REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème : Etude bâtiment RDC+5+sous-sol étages implanté en zone III

Présenté par

Yagoub Messaoud

Mennai Abdelmalek

Proposé et Dirigé par

Dr. YOUNSI Abderahman

Promotion juin 2022

REMERCIMENT

Tout d'abord, je remercie Dieu qui m'a inspiré patience et force pour réaliser ce travail, et je remercie ma famille pour ses encouragements et son aide depuis le début de mes études jusqu'à l'endroit où je suis aujourd'hui, et bien sûr je n'oublie pas de remercier Mr.YOUNSI Abderahman pour son aide et ses conseils tout au long de la période de ce projet.

Je remercie également les membres du jury.

Dédicaces

Je dédie cet humble travail à :

Mes parents sont toujours avec moi, que Dieu les protège

Chers frères et sœurs

A tous mes amis, en particulier mes chers amis Bougherra Elouanes et Hemia Khalifa, sarah

mes collègues sans exception.

Yagoub Messaoud

Dédicaces

Je dédie mon diplôme à la lumière qui éclaire mon chemin et à la lampe dont la lumière ne s'éteint jamais, qui a lutté au fil des ans et enlevé toutes les épines de mon chemin pour gravir l'échelle du succès, mon cher père, et. Que Dieu a fait le ciel sous ses pieds et m'a rempli d'amour et de tendresse. Cela m'a fait me sentir heureux et en sécurité. C'est la vie de ma mère. Et les petites lampes qui remplissent mon cœur de lumière, mes sœurs (i.k.w.s.g).

À mon bien-aimé qui se tenait comme une haute montagne derrière mon dos dans mes moments de faiblesse et de brisement wissam.

A mon compagnon Tahaa et Khalifa et laid

et mes amis .Messaoud ,maamar,.H rok,.et tous les amis

Mennai abdelmalek

ملخص

هذا المشروع هو دراسةمبنىمكونمن (طابق ارضي+5 طوابق) والمقرربناؤهافي ولايةبومرداس (المصنفةضمن المنطقة الزلزالية رقمIIIحسب القواعد الجزائرية المقاومةللزلازل (**RPA99 version 2003**)
-مقاومة البنايةلكل الحمولات العمودية والأفقيةمضمونةبواسطة العارضات, الأعمدة والجدران المشكلةمن الخرسانة المسلحة.
-قياس الأبعاد ونتائجكل العناصر المقاومةللبنايةتم طبقاللمعايير والقوانين المعمولبهافي الجزائر(القواعد الجزائرية المضادةللزلازل وقانون الخرسانة المسلحة).
- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التيتعتمد أساساعلى طريقة العناصر المنتهيةباستعمالتقنياتحساب الهياكلباستعمالبرنامج(**ETABS V.20.0**)
- وفي الأخيرقمنابدراسة البنية التحتيةللبناية وهذابحساب الأساسات.
الكلمات المفتاحية : الهياكل ،التسليح ،الخرسانة المسلحة ،الاساس ،الدراسة الزلزالية.

Résumé

Ce projet consiste aune étude et d'un bâtiment (sous-sol+RDC+5 étages), implanté dans la wilaya de **B O U M E R D E S**, cette région est classé comme zone III selon le (**RPA99 version 2003**).
-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).
-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur (**CBA93, RPA99 version 2003**).
-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel «**ETABS V.20.0** ».
-En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Motsclés :structure,ferraillage,bétonarmé,fondation,étudesismique.

ABSTRACT

This project is a study of a structure (one basement +ground floor+5floors), will be implanted in **B O U M E R D E S**, this area is classified in area III according to **(RPA99 version 2003).**
-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind
-bracing (frames + shells)
-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force (**CBA93, RPA99 v 2003**).
-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software "**ETABS V.20.0**".
-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keys words : structure;reinforcement;reinforced concrete;foundation;seisme study.

SOMMAIRE

Remerciement

Résume

Liste de figure

Liste des tableaux

Notation

Introduction général

Chapitre I Présentation de L'ouvrage

I.1. INTRODUCTION : 2

I.2. DESCRIPTION ARCHITECTURALE : 2

I.2.1.Présentation de l'ouvrage : 3

I.2.1 Caractéristique géométrique de L'ouvrage:……..……3

I.3. Classification de l'ouvrage : 3

I.3.1. Classification des zones sismiques : 3

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance : 3

I.3.3. Classification des sols : 3

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement : 3

I.4. DESCRIPTION STRUCTURELLE : 4

I.4.1. Ossature de l'ouvrage 4

I.4.2. Planchers 4

I.4.3. Maçonnerie 4

I.4.4. L'acrotère 4

I.4.5. Escalier 4

I.5.Caractéristique mécanique des matériaux : 5

I.5.1. Béton 5

I.5.2. Ciment 5

I.5.3. Granulats 5

I.5.4. Béton armé 5

I.5.4.1. Résistance du béton 6
I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression 6
I.5.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction 6
I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ) 6
I.5.4.3. Module de déformation longitudinale 7
I.5.6. Acier 7
I.6.Principe de calcul 7

Chapitre II pré dimensionnement

II.1. Introduction 9
II.2. Les plancher 9
II.2. 1 a- Plancher à corps creux 9
II.2.2.b- Dalle pleine 9
i)Critère de résistance 9
ii)Sécuritécontrel'incendie……..**Error! Bookmark not defined.**
iii) condition d'isolation acoustique ep ≥ 15cm. 10
II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations 10
II.3.1. Plancher corps creux 10
a) Plancher terrasse 10
b) Plancher courant 10
II.3.2. Dalle pleine 11
a) Terrasse 11
b) Etage courant 11
II.3.3. Maçonnerie 12
a) Murs intérieurs (simple cloison) 12
b) Murs extérieurs (double-cloison) 12
c) Surcharges d'exploitation 12
II.4. Les poutres 13
II.4.1. Pré dimensionnement 13
II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99 13
II.4.3. Poutres principales 13
II.4.4-Poutres secondaires 13
II.5.Conclusion 14
II.6. Les poteaux 14

II.6.1. Etapes de pré dimensionnement ……..……14
II.6.2. Détermination des charges et surcharges 14
II.6.3. Pré dimensionnement des poteaux 19
II.7.LES Voiles 20
Conclusion……..21

Chapitre III ***Calcul des éléments secondaires***

III.1. INTRODUCTION..... 22
III.2 ACROTÈRE..... 22
III .2.2. introduction……..22
III.2.2. Evaluation des charges 23
III.2.3. Calcul des efforts 24
III.2.4. Ferraillage de l'acrotère 24
III.2.5.Vérification de la section d'acier selon " bael 91Modifié 99 " [1] 25
III.2.6. Armatures de répartitions 26
III.2.7. Vérification à L'E.L.S..... 26
III.2.7.1. Vérification des contraintes 27
III.2.7.2. Vérification de l'effort tranchant 27
III.4. Escalier 28
III.4.1. Escalier à trois volées..... 28
III.4.1.1. Pré dimensionnement 28
III.4.1.2. Ferraillage..... 31
III.4.1.2.1. Armatures longitudinales 31
III.4.1.2.2. Armatures de répartition..... 31
III.4.1.2.3.Vérification à l'ELS..... 32
III.4.1.2.4. Vérification de l'effort tranchant..... 32
III.4.1.2.5. Vérification de la flèche 32
III.4.2. Escalier à deux voleès 33
III.4.2.1.Pré dimensionnement..... 33
III.4.2.2. Charges d'exploitation 34
III.4.2.3. Ferraillage..... 36

III.4.2.3.1. Armatures longitudinales 36
III.4.2.3.2. Armatures de répartition 36
III.4.2.3.3. Vérification à l'ELS 37
III.4.2.3.4. Vérification de l'effort tranchant 37
III.4.2.3.5. Vérification de la flèche 37
III.4.5. Calcul de la poutre palière 38
III.4.5.1. Prédimensionnement 38
III.4.5.2. Evaluation des charges 39
III.4.5.3. Calcul des efforts internes 39
III.4.5.4. Ferraillage de la poutre palière 39
III.5-CALCUL DES POUTRELLES : 41
III.5.1- Introduction : 41
III.5.2. Plancher à corps creux (16+4) cm: 41
III.5.2.1. Dimensionnement des poutrelles : 41
III.5.2.2. Calcul des sollicitations (E.L.U) : 42
III.5.2.3. Méthode de calcul : 43
III.5.2.3.1.1er Type : Poutrelles à trois travées : 43
III.5.2.3.2.2er Type : Poutrelles à 2 travées 47
III.5.2.4. Ferraillage des poutrelles : 51
III.5.2.5.Calcul de la flèche: 55
III.5.2.6. Ferraillage de la table de compression : 56

Chapitre IV ***Etude Dynamique***

IV.1. INTRODUCTION 58
IV.2. Objectif de l'étude dynamique 58
IV.3. Modelisation de la structure 58
IV.4.Methodes de calculs 60
IV.4.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente 60
IV.4.2. Conditions d'application de la Méthodes dynamiques 60
IV.5. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 61

*IV.5.*La méthode d'analyse modale spectrale 61

IV.5.1. Spectre de 1réponse de calcul 61

A.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 61

B.Détermination des coefficients 62

*IV.5.1.2*Analyse modales du modèle.....64

A.Estimation de la période fondamentale de la structure 64

B.Choix du type de contreventemen.....65

C.Vérifications réglementaires.....71

E.1. Résultante des forces sismiques de calcul 71

E.2. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ 77

E.3. Vérification de l'effort normal réduit……78

IV.6. Dimensions finales des éléments structuraux……79

IV.7. CONCLUSION..... 79

Chapitre V Ferraillage des éléments résistant

V.1.INTRODUCTION……..…….. 80

V.2..FERRAILLAGE DES POTEAUX 80

V.2.1.Ferraillage Longitudinal 80

V.2.2.Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99.....81

V.2.3.Recommandations selon l'R.P. A .99 version 2003 81

V.2.4. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes 82

V.2.5 Calcul du Ferraillage Longitudinal 83

V.3. *Ferraillage transversal*……*84*

V.3.1. Recommandations selon l'R.P. A .99 version 2003 84

V.3.2. Calcul du ferraillage transversal 85

V.3.3. Schéma de ferraillage.....86

V.4. FERRAILLAGE DES POUTRES 87

V.4.1. Combinaisons des charges 87

V.4.2. Les recommandations du RPA99 87

A.Armatures longitudinales :.....87
B.Armatures transversales.....87
V.4.3. Exemple d'étude d'une poutre principale 88
V.4.3.1.Ferraillage longitudinal.....89
V.4.3.2Ferraillage transversal.....94
V.5.Le ferraillage des poutres 96
V.5.1. Ferraillage longitudinal :.....96
V.5.1Ferraillage transversal.....96
V.5.3.Schéma de ferraillage 97
V.6.FERRAILLAGE DES VOILES 97
V.6.1. Introduction.....97
V.6.2. Les recommandations du RPA99 98
V.6.3. La méthode de calcul 98
V.6.4. Ferraillage des voiles 100
V.6.4.1Détermination des sollicitations 100
V.6.4.2Emplacement et dimension des voiles 1001
V.6.4.3Résultats et ferraillage 102,103
V.6.4.4.Schéma de ferraillage 104

Chapitres VI ***Etude de l'Infrastructure***

VI.1. INTRODUCTION…….....105
VI.2. METHODOLOGIE 105
VI.3. DONNEES DE L'ETUDE.....105
VI.4. CHOIX DU TYPE DE LA FONDATION 106
IV.4.1. Semelles isolées 106
IV.4.2. Etude du radier.....107
IV.4.2.1. Pré dimensionnement 107
a)1ére proposition : 107
b)2eme proposition : 109
IV.4.2.2.Calcul de Ferraillage de la dalle : (automatique) 111
IV.2.4. Calcul de Ferraillage de la dalle : (manuelle).....112
A. Calcul du ferraillage en appui suivant les directions X et Y.....113

B. Calcul du ferraillage en appui suivant les deux direction X et Y.....114

Conclusion générale

Bibliographie

LISTEDES FIGURES

Chapitre I : Présentationde L'ouvrage

Figure I-1 Vue ***du Projet***

Chapitre II : pré dimensionnement

Figure II .1: Plancher à corps creux

Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité

Figure **Error! No text of specified style in document.**.3 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure. III.1 : Acrotère
Figure.III.2 : Sollicitation de l'acrotère

Figure. III.3:Diagramme des efforts a l'ELU

Figure. III.4:Ferraillage de l'acrotère

Figure III.5. Schéma statique d'Escalier à trois volées.

Figure III.6. Chargement dans l'escalier d'étage courant

Figure III.7. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

Figure III.8. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS

Figure III.9. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

Figure III.10. Ferraillage d'escalier type A

Figure III.11. Schéma statique d'escalier à 2 volèe.

Figure III.13.Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

Figure III.14. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS

Figure III.15. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.

Figure III.16. Ferraillage d'escalier type B

Figure III.17: Schéma statique équivalent de la poutre palière

Figure III.18: Efforts internes dans la poutre palière (l'ELU et l'ELS)

Fig. III.19. Dimensionnement de la poutrelle

Fig. III.20. Poutrelle avant coulage

Figure III.21 : Diagrammes des momentssa l'ELU du RDC

Figure III.22 : Diagrammes des momentssa l'ELS du RDC

Figure III.23: Diagrammes des moments sa l'ELU du plancher a EC

Figure III.24 : Diagrammes des moments à l'ELS du plancher a EC

Figure III.25: Diagrammes des moments sa l'ELU du plancher a terrasse

Figure III.26 : Diagrammes des moments sa l'ELS du plancher a terrasse

Figure III.27 : Diagrammes des momentssa l'ELU du plancher a RDC

Figure III.28 : Diagrammes des moments sa l'ELS du plancher à RDC

Figure III.29 : Diagrammes des moments sa l'ELU du plancher a EC

Figure III.30 : Diagrammes des moments sa l'ELS du plancher a EC

Figure III.31: Diagrammes des moments sa l'ELU du plancher a terrasse

Figure III.32 : Diagrammes des moments sa l'ELS du plancher a terrasse

Figure III.33 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Fig. III.34. Ferraillage des poutrelles

Fig.III.35. Schéma de la Table de compression

Chapitre IV :Etude Dynamique

Figure IV.1 : Modélisation de la structure

Figure IV.2 : La courbe de spectre de réponse

Figure IV.3 : Variante 1

Figure IV.4: Variante 2

Figure IV.5 : Variante 3

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistant

Figure V.1 : Zone Nodale.

FigureV.2.Ferraillagepoteaux50*50

FigureV.3.Ferraillagepoteaux45*45

FigureV.4.Ferraillagepoteaux40*40

FigureV.5.Ferraillagepoteaux35*35

FigureV.6.Ferraillagepoteaux30*30

Figure V.7 : Le moment fléchissant à ELU

Figure V.8 : Le moment fléchissant à ELU de la poutre continue max

Figure V.9 :Le moment fléchissant à ELS de la poutre continue max

Figure V.10:L'effort tranchant à ELU de la poutre continue max

Figure V.11 :Moment fléchissant à l'état accidentelle

Figure V.12 :L'effort tranchant à l'état accidentelle

Figure V.13: ferraillage de poutre principale

Figure V.14 : ferraillage de poutre secondaire

Figure V.15 : dimension des voiles

Figure V.16 : ferraillage des voiles

Chapitres VI : Etude de l'Infrastructure

Figure VI.1 : dimension de la 1ère position

Figure VI.2 : contrainte du sol 1ère position.

Figure VI.3 :dimension de la 2eme position

Figure VI.4 : contrainte du sol 2eme position

Figure VI.5 : As sup sens X

Figure VI.6 : As inf sens X

Figure VI.7 : As sup sens Y

Figure VI.8 : As inf sens Y

Figure VI.9 : le moment de la dalle suivant X

Figure VI.10 : le moment de la dalle suivant Y

LISTEDES TABLEAUX

Chapitre I : Présentationde L'ouvrage

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Chapitre II : pré dimensionnement

Tableau II .1 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

Tableau II .3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

Tableau II .7 : Dégression des surcharges

Tableau II.8: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Tableau II .9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau

Tableau II.10 : Vérification du Nu(KN) ≤ $\overline{\mathbf{N}}$(kN)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

Tableau III.2: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

Tableau III.3: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

Tableau III.4: Détermination des efforts

Tableau III.5: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant

Tableau III.6: Vérification de la section d'armatures

Tableau III.7: Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant
Tableau III.8: Vérification à l'E.L. S
Tableau III.9: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant
Tableau III.10: Vérification de la flèche de l'escalier.
Tableau III.11: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier
Tableau III.12: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.
Tableau III.13: Sollicitations obtenues à l'ELU appliq3uées à l'escalier
Tableau III.14: Détermination des efforts
Tableau III.15: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant
Tableau III.16: Vérification de la section d'armatures
Tableau III.17: Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.
Tableau III.18: Vérification à l'E.L.S.
Tableau III.19: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant
Tableau III.20: Vérification de la flèche de l'escalier.
Tableau III.21: Prédimensionnement de la poutre palière.
Tableau III.22:Ferraillage de la poutre palière
Tableau III.23 : Vérification à l'E.L. S de la poutre palière
Tableau III.24 : Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière
Tableau III.25: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière
Tableau III.26: Vérification de la flèche de la poutre pal
Tableau.III.27 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELU
Tableau.III.28 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELS
Tableau.III.29 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU
Tableau.III.30 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS
Tableau.III.31 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU
Tableau.III.32 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELs
Tableau.III.33 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à DC à l'ELU
Tableau.III.34 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELS
Tableau.III.35 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

Tableau.III.36 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

Tableau.III.37 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU

Tableau.III.38 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU

Tableau III.39: Vérification à l'E.LS aux appuis

Tableau III.40: Récapitulation des résultats de la flèche.

Chapitre IV :Etude Dynamique

Tableau IV.1: Facteur de qualité [2].

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient CT [2]

Tableau IV.3: récapitulatif de T finale

Tableau IV.4: Facteur de participation

Tableau IV.5: Direction de force sismique

Tableau IV.6: Facteur de participation massique

Tableau IV.8: La représentation des diffèrent valeurs de CM et CR

Tableau IV.9: Facteur de participation massique

Tableau IV.10: Direction de force sismique

Tableau IV.11: Effort tranchant de la base.

Tableau IV.12: Valeurs du coefficient de pondération β [2].

Tableau IV.14: Déplacements Inter Etages dans le sens y

Tableau IV.13: Déplacements Inter Etages dans le sens x

Tableau IV.15: Vérification des Déplacements Inter Etages

Tableau IV.16: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Tableau 17 **:** Vérification de l'effort normal réduit

Tableau 18.Vérification de l'effort normal réduit final

Tableau 19 : finales des éléments structuraux

Tableau 20: dimension Final des Poteaux

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistant

Tableau V.1: Tableau des Contraintes.

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poteaux carrés

Tableau V.4 : Ferraillage transversal des poteaux carrés

Tableau V.5: Espacement Armatures transversales

Tableau V.6 : Résultats finale du ferraillage longitudinal

Tableau V.7 : Résultats finale du ferraillage transversal

Tableau V.8 : Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS

Tableau V.9 : Résultats et ferraillage

Chapitres VI : Etude de l'Infrastructure

Tableau VI.1 : l'effort normale P (KN)

Tableau VI.2 : le moment max de la dalle

NOTATIONS

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max} , A_{min}: Section d'acier maximale et minimale.
$A_{rép}$: armateur de réparation.
A_t : Section d'acier transversale.
B : Aire d'une section de béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
L_{tot} : longueur total.
L_f : Longueur de flambement.
L_t : Largeur de la section tendue.
L_t : Largeur de la section comprimée.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

K: Rigidité.

Z: bras de levier.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

N_u : Effort normal ultime.

T_u , V_u: Effort tranchant ultime.

T_{ser} , V_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

R_a : Réaction à gauche.

R_b: Réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E,V : Charge sismique.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

e_0 : excentricité.

a : épaisseur du voile.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

I_f: Longueur de flambement.

S_t, t : Espacement d'armature transversale.

S_{rep}: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.
S_{Zc} : Espacement dans la courant.
ml : Métre linéaire.

Majuscules grecques

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.
β :bras de levier réduit.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
u_c : périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen de la dalle.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions.
σ : Contrainte normale.
σ_m: Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
ξ: Amortissement.

Autres notations

Acc : Etat accidentel.
BA: Béton armé.
FeE : Nuance de l'acier.
HA : Haut adhérence.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.
RDC : Rez-de-chaussée.
EC : Etage courant.
Terr : Terrasse

Interdiction générale

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil. La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution. Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

1) Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
2) Pré dimensionnement des éléments structuraux.
3) Calcul des éléments secondaires (acrotère, plancher, escalier, dalle pleine, dalle machine).
4) Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis (ETABS version 20).
5) Etude la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.
6) Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de Fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.
7) Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure **(RDC+5étages+SOUS SOL)** à usage multiple (habitation, commerce et stockage) avec un système de contreventement mixte (portique, voile).

L'implantation de cet ouvrage se fera dans la wilaya de BOUMERDES; classé dans une zone forte sismicités **(zone III**), selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003.**

I.2. DESCRIPTION ARCHITECTURALE :

Notre structure est entièrement prévue en béton armé et elle a une forme irrégulière en plan, le plancher terrasse est inaccessible.

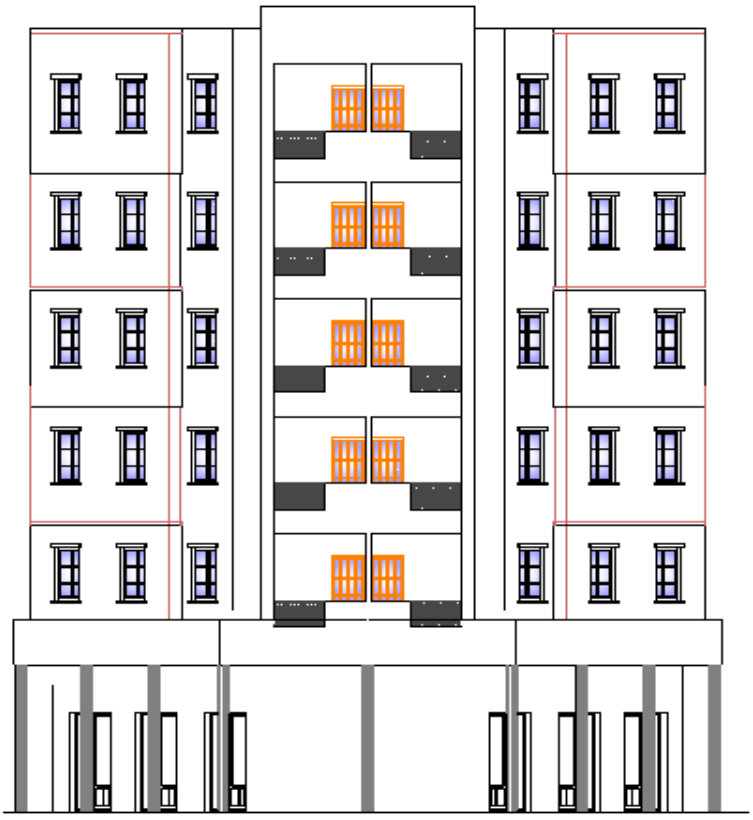


Figure I-1 Vue ***du Projet***

I.2.1. Présentation de l'ouvrage :

- Sous-sol pour le stockage.
- Les 5 niveaux habitation
- RDC pour usage commercial

I.2.2. Caractéristique géométrique de L'ouvrage:

- En plan :
  - La longueur totale =16.41 m
  - La largeur totale =16.41 m
- En élévation :

- La hauteur totale du bâtiment : H =20.70 m
- La hauteur du sous-sol : h = 3,00 m
- La hauteur du RDC: h = 4.6 m
- La hauteur du 1 et des 5 étages : h = 3,1 m

I.3. Classification de l'ouvrage :

I.3.1. Classification des zones sismiques :[Art 3.1 RPA99 v2003]

Le bâtiment sera implanté***à*** la wilaya de **BOUMERDE**Szone classée par le règlement parasismiqueAlgérien[RPA99V2003]comme une zone de sismicité moyenne «***Zone III***».

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2 RPA99 v2003]

Ouvrage appartient au**groupe 2**bâtiments d'habitation collective, la hauteur de 28.78 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.3.3. Classification des sols : [Art 3.3 RPA99 v2003]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S3).**

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement :[Art 3.4 RPA99 v2003]

Notre bâtiment dépasse 4 niveaux (14 mètres) et est situé en ***zone III***. Le contreventement par portique est donc écarté [Art. 3.4.1-b RPA99 v2003] et le choix va se porter sur :

- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé [Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003].
- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles [Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003].
- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé [Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].

I.4. DESCRIPTION STRUCTURELLE :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment à une hauteur dépassant 14m, alors leRPA99, préconise un système de contreventement assuré par des voiles et des portiques pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.4.2. Planchers

Nous avons utilisé deux types de planchers, dont le rôle est de supporter les charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi transmettre ces dernières aux éléments Verticaux de la structure :

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.4.3. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques.

I.4.4. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Sons rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

I.4.5. Escalier

Le bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usage.

Dans ce projet on a:

- Un escalier droit à trois volées.
- Un escalier droit à deux volées.

-

I.5.Caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à lamise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. II doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse.

I.5.2. Ciment

Le choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire. En raison environnementale, on utilisera un ciment portland composé (CPJ) au lieu d'artificiel (**CPA**) pour minimiser le dégagement de CO_2 dans l'air en réduisant la quantité de clinker utilisée.

I.5.3. Granulats

On va utiliser un sable roulé de classe (0/3), éventuellement corrigé par un sable concassé (0/5). Cependant, trois classes de gravier seront envisagées : 3/8, 8/15 et 15/25 pour avoir une répartition granulométrique continue.

I.5.4. Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.5.4.1. Résistance du béton

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.5.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (ϕ = 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cj} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40\ MPa \qquad \text{(I.1)}$$

$$F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} > 40\ MPa \qquad \text{(I.2)}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.5.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "f_{tj}" pourrait être déterminée en traction directe ou par fendage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]:

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \text{ Avec : fcj et } f_{tj} \text{ en [MPa]} \qquad \text{(I.3)}$$

I.5.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \qquad \text{(I. 4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l").Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton est pris égal à:[2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (E_{vj}) est pris égal à : [2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \text{ Soit : } E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}\,MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I.5.5. Acier

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.1 :

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$.Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.6.Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- **Etat limite ultime** (ELU) basé sur:
  1- Equilibre statique.
  2- L'ouverture des fissures.
  3- La stabilité de forme.
- **Etat limite de service** (ELS) basé sur :
  1- La compression du béton.
  2- L'ouverture des fissures.
  3- La déformation.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPA.

- ✓ La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPA.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
  - Longitudinales : HA « Fe= 400MPa »
  - Transversales : RL «Fe=235 MPa» (si nécessaire on adoptera HA8)
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire: il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

II.2. Les plancher

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs

II.2. 1 a- Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

(L/25) ≤ h_t≤ (L/20) [2]

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L = 4.15 m d'où alors 16.6 cm ≤ h_t ≤20.75 cm

On adoptera h_t = 20 cm telle que : h_t = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression). Donc h_t = (16+ 4) cm.

II.2.2.b- Dalle pleine

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

i) Critère de résistance

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

(Lx/45) ≤ ep ≤ (Lx/40) [2]

L : la plus grande portée mesurée entre axe.

Dalle pleine 1 :

L = 5.44 m d'où alors 12.08 cm ≤e_p≤13.6 cm

Pour la dalle plaine on adoptera : e_p = 15cm

ii) Sécurité contre l'incendie

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

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

iii) condition d'isolation acoustique ep ≥ 15cm.

- Critère de résistance 5.44/45 ≤ ep ≤ 5.44/40 → 12.08 ≤ ep ≤ 13.06
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

II.3.1. Plancher corps creux

a) Plancher terrasse

Tableau II.1: Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0,04	0.80
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	2,20
5	Film polyane	-	0,01
6	Isolant thermique(liège)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Planche à corps creux	0,16+0,04	2.80
9	Enduit de plâtre	0,02	0,20
G (kN/m^2)		**6.8**	

b) Plancher courant

Tableau II .2 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Corps creux)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40

3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Planche à corps creux	0,16+0,04	2.80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**6.36**	

II.3.2. Dalle pleine

a) Terrasse

Tableau II.3 : Evaluation de la charge permanente du plancher terrasse (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur(m)	Poids surfacique(kN/m^2)
1	Gravillon roulé (8/15)	0.04	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier Kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	2.20
5	Film polyane	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	0.03
7	Pare vapeur	0.01	0.06
8	Dalle pleine	0.15	3.75
9	Enduit de plâtre	0.02	0.20
		G	**7.22**

b) Etage courant

Tableau II .4 : Evaluation de la charge permanente du plancher courant (Terrasse)

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Dalle pleine	0.15	3.75
5	Enduit en ciment	0,02	0,20
6	Mur simple cloison	0,10	1,62
G (kN/m^2)		**6.71**	

II.3.3. Maçonnerie

a) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II .5 : Evaluation de la charge permanente des murs en simple cloison

№	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
			G	**1.62**

b) Murs extérieurs (double-cloison)

Tableau II .6 : Evaluation de la charge permanente des murs en double cloison

N	**Composants**	**Épaisseur (m)**	**Poids volumiques (kN/m^3)**	**Poids surfaciques (kN/m^2)**
1	Enduit de ciment	0.02	18	2 x 0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
3	Lame d'aire	0.10	-	-
			G	**2.52**

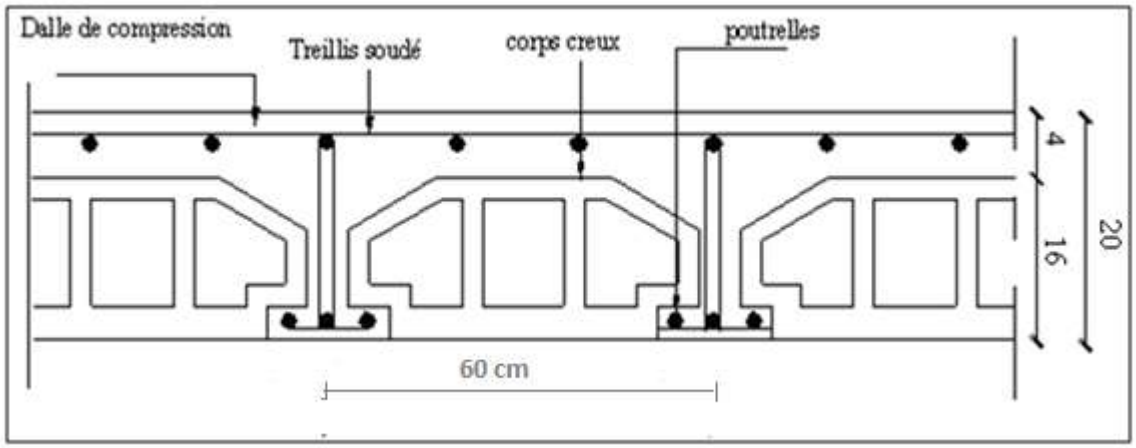


Figure II .1: Plancher à corps creux

c) Surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : $Q = 1kN/m^2$ [4]

Le plancher courant à usage d'habitation :$Q = 1.5kN/m^2$[4]

Le plancher commerce : $Q = 5kN/m^2$[4]

Le plancher stockage : $Q = 2.5kN/m^2$[4]

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T. leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

II.4.1. Pré dimensionnement

Elles sont pré dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA93) à partir de L (L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis). Comme suit:

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ et $0.3\ h \leq b \leq 0.7\ h$

b : largeur de la base de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

II.4.2. Vérification vis-à-vis du RPA99

$B \geq 20cm$

$H \geq 30cm$ [1]

$H/b \leq 4.0$

$Bmax \leq 1.5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b1/2 ;\ h_1/2)$

II.4.3. Poutres principales

On a $L_{max} = 4.15$ m

Alors : $27.66 \leq h \leq 41.50$ On adopte h = 40 cm

Et $12.00 \leq b \leq 28.00$ On adopte b = 30 cm

-Vérification selon leRPA99

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 40 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.33 \leq 4.0$ (C.V)

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.4.4-Poutres secondaires

On a **:** $L_{max} = 3.45$ m

Alors : $23\ cm \leq h \leq 34.5\ cm$ On adopte $h = 35\ cm$

Et $10.50 \leq b \leq 24.50$ On adopte $b = 30\ cm$

-Vérification selon le RPA99

$b = 30 > 20\ cm$ (C.V)

$h = 35 > 30\ cm$ (C.V)

$h/b = 1.17 \leq 4$ (C.V)

II.5.Conclusion

Toutes les vérifications de **RPA99** sont satisfaisantes.

II.6. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils permettent de transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la capacité portante ($N_u \leq \overline{N}$) et la descente des charges Permanentes et des surcharges exploitation donc le poteau est pré dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne (Nu=1,1Nu). Selon l'Article B.8.11 du CBA93.

II.5.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha}\ [1]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases} \qquad [1]$$

Avec: $\boldsymbol{\lambda = \dfrac{L_f}{i}}$ **:** C'est l'élancement mécanique

L_f=0.7 L_0 : C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $\quad I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \dfrac{D}{4}$ $\quad I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

II.5.2. Détermination des charges et surcharges



Figure II.2: Représentation du poteau le plus sollicité

❖ Surface du plancher revenant au poteau :

S_p= (2+1.775) x (1.6+1.575) $\Rightarrow$ **S_p=12 m^2**

❖ Surface totale :

S_t=(2+0.30+1.775)*(1.6+0.30+1.575)$\Rightarrow$ **St=14.16m^2**

-Niveau (5^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.80 x12 = 81.6 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.30 x 0.30 x 3.1 x 25 = 6.97 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(7.55x0.30x0.40) + (6.35x0.30x0.35)] = 23.56 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =81.6+6.97+23.56= **112.13 kN**

-Niveau (4^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x12 = 76.32 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.30 x 0.30 x 3.1 x 25 = 6.97kN

$G_{poutres}$ = 25x [(7.55x0.30x0.40) + (6.35x0.30x0.35)] = 23.56 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =76.32+6.97+23.56= **106.85kN**

-Niveau (3^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x12 = 76.32 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.35 x 0.35 x 3.1 x 25 = 9.50kN

$G_{poutres}$ = 25x [(7.55x0.30x0.40) + (6.35x0.30x0.35)] = 23.56 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =76.32+9.50+23.56= **109.38kN**

-Niveau (2^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x12 = 76.32 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.35 x 0.35 x 3.1 x 25 = 9.50kN

$G_{poutres}$ = 25x [(7.55x0.30x0.40) + (6.35x0.30x0.35)] = 23.56 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+G_{poteau} =76.32+9.50+23.56= **109.38kN**

-Niveau (1^{éme} étage)

$G_{palncher}$ = 6.36 x12 = 76.32 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.35 x 0.35 x 3.1 x 25 = 9.50kN

$G_{poutres}$ = 25x [(7.55x0.30x0.40) + (6.35x0.30x0.35)] = 23.56 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =76.32+9.50+23.56= **109.38kN**

-Niveau (RDC)

$G_{palncher}$ = 6.36 x12 = 76.32 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.40 x 0.40 x 3.1 x 25 = 12.4 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(7.55x0.30x0.40) + (6.35x0.30x0.35)] = 23.56 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =76.32+12.4+23.56= **112.28 kN**

-Niveau (SOUS SOL)

$G_{palncher}$ = 6.36 x12 = 76.32 kN

$G_{poteau\ \textbf{sollicite}}$ = 0.40 x 0.40 x 3 x 25 = 12 kN

$G_{poutres}$ = 25x [(7.55x0.30x0.40) + (6.35x0.30x0.35)] = 23.56 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =76.32+12.4+23.56= **112.28 kN**

- Loi de dégression [4]

Effort normal de résistance $\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \overline{\mathbf{N}}_{\mathbf{u}} = \mathbf{N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$

- **charge d'exploitation:**
  - Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m²
  - Habitation : Q =1.5 KN/m²
  - Commerce : Q =5KN/m²
  - Stockage : Q = 2.5 KN/m²
- **Charge permanentes total** :

Détermination des charges permanente :

G plancher t ou c =point de plancher terrasse x S plancher t ou c .

G (poutres principales ou secondaires) =b x h x L x poids volumique du béton armé .

G (poteau) = b x h x he x poids volumique du béton armé .

Poids volumique de béton armé =25KN/m .

- **Charge d'exploitation totale :**

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression.

La loi de dégression des charges s'applique au bâtiment à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes.

Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégressions, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de(05) .

$Qn=Q_0+[\ (3+n\ )/(2n)][Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_n]$

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2**]

Q :Le coefficient etant valable pour $n \geq 5$.

n : Nombre d'étage .

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse .

Q1,Q2 , …….. ,Qn :Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs .

Tableau II .7 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	∑ Surcharge	∑ Surcharge (KN/m²)
5	Q_0	$\Sigma_1=Q_0$	12
4	Q_1	$\Sigma_2=Q_0+Q_1$	30
3	Q_2	$\Sigma_3=Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	46.2
2	Q_3	$\Sigma_4=Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	60.6
1	Q_4	$\Sigma_5=Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	73.2
RDC	Q_5	$\Sigma_6=Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	117.6
SOUS SOL	Q_6	$\Sigma_7=Q_0+0.75(Q_1+\ldots\ldots\ldots\ldots+Q_6)$	133.5

Tableau II.8: Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} x St (du niv)	$Q_{cumulée}$		
5^{éme}	112.13	112.13	12	12	163.2	179.52
4^{éme}	106.85	218.89	18	30	325.50	358.05
3^{éme}	109.38	328.36	18	48	491.28	540.40
2^{éme}	109.38	437.74	18	66	656.94	722.63
1er	109.38	547.12	18	84	822.61	904.87
RDC	112.28	659.4	60	144	1034.19	1137.60
SOUS SOL	112.28	771.68	30	174	1215.76	1337.33

II.5.3. Prédimensionnement des poteaux

Tableau II .9: Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau

Étage	Dimension	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (mm^2)	$\bar{N}$(kN)
5^{éme}	30×30	78400	3.1	2.17	0.087	24.94	0.77	90	1141.51
4^{éme}	30×30	78400	3.1	2.17	0.087	24.94	0.77	90	1141.51
3^{éme}	35×35	108900	3.1	2.17	0.101	21.48	0.79	122.5	1626.09
2^{éme}	35×35	108900	3.1	2.17	0.101	21.48	0.79	122.5	1626.09
1er	35×35	108900	3.1	2.17	0.101	21.48	0.79	122.5	1626.09
RDC	40×40	144400	4.6	3.22	0.115	28	0.75	160	2046.37
SOUS SOL	40×40	144400	3.1	2.17	0.115	18.86	0.80	160	2183.95

-Vérification du Nu(KN)≤$\bar{N}$(kN)

Tableau II.10 : Vérification du Nu(KN) ≤ $\bar{N}$(kN)

Étage	1.1 Nu	$\bar{N}$	Nu ≤ $\bar{N}$
5^{éme}	179.52	1141.51	**CV**
4^{éme}	358.05	1141.51	**CV**
3^{éme}	540.40	1626.09	**CV**
2^{éme}	722.33	1626.09	**CV**
1er	904.87	1626.09	**CV**
RDC	1137.60	2046.37	**CV**
SOUS SOUL	1337.33	2183.95	**CV**

-Vérification vis-à-vis du RPA 99

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Min (b_1. h_1) ≥30 cm. En zone III
- Min (b_1. h_1) ≥h_e / 20
- 1/4 <b_1 / h_1< 4

Donc. pour le poteau carré (30x30) on a :

Min (30. 30) = 30 cm ≥30 cm. (C.V)

Min (30. 30) =30 cm ≥310/20 =15.50 cm (C.V)

1/4< 30/30 = 1 < 4 (C.V)

II.6.Conclusion

Toutes les vérifications deRPA99 sont satisfaisantes**.**

II.7.Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armés, ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

Le RPA99 version 2003[Art 7.7.1], exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

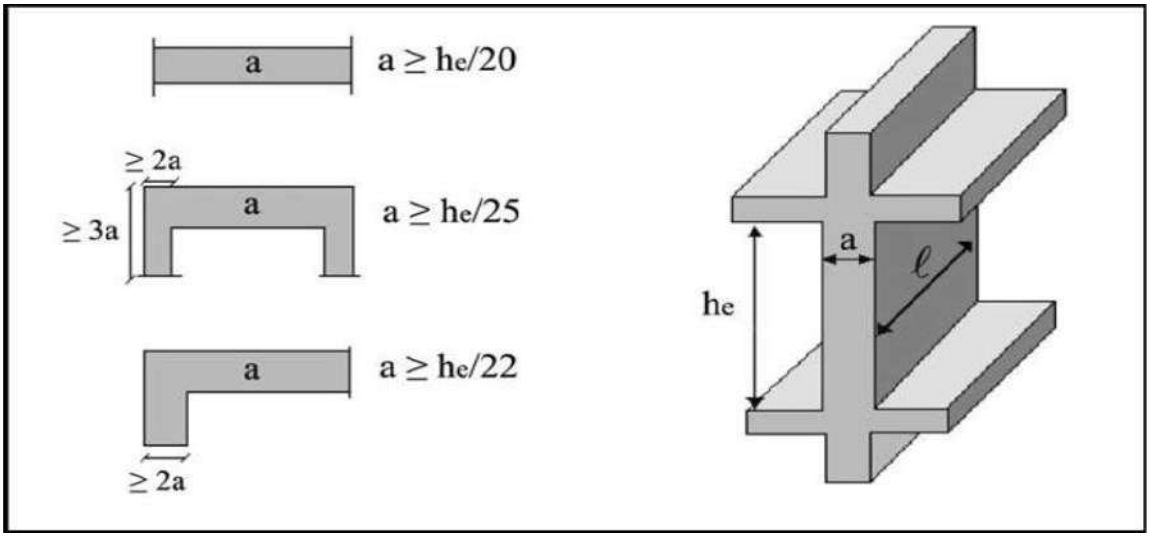


Figure **Error! No text of specified style in document.**.3 : Vue en plan et vue en 3D du voile.

Dans notre cas on a :

h_e=3.1– 0.35=2.75 m

$$a \geq \text{Max}\left[15\text{cm}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right]$$

a≥ Max [15cm ;12.5 ;11]

On adopte : $a = 15$ cm

II.8.Conclusion

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers et les planchers dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement " **BAEL 91 modifié 99** " **[1]** en respectant le règlement parasismique Algérien " **RPA 99 version 2003** " **[2].**

III.2. ACROTÈRE

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100cm
- Hauteur H=60cm
- Epaisseur e=10cm

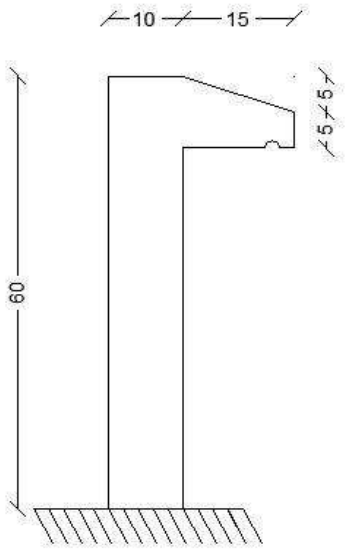


Figure. III.1 : Acrotère

III.2.2. Evaluation des charges

a. Charge d'exploitation

Q=1,00kN/ml

b. Charges permanentes

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0{,}1 \times 0{,}6) + (0{,}1 \times 0{,}15) + \frac{(0{,}05 \times 0{,}15)}{2} \right] = 0{,}0712 m^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0{,}0712 = 1{,}775 kN/ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m^3) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme}$$

$$P_{cme} = 0{,}6 + 0{,}1 + 0{,}16 + 0{,}05 + 0{,}5 = 1{,}56m$$

$$14 \times (1{,}56) \times 2.10^{-2} = 0{,}437 kN/ml$$

G=2,21kN/ml

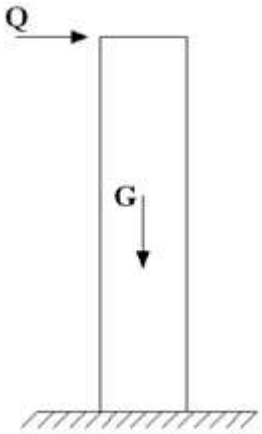


Figure.III.2 : Sollicitation de l'acrotère

L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

- L'action des forces horizontales est données par :$F_p=4AC_pW_p$**[2]**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25]……groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)……. [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,21kN.

F_p=4x0, 25x0, 8x2, 21=1,768kN.

Q_u=Max (1,5Q ; F_p)

$$\left.\begin{matrix} F_p = 1{,}76kN \\ 1{,}5Q = 1{,}5kN \end{matrix}\right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1{,}76kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2,21kN/ml et Q=1,76KN/ml

III.2.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

N_u=1,35G=2,98kN

M_u=Q_hh=1,5x1,76x0,6=1,58 kNm

T_u=Q_h=1,76x1,5=2,65 kN

E.L.S :

N_{ser}=G=2,21kN

M_{ser}=Q_hh=1,76kN.m

T_{ser}=Q_h=1,05kN

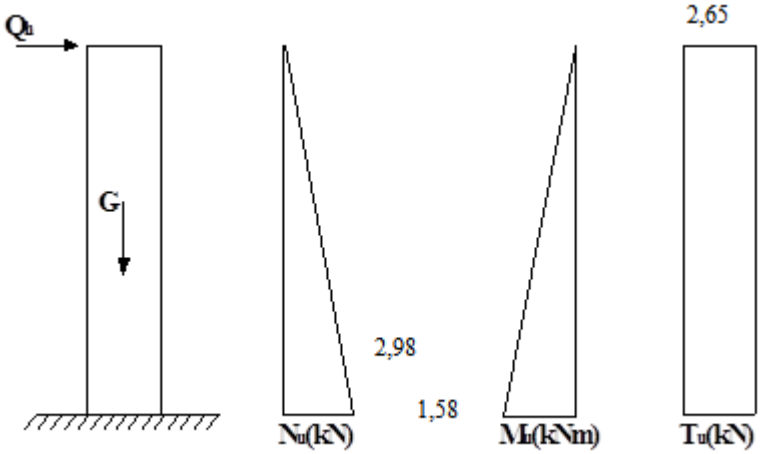
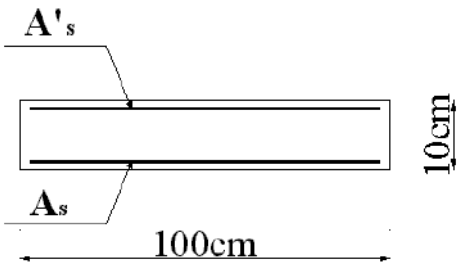


Figure. III.3: Diagramme des efforts a l'ELU

III.2.4. Ferraillage de l'acrotère

e=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; c=c'=2cm ; fe=400MPa



a. Calcul de l'excentricité

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{1{,}59}{2{,}98} = 53{,}35cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2 = 3cm \end{array}\right\} e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

b. Calcul du moment fictif " M_f "

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1{,}68kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0{,}014$$

$\mu \prec \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}017$$
$$Z = d\left(1 - 0{,}4\alpha\right) = 8{,}938cm$$

$$\mu = 0{,}013 \prec 0{,}186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad et \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f\left(M_f\right)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 54mm^2$$

$$A_{s1} = A_s' = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 45{,}44mm^2$$

$$Donc : \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0{,}45cm^2 \end{cases}$$

III.2.5.Vérification de la section d'acier selon " bael 91Modifié 99 " [1]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000}; 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=9cm

$$A_s^{\min} \geq Max\left\{1cm^2; 1{,}087cm^2\right\} = 1{,}087cm^2$$

Donc : on opte finalement pour 4T8=2,01cm^2

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

III.2.6. Armatures de répartitions

$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0{,}425cm^2\ pour(100cm)$

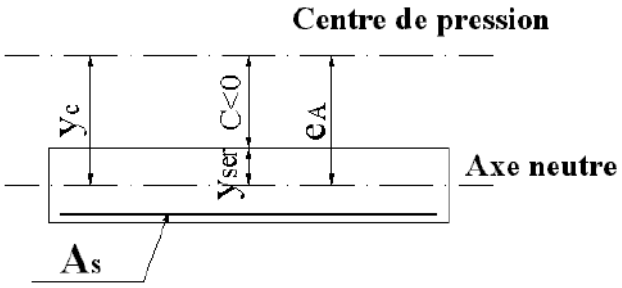
$A_r \geq 0{,}255cm^2\ pour(60cm)$

On choisit 4T6=1,13cm^2 avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{4} = \frac{55}{4} \approx 14{,}5cm$

III.2.7. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47{,}51cm$



On a : $e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

C= $e - \frac{h}{2} = 0{,}475 - \frac{0{,}1}{2} = 42{,}51cm$

D'après le " **BAEL 91 modifié 99** " **[1]**, on doit résoudre l'équation suivant :

$y_c^3 + py_c + q = 0$

y_C : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec : n=15

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 6n\frac{A_1}{b}(c + c_1) + 6n(d + c)\frac{A_2}{b} = -5328{,}1 \\ et \\ q = 2c^3 - 6n(d + c)^2\frac{A_2}{b} = 148839{,}8 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -255{,}2 \times 10^6$$

$$\Delta \prec 0$$

$$Arc\cos\varphi = \left[\frac{q}{2}\left(-p/3\right)^{\frac{-3}{2}}\right] \Rightarrow \varphi = 0{,}107rad$$

La solution qui convient est : y_c=44,61cm

$y_1 = y_c - c = 44{,}61 - 42{,}51 = 2{,}1$ ➔ y_1=2,1cm

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{2} y_1^{\,2} - nA_2(d - y_1) = 12{,}46cm^3 \quad ; \quad n = 15$$

III.2.7.1. Vérification des contraintes

a. Contraintes du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2{,}21.10^3}{12{,}46.10^3}\right) \times 2{,}1 \times 10 = 3{,}72MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} \text{.....} vérifiée$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_{s1} = 15\sigma_{bc} \frac{y_1 - c_1}{y_1} \leq \overline{\sigma}_s \text{.....} Acier\ tendu$$

$$\sigma_{s2} = 15\sigma_{bc} \frac{d - y_1}{y_1} \leq \overline{\sigma}_s \text{.....} Acier\ comprimé$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201{,}63MPa \text{.....} (\eta = 1{,}6\ pour\ les\ aciers\ HA)$$

$$\sigma_{s1} = 2{,}65MPa \prec \overline{\sigma}_s \text{.....} vérifiée$$

$$\sigma_{s2} = 183{,}34MPa \prec \overline{\sigma}_s \text{.....} vérifiée$$

III.2.7.2. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min\{0{,}1 f_{c28}; 4MPa\} = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2{,}65.10^3}{90.10^3} = 0{,}03MPa \prec \overline{\tau}_u \text{.....} vérifiée$$

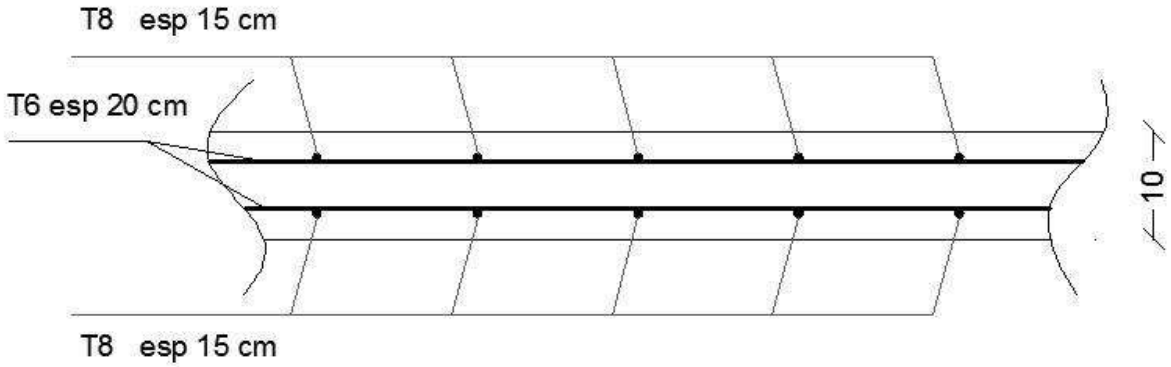


Figure. III.4:*Ferraillage de l'acrotère*

III.4.1. Escalier :

III.4.1. Escalier à trois volées

III.4.1.1. Pré dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure suivante :

Type A :

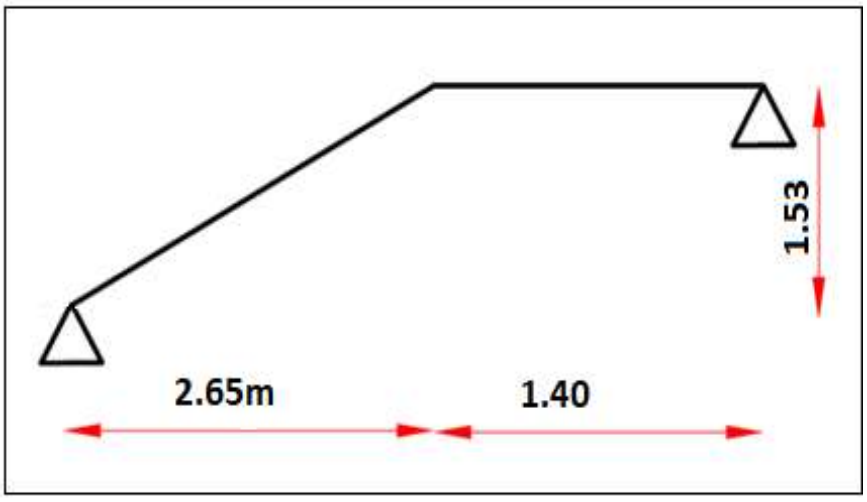


Figure III.5. Schéma statique d'Escalier à trois volées.

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier: H = 1.53m (on va traiter la partie qui contient 9 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :

- $h = \frac{3.06}{18} = 17cm$
- Largeur de la marche : g = 30cm

- **Vérification de la formule de Blondel (Norme NP-11 19 111)**

  $59cm \leq g + 2h \leq 66cm$ $g+2h = 64cm$ (CV)

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

  $tg\ \alpha = H / L = 17/30 = 0.570$ D'où alors : **$\alpha = 32.51°$**

  $L_0 = \frac{2.4}{\cos \alpha} = 2.84$ $L_{tot} \Rightarrow L_1 + L_2 = 2.84 + 1.45 = 4.29$ m

  Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

  $\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 12.13 \leq e \leq 14.13 \Rightarrow$ **e=15cm**

- **Evaluation des charges et surcharges**

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux III.21et III.22.

Tableau III.1: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				4,95

Tableau III.2: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4.35
4	Poids des marches	0,18/ 2	25	2,25
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				7,80

- **Charges d'exploitation**

Pour le palier de repos et la paillasse : Q=2.5 kN/m2

Remarque : Le calcul de ferraillage des escaliers se fait pour une bande de 1 m de largeur.

- **Détermination des sollicitations**

$\boldsymbol{ELU}$:$Pu = 1.35\ G + 1.5\ Q$

$\boldsymbol{ELS}$:$Pser = G + Q$

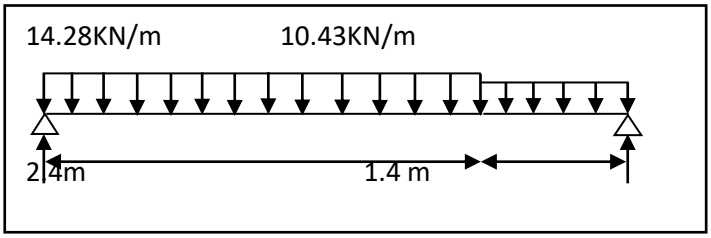


Figure III.6. Chargement dans l'escalier d'étage courant

Tableau III.3: Sollicitations obtenues à l'ELU appliquées à l'escalier

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$Pu(kN/ml)$	$Pser(kN/ml)$
Paillasse	7.8	2.5	14.28	10.3
Palier	4.95	2.5	10.43	7.45

- **Détermination des efforts**

Tableau III.4: Détermination des efforts

Solicitations	$Mt(kN.m)$	$Ma(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	20.33	-14.92	26.53
ELS	15.06	-10.63	19.12

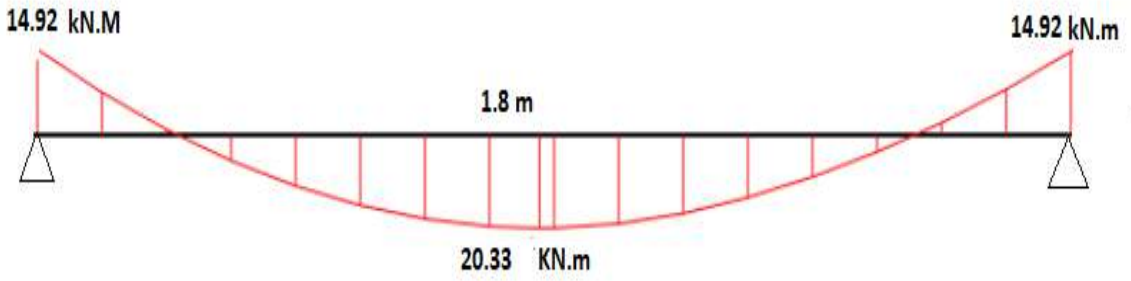


Figure III.7. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

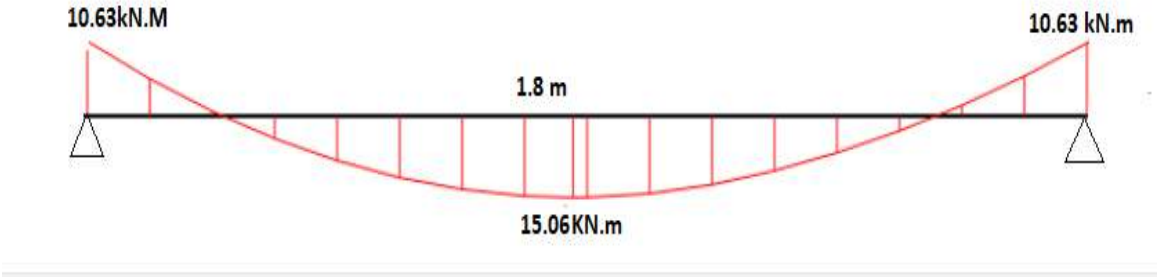


Figure III.8. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS

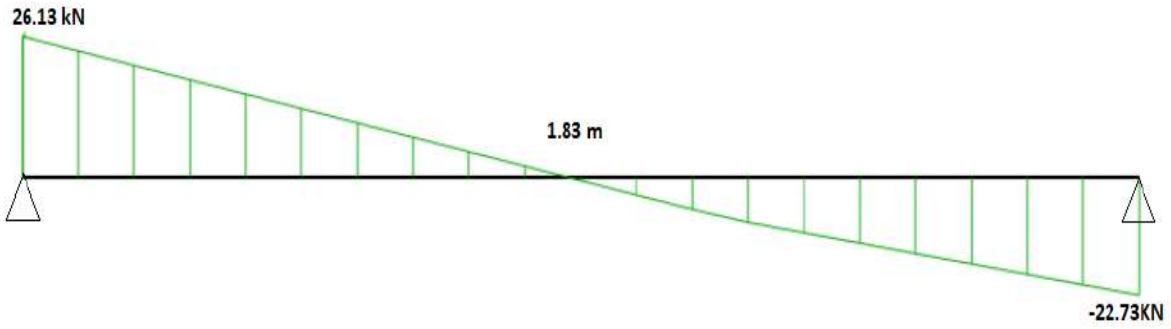


Figure III.9. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU

III.4.1.2. Ferraillage

III.4.1.2.1. Armatures longitudinales

Le calcul de ferraillage se fera par la méthode forfaitaire pour une bonde de 1m.

Tableau III.5: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant

	M max(kN.m)	**A calculée (cm²)**	**A choisie(cm²)**	**St(cm)**	**$\overline{St}$(cm)**	**St≤ $\overline{St}$**
Travèe	20.33	5.38	5HA12 = 5.65	20	33	Oui
Appuis	-14.92	3.55	5HA12= 5.65	20	33	Oui

- Condition de non fragilité (**A** ≥ **Amin**= $\frac{B}{1000}$

Tableau III.6: Vérification de la section d'armatures

	A(cm²)	**A_{min} (cm²)**	**A_{min} ≤ A**
Travèe	5.65	1.5	Oui
Appuis	5.65	1.5	Oui

III.4.1.2.2. Armatures de répartition

Tableau III.7: Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant

	A rép = A /4(cm²)	**A adoptee (cm²)**	**St (cm)**	**$\overline{St}$(cm)**	**St≤ $\overline{St}$**
Travèe	1.41	5HA8 = 2.51	20	45	Oui
Appuis	1.41	5HA8 = 2.51	20	45	Oui

III.4.1.2.3.Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b \sigma_b}$= 0.6fc28 = 0.6 x 25 $\Rightarrow \overline{\sigma_b}$= 15MPa

Tableau III.8: Vérification à l'E.L.S

	A (cm²)	**M_{ser}(kN .m)**	**σ_b(MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$(MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**
En travée	5.65	15.06	6.28	15	OUI
En appuis	5.65	-10.63	4.97	15	OUI

III.4.1.2.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.9: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant

Section	**T (KN)**	**τ_u (MPa)**	**$\overline{\tau_u}$(MPa)**	**$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$**
100 x 15	26.21	0.20	3.33	Oui

III.4.1.2.5. Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau

Tableau III.10: Vérification de la flèche de l'escalier.

Escalier			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-10.63		-10.63	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	
100	15	4.29		15.06		5.65	0.00	5.83	8.4	Vérifiée

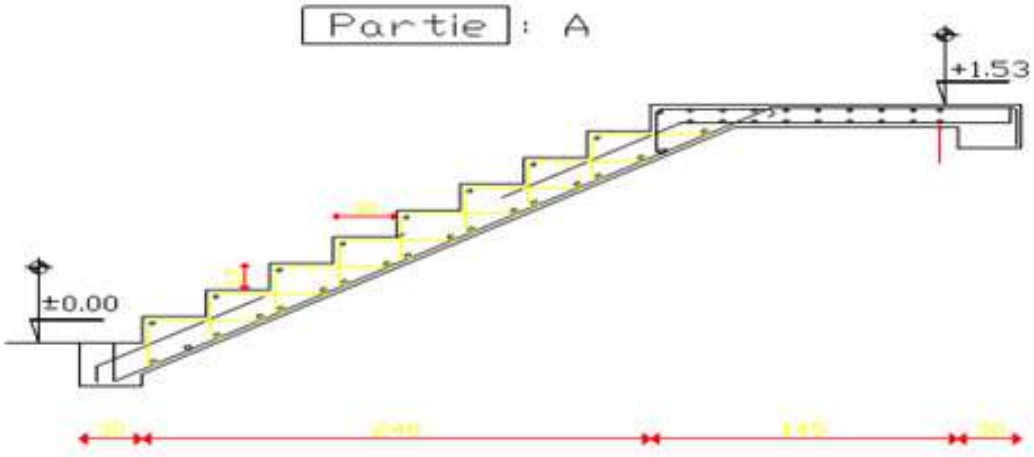


Figure III.10. Ferraillage d'escalier type A

III.4.2. Escalier à deux voleès

III.4.2.1.Pré dimensionnement

Le schéma statique de ce type d'escalier est comme présenté dans la figure suivante :



Figure III.11. Schéma statique d'escalier à 2 volèe.

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Le nombre de contre marche égale à 18.
- Hauteur du palier: H = 1.53m (on va traiter la partie qui contient 9 contre marches)
- Hauteur de la contre marche :

- $h = \frac{3.06}{18} = 17cm$

- Largeur de la marche : g = 30cm

- **Vérification de la formule de Blondel (Norme NP-11 19 111)**

  59cm ≤ g+ 2h ≤66cm g+2h =64cm (CV)

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

  Tg α = H / L = 17 /30 = 0.620 D'où alors : **α =32.5°**

  $L_0 = \frac{2.47}{\cos \alpha} = 2.84$ L_{tot} =L_1+L_2 =2.84+1.34 = 4.18m

  Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

  $\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 11.92 \leq e \leq 14.13 \Longrightarrow$ **e=15cm**

Tableau III.11: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
4	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				4,95

Tableau III.12: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

III.4.2.2. Charges d'exploitation

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids propre de la paillasse	0,15/ cos α	25	4.35
4	Poids des marches	0,18/ 2	25	2,25
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				7,80

- **Détermination des sollicitations**

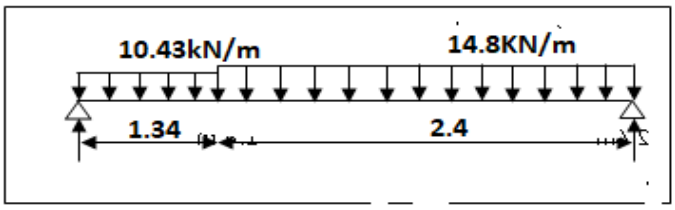


Figure III.12. Chargement dans l'escalier d'étage courant.

Tableau III.13: Sollicitations obtenues à l'ELU appliq3uées à l'escalier

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	$Pu(kN/ml)$	$Pser(kN/ml)$
Paillasse	7.8	2.5	14.28	10.3
Palier	4.95	2.5	10.43	7.45

- **Détermination des efforts**

Tableau III.14: Détermination des efforts

Solicitations	$Mt(kN.m)$	$Ma(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	19.77	-13.96	22.46
ELS	14.23	-10.05	16.12

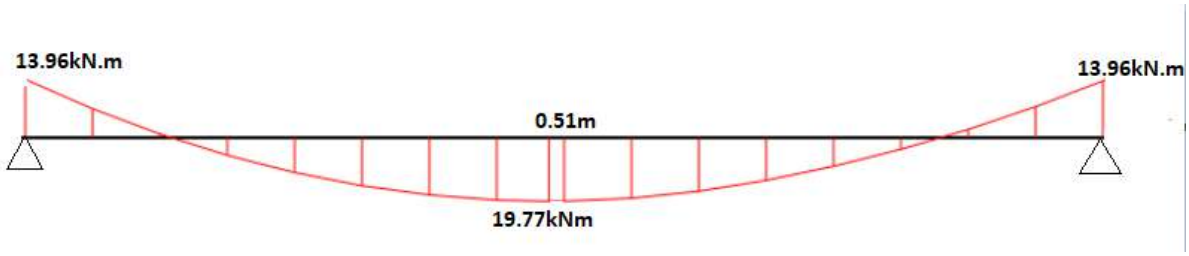


Figure III.13. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.

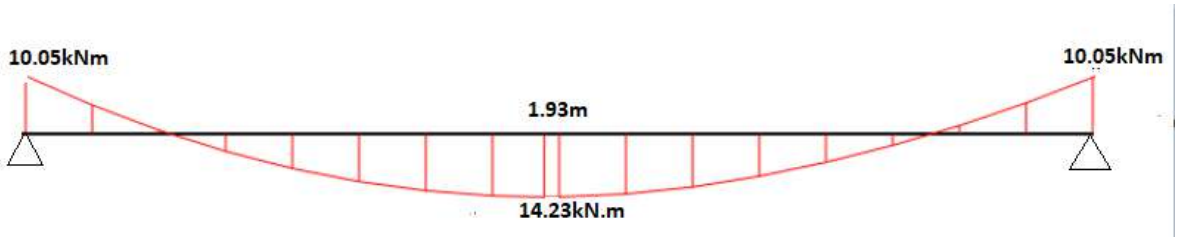


Figure III.14. Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELS.

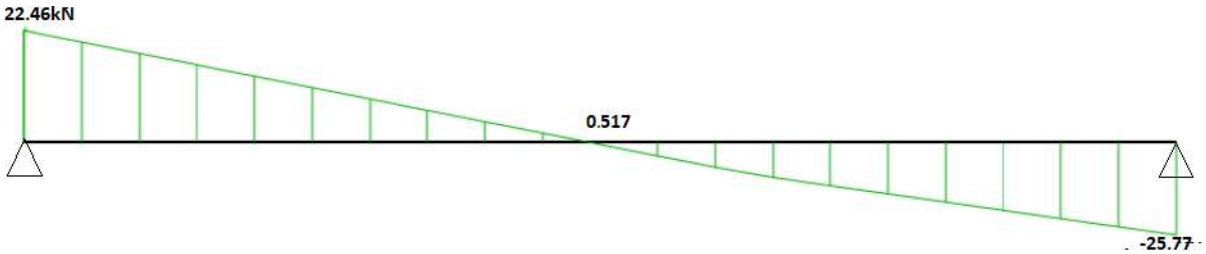


Figure III.15. Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.

III.4.2.3. Ferraillage

III.4.2.3.1. Armatures longitudinales

Tableau III.15: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier d'étage courant

	M_{max} (kN.m)	Acalculée (cm^2)	A choisie(cm^2)	St (cm)	$\overline{St}$(cm)	St≤ $\overline{St}$
Travèe	19.77	4.76	5HA12 = 5.65	15	33	Oui
Appuis	-13.96	3.31	5HA12 = 5.65	15	33	Oui

Tableau III.16: Vérification de la section d'armatures

	A(cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{min} \leq A$
Travèe	5..65	1.8	Oui
Appuis	5.65	1.8	Oui

III.4.2.3.2. Armatures de répartition

Tableau III.17: Section d'armatures de répartition dans l'escalier d'étage courant.

	$A_{rép} = A/4$(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
Travèe	1.41	5HA8 = 2.51	15	45	Oui
Appuis	1.41	5HA8 = 2.51	15	45	Oui

III.4.2.3.3. Vérification à l'ELS

Tableau III.18: Vérification à l'E.L.S.

	A (cm²)	**M_{ser}(kN .m)**	**σ_b(MPa)**	**$\overline{\sigma_b}$(MPa)**	**$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$**
En travée	5..65	14.23	5.93	15	OUI
En appuis	5..65	-10.05	4.17	15	OUI

III.4.2.3.4. Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.19: Vérification de l'effort tranchant de l'escalier d'étage courant

Section	**T (KN)**	**τ_u (MPa)**	**$\overline{\tau_u}$(MPa)**	**$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$**
100 x 18	22.46	0.17	3.33	Oui

III.4.2.3.5. Vérification de la flèche

Puisqueles conditions préliminaires ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire. Elle est donnée par le tableau III.40.

Tableau III.20: Vérification de la flèche de l'escalier.

Escalier			**Sollicitations à L'ELS**			**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
B	H	L	$M_{a.g}$	$M_{travée}$	$M_{a.d}$	As1	As2	[f]	$[f]_{adm}$	
[cm]	[cm]	[cm]	-10.05		-10.05	[cm²]	[cm²]	[mm]	[mm]	
100	15	4.18		14.23		5.65	0.00	5.74	8.4	Vérifiée

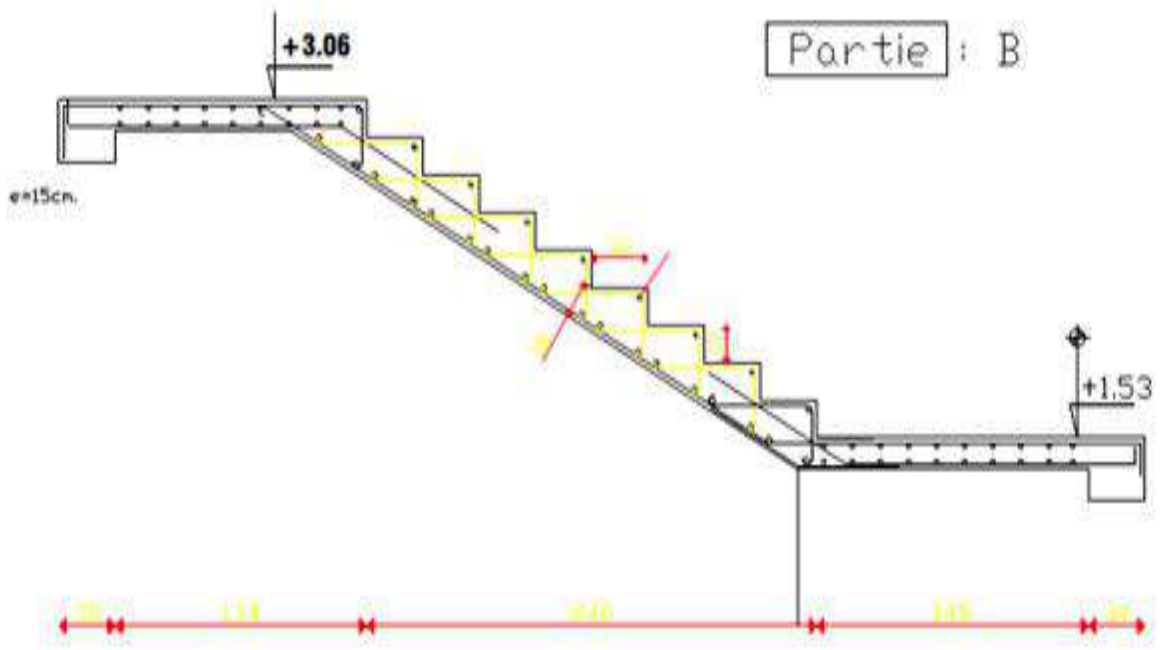


Figure III.16. Ferraillage d'escalier type B

III.4.5. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle est calculée en flexion simple. Ainsi, toutes les vérifications nécessaires pour les poutres porteuses exigées par les règlements en vigueur, en l'occurrence CBA 93 et RPA99, de prédimensionnement jusqu'au ferraillage devront être remplies.

III.4.5.1. Prédimensionnement

Le pré dimensionnement de la poutre palière (Figure III.18) et les vérifications nécessaires sont donnés par le tableau III.25:

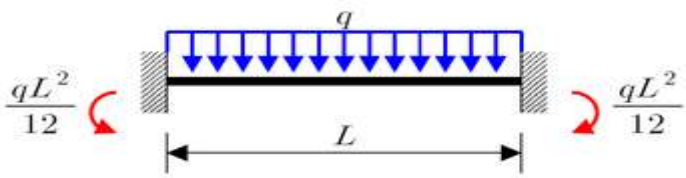


Figure III.17: Schéma statique équivalent de la poutre palière

Tableau III.21: Prédimensionnement de la poutre palière.

Conditions de résistance	L_{max}= 3,10 m ⇒20.66 cm ≤ h ≤31 cm . On adopte : h = 35 cm 9 ≤ b ≤21cm. On adopte : b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30 cm ≥ 30 cm ; b=30 cm ≥ 20 cm ; h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.112) ≥ (1/16=0,0625) (C.V)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.4.5.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre:G_{poutre}= 0,35×0,30×25= 2.62kN/m

$G_{POIDSDUMUR}$= 1.62x(3.24-0.35)/2=2.34 KN/m

G_{tot} =2.62+2.34 = 4.96KN

Charge due aux réactions : R_u= 12.94 KN R_{ser}=9.42kN

$P_U = 1.35x\,G_{tot} + (R_U/3.10)$ = 10.87KN/m

$P_s = G_{tot} + (R_s/3.10)$=7.86KN/m

III.4.5.3. Calcul des efforts internes

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux côtés, la méthode R.D.M. donne les efforts internes illustrés dans le tableau III.26 :

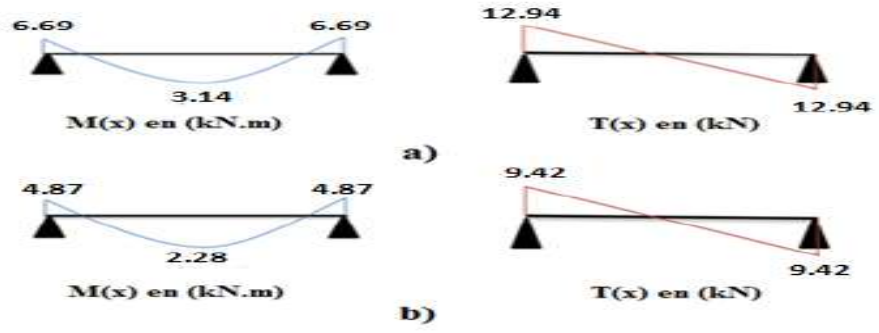


Figure III.18: Efforts internes dans la poutre palière a) à l'ELU et b)à l'ELS

III.4.5.4. Ferraillage de la poutre palière

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime. Une démonstration de calcul du ferraillage en détail avec toutes les vérifications nécessaires à l'ELU et à l'ELS d'une poutre porteuse selon les règlements en vigueur [1, 2]

est donnée en (annexe C), Par contre, on va présenter des tableaux récapitulatifs suivants, les résultats obtenus.

Tableau III.22: Ferraillage de la poutre palière

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{tenduemin}$ (cm^2) CBA	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{totalemin}$ (cm^2) RPA	Obs
En travée	3.14	0.29	0,00	0,75	3HA12=3,39	3,75	C.V
En appuis	6.69	0.62	0,00	0,75	3HA12=3,39		C.V

Tableau III.23 : Vérification à l'E.L.S de la poutre palière

Section (cm^2)	Position	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	Obs
30x35	**Travée**	2.28	3.39	0	0.61	23.5	C.V
	Appui	4 .87	3,39	0	1.29	50.3	C.V

Tableau III.24 :Vérification des contraintes tangentielles de la poutre palière

Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\ adm}$ (MPa)	$\tau_u < \tau_{u\ adm}$
30x35	12.94	0,134	3,3	C.V

La section d'armature transversale (A_t) de la poutre palière , ainsi que leurs espacements (S_t), sont résumés dans le tableau III.6:

Tableau III.25: Calcul de la section d'armature transversale de la poutre palière

section cm^2	τ_U MPa	CBA 93 (cm)			RPA 99 (cm)			$S_{t\ adopté}$		$A_t(cm^2)$	
		S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	S_{t1}	S_{t2}	S_{t3}	Z_N	Z_C	$A_{choisie}$	A_{min}
30x35	0.134	22,47	25,7	26,5	15,06	7,50	15,0	10	15	4 Φ 6	0,90

En revanche, puisque la deuxième condition de la méthode forfaitaire (annexe 3), n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche et faire les vérifications nécessaires.

Tableau III.26: Vérification de la flèche de la poutre palier

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ(%)	ß$_1$	M
2.28	3.39	18.16	0.0035	0.87	0.50
L(m)	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δf < f_{adm}**
3,10	0.10	0.0317	0.073	6.2	C.V

Donc, la vérification de la flèche est satisfaite. On garde alors les dimensions choisies initialement en pré dimensionnement : bxh=30x35 cm².

III.5-CALCUL DES POUTRELLES :

III.5.1- Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.
Notre structure comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

III.5.2. Plancher à corps creux (16+4) cm:

III.5.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

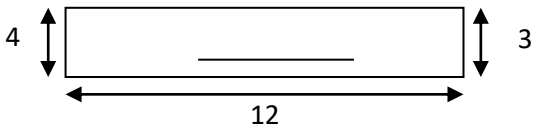


Fig. III.19. Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul se fait en deux étapes :

<u>Première étape</u> : Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500 * l(kn)\end{cases}$$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

a) <u>Charges et surcharges :</u>

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml

- Poids du corps creux : 0.65×1 = 0.65 kN/ml

⇒**G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500\times 3.35 = 1675N\end{cases}$

⇒ Q = 1.7kN

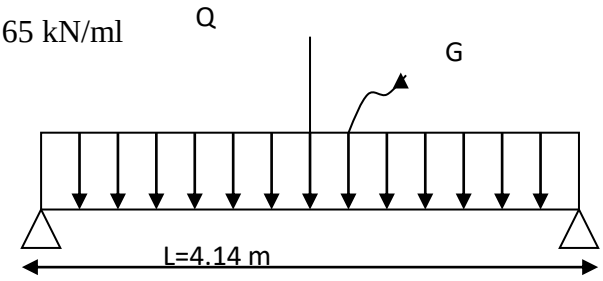


Fig. III.20. Poutrelle avant coulage

III.5.2.2. Calcul des sollicitations (E.L.U) :

<u>ELU :</u>

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G\cdot L^2/8 = 0.77\times(3.35)^2/8 = 1.1$ kN.m

$M_Q = Q\cdot L^2/8 = 1.7\times(3.35)^2/8 = 2.9$ kN.m

⇒ M_u =6.07 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 3.96 > \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible).

On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

Calcul des poutrelles

On a trois types de poutrelles à calculer :

- Poutrelles à 1 st travées
- Poutrelles à 2 travées
- Poutrelles à 3 st travées

Sous-sol

G = 6.36 kN/m2 , Q = 2.5 kN/m2

Pu = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 7.95 kN/ml

Ps = (G+Q) x 0.65 = 5.75 kN/ml

III.5.2.3. Méthode de calcul :

a).La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm². $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000N/mm^2 \end{cases}$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 2.5\ kN/m^2 \leq 5$ (C.V)

- l'inertie est constante pour toutes les travées .

- $0.8 < L_i / L_{i+1} = 0.78 < 1.25$ (C.N.V)

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

b).**Méthode de Caquot : (pour les poutres)**:

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

III.5.2.3.1.1er Type : Poutrelles à trois travées :

RDC:(ELU)

G=6.36, Q=5

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 10.45 kN/ml

Tableau.III.27 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELU

noude	q(KN)	q_e(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	10,45	10,45	0	3,35	0	3,35	0	0	2,9319	0	-18,4	AB	14,659391	7,5381	-18,3789	17,50375
2	10,45	10,45	3,35	3,2	3,35	2,56	0,76	11,3107	11,311	17,504	-16,7	BC	13,376	3,6282	-16,72	16,72
3	10,45	10,45	3,2	2,6	2,56	2,6	1,02	8,18493	8,1849	16,72	-13,6	CD	8,83025	3,8548	-13,585	14,26425
4	10,45	10,45	2,6	0	2,6	0	0	1,76605	0	14,264	0	DE				

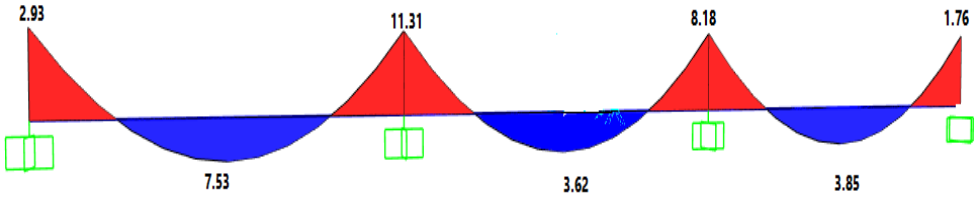


Figure III.21 : Diagrammes des moment sà l'ELU du RDC

ELS :

G=6.36, Q=5

q= (G+Q) x 0.65 = 7.4 kN/ml

Tableau.III.28 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELS

noude	q(KN)	q_e(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	7,4	7,4	0	3,35	0	3,35	0	0	2,0762	0	-13	AB	10,380813	5,338	-13,0148	12,395
2	7,4	7,4	3,35	3,2	3,35	2,56	0,76	8,0095	8,0095	12,395	-11,8	BC	9,472	2,5692	-11,84	11,84
3	7,4	7,4	3,2	2,6	2,56	2,6	1,02	5,79603	5,796	11,84	-9,62	CD	6,253	2,7297	-9,62	10,101
4	7,4	7,4	2,6	0	2,6	0	0	1,2506	0	10,101	0	DE				

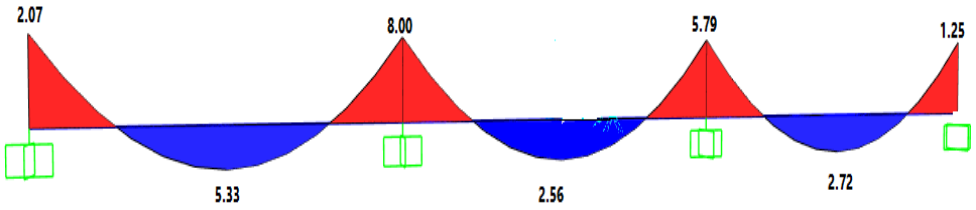


Figure III.22 : Diagrammes des moment sà l'ELS du RDC

Etage courant :(ELU)

G=6.36, Q=1.5

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 7.04 kN/ml

Tableau.III.29 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

noude	q(KN)	q_e(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	7,04	7,04	0	3,35	0	3,35	0	0	1,9752	0	-12,4	AB	9,8758	5,0783	-12,3816	11,792
2	7,04	7,04	3,35	3,2	3,35	2,56	0,76	7,61985	7,6198	11,792	-11,3	BC	9,0112	2,4442	-11,264	11,264
3	7,04	7,04	3,2	2,6	2,56	2,6	1,02	5,51406	5,5141	11,264	-9,15	CD	5,9488	2,5969	-9,152	9,6096
4	7,04	7,04	2,6	0	2,6	0	0	1,18976	0	9,6096	0	DE				

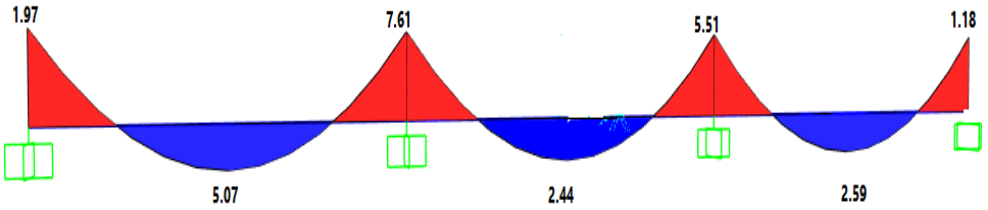


Figure III.23: Diagrammes des moments sa l'ELU du plancher a EC

ELS :

G=6.36, Q=1.5

q= (G+Q) x 0.65 = 5.10kN/ml

Tableau.III.30 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

noude	q(KN)	q_e(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	5,1	5,1	0	3,35	0	3,35	0	0	1,4309	0	-8,97	AB	7,1543438	3,6789	-8,96963	8,5425
2	5,1	5,1	3,35	3,2	3,35	2,56	0,76	5,52006	5,5201	8,5425	-8,16	BC	6,528	1,7707	-8,16	8,16
3	5,1	5,1	3,2	2,6	2,56	2,6	1,02	3,99456	3,9946	8,16	-6,63	CD	4,3095	1,8813	-6,63	6,9615
4	5,1	5,1	2,6	0	2,6	0	0	0,8619	0	6,9615	0	DE				

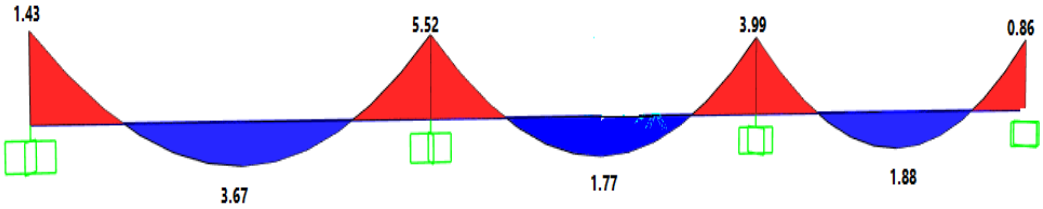


Figure III.24 : Diagrammes des moments à l'ELS du plancher a EC

Terrasse :(ELU)

G=6.8, Q=1

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.94 kN/ml

Tableau.III.31 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU

noude	q(KN)	q_e(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	6,94	6,94	0	3,35	0	3,35	0	0	1,9471	0	-12,2	AB	9,7355188	5,0062	-12,2057	11,6245
2	6,94	6,94	3,35	3,2	3,35	2,56	0,76	7,51161	7,5116	11,625	-11,1	BC	8,8832	2,4095	-11,104	11,104
3	6,94	6,94	3,2	2,6	2,56	2,6	1,02	5,43573	5,4357	11,104	-9,02	CD	5,8643	2,56	-9,022	9,4731
4	6,94	6,94	2,6	0	2,6	0	0	1,17286	0	9,4731	0	DE				

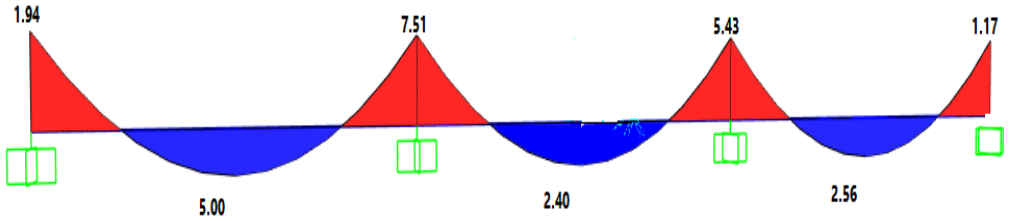


Figure III.25: Diagrammes des moments sa l'ELU du plancher a terrasse

ELS :

G=6.8, Q=1

q= (G+Q) x 0.65 = 7.4 kN/ml

Tableau.III.32 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à terrasse à l'ELs

noude	q(KN)	q_e(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	5,07	5,07	0	3,35	0	3,35	0	0	1,4225	0	-8,92	AB	7,1122594	3,6572	-8,91686	8,49225
2	5,07	5,07	3,35	3,2	3,35	2,56	0,76	5,48759	5,4876	8,4923	-8,11	BC	6,4896	1,7603	-8,112	8,112
3	5,07	5,07	3,2	2,6	2,56	2,6	1,02	3,97106	3,9711	8,112	-6,59	CD	4,28415	1,8702	-6,591	6,92055
4	5,07	5,07	2,6	0	2,6	0	0	0,85683	0	6,9206	0	DE				

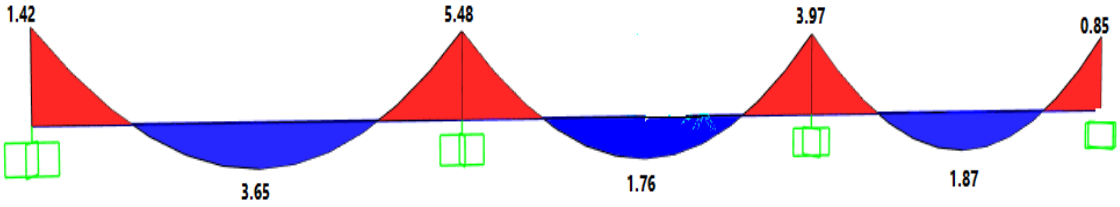


Figure III.26 : Diagrammes des moments sa l'ELS du plancher a terrasse

III.5.2.3.2er Type : Poutrelles à 2 travées

RDC:(ELU)

G=6.36, Q=5

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 10.45 kN/ml

Tableau.III.33 : Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à DC à l'ELU

noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	T_w	T_e
1	10,45	10,45	0	3,35	0	3,35	0	0	2,9319	0	-18,4	AB	14,659391	6,59	-18,3789	17,50375
2	10,45	10,45	3,35	3,2	3,35	3,2	0,96	13,207	13,207	17,504	-16,7	BC	13,376	5,4349	-16,72	17,556
3	10,45	10,45	3,2	0	3,2	0	0	2,6752	0	17,556	0	CD				$T_e=M_i/l_i+$

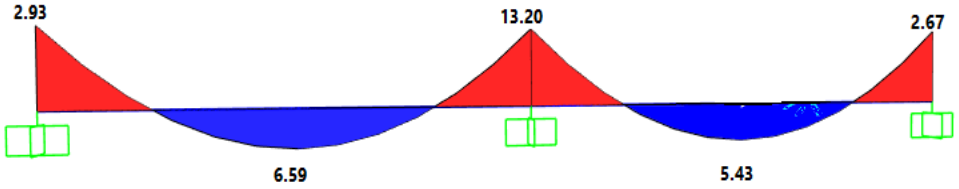


Figure III.27 : Diagrammes des moment sà l'ELU du plancher a RDC

ELS :

G=6.36, Q=5

q= (G+Q) x 0.65 = 7.4 kN/ml

Tableau.III.34 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à RDC à l'ELS

noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	Me (KNm)	tw	te	travées	M0 (KNm)	Mt	tw	te
1	7,4	7,4	0	3,35	0	3,35	0	0	2,0762	0	-13	AB	10,380813	4,6666	-13,0148	12,395
2	7,4	7,4	3,35	3,2	3,35	3,2	0,96	9,35229	9,3523	12,395	-11,8	BC	9,472	3,8487	-11,84	12,432
3	7,4	7,4	3,2	0	3,2	0	0	1,8944	0	12,432	0	CD				

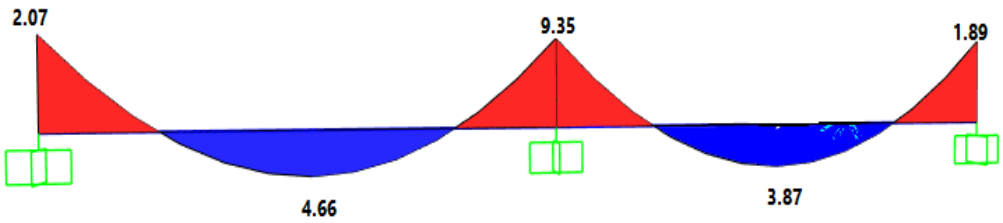


Figure III.28 : Diagrammes des moments sa l'ELS du plancher à RDC

Etage courant :(ELU)

G=6.36, Q=1.5

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 7.04 kN/ml

Tableau.III.35 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELU

noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	Me (KNm)	tw	te	travées	M0 (KNm)	Mt	tw	te
1	7,04	7,04	0	3,35	0	3,35	0	0	1,9752	0	-12,4	AB	9,8758	4,4396	-12,3816	11,792
2	7,04	7,04	3,35	3,2	3,35	3,2	0,96	8,89732	8,8973	11,792	-11,3	BC	9,0112	3,6614	-11,264	11,8272
3	7,04	7,04	3,2	0	3,2	0	0	1,80224	0	11,827	0	CD				

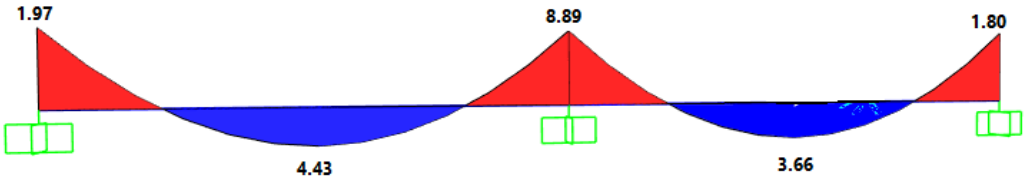


Figure III.29 : Diagrammes des moment sa l'ELU du plancher a EC

ELS :

G=6.36, Q=1.5

q= (G+Q) x 0.65 = 5.10kN/ml

Tableau.III.36 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à EC à l'ELS

noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	Me (KNm)	tw	te	travées	M0 (KNm)	Mt	tw	te
1	5,1	5,1	0	3,35	0	3,35	0	0	1,4309	0	-8,97	AB	7,1543438	3,2162	-8,96963	8,5425
2	5,1	5,1	3,35	3,2	3,35	3,2	0,96	6,4455	6,4455	8,5425	-8,16	BC	6,528	2,6525	-8,16	8,568
3	5,1	5,1	3,2	0	3,2	0	0	1,3056	0	8,568	0	CD				

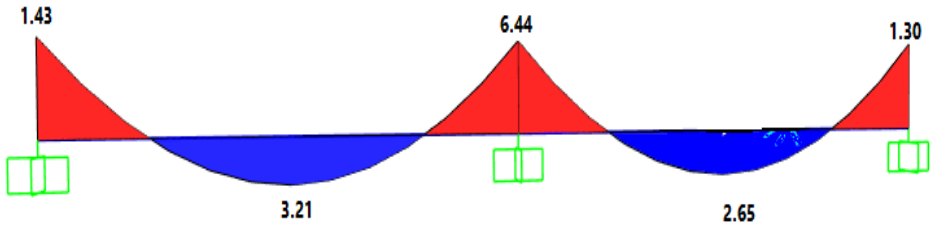


Figure III.30 : Diagrammes des moment sa l'ELS du plancher a EC

Terrasse :(ELU)
G=6.8, Q=1

q= (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.94 kN/ml

Tableau.III.37 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU

noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	6,94	6,94	0	3,35	0	3,35	0	0	1,9471	0	-12,2	AB	9,7355188	4,3765	-12,2057	11,6245
2	6,94	6,94	3,35	3,2	3,35	3,2	0,96	8,77094	8,7709	11,625	-11,1	BC	8,8832	3,6094	-11,104	11,6592
3	6,94	6,94	3,2	0	3,2	0	0	1,77664	0	11,659	0	CD				

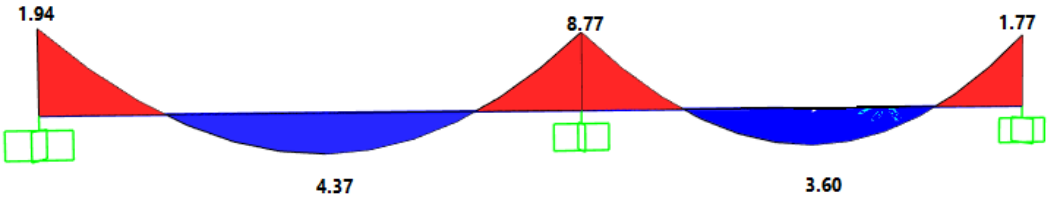


Figure III.31: Diagrammes des moment sa l'ELU du plancher a terrasse

ELS :
G=6.8, Q=1

q= (G+Q) x 0.65 = 7.4 kN/ml

Tableau.III.38 :Calcul du moment et effort tranchant des poutrelles à Terrasse à l'ELU

noude	q(KN)	qe(KN)	Lw	Le	Lw'(m)	Le'(m)	5	Mw (KNm)	M_e (KNm)	tw	te	travées	M_0 (KNm)	M_t	t_w	t_e
1	5,07	5,07	0	3,35	0	3,35	0	0	1,4225	0	-8,92	AB	7,1122594	3,1972	-8,91686	8,49225
2	5,07	5,07	3,35	3,2	3,35	3,2	0,96	6,40759	6,4076	8,4923	-8,11	BC	6,4896	2,6368	-8,112	8,5176
3	5,07	5,07	3,2	0	3,2	0	0	1,29792	0	8,5176	0	CD				

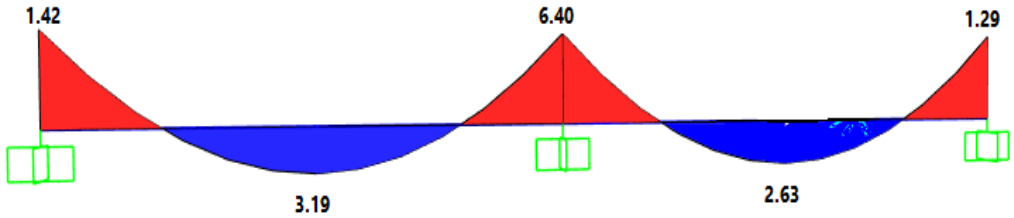


Figure III.32 : Diagrammes des moments sa l'ELS du plancher a terrasse

III.5.2.4. Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le des poutrelles,

c'est le cas le plus défavorable.

ELU :M_{tmax}= 7.53 kN.m

M_{amax}= 13.61 kN.m

T_{max}= 16.35 kN

ELS : M_{tmax}= 6.59 kN.m

M_{amax}= 9.35 kN.m

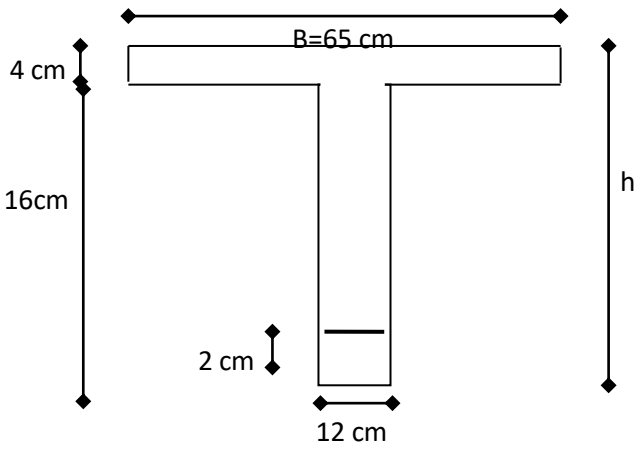


Figure III.33 : Les sections considérées pour le calcul du ferraillage des poutrelles

Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.53 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.987$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.51 cm².

On adopte: **A=2HA10=1.57 cm²**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 1.57\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.30\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A =1.57 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×20) cm²

M_{app}=13.20 kN.m

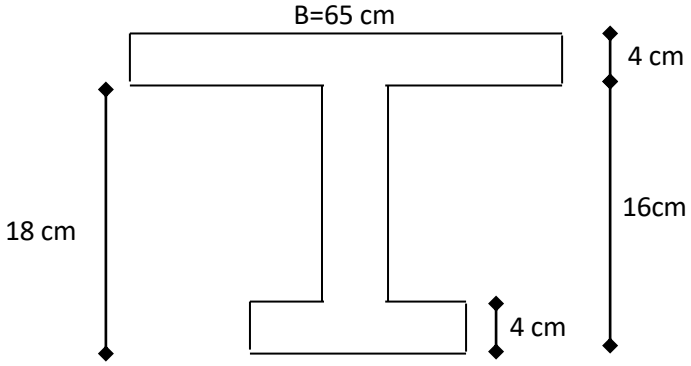
Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.20 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.240 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.861 $\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.44 cm².

On adopte: **A = 3T10 = 2.58 cm²**



Conditions de non fragilité :

$A = 2.45\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0.24\ cm^2$ **(C.V)**

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=18.37 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18.37 * 10^3}{120 * 180} = 0.85\ \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

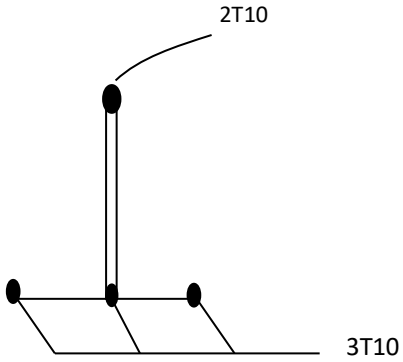


Fig. III.34. Ferraillage des poutrelles

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u =0.85MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40\text{cm}\end{cases} = (16.2;40 \text{ cm})$$

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;16;12\}(\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.57 cm².

A_t=2T6

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa}. \Rightarrow \frac{57 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

<u>Au voisinage de l'appui :</u>

<u>Appui de rive :</u>

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60\text{kN} \quad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$$V_u = A_l \frac{f_{t28}}{\gamma_b} = 36.12\text{kN} \Rightarrow V_u = 36.12 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

$V_u+(M_u/0.9d)= -42.23 < 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy}=V_u/ab \leq \overline{\sigma}=1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u=|V_{uG}|+|V_{ud}|=54.5kN$

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$\sigma_{bmoy}=0.84$ MPa$<\overline{\sigma}=21.67$ MPa **(C.V)**

Donc,la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

2°/Vérification à l'ELS :

- **En travée :**

$M_{ser}=6.59$ kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'}=\frac{bh_0}{2}-15A(d-h_0);\ A'=0$$

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h_0=4 cm ; A=2.58 cm².

$$S_{xx'}=\frac{65\cdot 4^2}{2}-15\cdot 2.7\cdot(18-4)=-47<0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$y_1^2+Dy_1-E=0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$$D=\frac{2(b-b_0)h_0+30A}{b_0}\Rightarrow D=\frac{2(65-12)4+30(1.57)}{12}\Rightarrow D=39.25$$

$$E=\frac{2(b-b_0)h_0^2+30Ad}{b_0}\Rightarrow E=\frac{2(65-12)4^2+30\cdot 1.57\cdot 18}{12}\Rightarrow E=211.98$$

$\Rightarrow y_1=4.81$ cm.

$$I=\frac{1}{3}\left(by_1^3-(b-b_0)(y_1-h_0)^3\right)+15A(d-y_1)^2\Rightarrow I=6498.91cm^4$$

$$\sigma_b=\frac{M_{ser}\cdot y_1}{I}\Rightarrow \sigma_b=\frac{6.59*10^6*48.1}{6498.91*10^4}\Rightarrow \sigma_b=5.36\ \text{MPa}.$$

$\overline{\sigma_b}=0.6f_{c28}\Rightarrow \overline{\sigma_b}=15$MPa $\Rightarrow \sigma_b<\overline{\sigma_b}$, $\Rightarrow$ 5.36< 15 MPa **(C.V)**

- **Aux appuis: (ELS)**

Tableau III.39: Vérification à l'E.LS aux appuis

M_{ser}(kN.m)	D	E	I(cm^4)	y_1	σ_b(MPa)	$\overline{\sigma}_b$(MPa)	Observation
9.35	40.98	243.03	8611.95	0.159	6	15.00	**(CV)**

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation : **[1]**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{465} = 0.0408 < 0.0625 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.057 \langle 0.069 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.011 > \frac{4.2}{400} = 0.01 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

III.5.2.5.Calcul de la flèche:

M_{ser} = 6.59 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12.18} = 0.00726$$

ρ = 0.72 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0.996 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 234.12 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.007} = 5.66$$

λ_v=2/5 λ_i=2.26.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 25}{4 \cdot 0.00726 \cdot 244.07 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.60$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 6.82 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2=18578.48cm^4$$

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}\Rightarrow I_{fi}=4648.84\ cm^4$$

$$I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}=8674.16\ cm^4$$

$E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}=32164.2MPa$; $E_v=1/3\ E_i=10819MPa$

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}}=\frac{6.59\times3.45^2}{10.(32164.2\times4648.84)}\Rightarrow f_i=3.78mm$$

$$f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}}=\frac{6.59\times3.45^2}{10(10819\times8674.16)}\Rightarrow f_v=8.35\ mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 8.35 - 3.78 = 4.57$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite}=\frac{L}{500}=\frac{465}{500}=9.3$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 4.57$ mm$< f_{Limite} = 9.3$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III.40: Récapitulation des résultats de la flèche.

M(kN.m)	**A(cm²)**	**y (cm)**	**P**	**ß1**	**σs (MPa)**	**μ**	**λi**	**λv**
6.59	1.57	6.82	0.0072	0.996	244.08	0.60	5.66	2.26
I (cm⁴)	**Ifi (cm⁴)**	**Ifv (cm⁴)**	**L(m)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (mm)**	**fadm(mm)**	**Δf<fadm**
18578.48	4648.84	8674.16	3.45	3.78	8.35	4.57	9.3	**C.V**

III.5.2.6. Ferraillage de la table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm²**

Armatures:

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

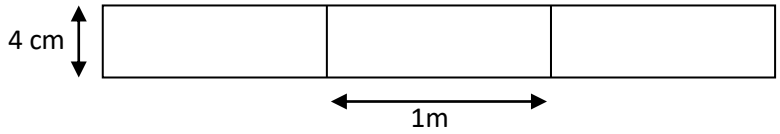


Fig.III.35. Schéma de la Table de compression

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vise à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est élaborée par le logiciel ETABS (ver 16.2.0) moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toute remplies.

IV.2. OBJECTIF DE L'ÉTUDE DYNAMIQUE

Nous allons exposer dans cette partie les points importants concernant l'étude sismique de Ce bâtiment, de ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en Tridimensionnel avec le logiciel ETABS et on utilisera la méthode dynamique modale Spectrale qui reprend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA, L'étude dynamique d'une structure consiste à déterminer les caractéristiques propres de Chaque structure sous une action sismique.

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE

- Les éléments poteaux-poutres (portique) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds avec six degrés de liberté par nœud.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles (2 sens) sont manuellement introduit (local axes).
- Les voiles sont modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds

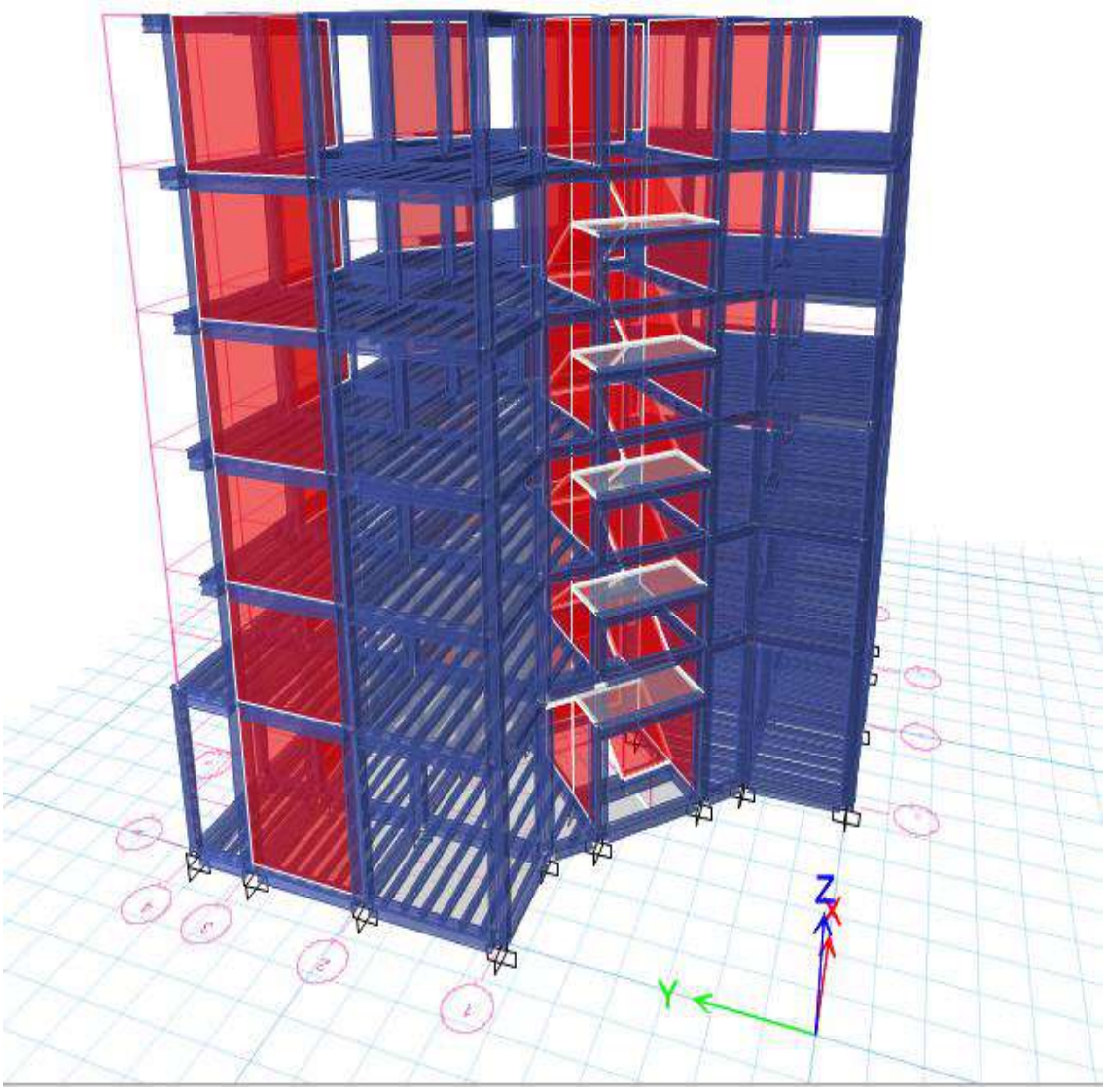


Figure IV.1 : Modélisation de la structure

IV.4. METHODES DE CALCULS

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

IV.4.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

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

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.4.2. Conditions d'application de la Méthodes dynamiques

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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

IV.5. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.1. La méthode d'analyse modale spectrale

IV.5.1.1 **Spectre de 1réponse de calcul** [2]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 1.25A\left(2.5\eta\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 1.25A\left(2.5\eta\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3\ s \\ 1.25A\left(2.5\eta\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3\ s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

η : facteur de correction d'amortissement

A. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 [2]

✓ Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit

. Zone 0 : sismicité négligeable

. Zone I : sismicité faible

. Zone II : sismicité moyenne

. Zone III : sismicité élevée

Wilaya de Blida et Groupe de communes A donc : zone séismique III [2]

✓ Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le bâtiment étudié à usage de d'habitation selon l'article 3.2 de RPA 99/ version2003 [2]

Le bâtiment est dans le groupe 2

✓ Classification des sites :

Vu la non disposition du rapport de l'analyse topographique et géotechnique du sol nous prenons le type du sol Meuble S3

B. Détermination des coefficients

✓ Coefficient d'accélération

* Grope d'usage : 2
* Zone sismique : III

$\boldsymbol{A = 0.25}$

Du moment que le bâtiment en étude est implanté à la Wilaya de Blida et Groupe de communes A donc : zone séismique III, Et rappelons que selon l'usage notre bâtiment est dans le Groupe 2 donc le coefficient d'accélération est

$$\mathbf{A = 0.25}$$

✓ Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{(7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

étant donné que notre portique en béton armé et le remplissage léger d'après l' RPA 99/ version2003 [2] on prend $\xi = 6$

$$\eta = \sqrt{(\frac{7}{2 + 6})} = 0.935$$

$$\eta = 0.935 > 0{,}7$$

✓ Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

Tableau IV.1: Facteur de qualité[2].

Critère q	Pq		
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	x
2. Redondance en plan	0	0.05	x
3. Régularité en plan	0	0.05	x
4. Régularité en élévation	0	0.05	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1	
		Pq =	0.15

$$\mathbf{Q = 1 + 0.15 = 1.15}$$

✓ Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie du site est attribué dans le tableau 4.7 de RPA 99/ version2003 [2].

Catégorie S_3 ⟶ Site meuble $\begin{cases} \boldsymbol{T_1 = 0.15\ s} \\ \boldsymbol{T_2 = 0.5\ s} \end{cases}$

✓ Coefficient de comportement de la structure R :

Le coefficient de comportement de la structure R est en fonction du système de contreventement tel que R= 4

R : coefficient de comportement global

de la structureon prend $R = 4$

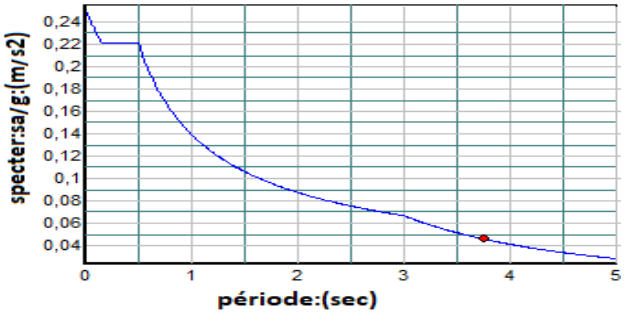


Figure IV.2 : La courbe de spectre de réponse

IV.5.1.2 Analyse modales du modèle

A. Estimation de la période fondamentale de la structure article 4.2.4 [2]

Formule 1 : $$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 de RPA 99/ version2003 [2]suivent :

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient CT[2]

cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

Dans mon cas : $$C_T = 0.05 \text{ et } h_N = 20.2$$

Formule 2 : $$T = {0.09 h_N}/{\sqrt{D}}$$

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

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs Lx, Ly

Dans mon cas

$$Dx = Lx = 16.415m Dy = Ly = 16.41m$$

Après les deux précédentes $$T = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = {0.09 h_N}/{\sqrt{D}} \end{cases}$$

$$\mathbf{Tx} = \min \begin{cases} T = 0.05\ 20.2^{3/4} = 0.476\ s \\ T = {0.09\ 20.2}/{\sqrt{16.41}} = 0.448s \end{cases} = \mathbf{0.448\ s}$$

$$\mathbf{Ty} = \min\begin{cases} T = 0.05\ 20.2^{3/4} = 0.476s \\ T = 0.09\ 20.2/\sqrt{16.41} = 0.448\ s \end{cases} = \mathbf{0.448\ s}$$

$$\mathbf{Tadm} = \mathbf{1.3\ T}$$

Tableau IV.3: récapitulatif de T finale

T finale:	T	T adm
sens X	0.448	0.579
sens Y	0.448	0.579

B. Choix du type de contreventement

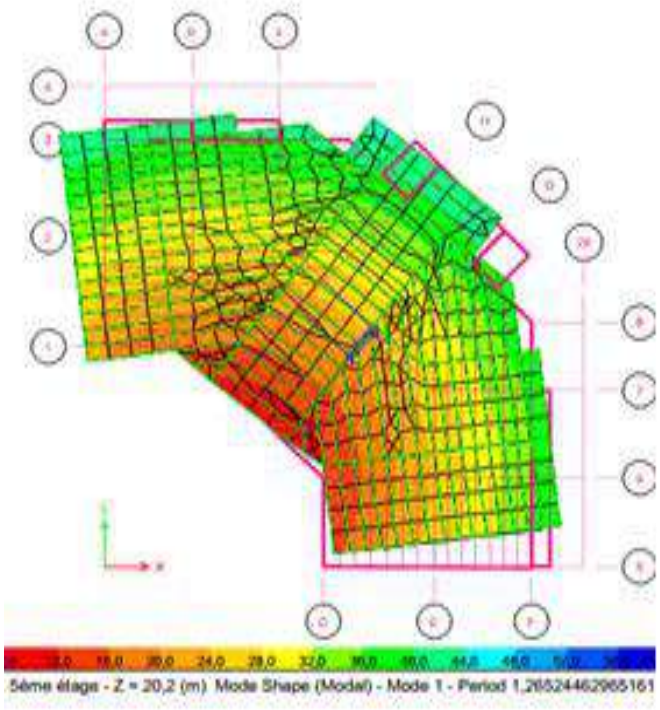
Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition

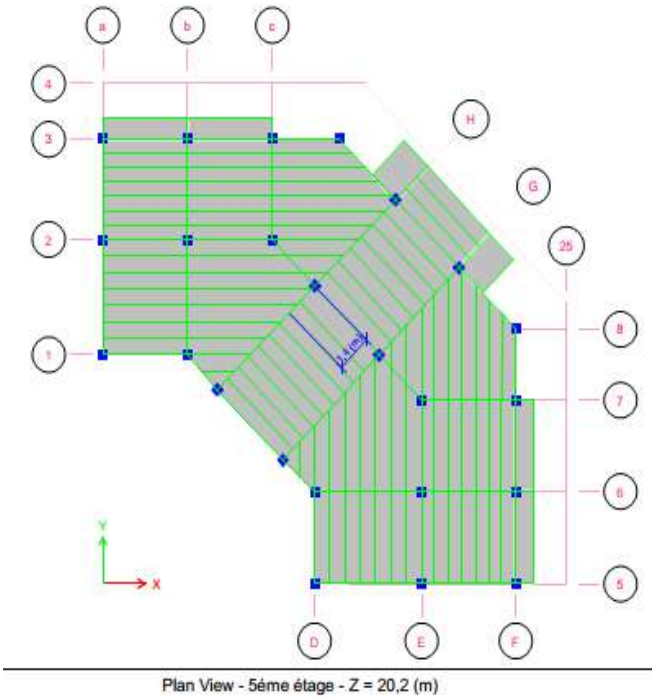
- Les conditions d'architectures.

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.

- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la Structure.

Plusieurs variantes ont été étudiées :





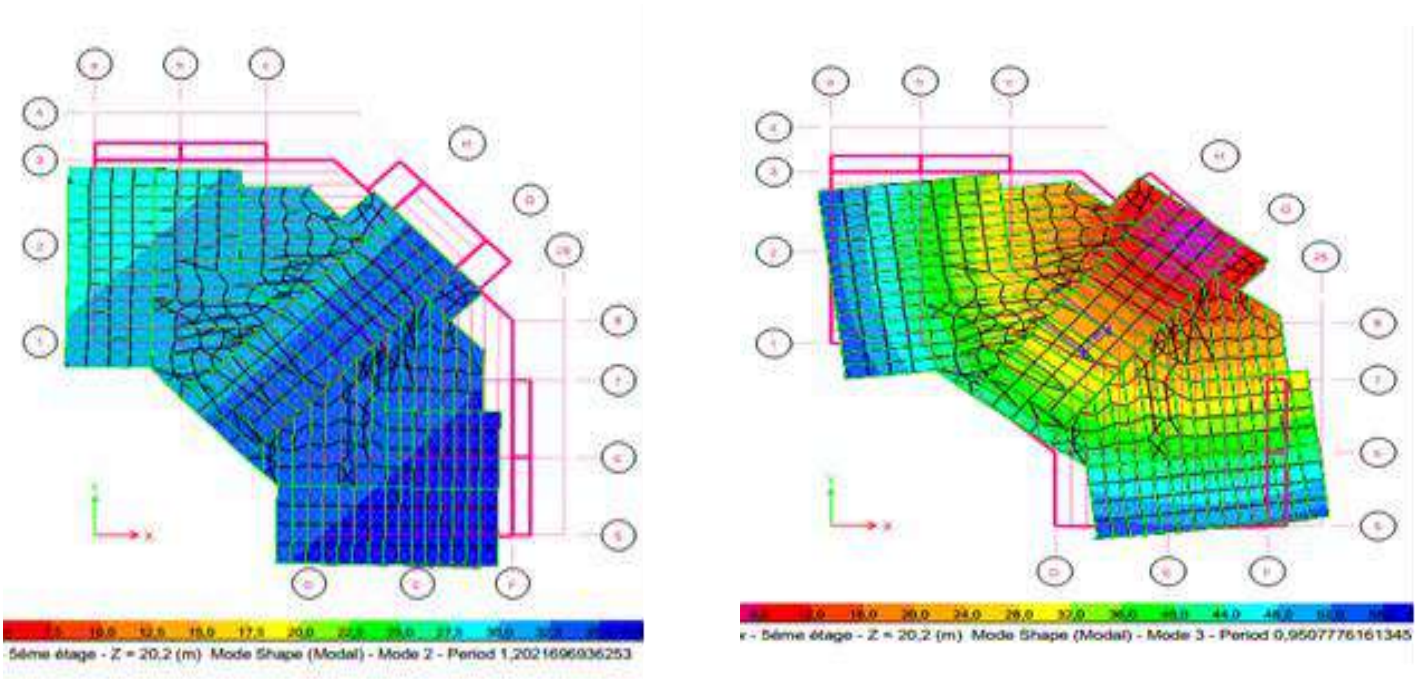


Figure IV.3 : Variante 1

Vérifications réglementaires

- ✓ Nombre de modes à considérer

Tableau IV.4: Facteur de participation

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	**Mode**	**Period**	**UX**	**UY**	**SumUX**	**SumUY**	**RZ**
		sec					
Modal	1	1,265	0,2785	0,1808	0,2785	0,1808	0,2268
Modal	2	1,202	0,3178	0,3935	0,5963	0,5742	0,0033
Modal	3	0,951	0,125	0,1475	0,7214	0,7218	0,4544
Modal	4	0,43	0,0322	0,023	0,7535	0,7448	0,0386
Modal	5	0,409	0,0402	0,0485	0,7937	0,7933	0,0003
Modal	6	0,325	0,0125	0,0127	0,8062	0,806	0,057
Modal	7	0,258	0,0084	0,0071	0,8146	0,8131	0,0102
Modal	8	0,243	0,0113	0,0132	0,826	0,8263	0,00001257
Modal	9	0,205	0,0002	0,0001	0,8261	0,8264	0,0002
Modal	10	0,205	0,0001	0,0002	0,8262	0,8265	0,0002
Modal	11	0,193	0,0024	0,0021	0,8286	0,8286	0,0162
Modal	12	0,176	0,003	0,0024	0,8316	0,831	0,0006
Modal	13	0,167	0,003	0,0038	0,8347	0,8348	5,245E-07
Modal	14	0,135	0,00003068	0,00003598	0,8347	0,8348	0,0034
Modal	15	0,129	0,0014	0,0011	0,8361	0,836	0,0008
Modal	16	0,128	0,000004856	0,00001431	0,8361	0,836	0,000003409
Modal	17	0,125	0,0008	0,001	0,8369	0,837	0
Modal	18	0,111	0	0	0,8369	0,837	0
Modal	19	0,11	0,00004033	0,0000326	0,8369	0,837	0,0002
Modal	20	0,106	0,0001	0,0001	0,837	0,8371	0

$$\begin{cases} e_{aX} = 5\%\,Lx = 0{,}92 \\ e_{aY} = 5\%\,Ly = o{,}92 \end{cases} < \begin{cases} e_{tX} = |XCCM - XCR| = 1{,}288\ m \\ e_{tY} = |YCCM - YCR| = 1{,}32\ m \end{cases}$$

L'analyse dynamique de la structure a abouti à :

- Une période : **T =1.265 s**.
- La participation massique dépassant le seuil des 90% à partir du 150ème mode

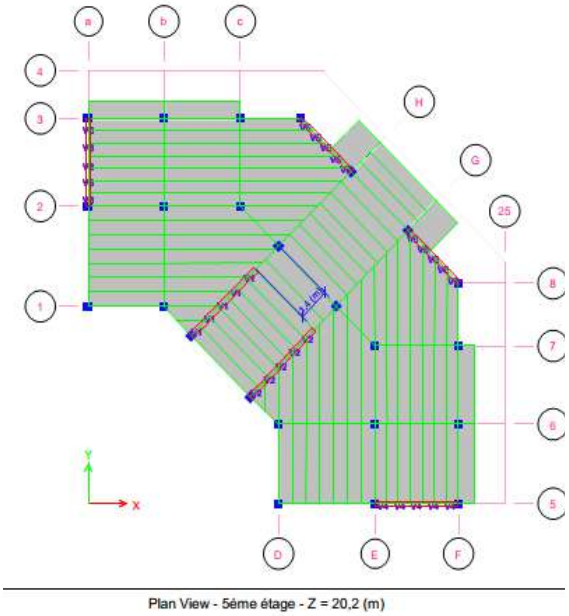
✓ Direction de force sismique :

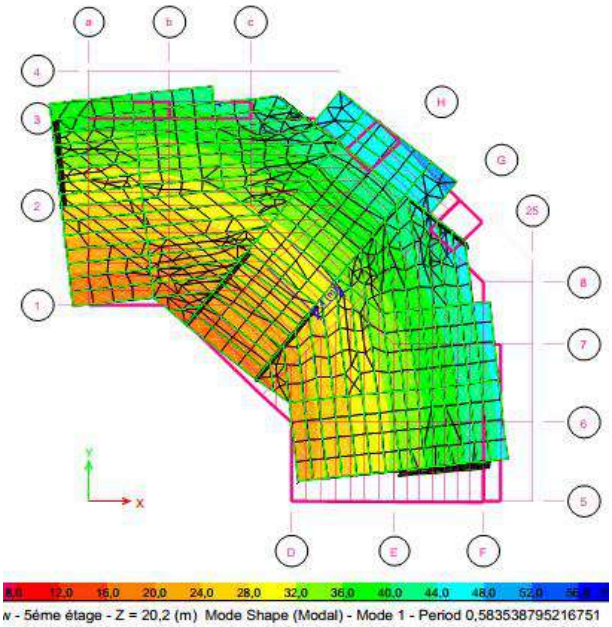
Tableau IV.5: Direction de force sismique

TABLE: Modal Direction Factors						
Case	**Mode**	**Period**	**UX**	**UY**	**UZ**	**RZ**
		sec				
Modal	1	1,265	38,40%	25,00%	0	36,60%
Modal	2	1,202	44,50%	54,90%	0	0,50%
Modal	3	0,951	17,00%	20,10%	0	62,90%

- Le premier mode est un mode de translation suivant x.
- Le deuxième mode est un mode de rotation.
- Le troisième mode est un mode de translation suivant y.

De ce fait nous devons ajouter des voiles de résistance dans les parties bleues afin d'améliorer la situation ce qui nous mène à passer à la variante 2





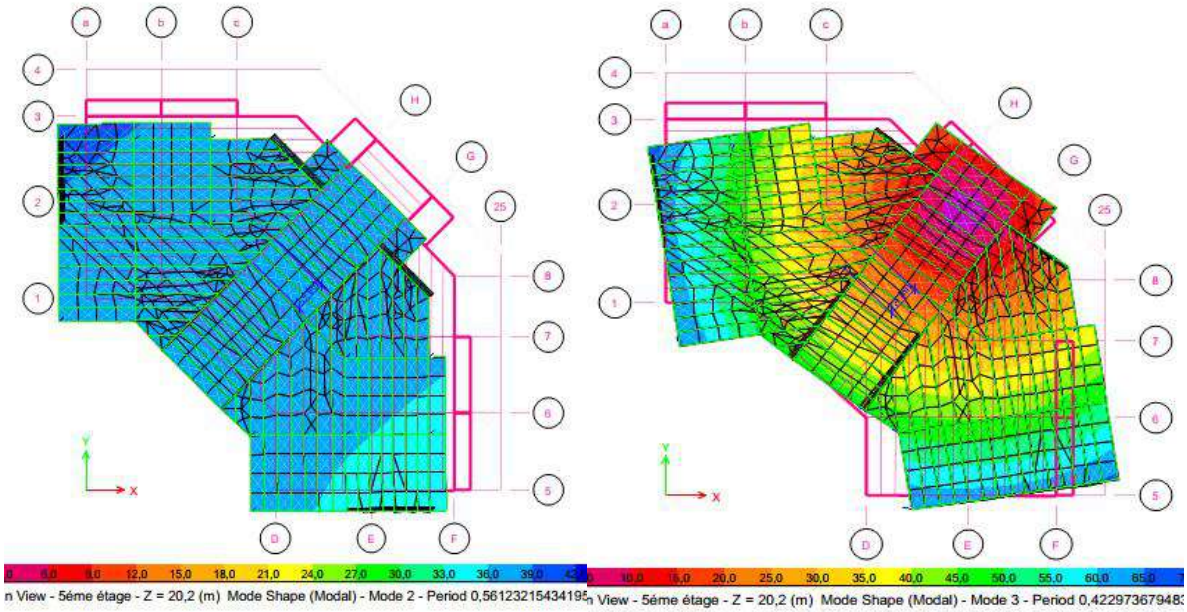


Figure IV.4: Variante 2

Vérifications réglementaires

Résultante des forces sismiques de calcul

✓ Nombre de modes à considérer

Tableau IV.6: Facteur de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,584	0,1876	0,2909	0,1876	0,2909	0,1208
Modal	2	0,561	0,36	0,2471	0,5476	0,538	0,0004
Modal	3	0,423	0,0657	0,0764	0,6133	0,6144	0,4545
Modal	4	0,205	0,0002	0,0001	0,6135	0,6144	0,0002
Modal	5	0,205	0,0001	0,0002	0,6136	0,6146	0,0001
Modal	6	0,152	0,0631	0,0742	0,6767	0,6888	0,0258
Modal	7	0,131	0,0938	0,0794	0,7705	0,7682	0
Modal	8	0,099	0,0103	0,0124	0,7808	0,7806	0,1558
Modal	9	0,095	6,492E-07	0,00004891	0,7808	0,7806	0,0001
Modal	10	0,095	0,0001	0,00002706	0,7809	0,7807	0,0005
Modal	11	0,087	0	0,000001192	0,7809	0,7807	0
Modal	12	0,08	0,0002	0,0001	0,7811	0,7807	0,00004665
Modal	13	0,079	0,000008873	0,0001	0,7811	0,7809	0
Modal	14	0,078	0,0000464	0,0001	0,7811	0,7809	0,0008
Modal	15	0,077	0,00004301	0,0001	0,7812	0,7811	0,00003315

✓ Direction de force sismique :

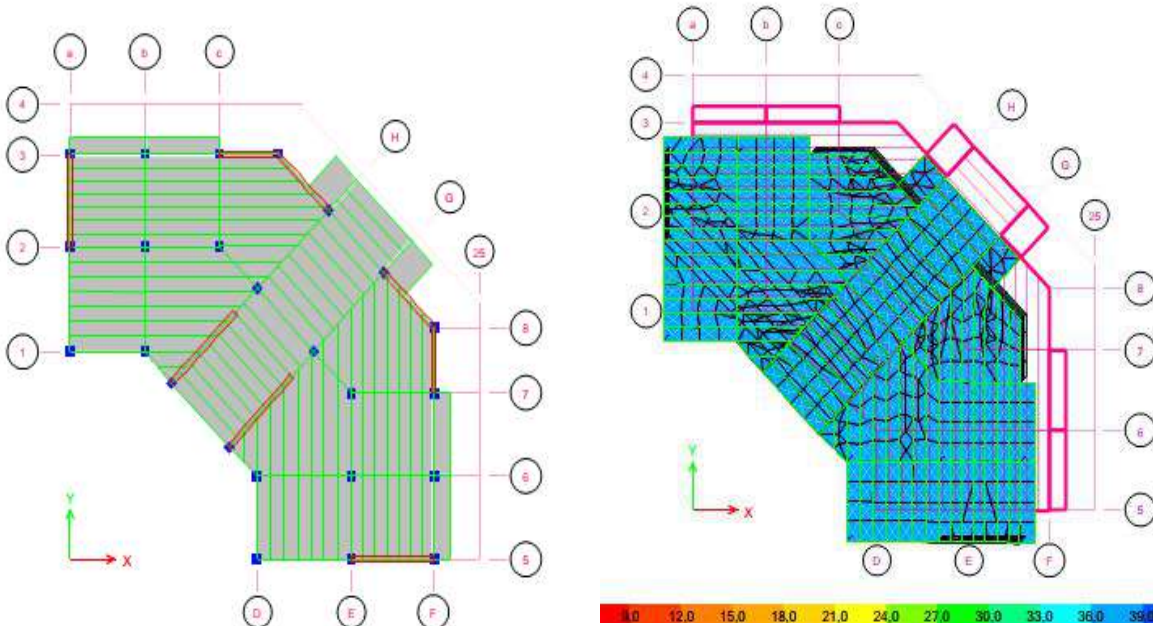
$$\begin{cases} e_{aX} = 5\%\ Lx = 0{,}92 \\ e_{aY} = 5\%\ Ly = 0{,}92 \end{cases} < \begin{cases} e_{tX} = |XCCM - XCR| = 1.68m \\ e_{tY} = |YCCM - YCR| = 1{,}57m \end{cases}$$

Tableau IV.7: Direction de force sismique

TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	0,584	30,10%	46,80%	0,00%	23,10%
Modal	2	0,561	59,10%	40,70%	0,00%	0,10%
Modal	3	0,423	10,80%	12,50%	0,00%	76,70%

- Le premier mode est un mode de translation suivant Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant X .
- Le troisième mode est un mode de rotation.

On note que le même problème persiste dans le mode 1 qui est l'irrégularité du mouvement de l'étage où nous allons rajouter des voiles de résistance dans la zone bleue et depuis nous passons à la variante 3.



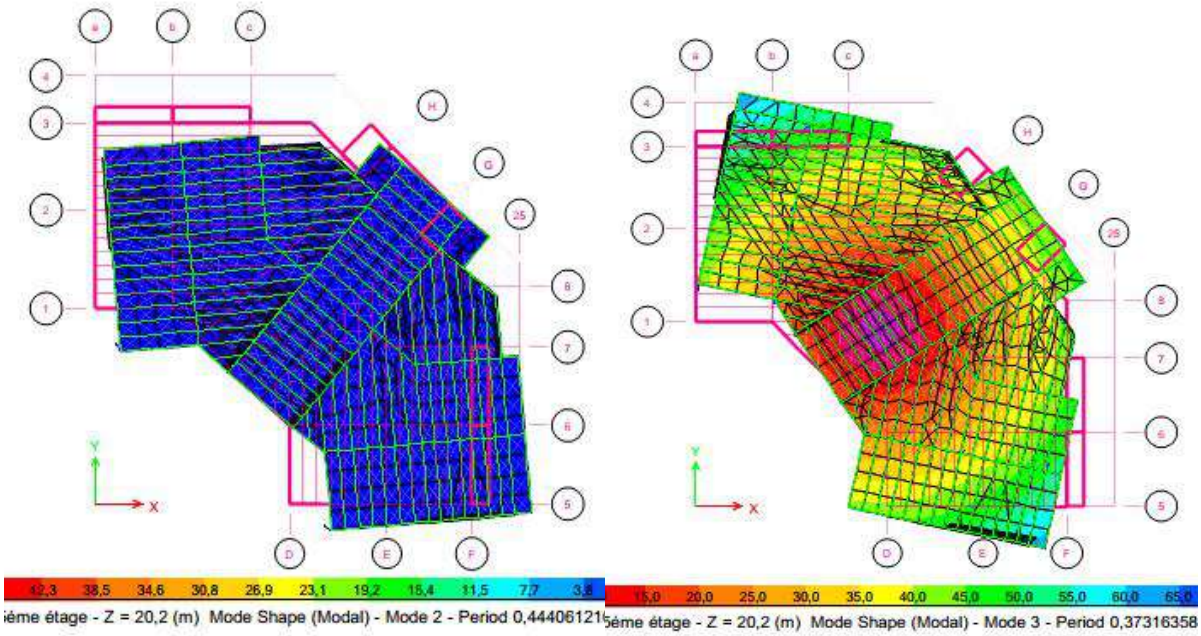


Figure IV.5 : Variante 3

Nous remarquons que cette situation est plus adaptée et nous permet de réaliser des voiles de résistance avec une parfaite performance.

Néanmoins elle fusionne le centre de rigidité et le centre de masse, ce qui accorde une bonne résistance au bâtiment ainsi une résistance à la rotation que nous témoignons par un tableau approchant le centre de rigidité celui de masse confirmé du même programme.

Tableau IV.8: La représentation des différent valeurs de CM et CR

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity							
Story	**Diaphragm**	**XCCM**	**YCCM**	**XCR**	**YCR**	**XCCM-XCR**	**YCCM-YCR**
		m	m	m	m	m	m
5éme étage	D5	9,7725	9,7723	10,3704	10,4883	-0,5979	-0,716
4eme etage	D4	9,7947	9,8246	10,3391	10,455	-0,5444	-0,6304
3eme étage	D3	9,7417	9,7845	10,3332	10,4512	-0,5915	-0,6667
2eme étage	D2	9,7417	9,7845	10,3278	10,4483	-0,5861	-0,6638
1er étage	D1	9,7417	9,7845	10,2851	10,4104	-0,5434	-0,6259
RDC	D RDC	10,2346	10,2734	10,1753	10,3156	0,0593	-0,0422
S.sol	D.S.sol	10,3391	10,3524	9,315	9,3366	1,0241	1,0158
						-0,25427143	-0,33274286

CCM : centre de masse

CR : centre de rigidité

Evaluation des excentricités :

$$\begin{cases} e_{aX} = 5\%\,Lx = 0{,}92 \\ e_{aY} = 5\%\,Ly = 0{,}92 \end{cases} > \begin{cases} e_{tX} = |XCCM - XCR| = 0.254\ m \\ e_{tY} = |YCCM - YCR| = 0.333\ m \end{cases}$$

Cela signifie que cette dernière position est relativement acceptable et nous l'acceptons donc en principe.

C. Vérifications réglementaires

E.1. Résultante des forces sismiques de calcul

- ✓ Nombre de modes à considérer

a) 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.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être remplies à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\ \sqrt{N}$ et $TK \leq 0.20$ sec

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol

Tk est la période du mode K

✓ Périodes et Facteurs de Participation Massique :

Tableau IV.9: Facteur de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	0,522	0,3073	0,2976	0,0001	0,3073	0,2976	0,0002
Modal	2	0,444	0,2521	0,2678	2,098E-06	0,5594	0,5654	0,0977
Modal	3	0,373	0,0477	0,0423	1,444E-06	0,607	0,6077	0,4768
Modal	4	0,205	0,0002	0,00001672	0	0,6073	0,6077	0,0003
Modal	5	0,205	0,00001672	0,0002	0	0,6073	0,6079	0,00001908
Modal	6	0,122	0,0865	0,0872	0,0001	0,6938	0,6951	0,00003773
……	……	……	……	……	……	……	……	……
……	……	……	……	……	……	……	……	……
……	……	……	……	……	……	……	……	……
Modal	148	0,002	0,0735	0,0688	5,014E-06	0,9518	0,9495	0,9326

L'analyse dynamique de la structure a abouti à :

- Une période fondamentale : **T = 0,522 s**.
- La participation massique dépassant 85%

✓ Direction de force sismique :

Tableau IV.10: Direction de force sismique

TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period sec	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	RZ (%)
Modal	1	1,159	50,80%	49,20%	0,00%	0,00%
Modal	2	1,042	41,50%	44,00%	0,00%	14,60%
Modal	3	0,837	7,70%	6,90%	0,00%	85,40%

✓ Le premier mode est un mode de translation suivant x (45°).

✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant y (45°).

✓ Le troisième mode est un mode de rotation

Tableau IV.11: Effort tranchant de la base.

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Step Type	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
EX	Max	2823,03	2007,64	51,47

EY	Max	1902,64	2687,19	41,99
W		0	0	24022,27

Détermination de la forces sismiques par la méthode statique équivalente (article 4,2,3 [2])

L'une des 1ères vérifications préconisées par le « RPA99 version 2003 [2]» est relative à la résultante des forces sismiques.

La force sismique totale V, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$\mathbf{V_{MES}} = \frac{\mathbf{A\ D\ Q}}{\mathbf{R}}\mathbf{W}$$

$\mathbf{V_{MES}}$: force sismique totale méthode statique équivalente

A : coefficient d'accélération de zone, $A = 0.25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

R : coefficient de comportement global de la structure ,$R = 4$

Q : facteur de qualité ,$Q = 1.15$

W : poids total de la structure

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\ \eta & 0 \le T \le T_2 \\ (2.5\eta)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3\ s \\ \left(2.5\eta\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3\ s \end{cases}$$

$\mathbf{T_2}$ **:** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, $\mathbf{T_2 = 0.5\ s}$

η : facteur de correction d'amortissement , $\eta = 0.935$

T :la période

✓ La période T :

$$T = \min\{1.3T; T_{anlytique}\}$$

$$T_x = 0{,}522 \text{ s} \quad , T_y = 0{,}444 \text{ s}$$

T :la période fondamentale de la structure,

$T_{analytique}$: la période obtenue par programme d'analyse (ETABS, SAP2000, ROBO, PROKNE, CYPE…etc.)

Si : $T2 \leq Tx \leq 3$ s $\rightarrow$ D x = 2,205

Si : $T2 \leq Ty \leq 3$ s $\rightarrow$ D y = 2,205

✓ Poids de la structure W :

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

W_{Gi}: poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.12: Valeurs du coefficient de pondération β [2].

	Type d'ouvrage	ß
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement : -Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout -salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	 0.3 0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6

$$\mathbf{W = \sum_{i=1}^{n} W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}}$$

Poids total de la structuredonnée par l'ETABS :

$$\mathbf{W} = 24022{,}27 \text{ KN}$$

A =	0.25		
R =	4		
Q =	1.35		
W =	24022,27 KN		
Dx =	2,205	**V_{MES} x =**	3310,5690KN
Dy =	2,205	**V_{MES} y =**	3310,5690KN

- ✓ **Vérification**

Ex =	2823,03KN
E y =	2687,19KN
0.8 V_{MES} x =	2648,46KN
0.8 V_{MES} y =	2648,46KN

0.8 V_{MES} x =2648,46KN < Ex = 2823,03KN

0.8 V_{MES} y =2648,46KN < Ey = 2687,19KN

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« Vt dynamique > 80% Vs statique » est vérifiée

- ✓ Déplacements inter étage (art 4.43 [2]):

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\Delta_K = R\Delta_{ek}$$

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_K \leq \overline{\Delta} = 1\%h_e$

- Δ_K : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1
- Δ_{ek}: est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K
- Si les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :
  - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
  - Rajouter des voiles dans la structure.

- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

✓ Déplacements Inter Etages 'Déplacement du aux forces sismiques « Δe » '(ETABS)

Tableau IV.13: Déplacements Inter Etages dans le sens x

Story	Δe x (mm)	Δe y (mm)
5éme étage	2,79	2,12
4eme etage	2,82	2,18
3eme étage	2,78	2,15
2eme étage	2,56	1,98
1er étage	2,08	1,6
RDC	1,5778	1,208
S.sol	0,0022	0,002

Tableau IV.14: Déplacements Inter Etages dans le sens y

Story	Δe x (mm)	Δe y (mm)
5éme étage	2,04	2,61
4eme etage	2,06	2,66
3eme étage	2,04	2,63
2eme étage	1,87	2,42
1er étage	1,52	1,97
RDC	1,1384	1,498
S.sol	0,0016	0,002

✓ **Vérification**

Tableau IV.15: Vérification des Déplacements Inter Etages

Story	Δe x (mm)	Δe y (mm)	R	Δ x (mm)	Δ y (mm)	h etage (m)	1% h étage (mm)	observation	
								sens x	sens y
5éme étage	2,79	2,12	4	11,2	8,5	3,06	30,6	OK	OK
4eme etage	2,82	2,18	4	11,3	8,7	3,06	30,6	OK	OK
3eme étage	2,78	2,15	4	11,1	8,6	3,06	30,6	OK	OK
2eme étage	2,56	1,98	4	10,2	7,9	3,06	30,6	OK	OK
1er étage	2,08	1,6	4	8,3	6,4	3,06	30,6	OK	OK
RDC	1,5778	1,208	4	6,3	4,8	4	40	OK	OK
S.sol	0,0022	0,002	4	0	0	0,1	1	OK	OK

Story	Δe x (mm)	Δe y (mm)	R	Δ x (mm)	Δ y (mm)	h etage (m)	1% h étage (mm)	observation	
								sens x	sens y
5éme étage	2,04	2,61	4	8,2	10,4	3,06	30,6	OK	OK
4eme etage	2,06	2,66	4	8,2	10,6	3,06	30,6	OK	OK
3eme étage	2,04	2,63	4	8,2	10,5	3,06	30,6	OK	OK
2eme étage	1,87	2,42	4	7,5	9,7	3,06	30,6	OK	OK
1er étage	1,52	1,97	4	6,1	7,9	3,06	30,6	OK	OK
RDC	1,1384	1,498	4	4,6	6	4	40	OK	OK

E.2. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ (art 5,9 [2]):

Les effets de deuxième ordre (l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta = P_K \Delta_K / (V_K H_K) \leq 0.1}$$

Avec :

$\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées

$\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau « k » ,

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$\mathbf{H_k}$: hauteur de l'étage « k »

Tableau IV.16: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Story	Pk	Δk x (mm)	Δk y (mm)	Vk X	Vk Y	Hk (mm)	θ x	θ y	observation	
	kN			kN	kN				sens x	sens x
5éme étage	3202,46	11,2	8,5	817,59	571,81	3060	0,014337	0,01556	CV	CV
4eme etage	6506,44	11,3	8,7	1423,52	1049,69	3060	0,016879	0,01762	CV	CV
3eme étage	9810,41	11,1	8,6	1875,9	1409,72	3060	0,018971	0,01956	CV	CV
2eme étage	13114,39	9,2	7,9	2223,03	1670,95	3060	0,017737	0,02026	CV	CV
1er étage	16418,37	8,3	6,4	2480,05	1846,73	3060	0,017957	0,01859	CV	CV
RDC	20896,55	6,3	4,8	2690,69	1961,92	4000	0,012232	0,01278	CV	CV
S.sol	24022,27	0	0	2823,03	2007,64	3060	0	0	CV	CV

Story	Pk	Δk x (mm)	Δk y (mm)	Vk X	Vk Y	Hk (mm)	θ x	θ y	observation	
	kN			kN	kN				sens x	sens x
5éme étage	3202,46	8,2	10,4	542,94	776,98	3060	0,015806	0,01401	CV	CV
4eme etage	6506,44	8,2	10,6	995,53	1356,12	3060	0,017514	0,01662	CV	CV
3eme étage	9810,41	8,2	10,5	1336,5	1788,12	3060	0,01967	0,01883	CV	CV
2eme étage	13114,39	7,5	9,7	1583,94	2119,34	3060	0,020293	0,01962	CV	CV
1er étage	16418,37	6,1	7,9	1750,33	2364,47	3060	0,018699	0,01793	CV	CV
RDC	20896,55	4,6	6	1859,22	2564,63	4000	0,012925	0,01222	CV	CV
S.sol	24022,27	0	0	1902,64	2687,19	3060	0	0	CV	CV

E.3 Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0{,}30$$

N : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : la résistance caractéristique du béton.

Afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, Le RPA99/2003 (7.4.3.1) nous exige de vérifier pour chaque niveau (là où il y a réduction de section).

Tableau 17 **:** Vérification de l'effort normal réduit

	section		B	N max	v	Vérification
	h (cm)	b (cm)	(cm²)	(KN)		
s,sol	45	45	1849	-1633,29	0,35333478	CNV
RDC	40	40	1444	-1500,3	0,41559557	CNV
1er étage	35	35	1089	-1047,22	0,38465381	CNV
2e étage	35	35	1089	-818,61	0,3006832	CNV
3e étage	35	35	1089	-605,15	0,22227732	CV
4e étage	30	30	784	-402,36	0,20528571	CV
5e étage	30	30	784	-211,15	0,10772959	CV

Remarque :
L'effort normal réduit qui revient au poteau du S.sol,RDC, 1er ,2eme etage n'est pas vérifié pour cela on augmente sasection comme suit :

Tableau 18.Vérification de l'effort normal réduit final

	section		B	N max	v	Vérification
	h (cm)	b (cm)	(cm²)	(KN)		
s,sol	50	50	2304	-1633,29	0,28355729	CV
RDC	50	50	2304	-1500,3	0,26046875	CV
1er étage	45	45	1849	-1047,22	0,2265484	CV
2e étage	40	40	1444	-818,61	0,22676177	CV
3e étage	35	35	1089	-605,15	0,22227732	CV
4e étage	30	30	784	-402,36	0,20528571	CV
5e étage	30	30	784	-211,15	0,10772959	CV

IV.6. Dimensions finales des éléments structuraux

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans les tableaux suivants :

Tableau 19 : finales des éléments structuraux

voile	20 cm
P,P	40 x30 cm²
P,S	35 x30 cm²

Tableau 20: dimension Final des Poteaux

Étage	section
s,sol	50 X 50 cm²
RDC	50 X 50 cm²
1er étage	45 X 45 cm²
2e étage	40 X 40 cm²
3e étage	35 X 35 cm²
4e étage	30 X 30 cm²
5e étage	30 X 30 cm²

IV.7. CONCLUSION

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation

des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et lecritère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, cequi nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle estconstituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) etles voiles, ces élément sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés etbien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.2.1 Ferraillage Longitudinal

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (Mx-x), (My-y).

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants : Section entièrement tendue : S.E.T.

Section entièrement comprimée : S.E.C.

Section partiellement comprimée : S.P.C.

Avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

Situation durable : 1) 1.35G+1.5Q 2) G+Q ***B.A.E.L 91***

Situation accidentelle : 3) 0.8G+E 4) G+Q-E

5) 0.8G-E 6) G+Q+E } ***R.P.A.9***

	Béton			***Acier***		
Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} *(MPa)*	γ_s	f_e *(MPa)*	σ_s *(MPa)*
Durable	*1,5*	*25*	*14,2*	*1,15*	*400*	*348*

Les	***Accidentelle***	*1,15*	*25*	*18,48*	*1*	*400*	*400*

armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Tableau V.1: Tableau des Contraintes

V.2.2 Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

A_s =min { 4 cm2 par mètre de longueur de parement.

{ $0{,}2\% \leq A_s/B \leq 5\%$ B : section de béton.

V.2.3 Recommandations selon l'R.P. A .99 version 2003

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal Øl = 12 mm
- Une longueur minimale de 50 Øl en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :

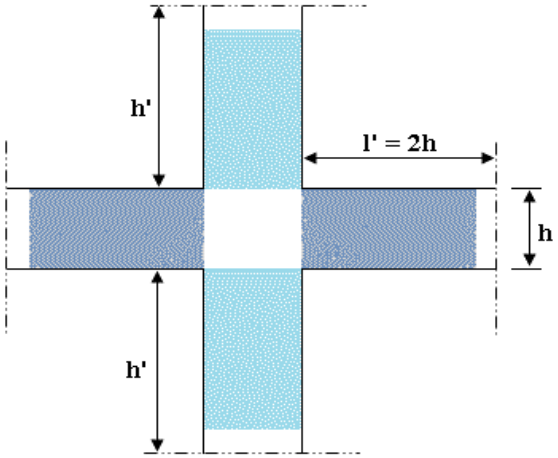
- En zone de recouvrement ===> $0{,}9\% \leq A_s/B \leq 6\%$
- En zone courante ===> $0{,}9\% \leq A_s/B \leq 4\%$

Avec :

As : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



he : la hauteur d'étage.

b1 et h1 : dimensions du poteau.

Figure V.1 : Zone Nodale.

V.2.4 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

- ***Calcul de la contrainte de cisaillement***

La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).

b0 : la largeur du poteau.

d : la hauteur utile (d = h-c).

- ***Contrainte tangentielle admissible*** $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur

✓ Selon le B.A.E.L. 91 modifiées 99 :

Armatures droites (α = 90°).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}35MPa \rightarrow \text{situation accidentel le}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- ✓ Selon RPA 99 V2003 :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda_g \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda_g < 5\end{cases}$$

Élancement λ_g

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h}$$

Avec :

h , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : Longueur de flambement du poteau, $l_f = 0.7 l_0$

- ***Résultats***

Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

étage	section		V max (KN)		τu	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Condition
	h (cm)	b (cm)	sens X	sens Y	Mpa			Mpa	
5éme étage	30	30	46,07	45,04	0,569	7,11666667	0,075	1,875	**CV**
4eme etage	30	30	32,69	31,23	0,404	7,11666667	0,075	1,875	**CV**
3eme étage	35	35	46,13	43,91	0,418	6,1	0,075	1,875	**CV**
2eme étage	40	40	54,06	51,28	0,375	5,3375	0,075	1,875	**CV**
1er étage	45	45	65,61	60,97	0,36	4,74444444	0,04	1	**CV**
RDC	50	50	56,68	-53,33	0,252	4,27	0,04	1	**CV**
S.sol	50	50	-80,34	-66,02	0,357	4,27	0,04	1	**CV**

V.2.5 Calcul du Ferraillage Longitudinal

Le ferraillage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel ETABS par utilisation du règlement B.A.E.L.91 modifié 99.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.3: Ferraillage longitudinal des poteaux carrés

Etage	Section	Amin RPA	Amin BAEL	A max RPA (ZC)	A max RPA (ZR)	As ETABS	Ferraillage longitudinale

- ✓ ***Longueur de recouvrement***

La longueur minimale de recouvrement est de : $Lr=50Ø_l$ en zone III.

T16……L_r=80 cm.

T14……L_r=70 cm.

T12……L_r=60 cm.

V.3. *Ferraillage transversal*

V.3.1 Recommandations selon l'R.P. A .99 version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h.f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$…….si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$……...si $\lambda_g < 5$ λ_g : élancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

  $t \leq 10cm$ ……...Zone nodale (zone III).

  $t' \leq Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10\phi_l\right)$…… Zone courante (zone III).

  $\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0{,}3\%.....si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}8\%.....si\ \lambda_g \leq 3 \\ Interpolation.....si\ 3 \prec \lambda_g \prec 5 \end{cases}$$

  λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

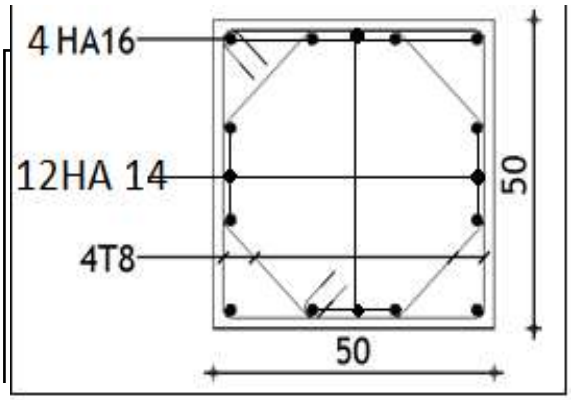
Pour les armatures transversales f_e *= 400 MPa)*.

V.3.2 Calcul du ferraillage transversal

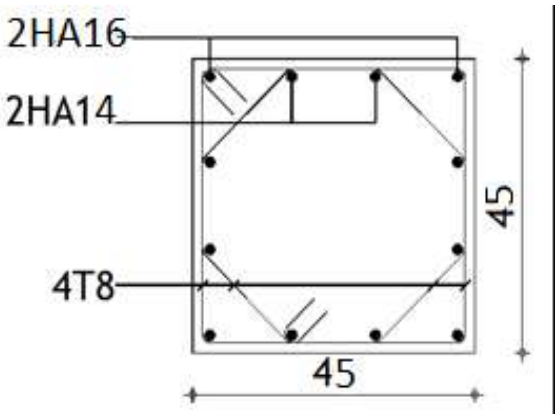
A. Ferraillage transversal des poteaux

Tableau V.4 **: Ferraillage transversal des poteaux carrés**

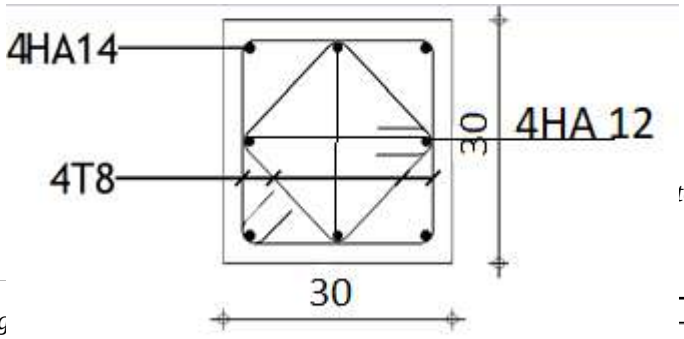
étage	section		V max (KN)		λg "h"	λg "b"	ρd "h"	ρd	t (cm)	t'	At "h"	At "b"	At choix	choix
	h (cm)	b (cm)	sens X	sens Y					(cm)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	
5éme	30	30	46,07	45,04	7,117	7,117	3,75	2,5	10	13	1,44	1,41	2.01	4 * HA 8
4eme	30	30	32,69	31,23	7,117	7,117	3,75	2,5	10	13	1,02	0,98	2.02	4 * HA 8
3eme	35	35	46,13	43,91	6,1	6,1	3,75	2,5	10	13	1,24	1,18	2.03	4 * HA 8
2eme	40	40	54,06	51,28	5,338	5,338	3,75	2,5	10	13	1,27	1,2	3.02	6 * HA 8
1er	45	45	65,61	60,97	4,744	4,744	3,75	3,75	10	13	1,37	1,27	3.02	6 * HA 8
RDC	50	50	56,68	-53,33	4,27	4,27	3,75	3,75	10	13	1,06	1	3.02	6 * HA 8
S.sol	50	50	38,01	-66,02	4,27	4,27	3,75	3,75	10	13	0,71	1,24	3.02	6 * HA 8



FigureV.2.*Ferraillagepoteaux50*50*

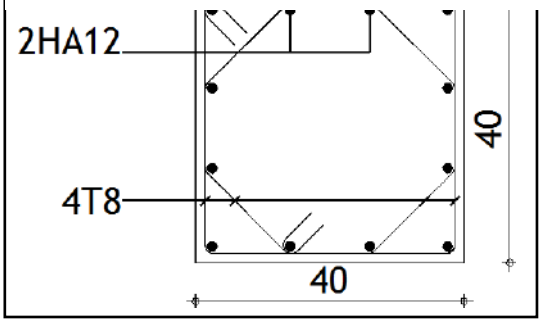


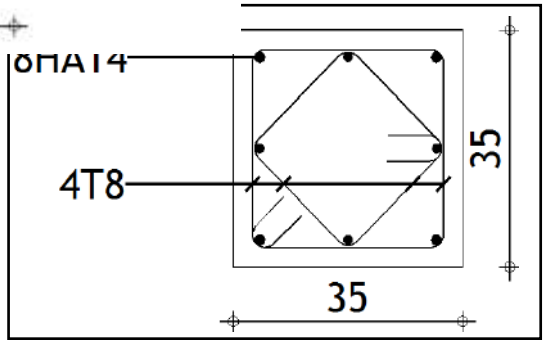
V.3.3 Schéma de ferraillage



*teaux45*45*

FigureV.4.*Ferraillag*





FigureV.5.*Ferraillagepoteaux35*35*

FigureV.6.*Ferraillagepoteaux30*30*

V.4. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres assurent la transmission des charges aux poteaux, et sont soumis à des moments de flexion, et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple.

V.4.1 Combinaisons des charges

- Selon BAEL91 ; combinaisons fondamentales
  - ELU : 1.35 G + 1.5 Q
  - ELS : G + Q
- Selon RPA99V2003 ; Combinaisons accidentelles
  - G + Q ± E
  - 0.8 G ± E

V.4.2 Les recommandations du RPA99

A. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_t^{min} = 0{,}5\% \times b \times h$.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

- la longueur minimale de recouvrement est de $50 \times \varphi$ (Zone III)

B. *Armatures transversales*

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0{,}003 \times S_t \times L$

  L : longueur de la poutre.

- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

  - $S_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{4}; 12\varphi\right]$ (Zone nodale).
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

  h: hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➢ Situation durable :

- Béton : γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 14.2 MPa.
- Acier : γs = 1.15 ; FeE 400 ; σs = 348 MPa.

➢ Situation accidentelle :

- Béton : γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σbc = 18.48 MPa.
- Acier : γs = 1 ; FeE 400 ; σs = 400 MPa.

V.4.3 Exemple d'étude d'une poutre principale

V.4.3.1 Ferraillage longitudinal

a- En travée :

Les figures suivantes illustrent tous les efforts établis au moyen du logiciel ETABS conçu pour chaque type de poutre sous les différentes combinaisons de charge.

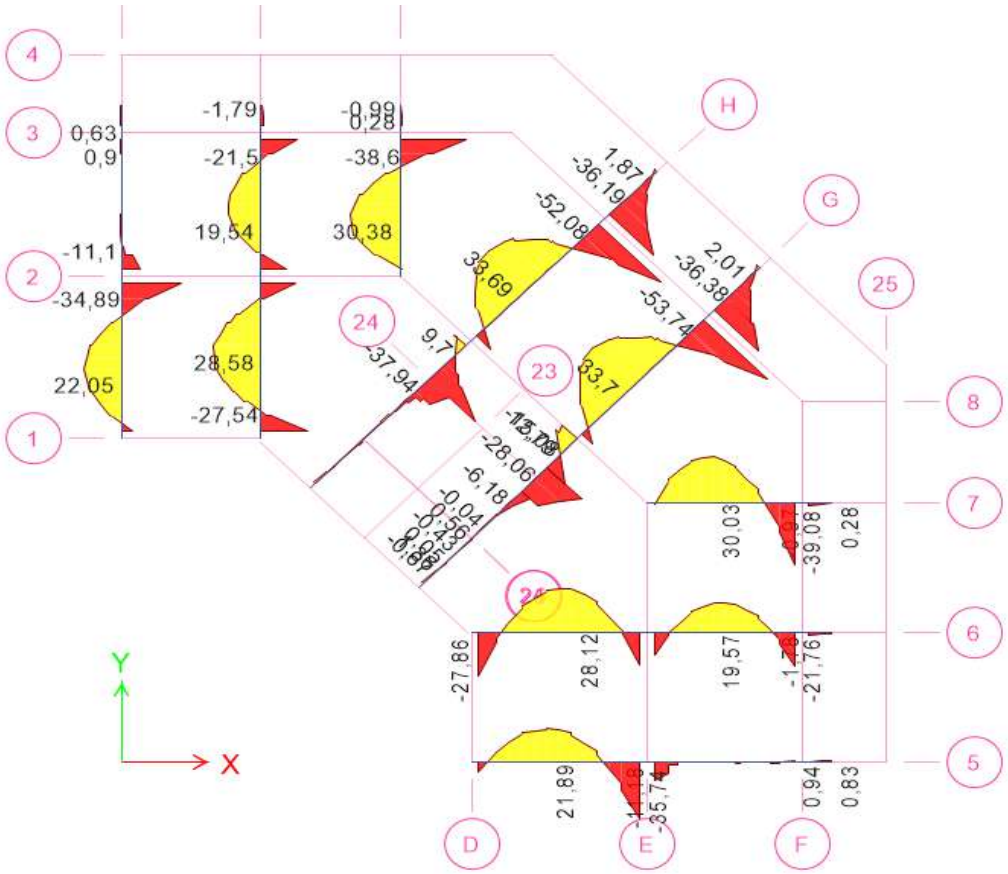


Figure V.7 : Le moment fléchissant à ELU

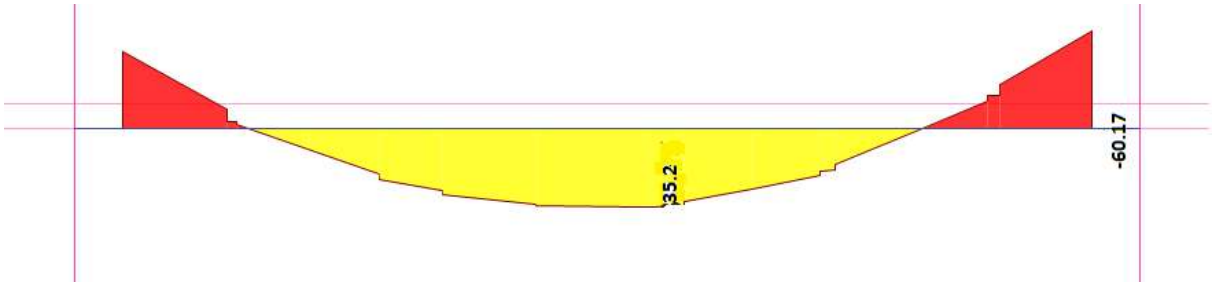


Figure V.8 : Le moment fléchissant à ELU de la poutre continue max

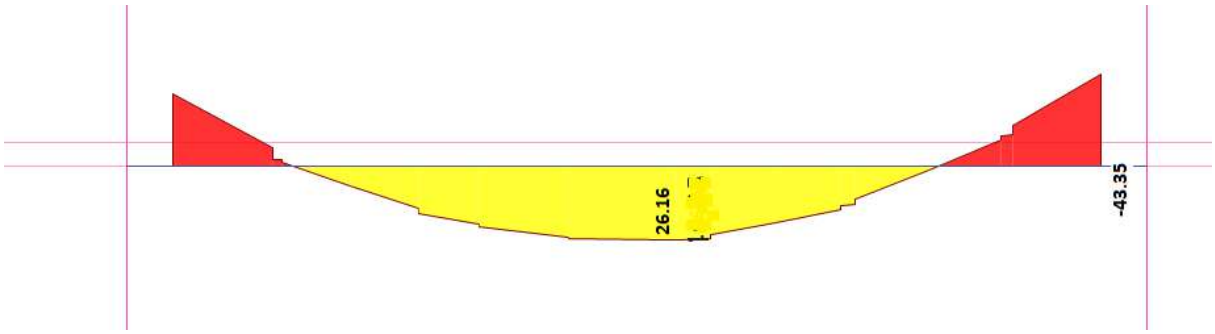


Figure V.9 :Le moment fléchissant à ELS de la poutre continue max

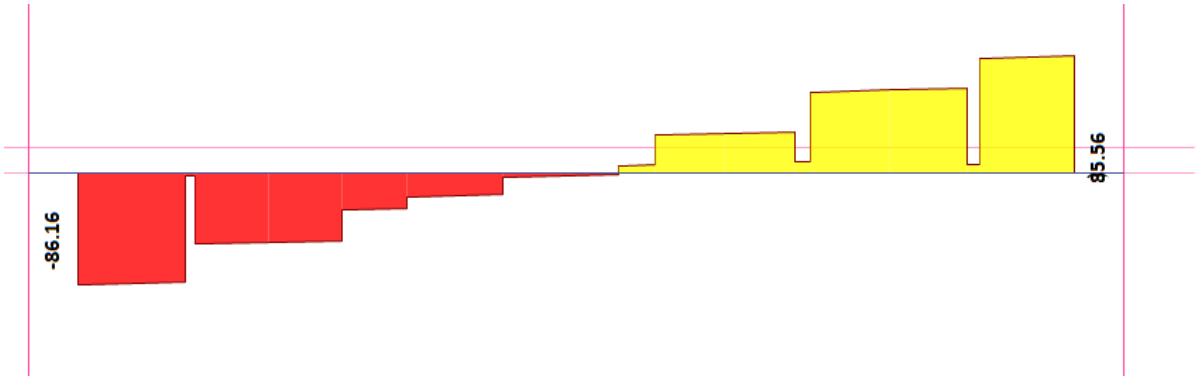


Figure V.10:L'effort tranchant à ELU de la poutre continue max

a.1. ELU :

h=	0,40m	fc28=	25Mpa
b=	0,30 m	γ_b=	1,5
d=	0,36 m	fe=	400Mpa
M_U=	35.2Mpa	γ_s=	1,15
		Es=	200000Mpa
		$\sigma_{bc}=(0.85\ fc28)/\gamma_b$	14,17 Mpa

$\mu=(Mu)/(b\ d^2\sigma_{bc})$	0,064
$\varepsilon_{es}=(f\ e)/(\gamma\ s\ Es)$	1,74‰
$\alpha_R=(\varepsilon b)/(\varepsilon b+\varepsilon es)$	0,668
$\mu_R=0.8\ \alpha L\ (1-0.4\alpha L)$	0,392

si : µ= 0,078< µR =0,392

donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires As'=0

$u \Rightarrow \beta = 0.967 \quad tablo$

Ϭs	347,826087
$A_S=M_U/(\beta.d\sigma s)$	2,5cm²

✓ ***Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)***

f_{t28} =0.6+0.06ft28	*2,1 Mpa*
Amin=23% b d f_{t28} /fe	1,44cm²

✓ ***Selon le RPA 99 mod 2003 (7.5.2.1):***

Amin(total)=0.5% B	5,32cm²

Choix ; 5T12 =5,65cm²

a.2.ELS :

h	0,400000 m	fe	400, Mpa
b	0,300000 m	$\bar{}\sigma s\ c$	136,32 Mpa
d	0,36000 m	$\bar{}\sigma s\ t$	136,32 Mpa
c’	0,040000 m	η =ES / Eb	15
f_{c28}	25, Mpa	M_{ser}	25.24KNm
$\bar{}\sigma_{bc}=0.6\ f_{c28}$	15, Mpa		

- ***Position de l'axe neutre***

1/2 b y2 + ηAs' (y-c')- ηAs(d-y)=0

b/2η y2 +(As'+As)y -(As'c'+ As d)=0

b/2η	0,01
(As'+As)	0,00115
-(As'c'+ As d)	-0,00022
Δ	1,0123E-05
√Δ	0,00318159
y 1	*0,10 m*
y 2	*-0,22 m*
y	***0,10 m***

- ***Calcul des contraintes correspondant :***

$$I = \frac{b}{3}y^2 + \eta A'_s(y - c')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

I =0.001703 m^4

σbc = Mser y/I	*3.1Mpa*
σs' =η. Mser .(y-c')/I	*34.8Mpa*
σs =η. Mser .(d-y)/I	*128.4Mpa*

- ***Les vérifications***

σbc = 3,1Mpa<σbcadm =15 Mpa (verifier)

σs' =34,80Mpa <σs' adm =136,32 Mpa (verifier)

σs =128,4Mpa<σsadm =136,32 Mpa (verifier)

b- En appui

Les figures ci-dessous démontrent tous les efforts effectués grâce au logiciel ETABS conçu pour chaque type de poutre sous les différentes combinaisons de charge.

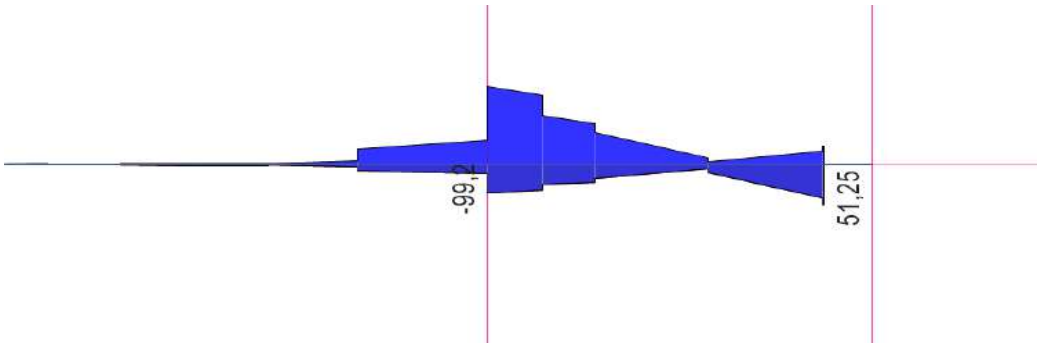


Figure V.11 :Moment fléchissant à l'état accidentelle

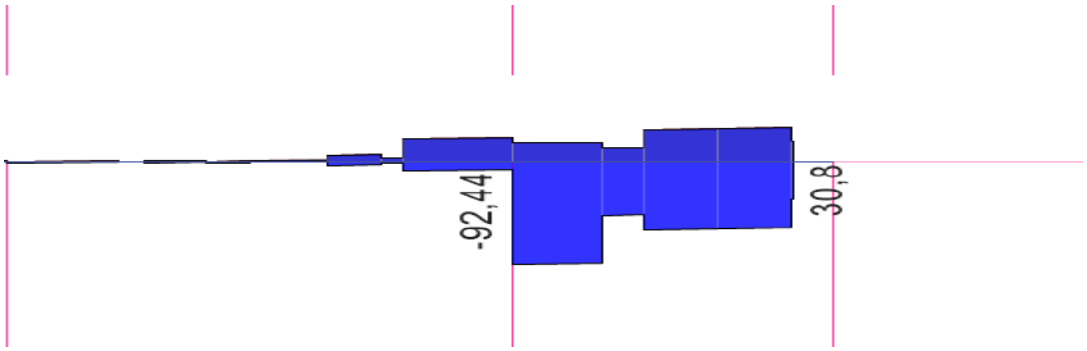


Figure V.12 :L'effort tranchant à l'état accidentelle

h	*0,40 m*	*fe*	*400, Mpa*
b	*0,30 m*	γ s	1
d	*0,36 m*	Es	*200000Mpa*
f_{c28}	*25, Mpa*	$\sigma_{bc}=(0.85\ f_{c28})/\gamma b$	*14.17Mpa*
γ_b	*1*	M_U	*-99.2 kN.m*

$\mu=(Mu)/(b\ d^2\sigma_{bc})$	0,18
$\varepsilon es=(f e)/(\gamma\ s\ Es)$	1,74‰
$\alpha_R=(\varepsilon b)/(\varepsilon b+\varepsilon es)$	0,668
$\mu_R=0.8\ \alpha L\ (1-0.4\alpha L)$	0,392

si : $\mu= 0,21 < \mu_R =0,392$

donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires As'=0

$u \Rightarrow \beta = 0.900$ *tablo*

Ϭs	347,826087
$A_S=M_U/(\beta.\ \sigma s)$	7.2 cm²

✓ ***Vérification de la condition de non fragilitéCBA93 (Art A.4.2.1)***

$f_{t28}=0.6+0.06f_{t28}$	2,1 Mpa
$Amin=23\%\ b\ d\ f_{t28}\ /fe$	1,467cm²

✓ ***Selon le RPA 99 mod 2003 (7.5.2.1)***

Amin(total)=0.5% B	5.32 cm²

Choix ; 5T14 =7.70cm²

V.4.3.2 Ferraillage transversal

✓ ***Vérification du risque de rupture par cisaillementCBA93(Art A.5.1.1)***

On doit vérifier : $\tau u \leq \tau adm$

type de Fissuration : Fissuration peu nuisible

$$\tau u=Vu/(b0\ d) \leq \tau adm=min\{0.2fbc;5Mpa\}$$

Vu =	92.44,37KN
b0 =	*0,30 m*
d =	*0,36 m*
fbc =	*14,17 Mpa*
fc28 =	*25, Mpa*

$\tau u=Vu/(b0\ d)$ =0,85Mpa $\leq \tau adm=min\{0.2fbc;5Mpa\}$ =2,83 Mpa

Condition vérifiée

- ***Armatures transversales***

$$\varphi_t \leq \min\{\frac{h}{35}\ ; \varphi_{l\,max}; \frac{b}{10}\}.$$

h = 40, cm

b = 30, cm

φl max = 14, cm

φt=min{h/35 ;φlmax;b/10} =1,14 cm

On prend φ8

At = 1.51cm²

- ***Espacement St :***

BAEL99(A.5.1,232)
$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 f_e} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t\, 0.9 f_e}{b_0\ \gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \\ S_t \leq \frac{A_t\, f_e}{0.4b} \end{cases}.$$

RPA (7.5.2.2)
$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003 b_0} \\ S_t \leq \min(h/4\ ; 12\emptyset_{Lmax}) \quad \textit{zone nodale} \\ S_t \leq h/2 \quad \textit{zone courante} \end{cases}$$

τu =	*0,97Mpa*	*h*	*40 cm*
At =	*2,1cm²*	*b0 =*	*30 cm*
φl max =	*1,6*	*d =*	*36 cm*
fe =	*400 Mpa*	*ft28 =*	*2,1 Mpa*
γ s =	*1*		

BAEL99(A.5.1,232) St = min(82,36;32,4;50,33) cm

RPA 2003(7.5.2.2) St = min(16,77;10) cm zone nodale

St = min(16,77;20) cm zone courante

Le tableau suivant illustre les résultats des espacements

Tableau V.5: Espacement Armatures transversales

	Espacement Armatures transversales		diamètre d'Acier	
	St calcul	St choisi	cadre	épingle
zone courante	16,77 cm	15, cm	φ8	
zone nodale	10 cm	10 cm		

V.5. Le ferraillage des poutres

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

V.5.1 Ferraillage longitudinal :

Tableau V.6 : Résultats finale du ferraillage longitudinal

type	PP		PS	
Position	appui	travée	appui	travée
M (KNm)	-99.2	35.99	-50.86	17.99
	*	*	*	*
As calc (cm²)	7.2	5,32	3.6	2,4
As (cm²)	7.7	5 ,65	4 ,62	3.39
choix Asup	5T14	5T12	4T12	3T12

V.5.2 Ferraillage transversal :

Tableau V.7 : Résultats finale du ferraillage transversal

	Espacement Armatures transversales	diamètre d'Acier	
		cadre	épingle
zone courante	15, cm	φ8	
zone nodale	10, cm		

V.5.3 Schéma de ferraillage

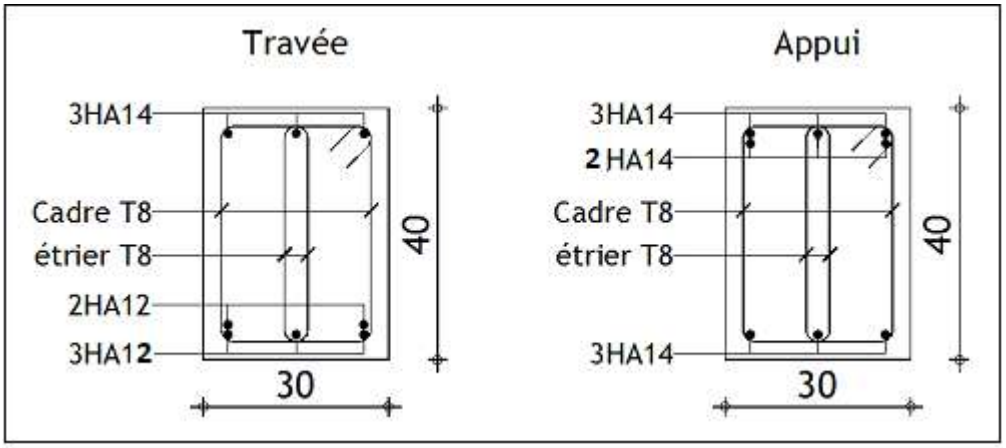


Figure V.13 : ferraillage de poutre principale

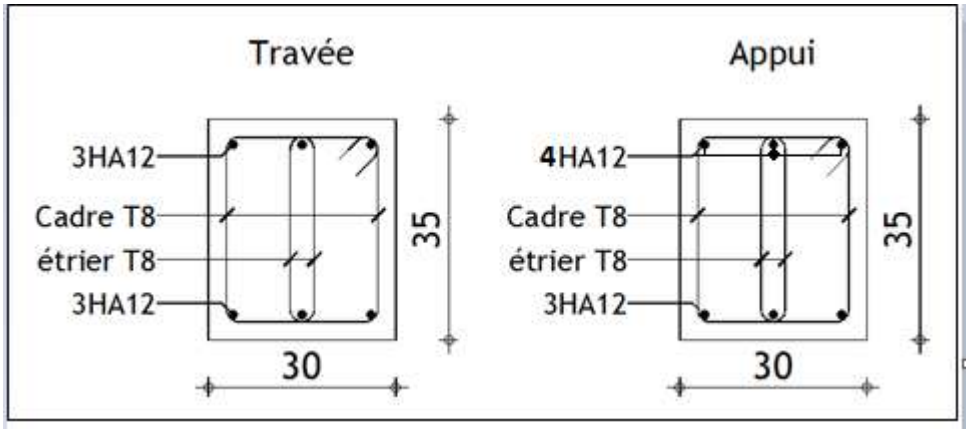


Figure V.14 : ferraillage de poutre secondaire

V.6. FERRAILLAGE DES VOILES

V.6.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.6.2 Les recommandations du RPA99

Pour le ferraillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
  - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.m
  - ✓ En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : S < min (15 a ; 30 cm)
- Vérification des contraintes tangentielles : Il faut vérifier la condition suivante

$\tau u \leq \tau u\ adm = 0.2\ fc_{28}$:l'article 7.7.2 RPA 99

Avec :

$$\tau_u = \frac{v_u}{e\ L}$$

vu :l'effort tranchant de calcul

e : épaisseur du voile

L : longueur du voile

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA

V.6.3 La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)
la méthode des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N}{S} + \dfrac{MV}{I_G} \\ \sigma_{min} = \dfrac{N}{S} - \dfrac{MV}{I_G} \end{cases}$$

$S = a.L$; $I_G = \frac{aL^3}{12} V = L/2$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

S : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I_G: moment d'inertie

* On distingue 3 cas :

1er cas :

Si (σ_{max} et σ_{min}) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée " **SEC**".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$Amin = 0{,}15.a.L$$

2eme cas :

Si (σ_{max} et σ_{min}) < 0 : la section du voile est entièrement tendue " **SET**"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$Av = Ft/fe ;$$

on compare Av par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si Av < A min =0,15 % a.L, on ferraille avec la section minimale.
- Si Av > Amin ,on ferraille avec Av

3eme cas:

Si (σ1 et σ2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée" **SPC**"., donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

- ***Armatures verticales :***

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- ***Armatures horizontales*** *:*

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure, Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%.
- ✓ En zone courante 0,10 %.

➢ *Armatures transversales :*

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

V.6.4 Ferraillage des voiles

V.6.4.1 Détermination des sollicitations

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS :

Tableau V.8 : Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS

Story	Pier	Output Case	P	V2	M3
RDC	V2	G + Q + EX	-2816,33	-485,52	-3023,47
RDC	V2	0.8 G +- EX	17,85	505,6	3475,33
RDC	V2	G + Q + EX	-440,56	509,23	3558,59

Story	Pier	Output Case	P	V2	M3
RDC	V3	ELU	-1292,95	25,13	135,35
RDC	V3	0.8 G +- EX	-536,79	536,47	1177,92
RDC	V3	G + Q + EY	-875,13	666,11	2839,01

Story	Pier	Output Case	P	V2	M3
RDC	V5	G + Q + EX	-2336,41	-440,79	-837,34
RDC	V5	0.8 G +- EX	456,36	444,29	873,9
RDC	V5	G + Q + EY	-175,51	369,7	882,22

Story	Pier	Output Case	P	V2	M3
RDC	V7	G + Q + EX	-1845,45	-457,83	-791,93
RDC	V7	0.8 G +- EX	502,59	448,13	864,81
RDC	V7	G + Q + EX	304,14	448,16	878,3

V.6.4.2 Emplacement et dimension des voiles

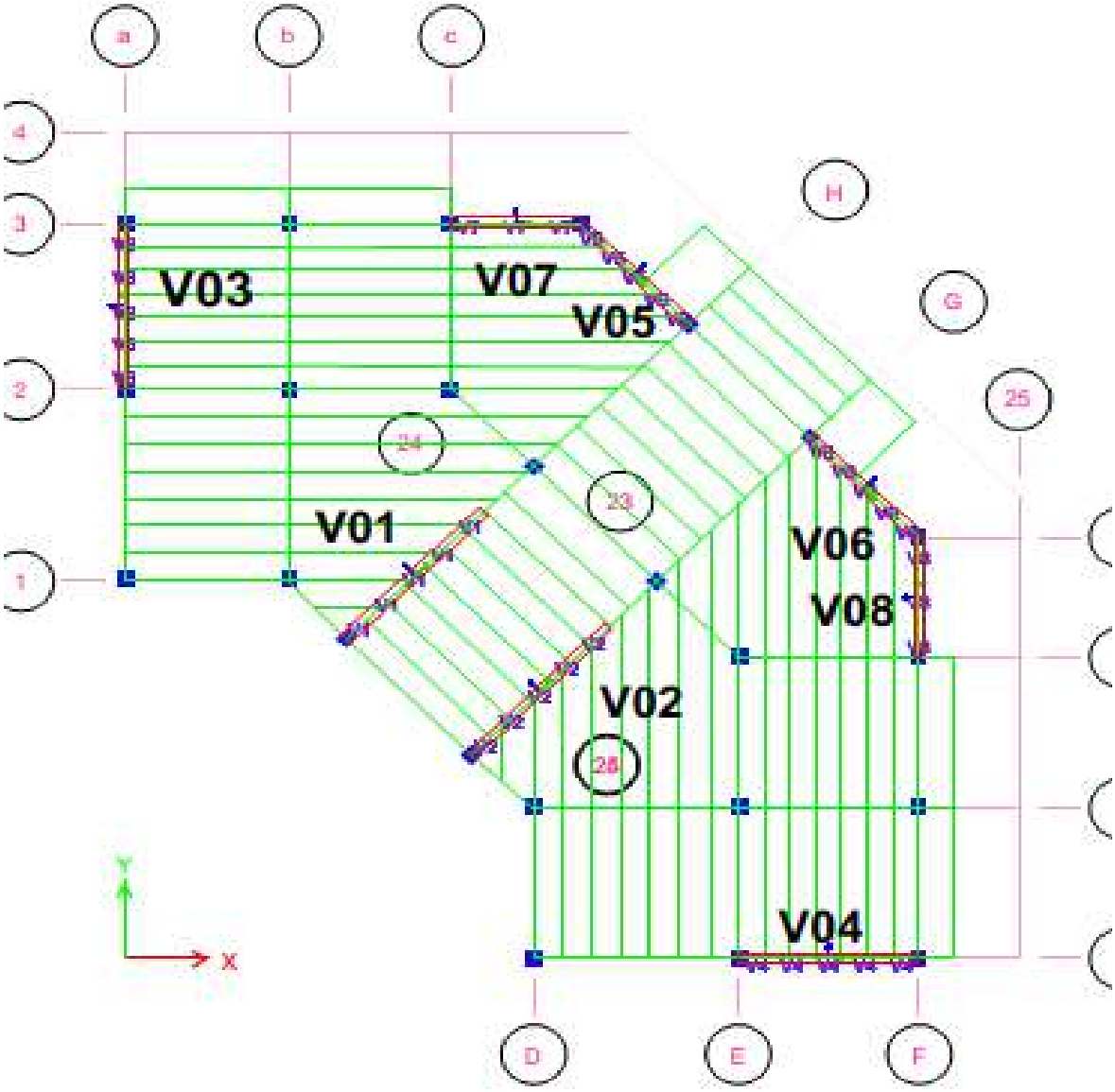


Figure V.15 : dimension des voiles

V.6.4.3 Résultats et ferraillage :

Tableau V.9 : Résultats et ferraillage

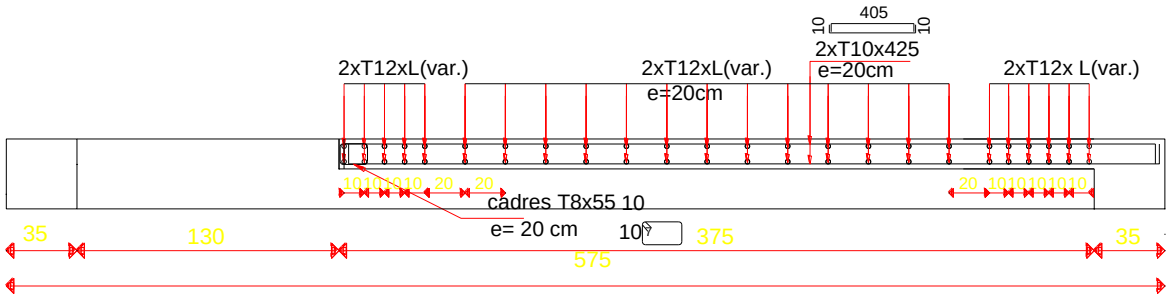
	voile	V 1 et V 2			V 3 et V 4		
	Sollicitations	Nmax	Nmin	M max	Nmax	Nmin	M max
Caractéristiques géometrique	L (m)	3,75	1,15	1,15	3,3	3,3	3,3
	ep (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m²)	0,75	0,23	0,23	0,66	0,66	0,66
	I (m4)	0,879	0,025	0,0253	0,599	0,599	0,599
	V=V'=L/2	1,875	0,575	0,575	1,65	1,65	1,65
	N (KN)	2816	-17,9	440,56	1293	536,79	875,1
	M(KNm)	-3023	3475	3558,6	135,4	1177,9	2839
	T (KN)	485,5	505,6	509,23	25,13	536,47	666,1
Ferraillage Vertical	σ_{max} (Mpa)	-2,7	78,91	82,79	2,33	4,06	9,15
	σ_{min} (Mpa)	10,21	-79,1	-78,96	1,59	-2,43	-6,49
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,784	0,574	0,589	3,3	2,064	1,931
	Lt (m)	2,966	0,576	0,561	0	1,236	1,369
	σ muy (Mpa)	5,105	-39,5	-39,48	1,96	-1,215	-3,245
	Nmuy (KN)	3,03	-4,55	-4,43	1294	-0,3	-0,89
	A_v (cm²)	-0,076	0,114	0,1108	/	0,0075	0,022
	$A_{v\ min}$ cm²	11,86	2,304	2,244	9,9	4,944	5,476
	Av max cm²	11,86	2,304	2,244	9,9	4,944	5,476
	Av cm²/mL	4	4	4	3	4	4
	choix de la section	6HA12			6HA12		
	esp (cm)	20			20		
	Av real cm²/mL	13,57			13,57		
des contraintes tangentielle	τu	0,647	2,198	2,214	0,038	0,813	1,009
	τbadm = 0.2 fc28	5			5		
	obs	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Ferraillage Horizontal	Ah=Av/4	3,3925			3,3925		
	$A_{h\ min}$	3			3		
	choix de la section	6HA10			6HA10		
	esp (cm)	20			20		
	Ah real cm²/mL	9,42			9,42		

	voile	V 5 et V 6			V 7 et V 8		
	Sollicitations	Nmax	Nmin	M max	Nmax	Nmin	M max
Caractéristiques géometrique	L (m)	3	3	3	2,25	2,25	2,25
	ep (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m²)	0,6	0,6	0,6	0,45	0,45	0,45
	I (m4)	0,45	0,45	0,45	0,1898	0,1898	0,1898
	V=V'=L/2	1,5	1,5	1,5	1,125	1,125	1,125
	N (KN)	2336,41	-456,4	175,51	1845,5	-502,59	-304,14
	M(KNm)	-837,34	873,9	882,22	-791,93	864,81	878,3
	T (KN)	-440,79	444,29	369,7	-457,83	448,13	448,16
Ferraillage Vertical	σ_{max} (Mpa)	1,1	2,15	3,23	-0,59	4,01	4,53
	σ_{min} (Mpa)	6,69	-3,67	-2,65	8,8	-6,24	-5,88
	nature de la section	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	3	1,108	1,648	0,141	0,88	0,979
	Lt (m)	0	1,892	1,352	2,109	1,37	1,271
	σ muy (Mpa)	3,895	-1,835	-1,325	4,4	-3,12	-2,94
	Nmuy (KN)	2337	-0,69	-0,36	1,86	-0,85	-0,75
	A_v (cm²)	/	0,0173	0,009	-0,0465	0,0213	0,01875
	$A_{v\ min}$ cm²	9	7,568	5,408	8,436	5,48	5,084
	Av max cm²	9	7,568	5,408	8,436	5,48	5,084
	Av cm²/mL	3	4	4	4	4	4
	choix de la section	6HA12			6HA12		
	esp (cm)	20			20		
	Av real cm²/mL	13,57			13,57		
des contraintes tangentielle	τu	-0,735	0,74	0,616	-1,017	0,996	0,996
	τbadm = 0.2 fc28	5			5		
	obs	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Ferraillage Horizontal	Ah=Av/4	3,3925			3,3925		
	$A_{h\ min}$	3			3		
	choix de la section	6HA10			6HA10		
	esp (cm)	20			20		
	Ah real cm²/mL	9,42			9,42		

Schéma de ferraillage

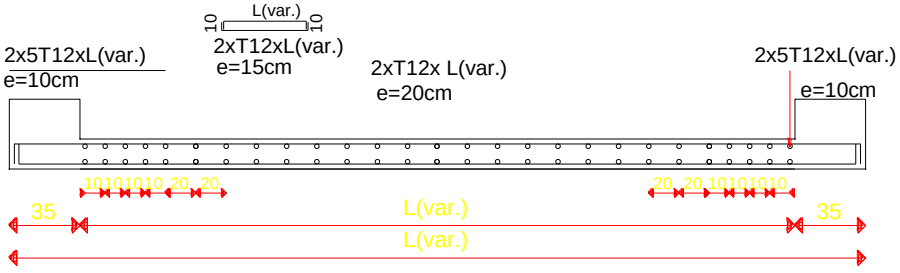
Coupe ferraillage voiles 1et 2

épaisseur de 20 cm



Coupe type ferraillage voiles 3&4,7,8

épaisseur de 20 cm



Coupe type ferraillage voiles 5&6

épaisseur de 20 cm

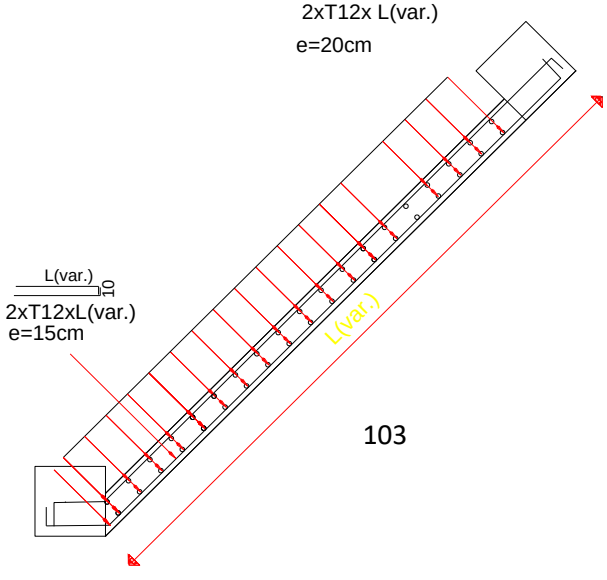


Figure V.16 : ferraillage des voiles

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

V. INTRODUCTION

La présente étude porte surle choix et le dimensionnement du type de fondation nécessairepour le bâtiment. L'infrastructure doit donc constituer un ensemble rigide capable de remplirles triples fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure.
- ✓ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Cependant, dans la recherche de toutes les caractéristiques ci-hautes, nous associons au choixde notre fondation les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage) : tenir compte de la disponibilité humaine et matérielle.
- ✓ Economie : chercher le meilleur coupe sécurité / coût.

VI. METHODOLOGIE

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ➢ Semelles (isolées et filantes).
- ➢ Radier général.
- ➢ Fondation profonde (Pieux).

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes serontexclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles, lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

VII. DONNEES DE L'ETUDE

La contrainte admissible du sol: $\overline{\delta_{sol}} = 0.1\ MPa$

VIII. CHOIX DU TYPE DE LA FONDATION

IV.1. Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} quiest obtenu à la base de tous les poteaux duS.sol

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

- Exemple

Résultats obtenus par ETABS

Tableau VI.1 :l'effort normaleP (KN)

étage	Combinaison	P (KN)
S.sol	ELS	27130,97

$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$; $N_{ser} = 27130{,}97\ KN$; $\overline{\sigma_{sol}} = 100\ {}^{KN}/_{m^2}$

$$A = S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{27130{,}97}{100} = 271{,}30\ m^2$$

$$S_{stracture} = 250{,}27\ m^2$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risquede chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles radier.

IV.2. Etude du radier

Les radiers sont des semelles de très grande dimension supportant toute la construction ou une partie de la construction un radier travail comme un plancher renversé.

IV.2.1. Pré dimensionnement

hn ≥ Lmax / 10 ;

hd ≥ Lmax / 20

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives « L_{max} = 5,9m »

h_n : L'épaisseur de la nervure

h_d: l'épaisseur de la dalle

D'où : $h_n \geq 59$ cm ; $h_d \geq 29.5$cm.

Débordement du radier « D » : $D \geq max\left[\frac{h_n}{2} ; 30cm\right] = 60\ cm$

Après la modélisation de la structure et l'addition du radier avec l'analyse par le logiciel ETABS v17.0.1 ; en transférant le radier modélisé a logiciel SAFE.V16.0.0 par l'option « Save story as SAFE. F2KText File ».

Vu le sol élastique et pour l'évaluation des efforts internes on utilise le logiciel SAFE.V16.0.0. En déclarant uniquement le coefficient de raideur du type de sol par l'option «soil support»

a) 1ére proposition :

hd =60 cm ; D=50 cm ; S=278 m²

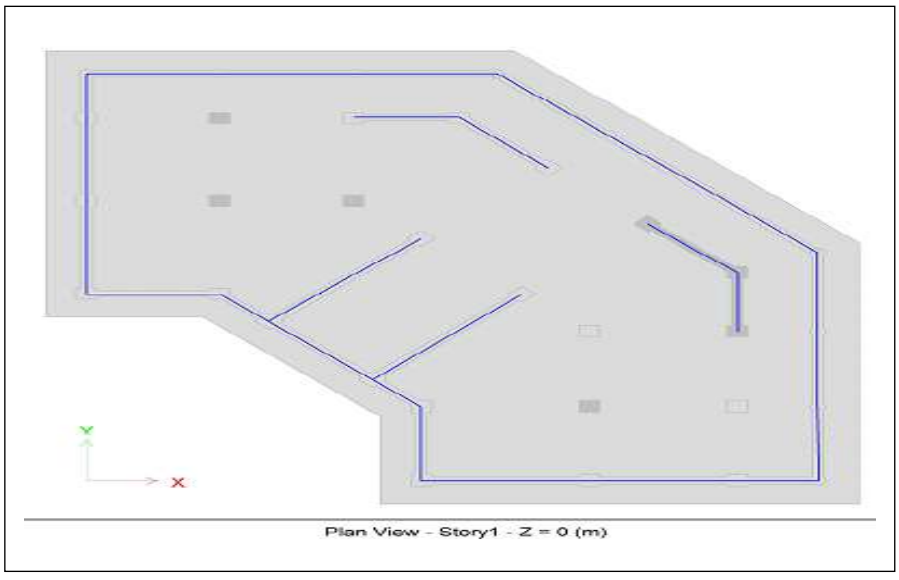


Figure VI.1 : dimension de la 1ère position

- ✓ ***Vérification d***

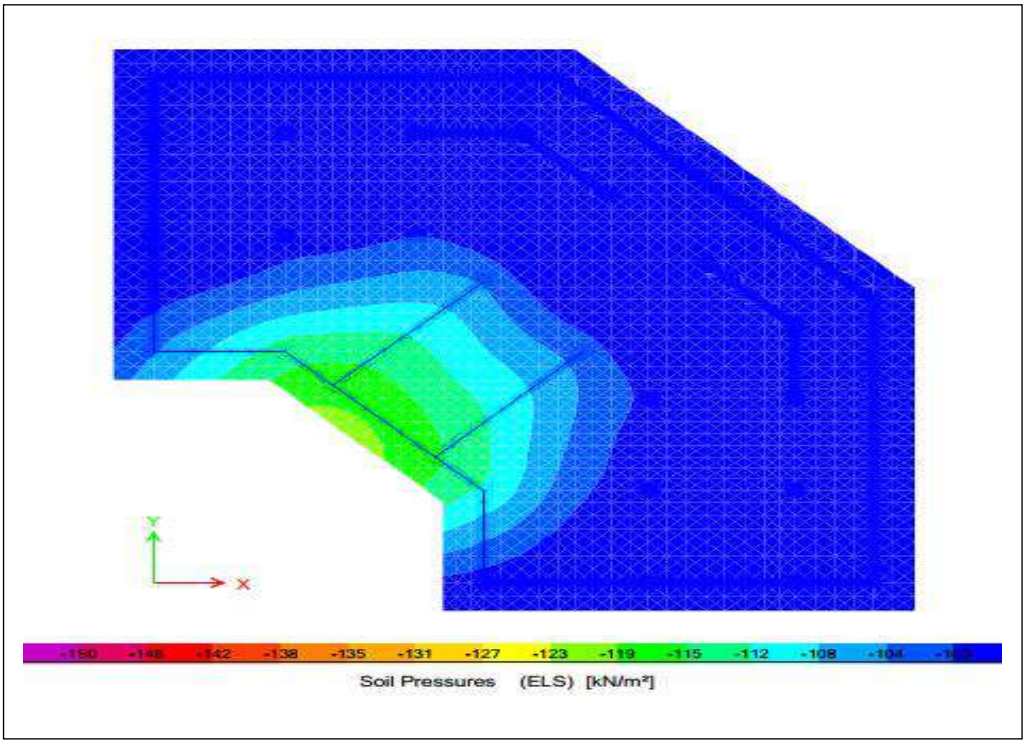


Figure VI.2 : contrainte du sol 1ère position.

D'après le rapport géotechnique, on à un taux de travail du sol σ_{sol} adm = 100 Kpa

Condition à vérifier :

$$\sigma_{sol} \leq \sigma_{sol} \text{ adm}$$

$$\sigma_{sol} \text{ max} = 120 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} \text{ adm} = 100 \text{ KN/m}^2$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol

Donc on augmente la valeur de D

b) 2eme proposition :

hd =60 cm ; S=351.68m²

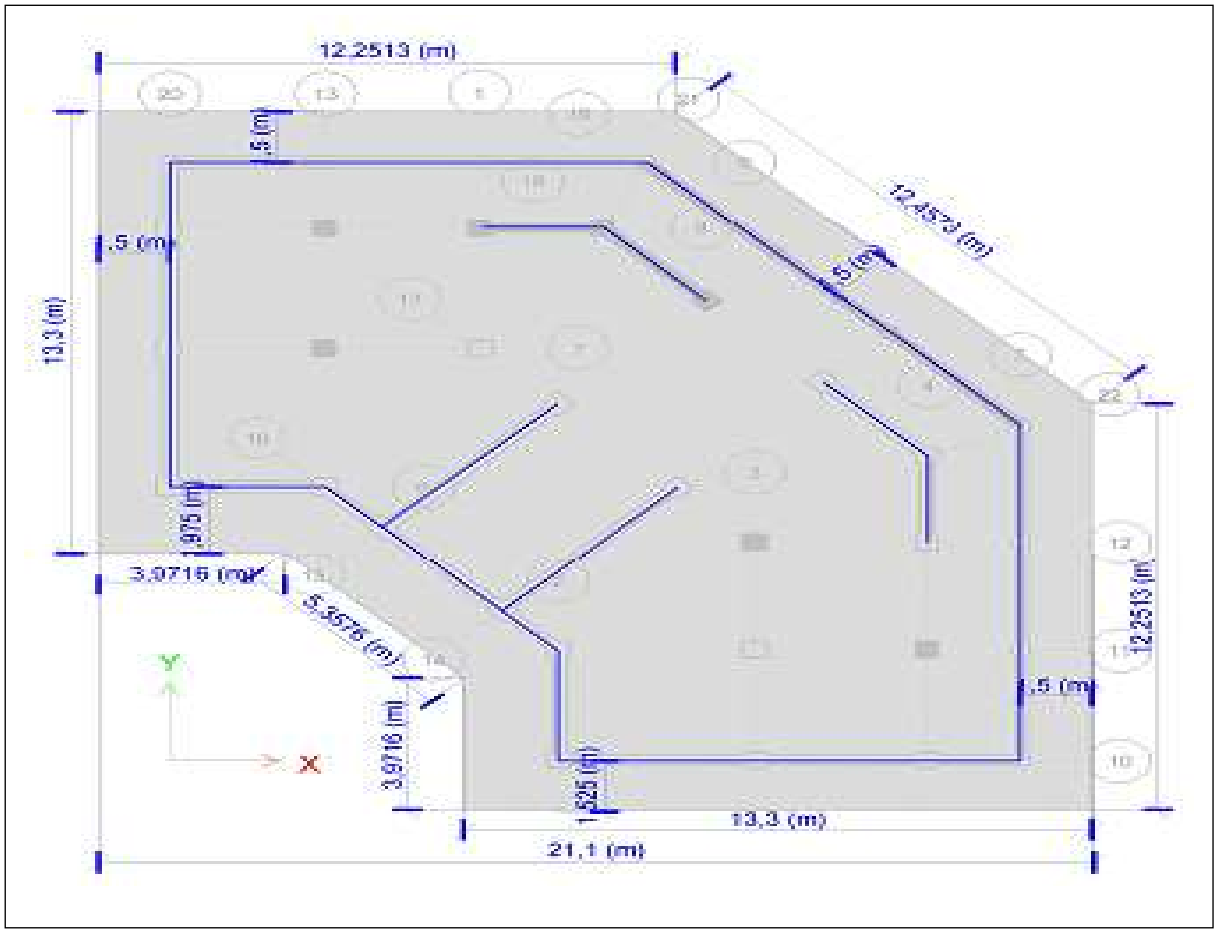


Figure VI.3 :dimension de la 2eme position

✓ ***Vérification de la contrainte du sol***

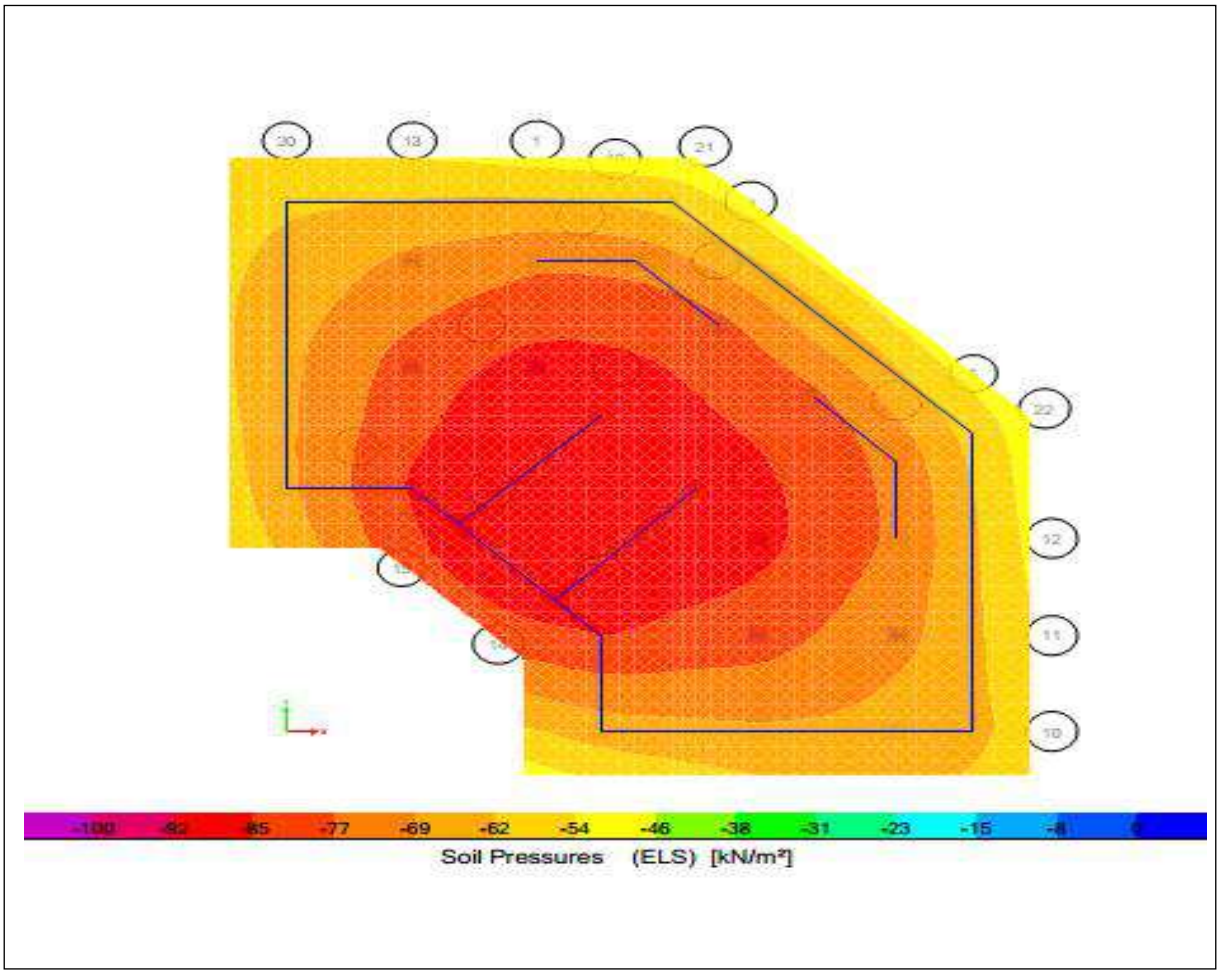


Figure VI.4 :contrainte du sol 2eme position.

D'après le rapport géotechnique, on à un taux de travail du sol σ_{sol} adm = 100 Kpa

Condition à vérifier :

$$\sigma_{sol} \leq \sigma_{sol}\,adm$$

σ_{sol} =90 KN/m²≤ σ_{sol} adm =100 KN/m² Condition vérifiée

IV.2.2. Calcul de Ferraillage de la dalle : (automatique)

Les résultats obtenus sont de SAFE

a) La nappe supérieure sens X

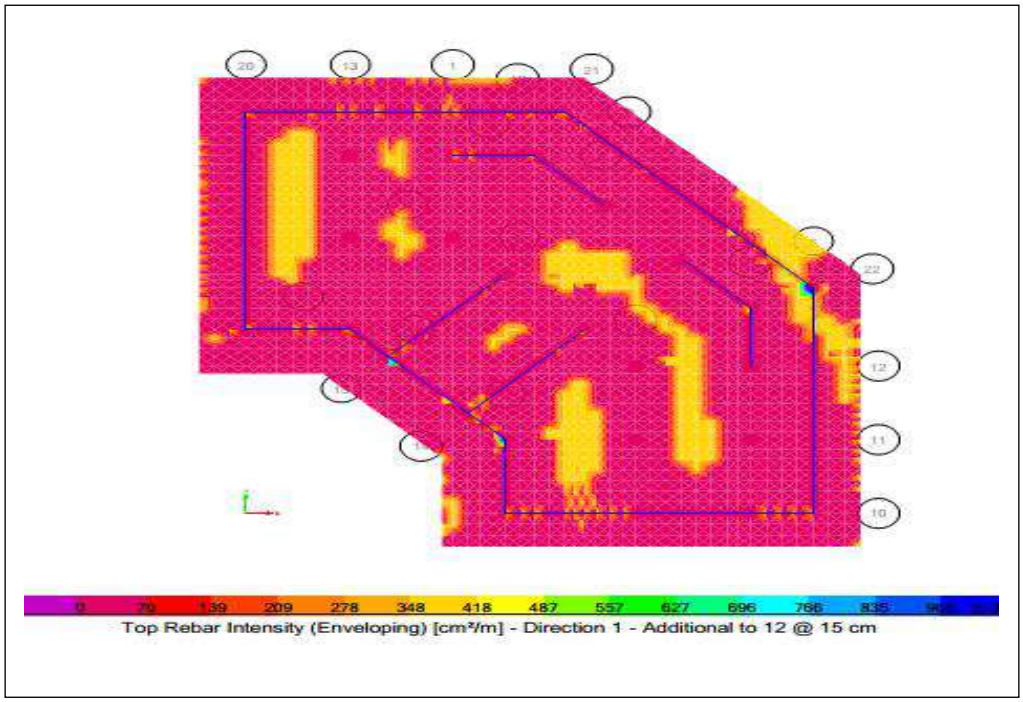


Figure VI.5 :As sup sens X

b) La nappe inférieure sens X

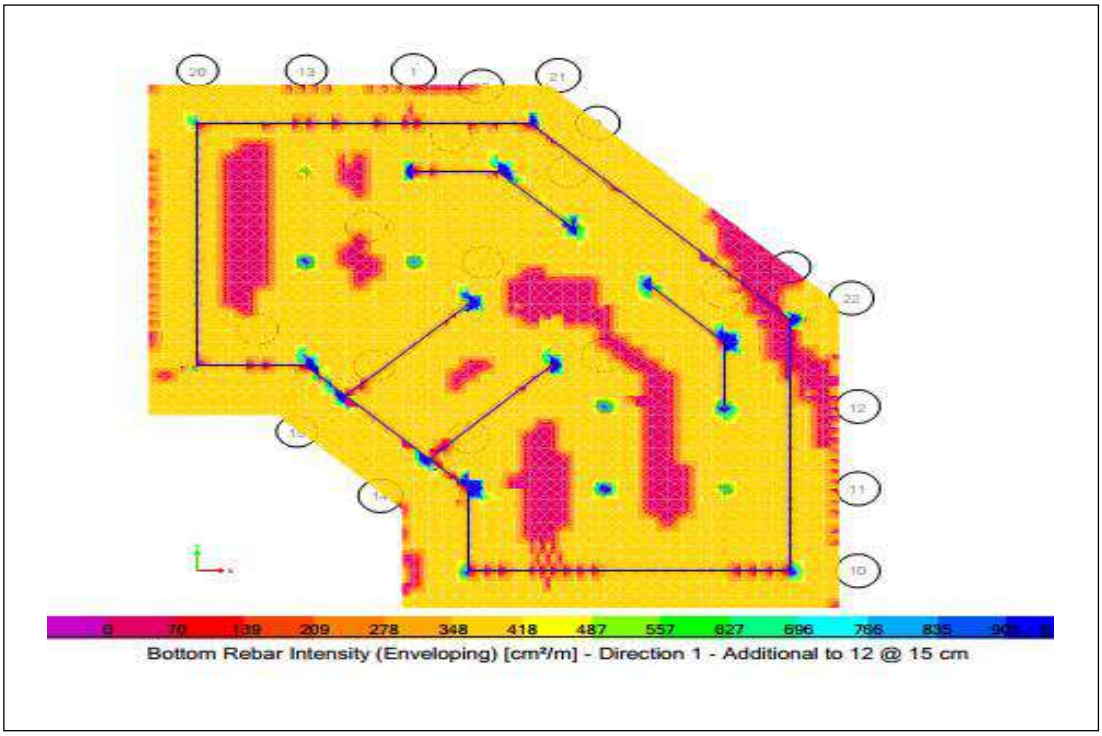


Figure VI.6 :As inf sens X

c) La nappe supérieure sens Y

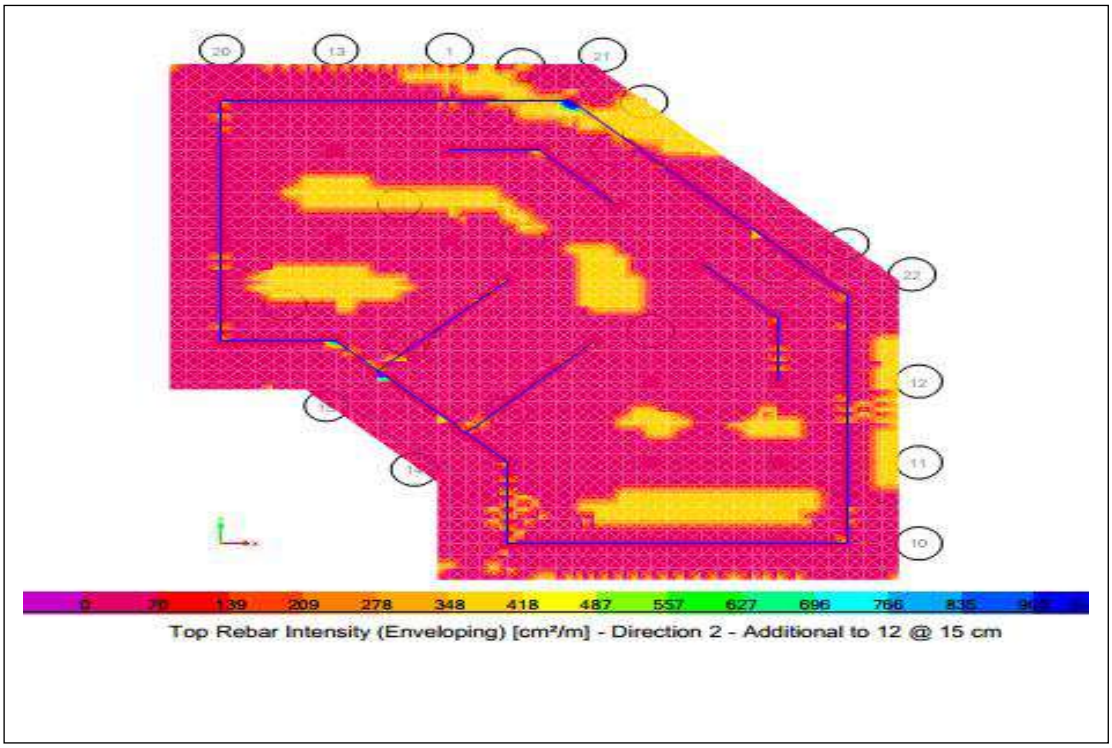


Figure VI.7 :As sup sens Y

a) La nappe inférieure sens Y

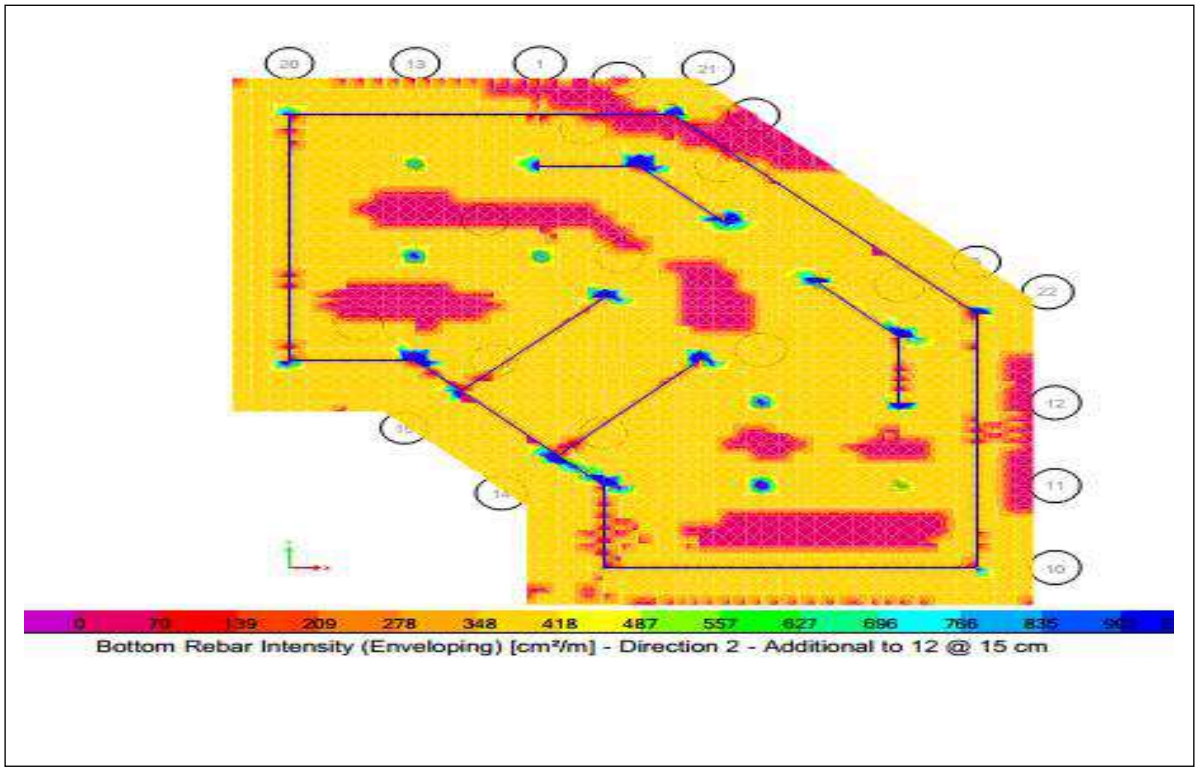


Figure VI.8 :As inf sens Y

IV.2.4. Calcul de Ferraillage de la dalle : (manuelle)

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de 1 m et en deux directions,l'une suivant X, et l'autre suivant Y

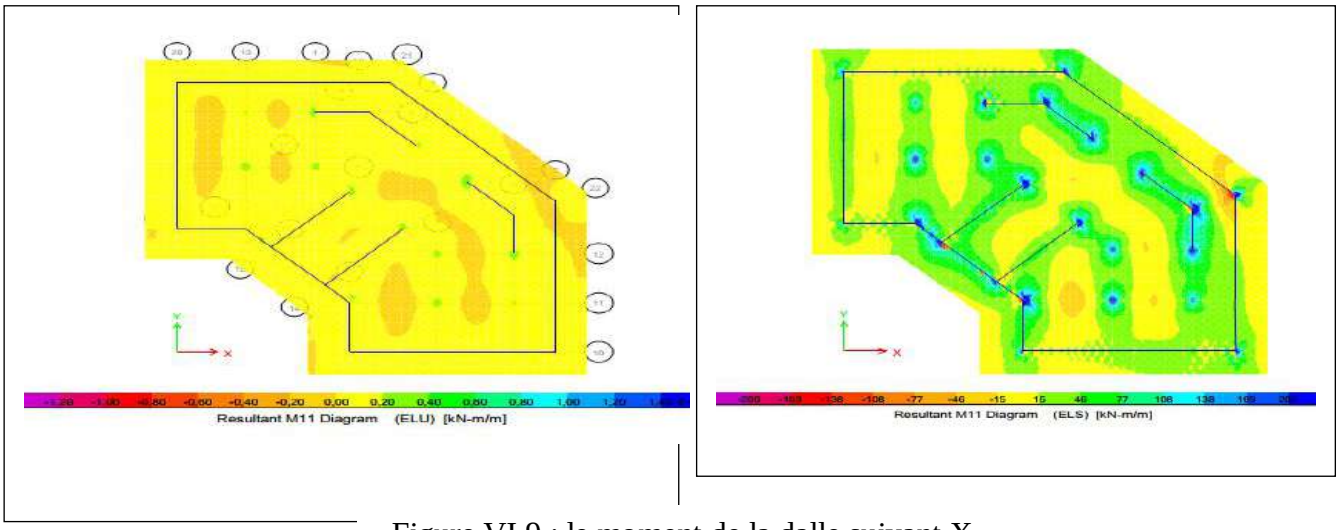


Figure VI.9 : le moment de la dalle suivant X.

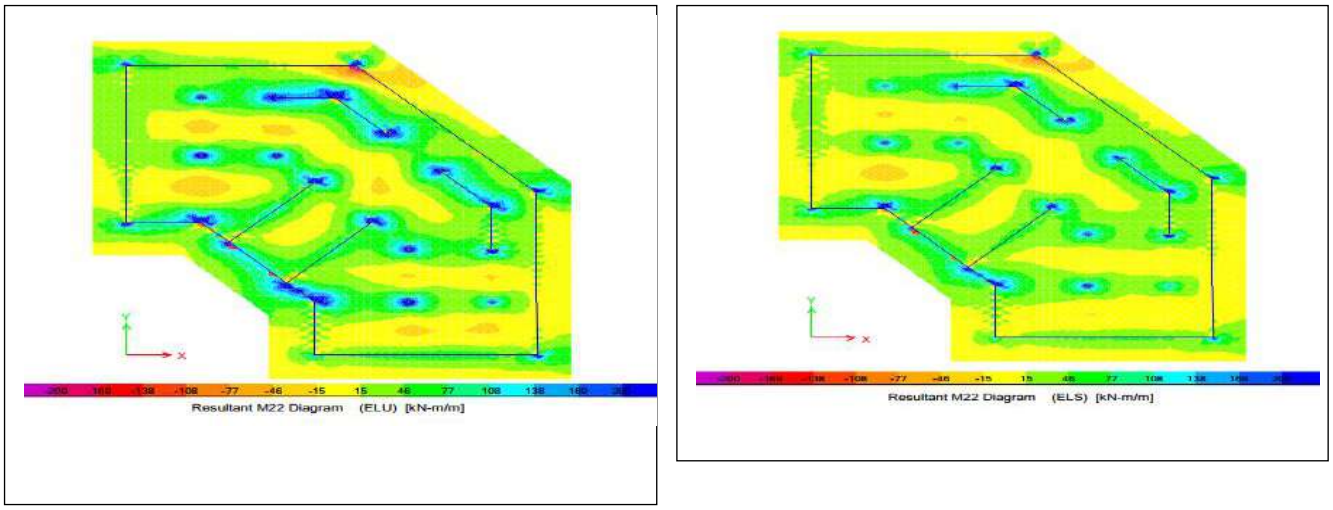


Figure VI.10 : le moment de la dalle suivant Y.

Tableau VI.2 :le moment max de la dalle

	En travée	En appui
Mu (KN,m)	-62,5	130
Mser (KN,m)	-45,7	0

Le calcul suivant est établie par Autodesk Robot export

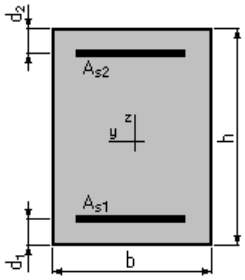
A. Calcul du ferraillage en appui suivant les directions X et Y

✓ **Hypothčses:**

Béton : fc28 = 25,0 (MPa) Acier : fe = 400,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

✓ **Section :**



b = 100,0 (cm)

h = 60,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

✓ **Moments appliqués :**

	M_{max}(kN*m)	**M_{min}**(kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	130,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

✓ **Résultats :**

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 6,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 6,4 (cm2)

Théorique r = 0,13 (%)

Minimum r_{min} = 0,12 (%)

✓ **Analyse par Cas :**

Cas ELU M_{max} = 130,00 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 0,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 0,0 (cm)

Bras de levier : Z = 55,0 (cm)

Déformation du béton : e_b = 0,00 (‰)

Déformation de l'acier : e_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier :

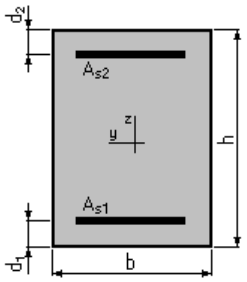
B. Calcul du ferraillage en appui suivant les deux direction X et Y

✓ **Hypothčses:**

Béton : fc28 = 25,0 (MPa) Acier : fe = 400,0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

✓ **Section :**



b = 100,0 (cm)

h = 60,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

✓ **Moments appliqués :**

	M_{max}(kN*m)	M_{min}(kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-62,50	0,00
Etat Limite de Service	-45,70	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

✓ **Sections d'Acier :**

Section théorique A_{s1} = 0,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6,4 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2)

Théorique r = 0,12 (%)

Minimum r_{min} = 0,12 (%)

✓ **Analyse par Cas :**

Cas ELU M_{max} = -62,50 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 0,02 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 0,0 (cm)

Bras de levier : Z = 55,0 (cm)

Déformation du béton : e_b = 0,00 (‰)

Déformation de l'acier : e_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier :

Cas ELS M_{max} = -45,70 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 0,00

Position de l'axe neutre : y = 0,1 (cm)

Bras de levier : Z = 55,0 (cm)

Contrainte maxi du béton : s_b = 0,8 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 15,0 (MPa)

Contrainte de l'acier :

Contrainte limite de l'acier :

$s_{s\ lim}$ = 201,6 (MPa)

Choix : 7T12 ,esp = 15 cm ;As=7.92 cm²/1m

Conclusion générale

Pour conclure, la réalisation de ce projet nous a permis de nous interroger sur l'étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+5avec sous-sol. Mais également de nous faire réaliser un travail de recherche et d'étude appliquée sur un sujet qui fut très intéressant.

Ce projet s'est révélé être très enrichissant car il nous a permis de comprendre d'avantage les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, de même que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Aussi, nous avons détaillée l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, lors de la conception du bâtiment.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

- Pour le ferraillage des éléments structuraux : on a remarqué que les résultats obtenus par L'ETABS sont très proche aux résultats du BAEL

- Le calcul de l'ouvrage en béton armé a été élaboré par les méthodes manuelles (méthodes classiques) aussi par les méthodes de calcul programmées (méthode automatique) dont nous avons appliqué pour cette dernière des logiciels qui nous ont offert Plusieurs avantages parmi lesquels
    - La capacité de calcul.
    - La vitesse de conception et d'exécution.
    - La précision.
    - L'analyse statique et dynamique**.**

Bibliographie

Référencesbibliographiques

Documentstechniquesrèglementaires:

- Règlesdeconceptionetde calculdesstructuresenbétonarmé(CBA93):D.T.R-B.C.2.41
- RèglementsParasismiquesAlgériennes(RPA99version2003):D.T.R-B.C.2.48
- Chargespermanentesetchargesd'exploitation:D.T.R-B.C.2.2
- Et d’autre mémoire master 2

Logiciels:

- ETAS V.20.0
- SAFE V.20
- RobotEXPERT2010
- Autocad2017
- Microsoft officeExcel2016