de répartition 31
Tableau III.10 : Vérification de l'espacement des armatures 31
Tableau III.11 : Récapitulation des efforts de l'escalier à l'ELS 32
Tableau III.12 : Vérification du ferraillage de l'éscalier à l'ELS 32
Tableau III.13: Vérification de la flèche de l'escalier 33
Tableau.III.14 : Les charges permanentes pour le balcon 34
Tableau III.15 : Combinaison des charges du balcon 35
Tableau III.16 : Calcul de ferraillage à l'ELU 36
Tableau III.17: Les armatures de répartition 37
Tableau III-18 : Vérification de l'espacement des armatures 37
Tableau III-19: Vérification du ferraillage de lescalier à l'ELS 38
Tableau III-20 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 40
Tableau III.21 Les charges cocentrées de l'assenceur 40
Tableau III.22. Les charges et surcharges de l'assenceur 40
Tableau III.23. Les données 44
Tableau III.24.Calcul des sections d'acier de la dalle machine 45

Liste des tableaux

Tableau III.25. Calcul de moment à l'ELS 47
Tableau III.26. Vérification à l'ELS 47
Tableau IV-1 : centre d'inertie et centre de masse 55
Tableau IV-2 : Excentricité 56
Tableau IV-3 : Facteur de qualite 59
Tableau.IV.4 : Vérification de comportement des trois premiers modes 60
Tableau.IV.5 : Vérification de participation massique 62
Tableau. IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 64
Tableau.IV.7 : Les forces sismiques de chaque niveau 66
Tableau.IV.8 : Calcul du moment de renversement 67
Tableau.IV.9 : Calcul du moment stabilisant 68
Tableau.IV.10 : Vérification de stabilisation 68
Tableau. IV.11 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X 69
Tableau. IV.12 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y 70
Tableau.IV.13 :Vérification l'effet P-Δ sens X 71
Tableau.IV.14 : Vérification l'effet P-Δsens Y 71
Tableau V-1 : Charges permanentes de plancher courant de dalle pleine 74
Tableau .V.2: Combinaison des charges 74
Tableau .V.3: Les données 77
Tableau .V.4 : Calcul des sections d'acier de la dalle 77
Tableau .V.5 : Calcul de moment de service 79
Tableau V.6: Vérification à l'ELS 80
Tableau V-7: Les données de calcul 85
Tableau V-8: Calcul des armatures verticaux des voiles pleins 85
Tableau V-9:Vérification des armatures verticaux à l'ELS 86
Tableau V-10 : Calcul des armatures horizontaux des voiles pleins 86
Tableau V-11 : Calcul des armatures verticaux des trumeaux 87
Tableau V-12 : Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux 88
Tableau .V.13 : Calcul des armatures horizontaux des trumeaux 88
Tableau .V.14 : Vérification des contraintes 88

Liste des tableaux

Tableau .V.15 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux 92
Tableau .V.16: Calcul d'armatures logitudinales et transversales des linteaux 92
Tableau VI-1 :Calcul de ferraillage à l'ELU..... 96
Tableau VI-2 :Vérification des contrainte à l'ELS 96
Tableau VI-3 : Les données 99
Tableau VI-4 : Calcul des section d'acier 99
Tableau VI-5 :Calcul demoment de service 100
Tableau VI-6 : Vérification a ELS nervures..... 100

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Figure I.1 : 2

Figure I.2 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU 6

Figure I.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELS 6

Figure I.4 : Diagramme de contrainte déformation de l'acier à l'ELU 8

Figure II-1 : Coupe transversale du mur interieur 11

Figure II-2 : Coupe transversale du mur exterieur 12

Figure II-3 : Représente la coupe des voiles 15

Figure III.1: Shéma de l'acrotère 18

Figure III.2: Section de béton armé à l'E.L.U 20

Figure III.3:Schéma du ferraillage de l'acrotère 25

Figure III-4 :Schéma d'un escalier 26

Figure III-5 : Dimmension de l'escalier 27

Figure III-6 : Charge sur l'escalier à l'ELU 29

Figure III-7 : Charge sur l'escalier à l'ELS 32

Figure III-8 : Dimension de la dalle machine 40

Figure III-9 :Lignes de rupture 43

Figure III.10 :Schéma caractéristiqes du poinçonnement 51

Figure IV-1 : Disposition des voiles « vue en plan » 52

Figure IV-2 : Disposition des voiles « vue en 3D » 52

Figure.IV-3: Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe Y) 60

Figure.IV.4 : Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe X) 61

Figure.IV.5:Comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) 61

Figure. IV.6:Les forces agissent sur la stabilité au renversement. 65

Liste des figures

Figure.IV.7 :Distribution des forces sismique..... 66

Figure V-1 : Les lignes de ruptures..... 75

Figure V-2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 84

Figure V-3 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux..... 90

Figure V-4 : Armatures du linteau selon le RPA 99..... 91

Figure VI-1 :Schéma statique du débord de radier t..... 95

NOTATION

NOTATION

✓ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin : Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

NOTATION

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

W :poid

✓ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_o : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

NOTATION

✓ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

✓ Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.0

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Les phénomènes déclencheurs notamment les séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens. L'Algérie, et particulièrement sa partie nord n'est pas à l'abri de tels phénomènes destructifs et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la construction tout en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol structure, …etc.). Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques. L'étude sera menée sur un bâtiment en R+10implanté en zone de forte sismicité, pour ce faire, nous procéderons comme suit :

• La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.

• La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment

. • La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, l'ascenseur et les balcons).

• La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **sap2000 v.19.1.0**.

La cinquième étape portera sur le ferraillage des éléments structuraux (voiles, dalles) pour évaluer les quantités de matériaux nécessaires (béton et acier).

• La dernière étape sera l'étude des fondations du bâtiment et on finit le travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I .1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+10) à usage multiple (commerce, administration, habitation) ; ce bâtiment est situé à « OULED FAYET » wilaya d'ALGER, il a été confié par le BET d'ingénierie MOKADEM. Celui-ci est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA-99 version 2003), comme étant une zone de forte sismicité (Zone III).

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- DTR-BC.2.41 Réglés de conception et calcul des structures en BA"CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation" (DTR BC2.2)
- DTR BC 2.48 Le règlement parasismique Algérienne "RPA99version2003"
- DTR BC 2.3.31 Règlement de calcule fondation superficiel.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

a. Dimensions :

Tableau I-1 : dimensions du bloc

Dimension en plan	Dimension élévation
Longueur : L0= 37.31m	Hauteur totale du bâtiment : H=36.35 m
	Hauteur de l'étage courant : H=3.23 m
Largeur : L1= 24.42m	Hauteur de l'étage mezzanine : H=3.40m
	Hauteur de RDC : H= 4.08

I.3. DESCRIPTION DE L'OSSATURE :

a. Ossature :

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par deux efforts :

1-Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.

2-Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par des voiles porteurs .

b. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type :

- Plancher dalle pleine.

c. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm.

d. Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour les halls et les escaliers.

- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades.

e. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la Protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

f. Les escaliers :

La circulation verticale est assurée par 3 types d'escalier :

- Escalier droit à double volet.
- Escalier à trois volets.
- Escalier à trois volets.

g. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles)

h. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.4 CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie **(*RPA 99 version 2003*** et ***CBA93)***.

I.4.1. Béton :

a. composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau.

La composition courante de 1 m^3 de béton est :

- 350kg de ciment CPA 325.
- 400 l de sable $D_g \leq 5mm$.
- 800 l de gravillon $5mm \leq D_g \leq 25mm$.
- 175 l d'eau de gâchage.

L'eau doit être propre sans acide, le gravier doit être aussi dure et propre, le sabla doit être également propre, il ne doit comporter ni terre, ni matière organiques ni argile.

b. Résistance du béton :

b.1.résistance du béton à la compression :

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25MPa$

b.2.Résistancedu béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les éprouvettes 16x32 précédents en collant des têtes de traction.
2. traction par fendage en écrasant une éprouvette de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essais Brésilien).
3. traction _ flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

la résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}\,(MPa)$

$f_{c28} = 25MPa$, on trouve $f_{tj} = 2.1MPa$

c. Poids volumique :

On adopte la valeur ρ = 25 kN/ m^3

d. les contraintes limite de calcul :

d.1. contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b=1.5 cas des situations durables ou transitoires……. f_{bu}=14.17MPa

γ_b=1.15 cas des situations accidentelles.....….. f_{bu}=14.17MPa

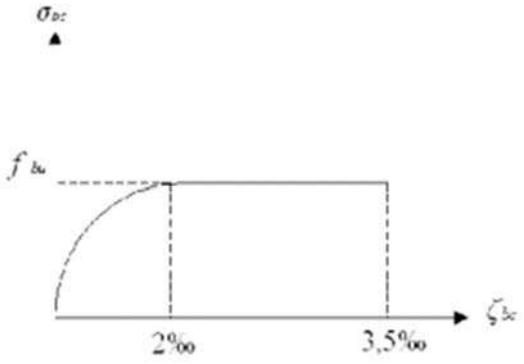


Fig.I.2 : diagramme de contrainte-déformation du béton à l'ELU

d.2. <u>contraintes limites l'état limite de service (E.L.S) :</u>

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; an distingue :

- l'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- l'état limite de service d'ouverture des fissures.
- l'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25MPa$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

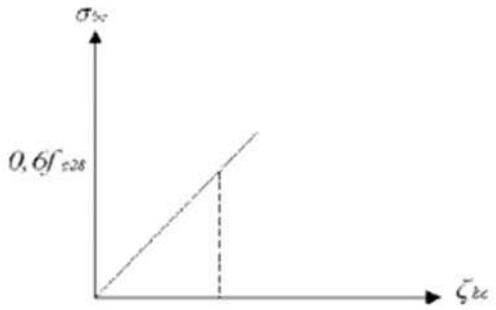


Fig.I.3 : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

I.4.2. Aciers :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance, l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et acier a une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a. Type d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant

Tableau I -2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute	Armature longitudinale	FeE400	400
adhérence HA	Dalles	TLE520	520

b. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ► Art [A.2.2.1.] ◄

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$E_S = 2.10^5\, MPa$

c. les contraintes limite de calcul :

c.1. contraintes limites l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

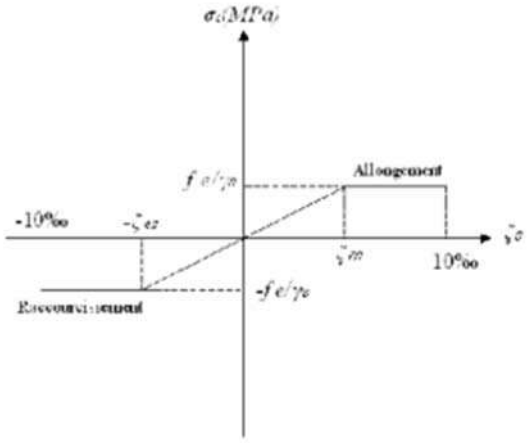


Fig.I.4 : diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

- f_e : contrainte limite élastique.
- ζ_s : déformation relative de l'acier : $\zeta_s = \dfrac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

- σ_s : contrainte de l'acier : $\sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s}$
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.
- γ_s =1.15 cas des situations durables ou transitoires
- γ_s =1.00 cas des situations accidentelles

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \dfrac{400}{1.15 * 2.10^5} = 1.74\,‰$

c.2. <u>contraintes limites l'état limite ultime (E.L.S) :</u>

C'est l'état ou on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\dfrac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) MPa$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\dfrac{1}{2} f_e ; 110\eta\right) MPa$

η : Coefficient de fissuration.

η = 1.00 pour les aciers ronds lisses.

η = 1.60 pour les aciers à haute adhérence.

Conclusion : pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

f_{c28} = 25 MPa

f_{t28} = 2.1 MPa

E_{i28} = 32164.2 MPa

E_{v28} = 10819 MPa

$\sigma_{bc} = 14.2MPa$ Situation durable.

$\sigma_{bc} = 18.48MPa$ Situation accidentelle.

$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

FeE400, f_e = 400 MPa : pour les armatures longitudinales.

FeE235, f_e= 235 MPa : pour les armatures transversales.

$\overline{\sigma}_s = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les HA

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. INTRODUCTION :

Avant d'entamer tout calcul, il est indispensable d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « **RPA 99 version 2003** », mettent au point ce qui est nécessaire pour un dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

a. Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

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

a.1 Critère de résistance :

- Dalles reposant sur deux côtés : Lx / 35 < e < Lx / 30.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : Lx /45 < e < Lx / 40.

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :

Lx= 392 cm , donc :

$$\frac{392}{45} \le e_p \le \frac{392}{40} \Rightarrow 8.71 \le e_p \le 9.80 cm$$

a.2 Sécurité contre l'incendie :

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

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

a.3 Condition d'isolation acoustique :

- Critère de résistance : e_p = 13.5 cm
- La sécurité contre l'incendie : e_p = 11 cm
- Condition d'isolation acoustique : e_p = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle on adoptera : **e_p = 16 cm**

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Etape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

D'après le D.T.R «C" (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.3.1. Maçonnerie :

a. Murs intérieurs (simple cloison) :

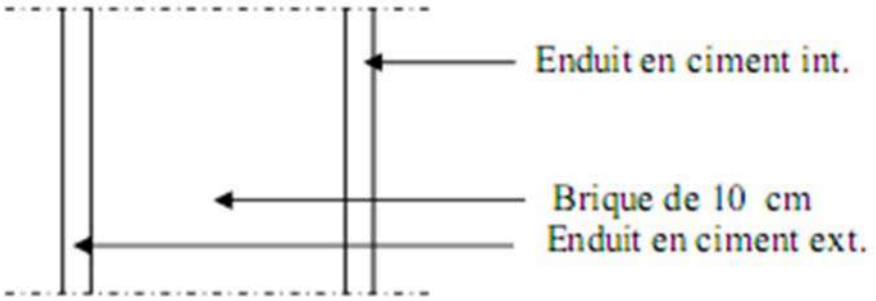


Fig. II.1 : coupe transversale du mur intérieur

Tableau II.1 : charges permanentes du mur intérieur

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	**0.36**
2	**Brique creuse**	0.10	90	**0.90**
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				**1.62 KN/m²**

b. <u>Murs extérieurs (doubles cloisons) :</u>

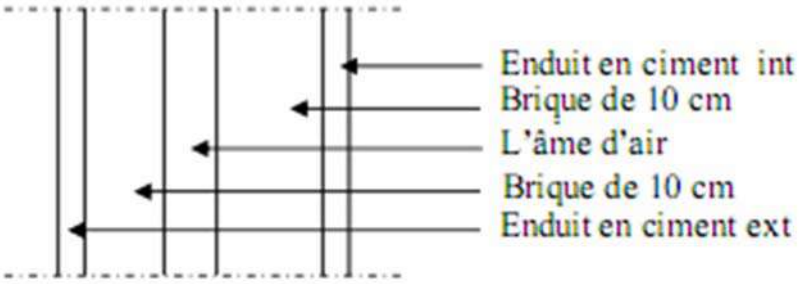


Fig. II.2 : coupe transversale du mur extérieur

Tableau II.2 : charges permanentes du mur extérieur

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	**0.36**
2	**Brique creuse**	0.10	90	**0.90**
3	**Lame d'air**	0.05	-	**-**
4	**Brique creuse**	0.10	90	**0.90**
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				**2.52 KN/m²**

II.3.2. Plancher terrasse :

a. Charge permanente plancher terrasse :

Tableau II.3 : charges permanentes et charges d'exploitation de plancher dalle pleine terrasse

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Gravillon roulé**	0.04	20	**0.80**
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	**0.12**
3	**Papier kraft**	-	-	**0.05**
4	**Forme de pente**	0.10	22	**2.20**
5	**Isolation thermique en liège**	0.04	4	**0.16**
6	**Pare vapeur**	0.01	6	**0.06**
7	**film polyane**	-	-	**0.01**
8	**Dalle pleine**	0.16	25	**4**
9	**Enduit en plâtre**	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				**2.52 KN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

- Terrasse inaccessible : **Q=1 kN/m²**

II.3.3. Plancher courant :

a. Charges permanentes :

Tableau II.4 : charges permanentes de plancher courant dalle pleine

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	20	**0.40**
2	**Lit de sable**	0.03	18	**0.54**
3	**Mortier de pose**	0.02	20	**0.4**
4	**Plancher en Dalle plaine**	0.16	25	**4**
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10	**0.2**
6	**Les murs simples**	0.01	6	**1.62**
Charge permanente G				**7.16 KN/m²**

b. surcharge d'exploitation :

- Le plancher à usage administratif : **Q= 2.5 KN/m²**
- Le plancher à usage d'habitation : **Q= 1.5 KN/m²**

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

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

Le RPA99 version 2003 ► Art [A.2.1.1.1.] ◄, exige une épaisseur minimale 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.

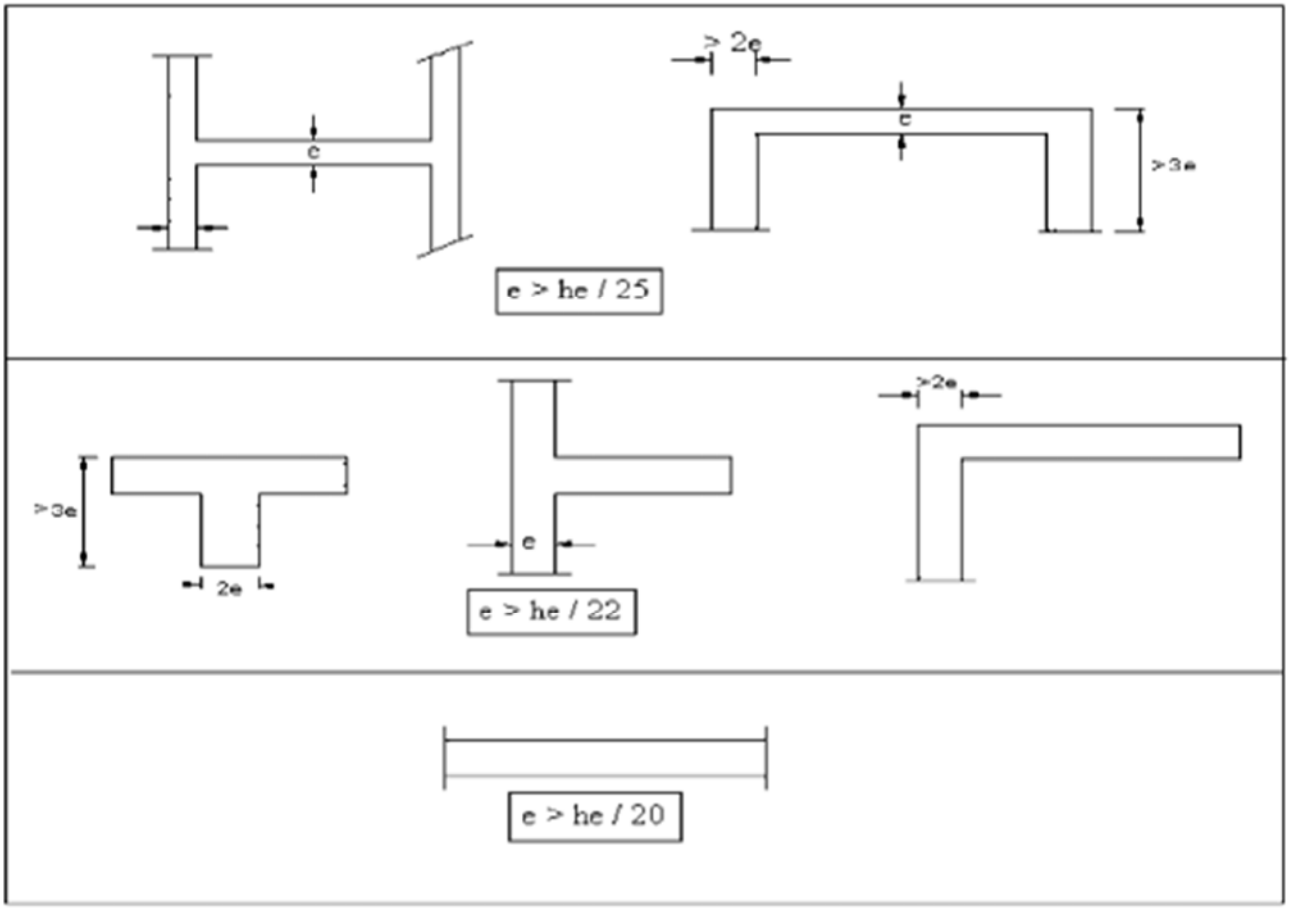


Figure II-3 : représente la coupe des voiles

a. L'épaisseur :

Pour notre structure : a ≥ max (h_e/20 ;15 cm)

- **Etage courant :** h_e = 3,23 – 0.16 =3.07 m

  a ≥ 307/20 =15.35 cm → a = 30 cm

- **Etage mezzanine :** h_e = 3,40 – 0.20 = 3.24 m

$a \geq 324/20 = 16.20$ cm $\rightarrow$ a = 30 cm

- **RDC :** $h_e = 4.08 - 0.20 = 3.92$ m

$a \geq 392/20 = 19.60$ cm $\rightarrow$ a = 30 cm

- Les conditions d'abouts :
  - $a \geq 15$
  - $L \geq 4a$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : **a = 30 cm**

b. La longueur :

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/version 2003 .

- Sont considérés comme voiles éléments satisfaisants la condition

L > 4a telle que L : longueur de voile.

a : épaisseur de voile.

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : **L ≥ 120 cm**

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

III.1. Etude de l'acrotère :

III.1. 1. Introduction:

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible et flexion composée pour une bande de 1.00 m de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal N_G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : Q=1 KN/ml

III.1.2. poids propre de l'acrotère :

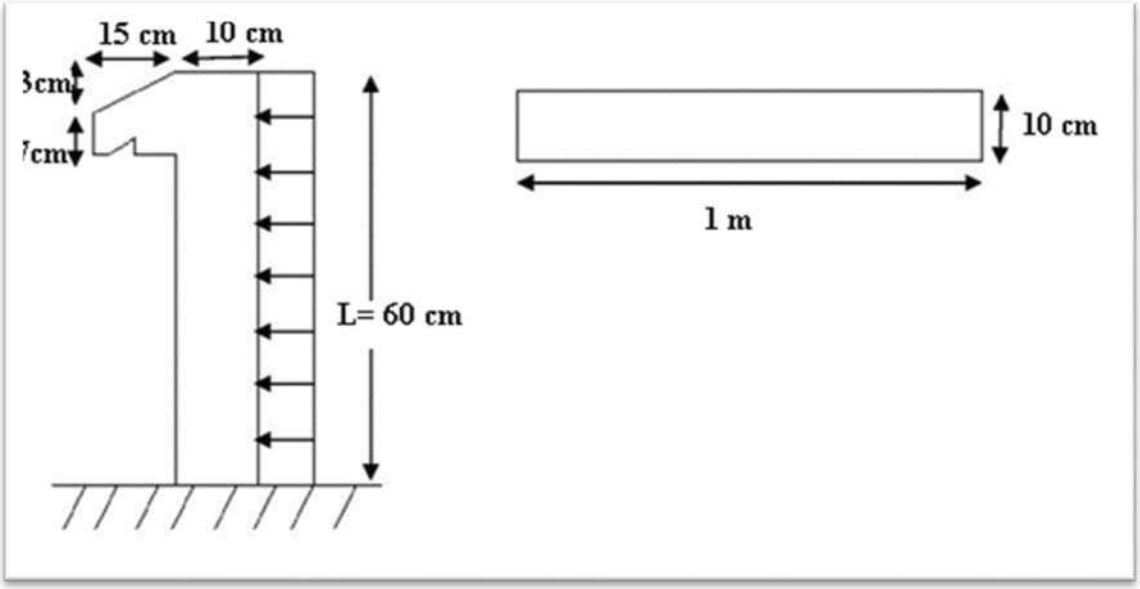


Fig. III.1. Schéma d'acrotère

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharge

Charge permanente G [KN]	G=[(0.1*0.6)+(0.1*0.15)]*25=1.875
Charge d'exploitation Q [KN]	Q= 1

III .1.4. Détermination des efforts :

Tableau III.2. Détermination des efforts.

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35*1.875 = 2.53 KN
Moment d'encastrement :	M_U =1,5.Q.h = 1,5*1*0, 6 = 0,9 KN.m
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q =- 1,5*1 =- 1, 5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N_{ser}=G= 1.875 KN
Moment d'encastrement :	M_{ser} =- Q*h =1*0, 6= 0,6 KN.m

III .1.5. Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III.3. Dimensionnement de l'acrotère.

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
B	100	cm	F_{c28}	25	MPa
H	10	cm	F_e	400	MPa
C_1	2,5	cm	**Sollicitations**		
C_2	2,5	cm	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
Longueur de flambement			N_u	2.53	KN
Notations	**Valeurs**	**Unités**	M_u	0,9	KN.m
L_0	0,6	m	N_{ser}	1.875	KN
L_f	1,2	m	M_{ser}	0,6	KN.m

III .1.5. a. A l'ELU

- **Calcul de l'excentricité :**

A l'attention de : $e_0 = \frac{M_u}{N_{ur}} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.53} = 35.57cm$

Où l'enrobage est : c= c1 = 2,5cm

On a : $e_0 = 35.57cm \geq \frac{h}{2} - c = 2.5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion :**

e: distance entre le point d'application de " N " et le centre des armatures tendues.

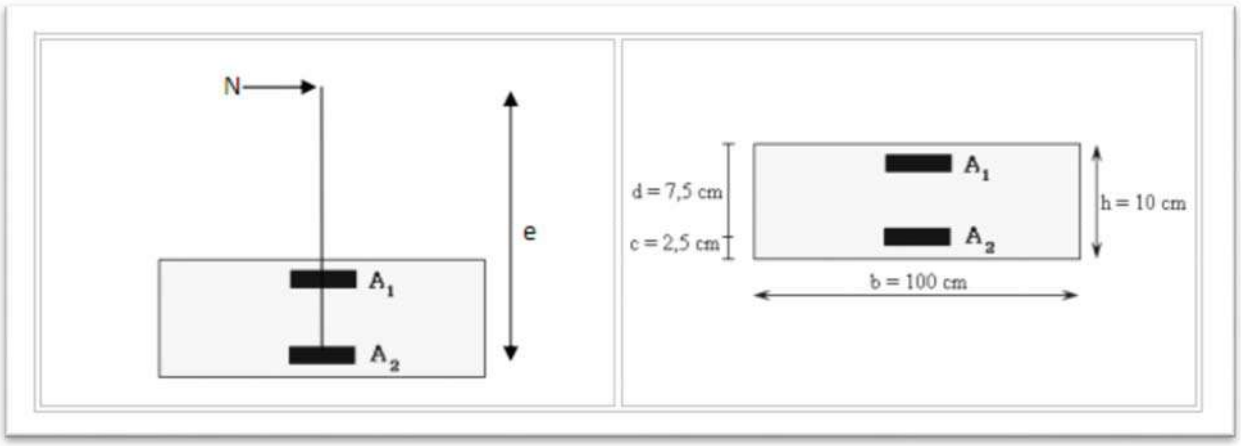


Figure III.2. Section de B.A à l'ELU

$e = e_0 + \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow e = 0.380m$

M1 = N × e □ M1 = 0,96 kN.m.

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fera en flexion simple :

Mu =M1=0, 96KN.m

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \begin{Bmatrix} A'_1 = 0 \\ \beta = 0.994 \end{Bmatrix}$$

$$A_1 = \frac{M_U}{(\overline{\sigma}_s * \beta * d)} \Rightarrow A_1 = 0.370 cm^2$$

N: effort de compression, alors:

$$A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_S} \Rightarrow A = 0.297 cm^2$$

Et $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0 cm^2$

Donc : $\begin{Bmatrix} A = 0.297 cm^2 \\ A' = 0 cm^2 \end{Bmatrix}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0.297\,cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00 cm^2$

On adoptera : **A= 5HA8 = 2.51** cm^2

- **Armatures de répartition :**

On a: $\frac{A}{4} \leq A_r \Rightarrow 0.62 \leq A_r$

Donc, on prendra : **Ar= 4HA8 = 2.01** cm^2

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \le S_{\min} = \min[3\text{h} = 30\,\text{cm}\,;\,33\,\text{cm}] = 30\,\text{cm} \qquad \text{(cv)}$$

$$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15\text{cm} \le S_{\min tr} = \min[4\text{h} = 40\,\text{cm}\,;\,45\,\text{cm}] = 40\,\text{cm} \qquad \text{(cv)}$$

III .1.5. b. Vérification a l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité :**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6*10^2}{1.875} = 32cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre: $e_0 \ge \frac{I'_G}{B_0 \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') □ Bo = 1037,65 cm².

$$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\left(A'C + Ad\right)\right] = 5.09cm$$

$$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4.91cm$$

$$I = \frac{b}{3}\left(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3\right) + 15\left[A\left(\upsilon_2 - C\right)^2 + A'\left(\upsilon_1 - C'\right)^2\right] = 8560.108cm^4$$

Alors: $\frac{I'_G}{B_0 \upsilon_2} = 1.680cm$

Donc: $e_0 = 32cm \ge \frac{I'_G}{B_0 \upsilon_2} = 1.680cm$, alors on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\left\{\begin{matrix}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{matrix}\right\}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = K.y_1$ avec $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_S = 15K(d - y_1)$

- **Détermination de y_2 :**

Pour déterminer y_2, il faut résoudre l'équation suivante :

$y_2^3 + py_2 + q = 0.....(*)$ Tels que :

$$P = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) = -2109.06cm^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = 36677.22cm^3$$

c : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " c = h/2 – e = - 27cm < 0".

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2109.06)y_2 + 36677.22 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.46.10^7 < 0 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.98 \Rightarrow \varphi = 169.67° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 53.029 \end{array} \right\}$$

Les racines de l'équation sont :

$$y_2 = \left\{ \begin{array}{l} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 29.22cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -25.93cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 23.70cm \end{array} \right\}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

D'où alors: $\left\{ \begin{array}{l} y_2 = 29.22cm \\ y_1 = y_2 + c = 2.22cm \end{array} \right\}$

En revanche on a: $K = \frac{N}{S_{xx'}}$

Avec : $S_{xx'} = \frac{by_1^2}{2} + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right] = 47.628cm^3$

D'où alors: $K = \frac{1875}{47628} = 39 \times 10^{-3} N/mm^3$

Donc: $\sigma_b = Ky_1 = (39 \times 10^{-3}) \times 22.2 = 0.865MPa$

Et : $\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15(39 \times 10^{-3}) \times (75 - 22.2) = 30.88MPa$

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0.865MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ (C.V)

$\sigma_s = 30.88MPa \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}\text{f}_e = 266.66\,\text{MPa}\,; 110\sqrt{\eta \text{f}_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$

(C.V)

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{\text{b.d}} = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ \text{MPa}$$

Et: $\bar{\tau} = Min\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right] = 2.5MPa$ (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0.02MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

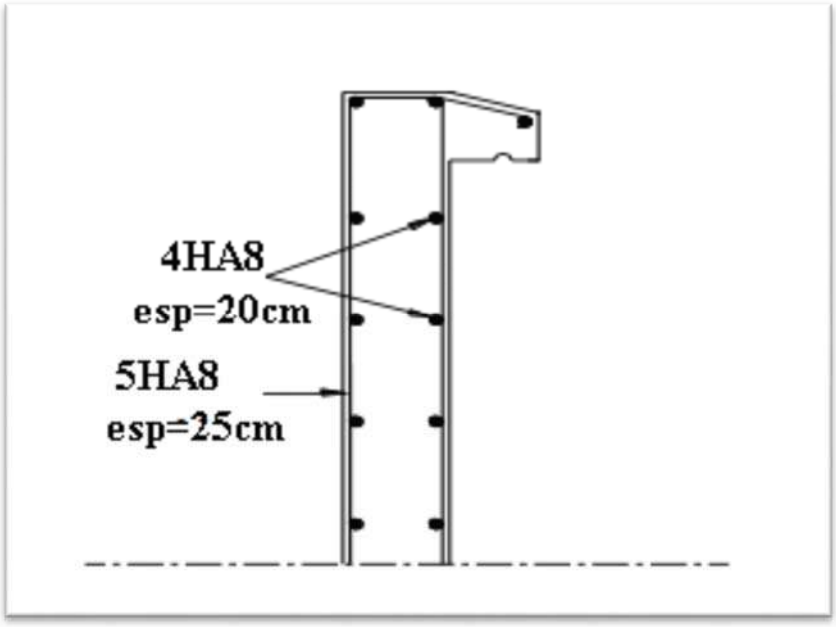


Figure III.3. Schéma du ferraillage de l'acrotère

III-2 Etude d'escaliers :

III-2.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III-2.1. Définition des éléments d'un escalier :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent

prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

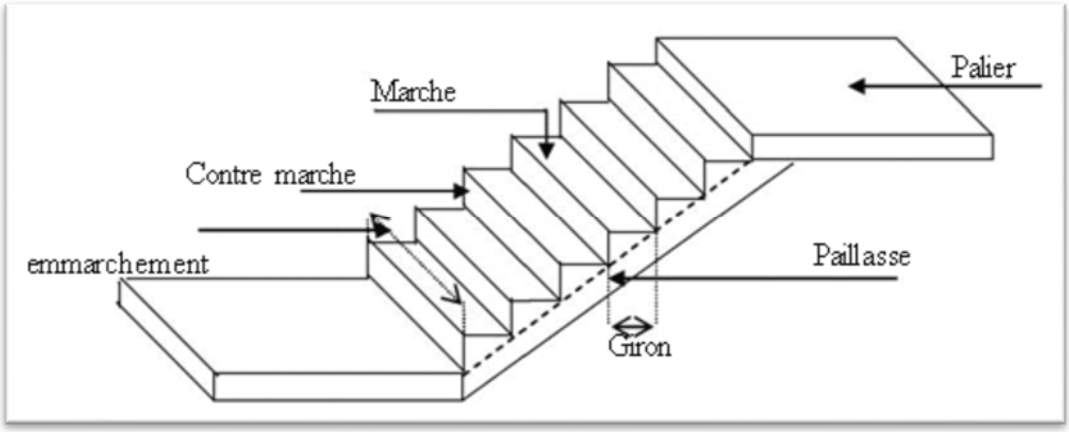


Figure III.4. Schéma d'un escalier

III-2.2. PREDIMENSIONNEMENT :

On adopte :

Le nombre de contre marche égale : 24.

Hauteur d'étage égale : 4.08m.

Hauteur de la contre marche égale : 17cm.

Nombre de marche égale : 23 marches.

- **Angle d'inclinaison « α » :**

tg α = h/L = 1.87/6.48 = 0.29 => α =16.17 °

- **Longueur de la paillasse "L0":**

L_0= L/ cos α = 674.69 cm

- **Longueur totale de l'escalier Ltot**

L_{tot}= 6.75m

- **L'épaisseur de la paillasse "ep":**

$$\frac{L_t}{35} \le e_P \le \frac{L_t}{30}$$

$0.192 \le e_P \le 0.225 \Rightarrow$ **e=20cm**

Pour le calcul de l'escalier on va prendre la parties la plus sollicitée, notre choix basée sur la plus grande portée L et le plus grande chargement.

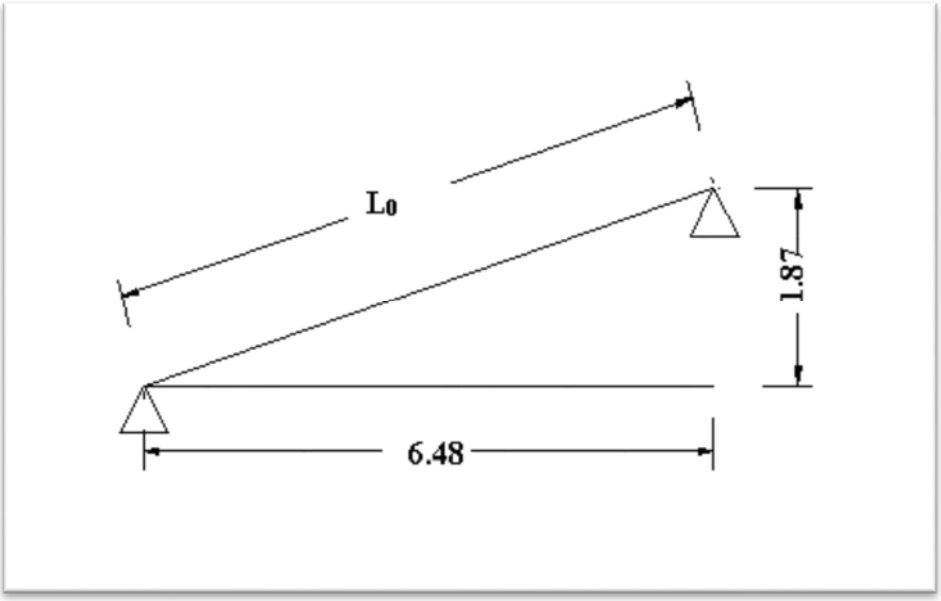


Figure III.5. Dimension de l'escalier

a. Evaluation des charges et surcharges :

a.1. Charges permanentes :

- **La paillasse :**

Tableau III.4. Charge permanente de la paillasse.

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Poids propre de la paillasse**	e/cosα	25	**5.20**
2	**Poids propre de la marche**	h/2	25	**2.125**
3	**Carrelage**	0.02	20	**0.40**
4	**Lit de sable**	0.03	18	**0.54**
5	**Mortier de pose**	0.02	20	**0.40**
6	**Enduit en ciment**	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				**9.025 KN/m²**

a.2. Surcharges d'exploitation :

- **La paillasse :** Q=2.5 kN/m²

b. détermination des sollicitations :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Paillasse	9.025	2.5	15.93	11.52

c. <u>détermination des efforts :</u>

- **<u>Vérification à L'ELU :</u>**

Figure III.6. Charge sur l'escalier a L'ELU

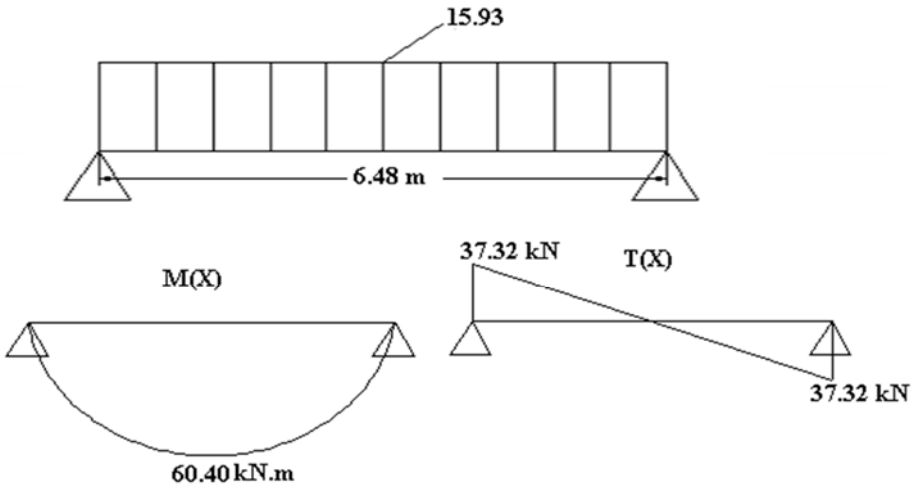


Tableau III.6.récapitulation des efforts de l'escalier ELU

ELU			
	Ma (KN.m)	**Mt (KN.m)**	**Tu (KN.m)**
sollicitation	71.06	41.8	51.61

d. Calcul de ferraillage a L'ELU :

Tableau III.7. Les données

Béton	f_{c28}=25Mpa	γ_b=1.5	σ_{bc}=14.2Mpa	c=2cm
	f_{t28}=2.1 Mpa	b=100 cm	h=15 cm	d= 13 cm
Acier	FeE400	f_e=400 Mpa	σ_s = 348 MPa	γ_s = 1.15

Tableau III.8. Calcul des sections d'acier

	Mu (KN.m)	β	μ	μl	μ≤μl	Acal (cm²)	Achoisit (cm²)	A min (cm²)	Achoisit (cm²)
En travée	71.06	0.819	0.296	0.392	A'=0	16.89	18.09	b×h/100=1.5	9HA16
Aux appuis	41.8	0.904	0.174	0.392	A'=0	9.62	10.05	b×h/100=1.5	5HA16

e. Condition de non fragilité :

On vérifier que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travée : A=18.09 cm²> (100*15)/1000=1.5 cm² **(CV)**

En Appuis : A=10.05 cm²> (100*15)/1000=1.5 cm² **(CV)**

f. les armatures de réparation :

Tableau III.9.les armatures de répartition

	$A_x(cm^2)$	On adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{18.09}{4} = 4.52$	$4\Phi12=4.52\ cm^2$
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51$	$3\Phi12=3.39\ cm^2$

g. vérification de l'espacement :

Tableau III.10. Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	St=11cm $\leq$ min [3h=45cm ; 33cm] =33 cm	St=25cm $\leq$ min [4h=60cm ; 45cm] =45 cm
Aux appuis	St=20cm $\leq$ min [3h=45cm ; 33cm] =33 cm	St=33cm $\leq$ min [4h=60cm ; 45cm] =45 cm

- **Vérification à L'ELS :**

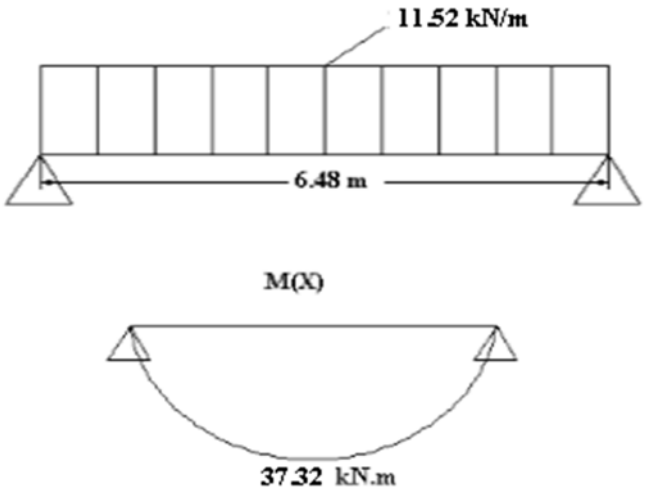


Figure III.7. Charge sur l'escalier a L'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 Mpa$

Tableau III.11.récapitulation des efforts de l'escalier ELS

ELS		
	Ma (KN.m)	**Mt (KN.m)**
sollicitation	31.72	18.66

Tableau III.12. Vérification du ferraillage de l'escalier à E.L.S

	En travée	Aux appuis
A (cm^2)	16.89	9.62
Mser (kN.m)	31.72	18.66
Y (cm)	5.969	4.85
I (cm^4)	19613.32	13387.57
K n/mm²	0.162	0.14
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	9.653	6.76
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	OUI	OUI

h. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 * \frac{f_{c28}}{1.5}$$

$$\tau_u = 0.29MPa \leq \overline{\tau}_u = 1.16MPa \quad \textbf{(cv)}$$

i. Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:.

$$\frac{h}{L} = \frac{Mt}{20M0}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0.0129 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \qquad \textbf{(C.N.V)}$$

- Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.13. Vérification de la flèche de l'escalier

M (kN.m)	A (cm2)	y (cm)	P (%)	ß1	σ_s (MPa)	μ	λi	λ_v
31.72	16.89	9.60	0.013		176.391	0.694	1.616	0.647
I (cm)	**I_{fi} (cm)**	**E_i (Mpa)**	**E_v (Mpa)**	**fi (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**Δf <f_{adm}**
22181.160	32277.538	32164.195	6.48	18.996	38.489	8	12.96	oui

III.3. BALCONS :

III.3.1. Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1.64m

.Le balcon se calcul comme une console soumise à:

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

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

- **Epaisseur de balcon :**

Isolation acoustique : $e \geq 12cm$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{164}{10} = 16.4cm$$

On adopte **e_p=16cm**

III.3.1.1 Évaluation des charges et surcharges :

a. Charge permanente :

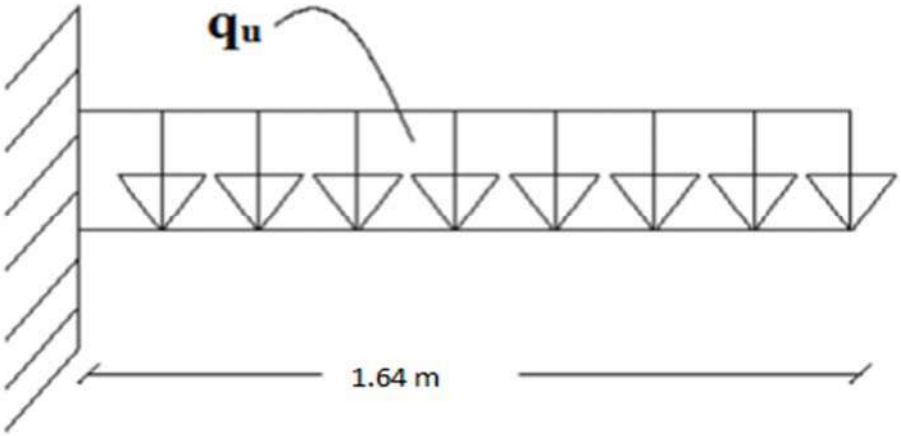
Tableau II.14 : charges permanentes pour le balcon

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	22	**0.44**
2	**Mortier de pose**	0.02	20	**0.4**
3	**Lit de sable**	0.03	18	**0.54**
4	**Dalle pleine**	0.16	25	**4**
5	**Mur double cloison**	0.3	8.4	**2.52**
6	**Enduit en ciment**	0.02	18	**0.36**
Charge permanente G				**8.26 KN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

$Q = 3.5 KN/m^2$

- **Schéma statique :**



III.3.1.2 Combinaisons de charge :

Tableau III.15. Combinaison des charges

G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
8.26	3.5	16.40	11.76

III.3.1.3 Ferraillage :

a. Calcul des moments d'encastrement:

A L'ELU :

$$M_{qu} = \frac{qu \times L^2}{2} = \frac{16.40 \times 1.64^2}{2} = 22.05 KN.m$$

q_u = (1.35G+1.5Q)*1ml=16.40 KN/ml.

A L'ELS :

$$M_{qs} = \frac{qs \times L^2}{2} = \frac{11.76 \times 1.64^2}{2} = 15.81 KN.m$$

b. Calcul des armatures :

b =100cm, h =16 cm ; c =2.5cm, d=113.5cm ; σ_b = 14,20MPa; σ_s = 348MPa.

A l'ELU :

Tableau III.16 : calcule du ferraillage à l'ELU

	M_u (KN.m)	d (cm)	μ	β	A_{cal} (cm^2ml)	$A_{choisit}$ (cm^2)
ELU	22.05	13.5	0.085	0.955	4.92	5HA12

a. Condition de non fragilité :

On vérifier que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

A=5.65 cm²>(100*16)/1000=1.6 cm² **CV**

b. les armatures de réparation :

Tableau III.17.les armatures de répartition

	$A_x(cm^2)$	On adopte
Aux appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92$	5Φ8=2.31 cm^2

c. vérification de l'espacement :

Tableau III.18. Vérification de l'espacement des armatures

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min [3h=45cm ; 33cm]=33 cm	St=20cm ≤ min [4h=60cm ; 45cm]=45 cm

d. Vérification de cisaillement :

$V_u = q_u \times L = 36.18KN.$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{36.18 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.268MPa \leq \overline{\tau}_u = Min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa\right) = 2.5MPa$$

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15Mpa$

Tableau III.19. Vérification du ferraillage de l'escalier à E.L.S

	ELS
A (cm^2)	5.65
Mser (kN.m)	15.81
Y (cm)	4.01
I (cm^4)	9781.97
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15
σ_b (MPa)	1.62
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	OUI

e. Verification de la fleche:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{h}{L_x} = 0.097 \\ \dfrac{M_t}{20M_x} = \dfrac{15.81}{20 \times 15.81} = 0.05 \end{array}\right\} \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \qquad \textbf{(c.v)}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.19.10^{-3}$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \textbf{(c.v)}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche puisque les conditions sont vérifiées.

III.4. ETUDE DE LA DALLE MACHINE :

III.4.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.4.2. Pré dimensionnement:

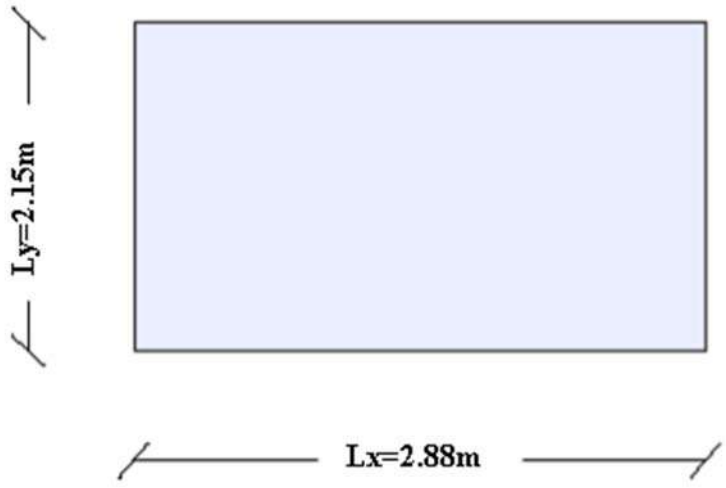


Figure III.8. Dimensions de la dalle machine

On doit vérifier deux conditions :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{45} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow 4.77cm \le e \le 5.37cm$$

b. Condition de l'E.N.A.S.C:

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : **e=25cm.**

III.4.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations:

Tableau III.20. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

Dalle pleine	**G**	épaisseur	Poids volumique	Poids surfacique
		0.25	25	6.25
	Q	5		

III.4.4. Poids de la machine supportée :

Tableau III.21. Les charges concentrées

P (kN)						
P1	**P2**	**P3**	**P4**	**P5**	**P6**	**P7**
4.500	3.500	7.000	9.000	12.500	10.000	2.300

- Poids de la dalle machine supportée……**50.00 kN/m²**

Poids propre de la dalle ……..…..0,25x25=**6,25kN/m²**

G=56,25kN/m²

Tableau III.22. Les charges et surcharges

G	Q	Pu	Pser
56.25	5	83.44	61.25

III.4.5. Calcul des sollicitations :

a Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines

- La méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élèves et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc, on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture

b. Hypothèse (ligne de rupture) :

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur : en fonction (charge, portée).

Travail intérieur : en fonction du moment.

Pour le cas des charges reparties

$$T_{ext} = q.s.f_{cdg}$$

- q : charge répartie.
- S : surface de la région rigide.
- f_{cdg} : flèche au niveau du cdg de la région rigide.

$$T_{\text{int}} = M.L.\theta$$

- M : moment de flexion.
- L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

- θ : l'angle de rotation.

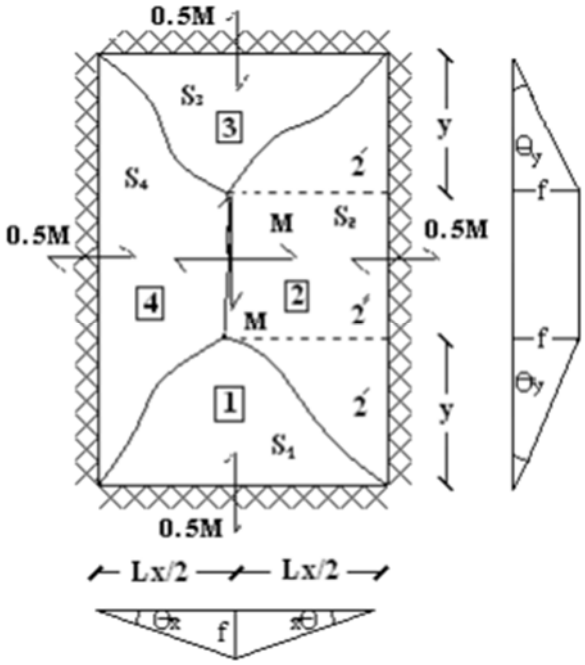


Figure III.9.les lignes de ruptures

- **<u>Travail externe :</u>**

$$T_{ext} = T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2} + T_{ext}^{3} + T_{ext}^{4}$$

Avec :

- $T_{ext}^{1} = T_{ext}^{3}$
- $T_{ext}^{2} = T_{ext}^{4}$

$$T_{ext}^{1} = q.S_1.\frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{3}L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}L_x.y\right)$$

- **<u>Travail interne :</u>**

$$T_{\text{int}} = T_{\text{int}}^{1} + T_{\text{int}}^{2} + T_{\text{int}}^{3} + T_{\text{int}}^{4}$$

Avec :

- $T_{\text{int}}^{1} = T_{\text{int}}^{3}$
- $T_{\text{int}}^{2} = T_{\text{int}}^{4}$

$$T_{\text{int}}^{1} = 0.5ML_x\theta_y + ML_x\theta_y \qquad \theta_y = \tan\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^{1} = 1.5ML_x\frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^{2} = 0.5ML_y\frac{2f}{L_x} + ML_y\frac{2f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}}^{2} = 3ML_y\frac{f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}} = 3Mf\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)$$

- **<u>Principe du travail virtuel :</u>**

$$T_{ext} = T_{\text{int}}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{2.15}{Y} + 2.68\right)}{(-0.72y + 3.1)} \text{.....(*)}$$

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 1.93y^2 + 13.1y - 6.66 = 0 \Rightarrow y = 1.22cm$$

Pour trouver (M) ON remplace la valeur de (y) dans l'équation(*) M=0.17q

$$M_u 0.17q_u = 0.17 \times 83.44 = 14.18KN.m$$

$$.M_s = 0.17q_s = 0.17 \times 61.25 = 10.41KN.m$$

$$M_{tu} = 0.85 \times 14.18 = 12.053KN.m$$

$$.M_{at} = 0.5 \times 14.18 = 7.09KN.m$$

III.4.6. calcul de ferraillage :

Tableau III.23. Les données

f_{c28}	25MPa	H	25
f_{t28}	2.1 MPa	D	23
f_e	400	C	2
σ_{badm}	14.2	C’	2
σ_{sadm}	348	B	100

On doit calculer les hauteurs utiles :

- $d_x = 25 - 2 - \frac{1}{2} = 22.5cm$
- $d_y = 21.5cm$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24.calcul des sections d’acier de la dalle

		Mu (KN.m)	μ	β	Acal	A’ (cm²/ml)	A min (cm^2)
Sens X	En travée	12.05	0.017	0.999	1.54	0	2.5
	Aux appuis	7.09	0.009	0.995	0.91	0	2.5
Sens Y	En travée	8.85	0.018	0.991	1.19	0	2.5
	Aux appuis	5.20	0.011	0.994	0.7	0	2.5

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5cm^2$$

Donc on adopte les sections :

Ax = 4 HA 10 = 3.14 cm²

AY = 4 HA 10 = 3.14 cm²

- **Condition d'espacement :**

Suivant la direction la plus sollicité **St ≤ min (2h ; 25cm)** .

Suivant la direction perpendiculaire : **St ≤ min (3h ;33 cm) .**

Les armatures supérieures : **St=25 cm≤ min (2h ; 25cm) =25cm** .

Les armatures inférieures : **St=25cm ≤ min (3h ; 33cm) =33 cm** .

III.4.7. vérification de l'effort tranchant:

Suivant Lx :

$$Vu_x = \frac{Pu \times Lx \times Ly}{2Ly + Lx} = 65{,}29$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$$

$$\tau_{ux} = \frac{65.29 \times 10^3}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_{ux} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{ux} = \frac{65.29 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.290 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \qquad \text{(C.V)}$$

Suivant Ly :

$$Vu_y = \frac{Pu \times Lx \times Ly}{3Ly} = 43.89$$

$$\tau_{uy} = \frac{43.89 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.20 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \qquad \text{(C.V)}$$

Résultat : les transversales ne sont pas nécessaires, car l'effort de cisaillement est supporter par le béton seul.

III.4.8. vérification à l'ELS:

- **Béton:** $\bar{\sigma}_b = 15Mpa$
- **Acier:** la fissuration est non préjudiciable

a. Détermination du moment service :

Tableau III.25.calcul de moment de service

		M_{ser} (KN.m)
Sens X	En travée	8.85
	Aux appuis	5.20
Sens Y	En travée	8.85
	Aux appuis	5.20

b. Vérification de la contrainte de béton:

Tableau III.26.vérification à l'ELS

		Mser (KN.m)	A cm²	Y	I	K	σ_b	σ_b
Sens X	En travée	8.85	3.14	4.16	18242.06	48.51	2.01	c.v
	Aux appuis	5.20	3.14	4.16	18242.06	28.50	1.18	c.v
Sens Y	En travée	8.85	3.14	4.05	16556.40	53.45	2.16	c.v
	Aux appuis	5.20	3.14	4.05	16556.40	31.40	1.27	c.v

III.4.9. vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{35} a \frac{1}{27}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{25}{215} = 0.11$$

$$\frac{1}{35} a \frac{1}{27} = 0.02 a 0.03$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{35} a \frac{1}{27}$$ **(c.v)**

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.11$$

$$\frac{M_t}{20 M_x} = \frac{8.85}{20 \times 8.85} = 0.05$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x}$$ **(c.v)**

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{3.01}{100 \times 22.5} = 1.39.10^{-3}$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \qquad \textbf{(c.v)}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche puisque les conditions sont vérifié

III.4.10. vérification du poinçonnement :

Dans La dalle de l'ascenseur il y a un risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

$$q_u \leq 0.045\ \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q0 est appliquée sur un carré de (10 x10) cm^2

$\mu_c = 2(u + v)$; $h_0 = 25\,cm$

U=a+h_0=10+25=35cm

V=b+h_0=10+25=35cm

μ_c= 2(35+ 35) =140cm.

$$0.045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 26250\ KN \geq q_0 125 = KN$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

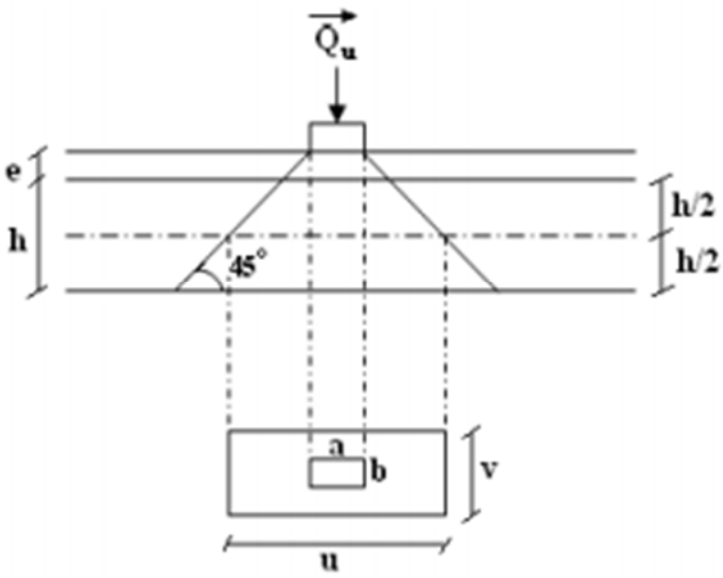


Figure III.10. schéma caractéristique du poinçonnement

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION:

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. CARACTERISTIQUE DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G).
- Le centre de rigidité (R).

1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (murs, escaliers, voiles …) ; et ce par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \qquad \text{Et} \qquad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- W_i : poids de la masse concentré de l'élément « i » du niveau considéré.
- X_i et Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

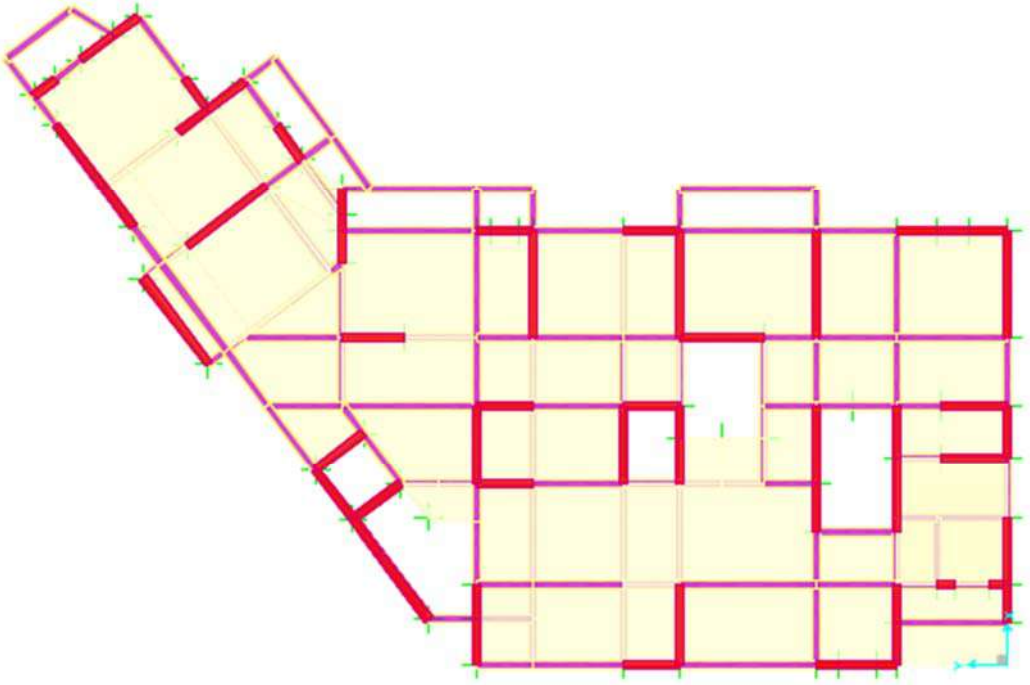


Fig.IV.1. disposition des voiles « vue en plan »

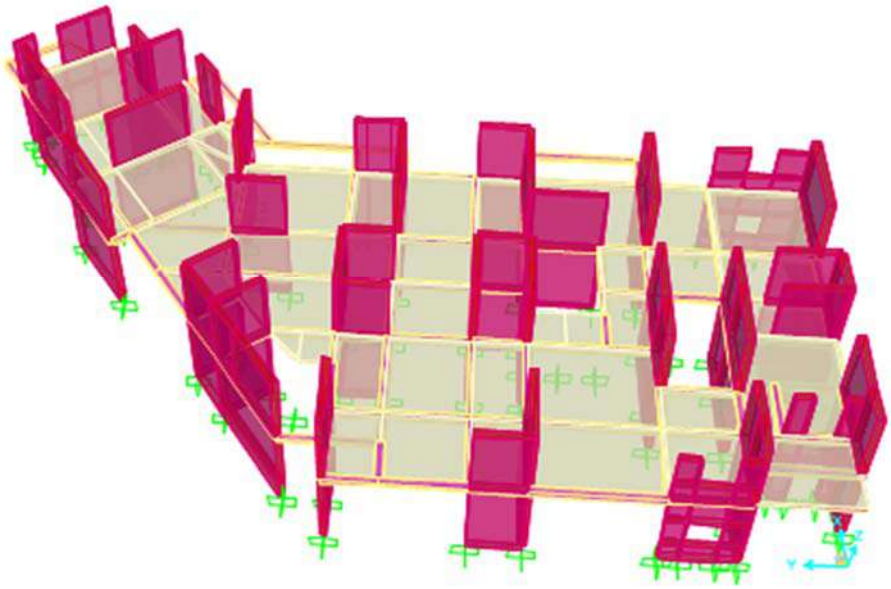


Fig.IV.2. disposition des voiles « vue en 3D »

2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

Le centre de torsion d'un voile plein est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- pour les voiles pleins : $I_x = \frac{L.e^3}{12}$; $I_y = \frac{e.L^3}{12}$

- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

$$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11} \quad \text{Si} \quad \begin{matrix} n \le 11 \\ n > 11 \end{matrix}$$
$$a_n = 1$$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

Voile à une seule file d'ouverture : $w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$

Voile à une deux d'ouvertures : $w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$

H : hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh } \alpha}{\text{ch } \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch } \alpha}$ Si $\xi = 0$.

Avec : $\xi = \frac{x}{H}$ Si $0 < \xi < 1$.

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch } \alpha}.\text{sh } \alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch } \alpha.\xi}{\text{ch } \alpha}$$

Remarque :

si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Tableau IV-1 : centre d'inertie et centre de masse.

Niveau			Inertie et centre d'inertie			Masse et centre de Masse		
Etage N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	poids (kN)	XG (m)	YG (m)
10	36.55	4.11E+05	5.22E+05	13.78	16.88	7370.79	10.38	15.56
9	33.32	4.65E+05	5.26E+05	13.48	16.98	7165.71	10.67	15.86
8	30.09	6.35E+05	7.21E+05	13.42	17.24	7060.09	10.65	15.86
7	26.86	8.57E+05	1.00E+06	13.38	17.43	7060.09	10.65	15.86
6	23.63	1.14E+06	9.19E+06	13.34	17.55	7075.21	10.67	15.90
5	20.40	1.51E+06	1.58E+06	13.30	17.63	7060.09	10.65	15.86
4	17.17	2.02E+06	1.85E+06	13.26	17.69	7060.09	10.65	15.86
3	13.94	2.82E+06	2.61E+06	13.21	17.73	7060.09	10.65	15.86
2	10.71	4.25E+06	4.20E+06	13.17	17.76	7060.09	10.65	15.86
1	7.48	7.83E+06	8.82E+06	13.13	17.78	7032.35	10.66	15.88
RDC	4.08	1.71E+07	1.71E+07	13.09	17.80	5981.94	10.51	16.00

IV.2.3. Excentricité :

a) Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV-2 : Excentricité

Etage N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
10	36.55	3.402	1.320	C.V
9	33.32	2.812	1.122	C.V
8	30.09	2.766	1.385	C.V
7	26.86	2.729	1.569	C.V
6	23.63	2.676	1.655	C.V
5	20.40	2.647	1.776	C.V
4	17.17	2.603	1.833	C.V
3	13.94	2.559	1.873	C.V
2	10.71	2.515	1.902	C.V
1	7.48	2.464	1.903	C.V
RDC	4.08	2.577	1.799	C.V

b) Excentricité accidentelle :

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera que chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_x = 0{,}05.\ L_x = 0.05.\ 24.42 = 1.221 \text{ m}$$

$$E_y = 0{,}05.\ L_y = 0.05.\ 37.31 = 1.865 \text{ m}$$

c). Effet de la torsion accidentelle :

RPA99 V 2003► [Art 4.3.7] ◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

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

Pour notre bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée avec une hauteur qui dépasse les 23 m, donc selon le RPA99 V 2003► [Art 4.1.2] ◄,on vas utiliser la méthode **dynamique modal spectrale .**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a) . Principe :

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

b) . Modélisation :

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

c) . Le spectre de réponse de calcul :

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

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

- Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 ► [Tab.4.1]◄

- L'ouvrage est du « groupe 2 » .
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER. (zone III).

Donc : A=0,25

- facteur de correction d'amortissement η:selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}\ge 0{,}7\Rightarrow\eta=0{,}763$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%).

- coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄◄ [1]

R = 3.5 ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003► [Art 3.5] ◄ :

-facteur de qualité Q :[RPA : Tab.4.4.] :

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

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

les pénalités sont rappelées dans le tableau suivant

Tableau IV.3. Facteur de qualité

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0.00	OUI	0.00
2	Redondance en plan	OUI	0.00	OUI	0.00
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0.00	OUI	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.00	OUI	0.00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.00

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_X = 1.05$

$Q_Y = 1.05$

e). périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\text{s} \end{array}\right\} site3$$

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes

- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau.IV.4. Vérification de comportement des trois premiers modes

Mode	Péroide (s)	Ux	Uy	Rz	commentaire
Mode 1	0.712	1.96%	63.79%	4.21%	Translation suivant « y » sens de faible rigidité
Mode 2	0.549	65.29%	2.57%	1.06%	Translation suivant « x » sens de forte rigidité
Mode 3	0.492	1.54%	3.31%	63.52%	Rotation suivant « z »

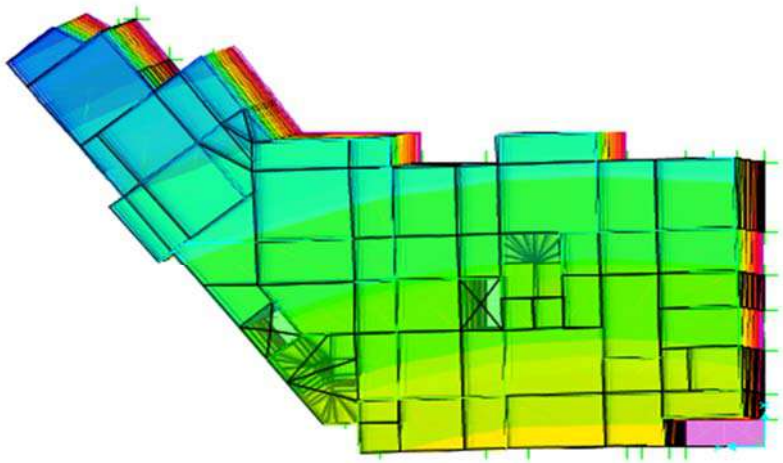


Fig.IV.3. Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe Y)

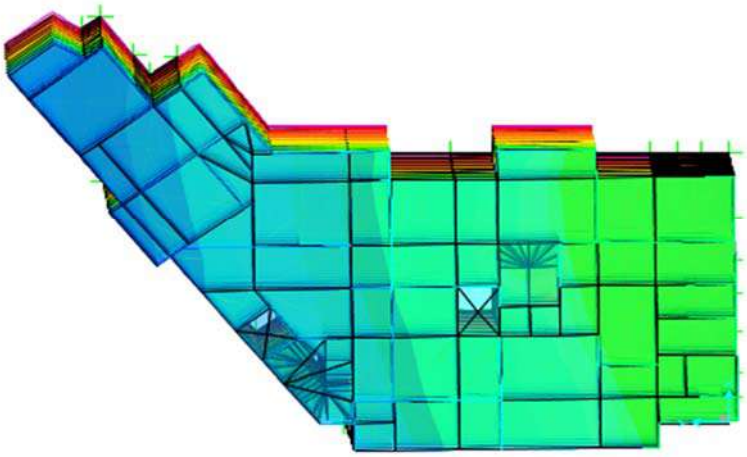


Fig.IV.4. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe X)

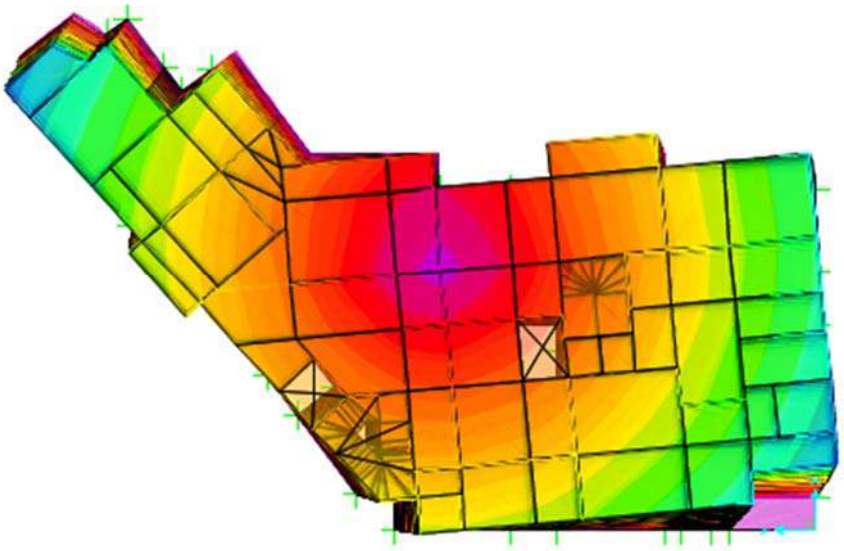


Fig.IV.5.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)

Commentaires :

- Une bonne disposition des voiles donne un bon comportement.
- Moment de torsion réduit.
- Contrainte de cisaillement faible dans les éléments.

IV.4.2.Vérification de participation massique :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a] ◄◄ [1]

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

Tableau.IV.5 : Vérification de participation massique

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	SumUx %	SumUy %	SumRz %
Mode 1	0.712	1.96	63.79	4.21	1.96	63.79	4.21
Mode 2	0.549	65.29	2.57	1.06	67.25	66.36	5.26
Mode 3	0.492	1.54	3.31	63.52	68.79	69.67	68.79
Mode 4	0.244	0.00	0.00	0.00	68.79	69.67	68.79
Mode 5	0.196	0.00	0.00	0.00	68.79%	69.67	68.79
Mode 6	0.181	0.71	15.03	0.71	69.50	84.71	69.50
Mode 7	0.168	0.00	0.00	0.00	69.50	84.71	69.50
Mode 8	0.136	15.35	1.26	0.74	84.85	85.97	70.24
Mode 9	0.124	1.10	0.38	15.95	85.95	86.35	86.18
Mode 10	0.100	0.01	0.00	0.01	85.95	86.35	86.19
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	. .	.	.	.	.	.
Mode 130	0.058	0.00	0.00	0.02	90.96	92.55	87.96

Mode 131	0.057	0.04	0.00	0.31	90.99	92.55	88.27
Mode 132	0.057	0.05	0.02	0.31	91.05	92.57	88.58
Mode 133	0.057	0.00	0.01	0.02	91.05	92.58	88.59
Mode 134	0.057	0.08	0.00	0.28	91.13	92.58	88.88
Mode 135	0.056	0.72	0.01	2.02	91.85	92.59	90.89

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 135ème mode alors :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où :

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

IV.4.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismique à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄[1]

$$V_{SX} = \frac{0.25 \times 1.578 \times 1.05}{3.5} \times 85037.98 = 10064.24KN$$

$$V_{SY} = \frac{0.25 \times 1.817 \times 1.05}{3.5} \times 85037.98 = 11588.55KN$$

Tableau. IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

EdXKN	W KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
8191.003	85037.98	10064.24	0.814	C.N.V

EdYKN	W KN	VsyKN	Edy/Vsy	Vérification
6857.191	85037.98	11588.55	0.592	C.N.V

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{V_x}{E_{dx}} 0.8 = 1.000$$

$$\frac{V_y}{E_{dy}} 0.8 = 1.352$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (E_{dy}) dans la combinaison, par le coefficient '1.352'
Donc :

E_{dX} = 8191.003 KN

E_{dY} = 9270.922 KN

IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.Y_G$ et $M_{sy} = W.X_G$

Avec :

XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

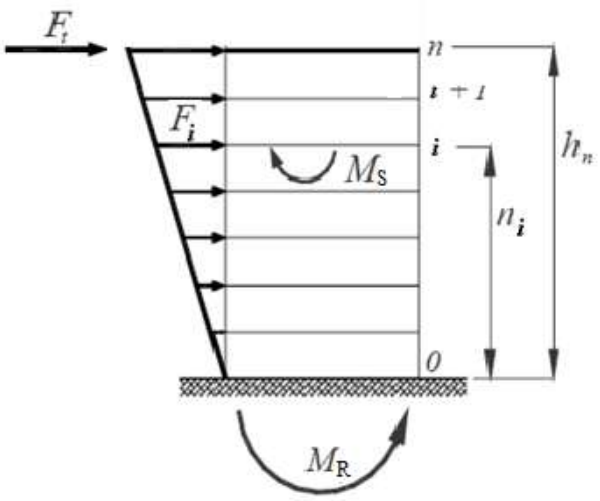


Fig. IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

a).Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : Ft = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

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

Où

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

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

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T<0.7 donc F_t=0 KN

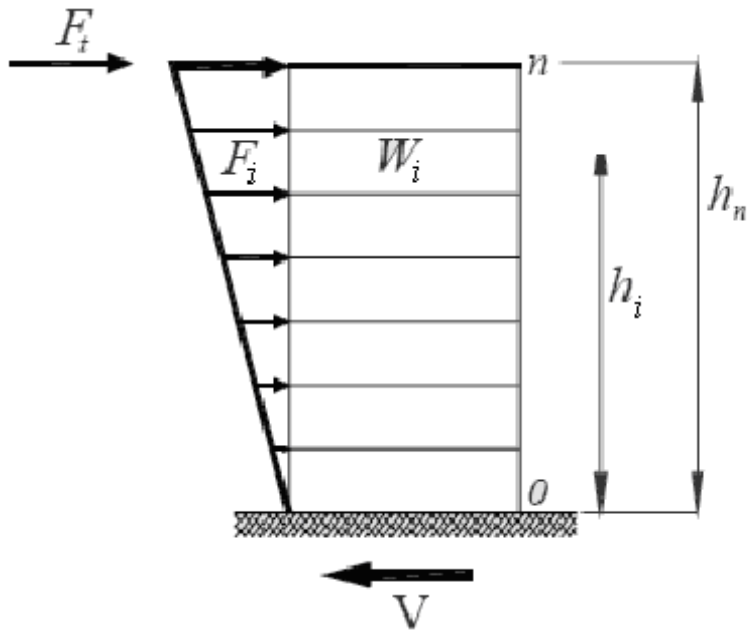


Fig.IV.7. Distribution des forces sismique

Tableau.IV.7 : Les forces sismiques de chaque niveau

Etage N°	Niveau (m)	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
10	36.55	5981.94	36.55	218639.90	1101.29	1235.42
9	33.32	7032.36	33.32	234318.23	1180.26	1324.01
8	30.09	7060.09	30.09	212438.10	1070.05	1200.38
7	26.86	7060.09	26.86	189634.01	955.19	1071.52
6	23.63	7060.09	23.63	166829.92	840.32	942.67
5	20.40	7060.09	20.40	144025.83	725.46	813.82
4	17.17	7075.22	17.17	121481.52	611.9	686.43

3	13.94	7060.09	13.94	98417.65	495.73	556.11
2	10.71	7060.09	10.71	75613.56	380.87	427.25
1	7.48	7165.76	7.48	53599.88	269.98	302.87
RDC	4.08	7370.8	4.08	30072.86	151.48	169.93

a) Moment de renversement :

Tableau.IV.8 : Calcul du moment de renversement

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
10	36.55	1101.29	1235.42	40252.1495	45154.601
9	33.32	1180.26	1324.01	39326.2632	44116.0132
8	30.09	1070.05	1200.38	32197.8045	36119.4342
7	26.86	955.19	1071.52	25656.4034	28781.0272
6	23.63	840.32	942.67	19856.7616	22275.2921
5	20.40	725.46	813.82	14799.384	16601.928
4	17.17	611.9	686.43	10506.323	11786.0031
3	13.94	495.73	556.11	6910.4762	7752.1734
2	10.71	380.87	427.25	4079.1177	4575.8475
1	7.48	269.98	302.87	2019.4504	2265.4676
RDC	4.08	151.48	169.93	618.0384	693.3144
∑Mr				196222.172	220121.102

b) Moment stabilisant :

Tableau.IV.9: Calcul du moment stabilisant

Etage N°	Poids (KN)	XG (m)	YG (m)	Msx (kN.m)	Msy (kN.m)
10	5981.94	10.38	15.56	93078.9864	62092.5372
9	7032.36	10.67	15.86	111533.23	75035.2812
8	7060.09	10.65	15.86	111973.0274	75189.9585
7	7060.09	10.65	15.86	111973.0274	75189.9585
6	7060.09	10.67	15.9	112255.431	75331.1603
5	7060.09	10.65	15.86	111973.0274	75189.9585
4	7075.22	10.65	15.86	112212.9892	75351.093
3	7060.09	10.65	15.86	111973.0274	75189.9585
2	7060.09	10.65	15.86	111973.0274	75189.9585
1	7165.76	10.66	15.88	113792.2688	76387.0016
RDC	7370.8	10.51	16.00	117932.8	77467.108
∑Ms				1220670.842	817613.9738

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau.IV.10 : Vérification de stabilisation

MRx(KN.m)	MRy (KN.m)	Msx (KN.m)	Msy(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
196222.172	220121.102	1220670.84	817613.97	5.545	4.166	C.V

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux directions.

IV.4.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

- $\delta_k = \delta_{ek} * R$ [selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]

- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

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

- $\Delta k = \delta k - \delta k-1$[selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0.01he

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta} = H/250$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau. IV.11. Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Etage N°	Niveau (m)	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
10	36.55	2	7	0.66	3.23	C.V
9	33.32	1.81	6.34	0.67	3.23	C.V
8	30.09	1.62	5.67	0.7	3.23	C.V
7	26.86	1.42	4.97	0.73	3.23	C.V
6	23.63	1.21	4.24	0.77	3.23	C.V
5	20.40	0.99	3.47	0.74	3.23	C.V
4	17.17	0.78	2.73	0.73	3.23	C.V
3	13.94	0.57	2	0.67	3.23	C.V
2	10.71	0.38	1.33	0.59	3.23	C.V
1	7.48	0.21	0.74	0.49	3.40	C.V
RDC	4.08	0.07	0.25	0.25	4.08	C.V

Tableau. IV.12 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

Etage N°	Niveau (m)	δy (cm)	δy.R (cm)	ΔY (cm)	0,01.he (cm)	Vérification
10	36.55	3.57	12.5	1.16	3.23	C.V
9	33.32	3.24	11.34	1.22	3.23	C.V
8	30.09	2.89	10.12	1.26	3.23	C.V
7	26.86	2.53	8.86	1.33	3.23	C.V
6	23.63	2.15	7.53	1.37	3.23	C.V
5	20.40	1.76	6.16	1.36	3.23	C.V
4	17.17	1.37	4.8	1.33	3.23	C.V
3	13.94	0.99	3.47	1.19	3.23	C.V
2	10.71	0.65	2.28	1.05	3.23	C.V
1	7.48	0.35	1.23	0.81	3.40	C.V
RDC	4.08	0.12	0.42	0.42	4.08	C.V

Commentaire :

- Les déplacements en tête sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux directions.
- Tous les déplacements inter étage sont inférieur au déplacements inter étage admissible dans les deux directions « x ;y ».

IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

selon RPA version 2003► [Art 5.9]◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.13.Vérification l'effet P-Δ sens X

Etage N°	Niveau (m)	Hk (m)	W_i (kN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
10	36.55	3.23	5981.94	1101.29	0.66	0.0111	C.V
9	33.32	3.23	7032.36	1180.26	0.67	0.0124	C.V
8	30.09	3.23	7060.09	1070.05	0.7	0.0143	C.V
7	26.86	3.23	7060.09	955.19	0.73	0.0167	C.V
6	23.63	3.23	7060.09	840.32	0.77	0.02	C.V
5	20.40	3.23	7060.09	725.46	0.74	0.0223	C.V
4	17.17	3.23	7075.22	611.9	0.73	0.0261	C.V
3	13.94	3.23	7060.09	495.73	0.67	0.0295	C.V
2	10.71	3.23	7060.09	380.87	0.59	0.0339	C.V
1	7.48	3.40	7165.76	269.98	0.49	0.0383	C.V
RDC	4.08	4.08	7370.8	151.48	0.25	0.0298	C.V

Tableau.IV.14. Vérification l'effet P-Δsens Y

Etage N°	Niveau (m)	Hk (m)	W_i (kN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{ky} \leq 0.1$
10	36.55	3.23	5981.94	1235.42	1.16	0.0174	C.V
9	33.32	3.23	7032.36	1324.01	1.22	0.0201	C.V
8	30.09	3.23	7060.09	1200.38	1.26	0.0229	C.V
7	26.86	3.23	7060.09	1071.52	1.33	0.0271	C.V
6	23.63	3.23	7060.09	942.67	1.37	0.0318	C.V
5	20.40	3.23	7060.09	813.82	1.36	0.0365	C.V
4	17.17	3.23	7075.22	686.43	1.33	0.0424	C.V
3	13.94	3.23	7060.09	556.11	1.19	0.0468	C.V

2	10.71	3.23	7060.09	427.25	1.05	0.0537	C.V
1	7.48	3.40	7165.76	302.87	0.81	0.0564	C.V
RDC	4.08	4.08	7370.8	169.93	0.42	0.0447	C.V

Commentaire :

- l'effet P-Δ est négligeable à tous les niveaux et dans les deux directions « x ;y ».

IV.4.7.Conclusion :

Bâtiment R+10 avec voile porteurs en béton armé, avec ce système de contreventement « R=3.5 » nous avons obtenue :

- un bon comportement modale de la structure « moment de rotation réduit » ce comportement est fixé avec une bonne disposition des voiles « épaisseur, nombre des voiles » cette disposition donne une bonne dissipation d'énergie « T=12.27s » .
- la stabilité ou renversement est augmenté avec la rigidité des voiles.
- L'effet P-Δ est négligeable sur toute la longueur du bâtiment.
- Tous les déplacements de tous les étages et dans les deux directions restant dans la phase élastoplastique.
- Tous les sections des éléments choisi sont justifier valable pour résister à tous les charges extérieur. (statique et dynamique).
- Une bonne ductilité demande une déformation dans la phase élastoplastique sans perte de résistance des éléments.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et le R.P.A99 version 2003.

- **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Les combinaisons données par les règles du CBA93 :

E.L.U :1,35G +1,5Q

E.L.S : G + Q

b. Combinaisons exigées par le RPA99v2003.

G+ Q±E

0.8G±E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES DALLES :

V.2.1. Introduction :

Dans notre projet, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire, on a utilisé le SAP2000 pour modélisé notre structure, a partir de cette modélisation on peut afficher le panneau le plus sollicité.

Pour des raisons constructives on va étudier le panneau le plus défavorable et généralisé li ferraillage pour les autres panneaux.

V.2.1.1 Évaluation des charges et surcharges :

a. Charge permanente :

Tableau V.1. Charges permanentes de plancher courant de dalle pleine

N⁰	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	20	**0.40**
2	**Lit de sable**	0.03	18	**0.54**
3	**Mortier de pose**	0.02	20	**0.4**
4	**Plancher en Dalle plaine**	0.16	25	**4**
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10	**0.2**
6	**Les murs simples**	0.01	6	**1.62**
Charge permanente G				**7.16 KN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

- Le plancher à usage administratif : Q= 2.5 KN/m^2
- Le plancher à usage d'habitation : Q= 1.5

V.2.1.2 Combinaisons de charge :

Tableau V.2. Combinaison des charges

G (KN/m)	Q (KN/m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
7.16	2.5	13.41	9.66

La dalle travaille sur deux directions car ρ=3.92/5.1=0.0.76>0.4

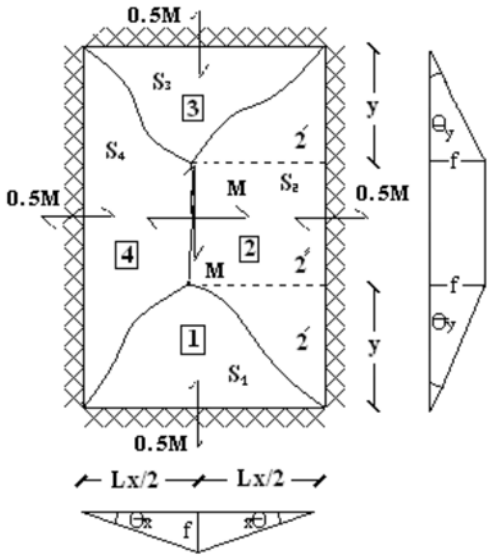


Figure V-1: Les lignes de rupture

- **Travail externe :**

$$T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3 + T_{ext}^4$$

Avec :

- $T_{ext}^1 = T_{ext}^3$
- $T_{ext}^2 = T_{ext}^4$

$$T_{ext}^1 = q.S_1.\frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{3}L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}L_x.y\right)$$

- **Travail interne :**

$$T_{\text{int}} = T_{\text{int}}^{1} + T_{\text{int}}^{2} + T_{\text{int}}^{3} + T_{\text{int}}^{4}$$

Avec :

- $T_{\text{int}}^{1} = T_{\text{int}}^{3}$
- $T_{\text{int}}^{2} = T_{\text{int}}^{4}$

$$T_{\text{int}}^{1} = 0.5ML_x\theta_y + ML_x\theta_y \qquad \theta_y = \tan\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^{1} = 1.5ML_x\frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^{2} = 0.5ML_y\frac{2f}{L_x} + ML_y\frac{2f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}}^{2} = 3ML_y\frac{f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}} = 3Mf\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{\text{int}}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{3.34}{Y} + 2.60\right)}{(-1.31y + 10)} \text{.....(*)}$$

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 3.40y^2 + 8.74y - 33.4 = 0 \Rightarrow y = 2.14cm$$

Pour trouver (M) ON remplace la valeur de (y) dans l'équation(*)

M=0.58q

$M_u 0.58q_u = 0.58 \times 13.29 = 7.71KN.m$

$.M_s = 058q_s = 0.58 \times 9.57 = 5.55KN.m$

$M_{tu} = 7.71KN.m$

$.M_{at} = 3.86KN.m$

V.2.1.3 calcul de ferraillage :

Tableau V.3. Les données

f_{c28}	25MPa	H	16
f_{t28}	2.1 MPa	D	13.5
f_e	400	C	2.5
σ_{bcadm}	14.2	C'	22.5
σ_{scadm}	348	B	100

On doit calculer les hauteurs utiles :

- $d_x = 16 - 2 - \frac{1}{2} = 13.5cm$
- $d_y = 12.5cm$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 calcul des sections d'acier de la dalle

		Mu (KN.m)	μ	β	Acal	A' (cm²/ml)	A min (cm^2)
Sens X	En travée	12.09	0.035	0.983	1.68	0	1.6
	Aux appuis	3.86	0.015	0.992	0.89	0	1.6

Sens Y	**En travée**	12.09	0.035	0.983	1.20	0	1.6
	Aux appuis	3.86	0.015	0.992	0.64	0	1.6

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{16 \times 100}{1000} = 1.6cm^2$$

Donc on adopte les sections :

Ax = 4 HA 8 = 2.01 cm²

AY = 4 HA 8 = 2.01 cm²

- **Condition d'espacement :**

Suivant la direction la plus sollicité **St ≤ min (2h ; 25cm)** .

Suivant la direction perpendiculaire : **St ≤ min (3h ;33 cm) .**

Les armatures supérieures : **St=25 cm≤ min (2h ; 25cm) =25cm** .

Les armatures inférieures : **St=25cm ≤ min (3h ; 33cm) =33 cm** .

V.2.1.4 vérification de l'effort tranchant:

Suivant Lx :

$$Vu_x = \frac{Pu \times Lx \times Ly}{2Ly + Lx} = 18.82$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$$

$$\tau_{ux} = \frac{18.82 \times 10^3}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_{ux} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{ux} = \frac{18.82 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \qquad \text{(C.V)}$$

Suivant Ly :

$$Vu_y = \frac{Pu \times Lx \times Ly}{3Ly} = 17.37$$

$$\tau_{uy} = \frac{17.37 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.14 \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ Mpa} \qquad \text{(C.V)}$$

Résultat : les transversales ne sont pas nécessaires, car l'effort de cisaillement est supporter par le béton seul.

V.2.1.5 vérification à l'ELS:

- **Béton:** $\bar{\sigma}_b = 15Mpa$
- **Acier:** la fissuration est non préjudiciable

a. Détermination du moment service :

Tableau V.5.calcul de moment de service

		M_{ser} (KN.m)
Sens X	En travée	8.71
	Aux appuis	2.76
Sens Y	En travée	8.71
	Aux appuis	2.76

b. Vérification de la contrainte de béton:

Tableau V.6 vérification à l'ELS

		Mser (KN.m)	A cm²	Y	I	K	σ_b	σ_b
Sens X	En travée	8.71	2.01	4.16	4167.69	208.99	5.37	C.V
	Aux appuis	2.76	2.01	4.16	4167.69	66.23	1.70	C.V
Sens Y	En travée	8.71	2.01	4.05	3535.42	246.36	6.08	C.V
	Aux appuis	2.76	2.01	4.05	3535.42	78.06	1.93	C.V

c. vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.040$$

$$\frac{M_t}{20M_x} = \frac{8.71}{20 \times 8.71} = 0.05$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \textbf{(c.v)}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 1.49.10^{-3}$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \textbf{(c.v)}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche puisque les conditions sont vérifiées

V.3.Ferraillage des voiles :

V.3.1.Introduction :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.3.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera fait en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.3.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.2.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.3.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".
Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.3.4.1. Recommandations des règlements :

a. Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 :

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

-Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.4] ◄ :

- Av =0.2%Bt Bt : dans la section tendue du voile. **[RPA : Art 7.7.4.1]**
- Av =0.15%B B : la section globale du voile. **[RPA : Art 7.7.4.3]**
- Av =0.10%B en zone courante. **[RPA : Art 7.7.4.3]**

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.

b. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".
- Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4MPa$
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\tau = 0.2 f_{c28}$

Avec :

- $\boldsymbol{\tau_b}$: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- Ah : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$
- $S_h \leq \frac{A_h}{0.003}$
- Sh ≤ min [1.5a ; 30cm]

c. <u>Armatures transversales :</u>

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.3.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

(RPA 99 et CBA 93) :

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

-Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v \text{ (zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} \text{ (zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

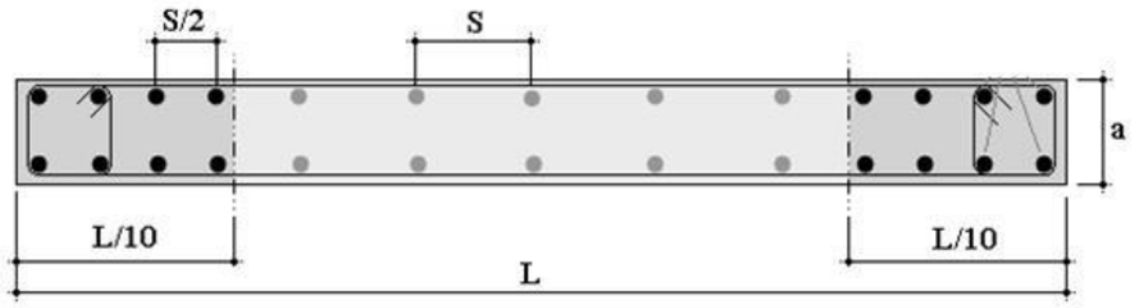


Fig.V.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.3.5.1.Armatures verticales :

a. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau .V.7. Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	fc28=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.8. Calcul des armatures verticaux des voiles pleins

	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	$A_{calculé}$	St (cm)	Achoisie
V1	475x30	3772.69	5413.23	G+Q+Edx	21.37	20	29HA10 =22.78
V2	392x30	925.22	3363.65	G+Q+Edx	17.64	20	20HA12 =22.62cm²
V3	410x30	5555.06	6424.36	0.8G+Edy	18.45	20	25HA10 =19.63cm²
V4	315x30	4499.54	4410.94	0.8G+Edy	14.17	20	23HA10 =18.06cm²

b. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

- $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.9.vérification des armaturs verticaux a l'ELS

	S (cm²)	Achoisie	N ser	Mser	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)
V1	475x30	22.78	4505.14	72.44	3.1	46.3	15	201.16
V2	392x30	22.62	2497.32	124.32	2.2	32.7	15	201.16
V3	410x30	19.63	2017.39	62.71	1.6	24.6	15	201.16
V4	315x30	18.06	2574.28	17.82	2.6	39.6	15	201.16

V.3.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.10 : Calcul des armatures horizontaux des voiles pleins pour 1ml

	S (cm²)	Acalculé	Achoisie
V1	475x30	5.80	7HA12=7.92 cm²
V2	392x30	5.40	7HA10=5.50 cm²
V3	410x30	5.40	7HA10=5.50 cm²
V4	315x30	4.05	7HA10=5.50 cm²

V.3.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φt est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, Φt étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles de diamètre de 8 mm

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins

V.3.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.3.6.1.les trumeaux :

a. Les armateurs verticaux :

a.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.11 : Calcul de l'armature verticale des trumeaux

	S (cm²)	N(KN)	M(KN.m)	Situation	$A_{calculé}$	St (cm)	Achoisie
V1	300x30	4022.47	2007.82	0.8G+Edy	13.5	20	18HA10 =14.14 cm²
V2	410x30	5555.06	6424.36	0.8G+Edy	18.45	20	25HA10 =19.63cm²

a.2. Vérification des armatures à ELS :

Tableau .V.12 : Vérification des armatures à ELS des trumeaux

	S (cm²)	Achoisie	N ser	Mser	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)
V1	300x30	14.14	1416.78	26.04	1.5	23	15	201.16
V2	410x30	19.63	2017.39	62.71	1.6	24.6	15	201.16

b. Les armateurs horizontaux :

Tableau .V.13 : Calcul des armaturs horizontaux des trumeaux

	S (cm²)	$A_{calculé}$	$A_{choisie}$
V1	300x30	4.05	6HA10=4.71 cm²
V2	410x30	5.40	7HA10=5.50 cm²

C. Vérification des contraintes :

Tableau .V.14 : Vérification des contraintes

	S (cm²)	T (kN)	τ (MPa)	τ adm (MPa)	$\zeta<\zeta_{adm}$,
V1	300x30	318.81	0.551	5	vérifiée
V2	410x30	765.23	0.968	5	vérifiée

V.3.6.2. Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Recommandations réglementaires :

- Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◄ :

La contrainte limites de cisaillement :$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \dfrac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$

$\tau = 0.2\, f_{c28}$

- b_0 : épaisseur du linteau.
- d : hauteur utile.
- V_u : effort tranchant ultime.

-*Ferraillage* : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1- Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) :

selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.1]◄

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \qquad \text{avec :} \quad Z=h-2d'$$

- M : moment du à l'effort tranchant.
- h : hauteur totale du linteau.
- d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ { $\lambda > 1$ (linteau long) ; $\lambda < 1$ (linteau court)

a- linteau long λ>1 :

On a: $S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$

- St : espacement entre les armatures transversales.
- A_t : section d'armatures transversales.
- L : portée du linteau.
- Z = h – 2 d'

b- linteau court λ< 1

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci}, M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij}", On les calculs comme suit :

$M_c = A_1 . f_e . Z$ avec : Z = h – 2 d'

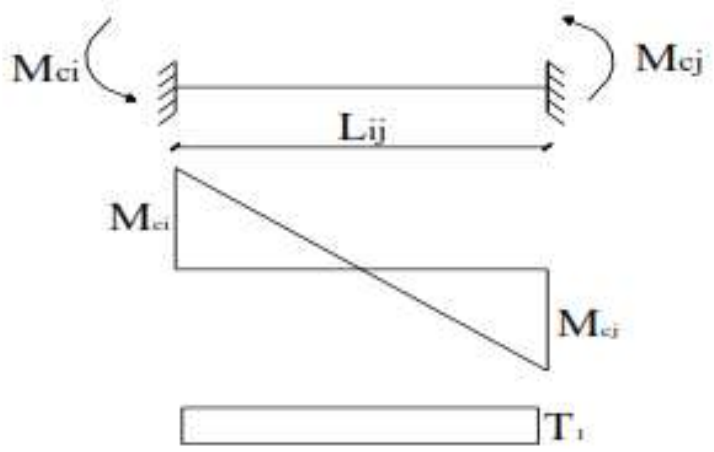


Fig.V.3 : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

1- <u>Deuxième cas (τb> 0.06fc28) :</u>

selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.2] ◄

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{Avec: } tg\,\alpha = \frac{h-2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

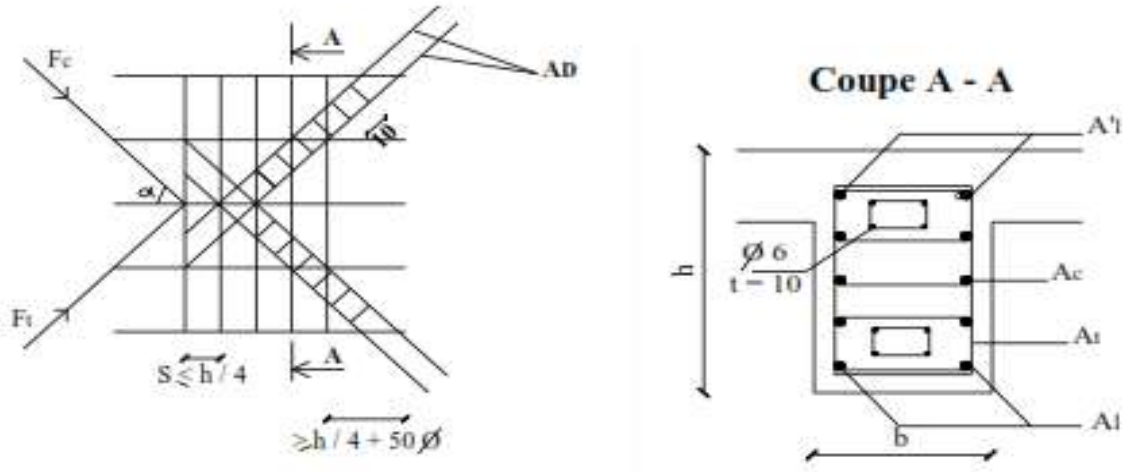


Fig.V.4 : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferraillage minimal :**

selon le RPA 99 Version2003► [Art 7.7.3.3] ◄ , On a :

- $A_l \geq 0.15\%b.h$
- $A_c \geq 0.20\%\ b.h$
- $A_D = 0$ si $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$
- $A_D = 0.15\%b.h$ si $\tau_b > 0.06\, f_{c28}$
- $A_t \geq 0.15\%b.s$ si si $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$
- $A_t \geq 0.25\%b.s$ si $\tau_b > 0.06\, f_{c28}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.15 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

	S (cm²)	L (mm)	A (mm)	H (mm)	D (mm)	T (KN)	ζ Mpa	ζadm Mpa
V1	300x30	1400	300	2480	2232	479.11	0.72	1.5
V2	410x30	1200	300	2480	2232	943.18	1.41	1.5

Puisque $\zeta < \zeta_{adm}$, les armatures additionnel ne sont pas nécessaires

Tableau .V.16: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

	Tmax (kN)	M (kN.m)	AL (cm²)	At (cm²)	AL choisit (cm²)	At choisit (cm²)
V1	479.11	418.63	5.92	0.79	4HA14=6.16	2HA10=1.57 S=15 cm
V2	943.18	624.48	8.83	0.79	6HA14=9.24	2HA10=1.57 S=15 cm

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

VI.2. Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Vue la présence des voile seulement et des radiers partielle, on a conclu que les semelles isolées ainsi que filante sous voile ne sont pas utiles dans notre structure donc on adopte un radier général.

VI.2.1.Principe du ferraillage des semelles :

Les semelles sont dimensionnées à L'ELS

Le ferraillage de la semelle est calculé à L'ELU

VI.3. Le radier :

Un radier est une dalle pleine, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les voiles. Il sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis.

VI.3.1. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition:

$$\sigma_{\max} \geq \sigma_{adm} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a:

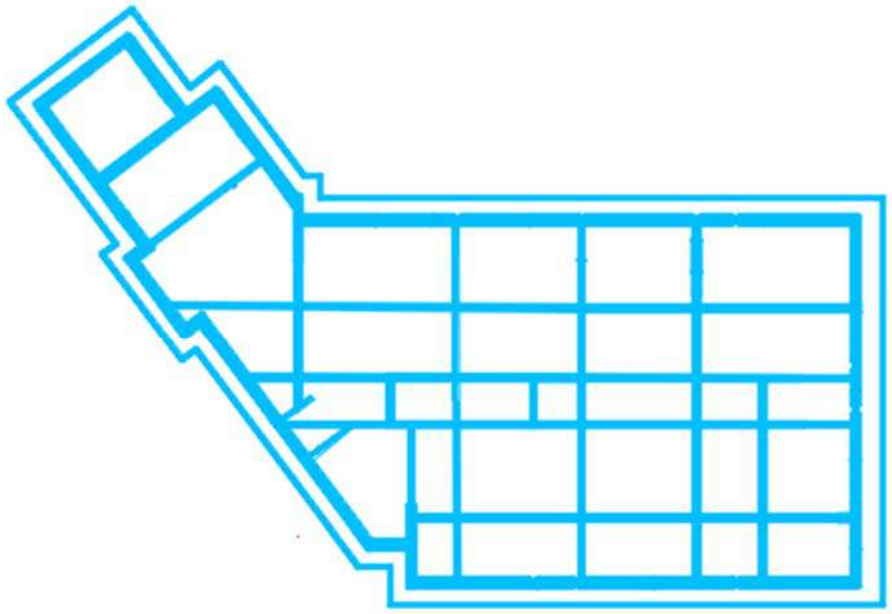
N_{ser} = G+Q = 92717.93 KN

$\sigma_{sol} = 2bar$

On trouve: $S \geq 463.588 cm^2$

La surface du bâtiment $S_b \geq 570 cm^2$

Donc la surface totale du radier est 570 m²



figureVI.1 : la surface du radier

VI.3.2. Pré dimensionnement de radier :

- **Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

Condition forfaitaire :

$$h_{r1} \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec: L_{max}: la longueur maximale du voile

Lmax = 5.10 m

$\Rightarrow h_{r1} \geq 25.5 cm$

VI.3.3. Condition de poinçonnement :

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0.045\,\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \ldots\ldots\ldots (1)$$

Nu : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité,

⇨ Nu = 153156.49 kN.

Uc: Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$\mu_c = 2[(a+b)+2h]$$

a, b : les dimensions du voile.

D'après l'équation (1) on a :

$$h_{n1} \geq 0.51m$$

On prend $h_{n1} = 0.55m$

N_u= 153156.49KN

$$Nu \leq 2925006KN \ldots\ldots\ldots\ldots (CV)$$

VI.4. Etude de débord du radier :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right) = 30cm$$

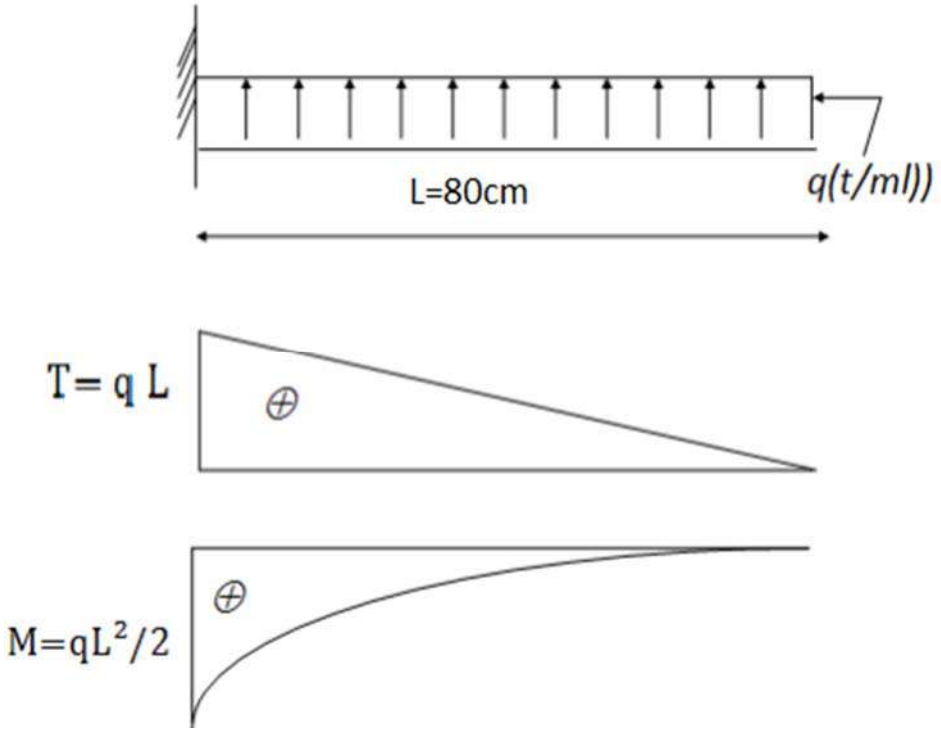
Soit D=80cm

D'où : $S_r = 570m^2$

b=1m

h=30cm

d=0.9h=27cm



figureVI.2 : Schéma statique du débord de radier

qu=268.70KN/ml

qs=197.70KN/ml

VI.4.1 Calcul de ferraillage :

Tableau VI.1. Calcul de ferraillage à l'ELU

-

	Mu (KN.m)	d (cm)	μ	β	Acal (cm²ml)	Achoisit	Amin (cm)	C
ELU	85.98	27	0.0209	0.985	2.35	5HA12	3	5HA12

VI.4.2 Vérification a ELS :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS

	ELS
A (cm^2)	5.65
Mser (kN.m)	19.09
Y (cm)	5.97
I (cm^4)	13726.45
$\overline{\sigma_b}$ **(MPa)**	15
σ_b **(MPa)**	8.30
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	OUI

VI.4.3 Condition de non fragilité :

On vérifier que : $A \geq A_{\min} = \frac{B}{1000}$

En travée : A=15.39 cm²> (100*30)/1000=3 cm² **(CV)**

En Appuis : A=9.05 cm²> (100*30)/1000=3 cm² **(CV)**

VI.4.4 Condition de cisaillement:

$\tau \geq \overline{\tau}$

$\overline{\tau} = \min\left(\frac{0.15xf_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$ ……fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

- $\left(\tau_u = \frac{v_u}{bd}\right) \leq \left(\overline{\tau} = 0.05\, f_{c_{28}}\right)$ ➔ $1 \leq 2.5$ ……..(CV)

VI.5 Ferraillage de radier :

qu= 268.70KN

qs=197.16KN

On a $\left(\frac{L_x}{L_y} = \frac{392}{510} = 0.77\right)$ la dalle travaillé suivant les deux directions.

- **Travail externe :** Text =q.s.f ;

Avec q : la charge repartie sur la surface S qui subit un déplacement du centre de gravité f.

$$T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3 + T_{ext}^4$$

Avec :

- $T_{ext}^1 = T_{ext}^3$
- $T_{ext}^2 = T_{ext}^4$

$$T_{ext}^1 = q.S_1.\frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^2 = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{3}L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2}L_x.L_y - \frac{1}{3}L_x.y\right)$$

- **Travail interne :**

$$T_{\text{int}} = T_{\text{int}}^1 + T_{\text{int}}^2 + T_{\text{int}}^3 + T_{\text{int}}^4$$

Avec :

- $T_{\text{int}}^1 = T_{\text{int}}^3$
- $T_{\text{int}}^2 = T_{\text{int}}^4$

$$T_{\text{int}}^{1} = 0.5ML_x\theta_y + ML_x\theta_y \qquad \theta_y = \tan\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^{1} = 1.5ML_x\frac{f}{y}$$

$$T_{\text{int}}^{2} = 0.5ML_y\frac{2f}{L_x} + ML_y\frac{2f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}}^{2} = 3ML_y\frac{f}{L_x}$$

$$T_{\text{int}} = 3Mf\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right)$$

- **Principe du travail virtuel :**

$$T_{ext} = T_{\text{int}}$$

$$q = 3M\frac{\left(\frac{3.34}{Y} + 2.60\right)}{(-1.31y + 10)} \text{.....(*)}$$

On dérive « q » par rapport à « y » pour déterminer **y**

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 3.40y^2 + 8.74y - 33.4 = 0 \Rightarrow y = 2.14cm$$

Pour trouver (M) ON remplace la valeur de (y) dans l'équation(*)

M=0.58q

$$M_u\, 0.58q_u = 0.58 \times 268.70 = 155.84KN.m$$

$$.M_s = 058q_s = 0.58 \times 197.70 = 168.045KN.m$$

$$M_{tu} = 132.46KN.m$$

$$.Mau = 77.92KN.m$$

VI.5.1 calcul de ferraillage :

Tableau VI.3. Les données

f_{c28}	25MPa	H	30
f_{t28}	2.1 MPa	D	27

f_e	400	C	3
σ_{badm}	14.2	C'	3
σ_{sadm}	348	B	100

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

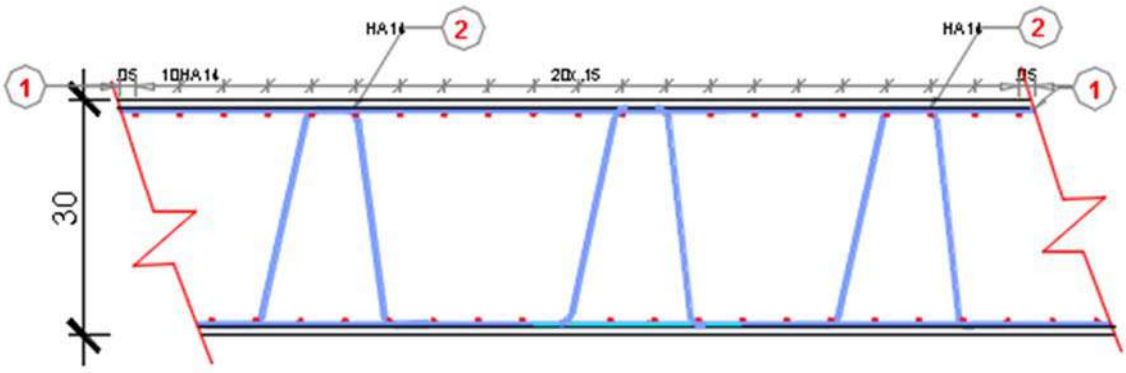
Tableau VI.4. calcul des sections d'acier

		Mu (KN.m)	μ	β	Acal	A' (cm²/ml)	Achoisi (cm^2)
	En travée	132.46	0.128	0.931	15.14	0	10HA14
	Aux appuis	77.92	0.075	0.960	8.63	0	8HA14

Donc on adopte les sections :

At = 10 HA 14 = 15.39 cm²

A_a = 8 HA 14 = 12.32 cm²



figureVI.3 : coupe de ferraillage du radier

VI.5.2 vérification à l'ELS:

- **Béton:** $\overline{\sigma}_b = 15Mpa$
- **Acier:** la fissuration est non préjudiciable.

- **Détermination du moment service :**

Tableau VI.5 calcul de moment de service

		M_{ser} (KN.m)
	En travée	142.83
	Aux appuis	84.02

- **Vérification de la contrainte de béton:**

Tableau VI.6. vérification a l'ELS

		M_{ser} (KN.m)	A cm²	Y	I	K	σ_b	σ_b
	En travée	142.83	15.39	9.01	99093.41	144.13	12.98	C.V
	Aux appuis	84.02	12.32	8.31	83682.15	100.4.	8.34	C.V

VI.5.3 Condition de cisaillement:

$\overline{\tau} = \min\left(\frac{0.15xf_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$ ……fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\left(\tau_u = \frac{v_u}{bd}\right) \leq \left(\overline{\tau} = 0.05\, f_{c_{28}}\right)$ ➔ $1.04 \leq 2.5$.

Donc on n'a pas besoin des armatures transversales.

Observation :

Pour des raisons pratique et constructives, on adopte pour la A_{debod} le prolongement des aciers du radier.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateur, ont influencés profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile, une plus grande part de charge se reporte sur les voiles dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure contreventée par des voiles.

Les systèmes des voiles donc caractérisent à la fois une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie. Celle-ci n'entre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme.

Le but de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans ce mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature , en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que le Master en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique) .

Enfin, l'objectif principal du Master concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Références Bibliographique

BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

[1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2]: Règle de conception et de calcul de structures CBA93. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R –

Manuels techniques :

[4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELLAZOUGHI.

[5] : Cours du béton armé. M .BOUKANDAKDJI.O.

Logiciels :

- SAP2000 V19.1.0
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2016