REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité :Structure

Thème :conception et étude d'un batiment contreventé par des voiles

---

Présenté par

***Mlle : RAHMANI YASMINE**

***Mlle : BETAHAR FATIMA ZOHRA**

Proposé et Dirigé par

Mr : YOUSFI MAHFOUD

Promotion septembre 2020

REMERCIEMENTS

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination. Les cinq années de maîtrise m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.

Je tiens à la fin de ce travail à remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la foi et de m'avoir permis d'en arriver là.

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances à :

A Monsieur Yousfi Mahfoud notre encadreur de mémoire de fin d'étude, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout au long de notre recherche, Les conseils qu'elle nous a prodigué, la patience, la confiance qu'elle nous a témoignés ont été déterminants dans la réalisation de notre travail de recherche.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

A L'ingénieur OuldTurki benaissa pour son précieux conseil et son aide, ses bonnes explications qui nous ont éclairé le chemin de la recherche et sa collaboration avec nous dans l'accomplissement de ce modeste travail, les ingénieures et les architectes.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

A nos familles et nos amis qui par leurs prières et leurs encouragements, on a pu surmonter tous les obstacles.

Enfin, on remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

DÉDICACES

A la mémoire de ma grande mère qui m'inciter et encourager à étudier avec gentillesse et tendresse, que Dieu ait son âme.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à Tous ; mon frère et mes sœurs
A tous mes collègues de la 1ere et 2eme année Master Génie civil.



إهداء

* و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب *

أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك والصلاة و السلام عليك يا سيدي رسول الله:

أهدي هذا العمل الذي هو نتاج لثمرة ظلت تينع طيلة خمس سنوات من الجهد إلى

اللذان كان لهما الفضل الكبير :

إلى التي تعبت و سهرت الليالي على راحتي إلى أمي الحبيبة

إلى الذي أفنى عمره من أجل راحتي و دراستي الذي لطالما مد يد العون لي إلى أبي الغالي .

وإلى إخوتي مريم و زينب و عبد المالك.

إلى كل عائلة رحماني.

إلى ابنة عمتي الغالية فاطمة الزهراء.

إلى صديقتي و رفيقتي في هذه المذكرة: فاطمة الزهراء التي لولاها لما اكتملت متمنية لها مستقبلا زاهرا.

إلى جميع زملاء الدراسة و إلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل من
قريب أو من بعيد.

إلى كل خريجي جامعة يحيى فارس فرع هندسة مدنية دفعة2020.

ياسمين

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه عنوانه يهدف إلىدراسة بناية ذات استعمالسكني مكونة من (طابقتحت أرضي +ستة طوابق) والمقرر بناؤهافي إطار إنشاء 100 مسكن بتابلاط ولاية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلةزلزاليا IIb)لامقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمتالدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامجSAP2000»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage d'habitation (S-sol+6étages) qui sera implanté à MEDEA dansle cadre de la construction de 100 logements à TABLAT, cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIb

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project is a study of a building for office purpose (ground+ sixstories),as part Creation of 94 homes in TABLAT Wilaya of MEDEA, the region is classified as a medium seismicity area IIb

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
Tu : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
If : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

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

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ::Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Table des matières

Résumé .....*I*
Remerciements.....*II*
Dédicaces .....*III*
Notations .....*IV*
Dossier d'architecture.....*V*
Introduction générale.....*VI*

Chapitre I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction ……1
I.2. . Caractéristiques géométriques du bâtiment…….....1
I.2.1. Dimensions en élévation…….....1
I.2.2. . Dimensions en plan …….....1
I.3. . Classification de l'ouvrage……..…….....1
I.3.1. Classification des zones sismiques…….....1
I.3.2. Classification des sols …….....1
I.3.3. Classification des systèmes de contreventement……...……2
I.4. Conception structurelle……..……2
I.4.1. Planchers ……..2
I.4.2. Les escaliers……...2
I.4.3. Maçonnerie……2
I.4.4 Murs extérieurs……...2
I.4.5 Murs intérieurs……...2
I.4.6 Revêtement……2
I.4.7 Acrotère……..3
I.4.8 L'infrastructure ……3
I.4.9 Béton ……3
I.4.10 Acier ……4

Chapitre II PREDIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction ……5

II.2 Les planchers ……..5

II.2.1 Plancher à corps creux……..5
II.2.2 Plancher à dalle pleine ……....5
II.2.3 Evaluation des charges **……..6**
II.2.4 Plancher terrasse inaccessible …...…….6

II.2.5 Plancher étage courant et RDC **……6**
II.2.6 Plancher en dalle pleine ..……...……7

II.3 MAÇONNERIE **……..……7**

II.3.1 Murs extérieur (Double cloison)…….…..7
II.3.2 Murs intérieurs (simples cloisons) ……..7

II.4 Pré dimensionnement des poutres ……..…..8
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux ……..8

II.5.1 Décente des charges ……..…...9
II.5.2 Détermination des charges permanente ……10
II.5.3 Surcharge d'exploitation ……...11
II.5.4 Détermination de l'effort normal ultime ……..11

II.6 Pré dimensionnement des longrines……..…13
II.7 Pré dimensionnement des voiles ……...13

Conclusion…….…13

Chapitre III LES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction ……..15

III.2 L'Acrotère ……15
III.2.1 Dimensions ……..15
III.2.2 Paramètre de calcul ……15
III.2.3 Evaluation des charges……15
III.2.4 Calcul de ferraillage à l'ELU ……..16
III.2.5 La vérification des contraintes à l'ELS ……...16

III.3 L'escaliers ……16

III.3.1 Dimensions…… ……17
III.3.2 Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier……17
III.3.3 Détermination des efforts de l'escalier ……18
III.3.4 Calcul des armatures longitudinales ……18
III.3.5 Calcul de ferraillage ……19

III.3.5.1 Ferraillage longitudinal ……..19
III.3.5.2 Armature longitudinal choisis en travée et en appuis……..19
III.3.5.3 Calcul des armatures de répartition ……...20
III.3.5.4 Calcule des armatures de répartitions choisis en travées et en appuis ……...20
III.3.5.5 Vérification des contraintes normales à L 'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 ……..21

a) Vérification des contraintes de cisaillements à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 ……...21

III.3.5.6 Vérification de la flèche à L'ELS CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 ……22

III.3.5.7 Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui ……..22
III.3.5.8 Condition d'espacement ……23

Ferraillage de la poutre palière…….....23

III.3.7 Evaluation des charges …….……...23

- ✓ A L'ELU
- ✓ A L'ELS

III.3.8 Ferraillage à L'ELU ……23
III.3.9 Section minimale ……24
III.3.10 Section tendu ……..24
III.3.11 Vérifications des contraintes à l'état limite de service ……..24
III.3.12 Vérification des contraintes de cisaillement-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 ……..25
III.3.13 Vérification de la flèche à L'ELS-CBA93 Art.B 6.5.3 ……25

. Calcul des Planchers ……26

III.4.1 Introduction ……...26
III.4.2 Plancher à corps creux ……..26

III.4.3 Poutrelles……....27

III.4.3.1 Avant coulage……..……...27

III.4.3.2 Après coulage……..……..28

III.4.3.2.1 Calcul des charges et surcharges ……...28
III.4.3.2.2 Sollicitations de calcul……....29
III.4.3.2.3 Résultats finals……...29
III.4.3.2.4 Ferraillage des poutrelles retenues ……29
III4.3.2.5 Calcul ferraillage a l'ELU…….……...29

a) Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA93-Art .A.4.5.3 ……..…30

III.4.3.2.6 Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU –CBA93 Art .A.5.1.2.1.1 ……30
III.4.3.2.7 Vérification de la flèche à L'ELS-CBA93 Art.B.6.5.3 ……30
III.4.3.28 Détails de ferraillage ……30

III.5 Dalle pleine……..…31

III.5.1 Méthode de calcul……31
III.5.2 Dalle plein ……..31

III.5.3 Calcul de la charge totale ……..31
III.5.4 Détermination de M ……..…32
III.5.5 Calcul du ferraillage…….……..…32
III.5.6 Vérification des contraintes…….……....33
III.5.7 Vérification de l'effort tranchant…….……33
III.5.8 Condition de la flèche…….34

III.6 Les balcons ……35

III.6.1 Introduction ……..35
III.6.2 Evaluation des charges……35
III.6.3 Schéma statique ……..35
III.6.4 Combinaison des charges ……..…35
III.6.5 Calcul des efforts internes ……..…36
III.6.6 Calcul de ferraillage……...36
III.6.7 Vérifications ……..…37
III.6.8 Condition de non fragilité ……....37
III.6.9 Vérification des contraintes de Cisaillement à l 'ELU –CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 …..37
III.6.10 Vérification de la flèche à L'ELS –CBA93 Art.B 6.5.3 ……37

Chapitre IV ETUDE DYNAMIQUE

I.5. Introduction……39
I.6. Calcul d'excentricité ……..40
I.6.1. Dimensions du bâtiment ……40
I.6.2. Excentricité admissible ……40
I.6.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse ……..40
I.6.4. Excentricité totale ……..41
I.6.5. Calcul dynamique du bâtiment ……..42
I.6.6. La Méthode dynamique modale spectrale ……42
I.6.6.1. Principe ……42
I.6.6.2. Modélisation ……42
I.6.6.3. Le spectre de réponse de calcul ……42
I.6.7. Résultats des vérifications de la structure ……46
I.6.7.1. Vérification de comportement modal ……46
I.6.7.2. Vérification de participation massique ……46
I.6.7.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……47
I.6.7.4. Vérification de stabilité au renversement ……48
I.6.7.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment ……..50
I.6.7.6. Vérification des déplacements inter-étages ……50
I.6.7.7. Vérification de cisaillement des éléments ……52
I.6.7.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base ……53
Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……55

Chapitre V CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V.2.1 Introduction :……..57
V .2.2.Recommandation des règlements ……....57
V.2.2.1.Recommandations du R.P. A99v2003 ……..….57
V.2.2.2.Recommandations du CBA93 ……..….58
V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales ……..…58
V.2.3.1 Armature calculé en travée et en appuis ……..……..…..58
V.2.3.2.Armatures choisis en travées et en appui…….…….58
V.1.1.1 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3…….…..59
V.1.1.2 Vérification des contraintes de cisaillement –[CBA Art A.5.1.2.1.1] ……59
V.1.2 Ferraillage longitudinal des poutres Secondaires …….……61
V.1.2.1 Armature calculé en travée et en appuis ……61
V.1.2.2 Armatures choisis en travées et en appui……61
V.1.2.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA93 Art.A.4.5.3]……61
V.1.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement –[CBA Art A.5.1.2.1.1] ……..……..62
V.1.2.5 Vérification de la flèche a l'ELS– [CBA Art.B.6.5.3] ……..62
V.2 Ferraillages des poteaux ……...63
V.2.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 ……..……63
V.2.2 Ferraillages des poteaux carrés ……..64
V.2.2.1 A l'ELU ……64
V.2.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service ……..……64
V.2.2.3 Déterminations des armatures transversales ……65
V.3 Ferraillages des voiles ……..……..66
V.3.1 Ferraillage des voiles pleins ……66
V.3.1.1.1 Vérification des armatures à ELS ……..…69
V.3.1.2 Calcul des armateurs horizontaux des voiles……69

Chapitre VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction……..……73
VI.2 Connaissance du site et du sol……..73
VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle ……..74
VI.4 Les efforts normaux à la base de la structure……..74
VI.5 Calcul des semelles isolées……...…74
VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées……74
VI.5.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles ……...75
VI.6 Calcul des semelles filantes ……76
VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes……...76
VI.7 Vérification de Poinçonnement de la semelle CBA 91 Art A.5.2.4.2……..78
VI.8 Pré dimensionnement de la poutre de libage ……78
VI.8.1 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2……79
VI.8.2 Ferraillage Poutre de libage ……..…79
VI.8.2.1 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1……..80
VI.8.2.2 Armature calculée en travée et en appuis ……...80
VI.8.2.3 Armatures choisis en travées et en appui……80
VI.8.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3……81
VI.8.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1……81
VI.8.2.6 Vérification de la flèche a L'ELS – CBA Art B.6 .5.3……..……...…81
VI.8.2.7 Armatures de peau -CBA Art A.7.3…..……82
VI.9 Ferraillage des semelles filantes ……82
VI.9.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux ……..….82
VI.9.2 Semelle filante (continue) sous un voile ……...…83

VI.9.2.1 Vérification de Poinçonnement de Semelle filante (continue) sous un voile ……..83

VI.9.3 Calcul de ferraillage…….……83

VI.10 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003].……....86

VI.10.1 Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC-RPA [Art.10.1.1. B]……..…86

VI.10.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA Art4.5.3]……..…86

VI.10.3 Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement……87

VI.11 FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES DU SOUS-SOL……..88

VI.11.1 Calcul de la poussée des terres…….……88

VI.11.2 Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance……89

VI.11.3 Vérification des contraintes à l'ELS……....90

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation d'ingénieur à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude ; nous avons procédé à l'étude de lastructure porteuse d'un bloc situés a«TABLAT» wilaya de MEDEA, à usage d'habitation constitué d'un S-sol et de 6 étages.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ces dimensions. Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure debloc moyennant le logiciel de calcul des structures SAP2000.

Le cinquième chapitrenous avons procédé à le calcul des éléments résistants.

On présente d'abord les différentes caractéristiques géométriquesde la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistance (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du cinquièmechapitre

Le sixièmechapitrenous avons procédé au calcul des éléments des fondations et les longrines.

. Finalement, le bloc a été fondé conformément au rapport du sol.

A la fin; on terminera notre travail avec une conclusion générale.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

Notre projet de fin d'étude à consisteà étudier les éléments résistants de la structure d'unbâtimenten (1 sous-sol+RDC+6étages) implanté à Tablat-(Médéa) zone de moyenne sismicité classée en (zone IIa) selon le RPA99 version 2003. Ouvrage d ' importance moyenne, le groupe d'usage est le (2).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens de calcul et de vérification en béton armé suivant :

Règles parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Document technique Réglementaire « DTR.B.C.2.2 » charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 ».

I.2. . CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BÂTIMENT :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 24.48m
- ✓ Hauteur de l'acrotère : 0.60 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3.06 m.
- ✓ Hauteur du RDC : 3.06 m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : 3.06m.

I.2.2. . Dimensions en plan :

- ✓ Sens transversal : 17.25 m.
- ✓ Sens longitudinal : 27.00 m.

I.3. . CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

I.3.1. Classification des zones sismiques: [3]

Le bâtiment sera implanté à TABLAT- MEDEA zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de sismicité moyenne « Zone IIa ».

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

Le bâtiment est un ouvrage appartient au (groupe d'usage2) puisqu'il est un ouvrage courant.

I.3.1. Classification des sols: [3]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme ferme (S2).

I.3.2. Classification des sols: [3]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme ferme (S2).

I.3.3. Classification des systèmes de contreventement :[3]

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement

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. CONCEPTION STRUCTURELLE :

I.4.1. Planchers :

Dans notre structure on utilise les deux types de plancher :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

I.4.2. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notrebâtiment sont assurés par un seul type escaliers : (escalier adroite à deux volées contrariée avec palier de repos) .

I.4.3. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

I.4.4. Murs extérieurs :

Ils sont constitués de deux parois :

- ✓ Deux briques creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

I.4.5. Murs intérieurs:

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.6 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs

I.4.7 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.8 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol, pour notre projet les fondations sont calculées conformément au rapport du sol avec $\boldsymbol{\sigma sol}$=1.5 b$\boldsymbol{ar}$.Caractéristique des matériaux :

I.4.9 Béton :[2]

Tableau 0:1caractéristiques mécanique de béton

			Valeur
La masse volumique « ρ »			2,5 t/m^3
La résistance à la compression « f_{c28} »			25 MPa
La résistance à la traction « f_{t28} »			2,1 MPa
La contrainte limite à la compression « σ_b »	ELU	durable	14,17 MPa
	ELA	accidentelle	18,87 MPa
	ELS		15 MPa
La contrainte limite de cisaillement « τ »	Fiss. non Préj		3,33 MPa
	Fiss. Préj ou Fiss. Très Préj		2,5 MPa
Le module d'élasticité « E »	Instantanée		32164,20 MPa
	Différée		10818,86 MPa
Coefficient de Poisson « υ »	Sollicitations		0
	Déformations		0,2
Coefficient de dilatation « θ »			10^{-5}
Module de cisaillement « G »			E/[2(1+υ)]

I.4.10 Acier :[2]

Tableau 0:2: caractéristiques mécanique d'acier.

			Valeur
La masse volumique « ρ »			7,85 t/m^3
La limite d'élasticité « f_e »			400 MPa
La contrainte limite « σ_s »	ELU		347,83 MPa
	ELA		400 MPa
	ELS	Fiss. non Préj	0
		Fiss. Préj	201,63 MPa
		Fiss. Très Préj	164,97 MPa
Le module d'élasticité « E »			200000

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, planchers) d'une structure .nesont choisies selon les préconisations du [RPA99v2003, CBA93]. Ces dimensions ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2. LES PLANCHERS :

Ils sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

II.2.1. Plancher à corps creux. :

Les plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compressionet sont dimensionnés

D'après la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

L= 400 cm.

Alors :

$$\frac{400}{25} \leq ht \leq \frac{400}{20}$$

$$\rightarrow 16 \leq ht \leq 20 \rightarrow h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.78cm$$

On prend :**e= (16+4) cm.**

II.2.2. Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis. Ces éléments sont sollicités en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…….[CBA 93]

(Lx/45) ≤ep≤ (Lx /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

(Lx / 35) ≤ep≤ (Lx / 30)

où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

Avec : ***Lx*** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=400 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{400}{45} \leq e \leq \frac{400}{40} \rightarrow 8.88 \leq e \leq 10$$

Sécurité contre l'incendie:

ep = 7cm: peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

condition d'isolation acoustique :ep≥15 cm.

- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

On adopte ***e = 15cm***

II.2.3. Evaluation des charges :[1]

II.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 0-1 Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulés	0.04	20-18	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	-	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
/	G (charges permanentes)	6.40KN/m^2		

II.2.3.2. Plancherétage courant et RDC :

Tableau 0-2 Charge de l'étage courant et RDC (planchers à corps creux)

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Mur Simple cloison	0.01		1.62
	G (charges permanentes)	**5.96KN/m2**		

II.2.3.3. Plancher en dalle pleine :

Tableau 0-3 Charge due aux planchers en dalle pleine

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	lit de sable	0.03	18	0.54
4	dalle pleine	0.15	25	3.75
5	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	simple cloison	0.1	-	1.62
	G(charges permanentes)	**6.91 KN/m2**		

II.2.4. Charges d'exploitation :[1]

Bâtiment (R+6+sous-sol) à usage d'habitation

Tableau 0-4 Charges d'exploitation

PLANCHER Niveau(m)	Usage	Q (KN/m²)
Terrasse	Terrasse inaccessible	1
d'étage courant	Habitation	1.5
RDC	Habitation	1.5

II.3. MAÇONNERIE :[1]

II.3.1. Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau 0-5 Charges du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur [m]	Poids Volumique [KN/m3]	Poids Surfacique [KN/m2]
01	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
02	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
03	Lame d'air	-	-	-
04	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
05	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
G (charges permanentes)		G = 2.52 [KN/m2]		

II.3.2. Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tableau 0-6 Charges du mur simple cloison

N	Composants	Epaisseurs [m]	Poids volumique [KN/m3]	Poids surfacique [KN/m2]
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique creux	0.10	0.90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
G (charges permanentes)		G = 1.62 [KN/m²]		

II.4. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES 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.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 ►►Art [7.5.1] ◄◄ [1] en zone III sont:

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5h+b1$

Tableau 0-7Pré dimensionnement des poutres

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L=5.00m	L=3.70m
Pré dimensionnement	$33 \leq h \leq 50$ h =50cm $12 \leq b \leq 28$ b =40cm	$24.67 \leq h \leq 37$ h =40cm $12 \leq b \leq 28$ b =35cm
Section choisir	30cm x 40cm	30cm x 35cm
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{50}{35} = 1.42$	$h \geq 30$ $b \geq 20$ $\frac{40}{35} = 1.14$
Conclusion	**30cm x 40cm**	**30cm x 35cm**

II.5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges verticalesaux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en compression simple, on choisit le poteau le plus sollicité qui est basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations avec la combinaison (1.35G+1.5Q), dans notre cas la charge est majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires (bâtiments comportant au moins trois travées). **[CBA93 [Art B8.1.1].**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de [RPA.99v2003]:

- ✓ b) ≥25**[3]**
- ✓ h/20 cm **[3]**
- ✓ $a/b \leq 4$**[3]**

D'après l'article dans **[2]**L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

✓

II.5.1. Décente des charges :[1]

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultantde l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau 0-4 calcul de l'effort N

	(a*a)	Lf (m)	i (m)	Λ	f_{c28} (Mpa)	B (cm2)	Br(cm²)	AS (cm²)	α	NU (kN)
6	(35*35)	2.142	0.101	21.20	25	1225	1089	1.225	0.79	1630.722
5	(40*40)	2.142	0.115	18.55	25	1600	1444	1.6	0.80	2196.845
4	(40*40)	2.142	0.115	18.55	25	1600	1444	1.6	0.80	2196.845
3	(45*45)	2.142	0.130	16.49	25	2025	1849	2.025	0.81	2844.083
2	(45*45)	2.142	0.130	16.49	25	2025	1849	2.025	0.81	2844.083
1	(50*50)	2.142	0.144	14.84	25	2500	2304	2.5	0.82	3572.139
RDC	(50*50)	2.142	0.144	14.84	25	2500	2304	2.5	0.82	3572.139
S-s1	(50*50)	2.618	0.144	18.14	25	2500	2304	2.5	0.80	3511.945

- **Dimensionnement de poteau plus sollicité :**

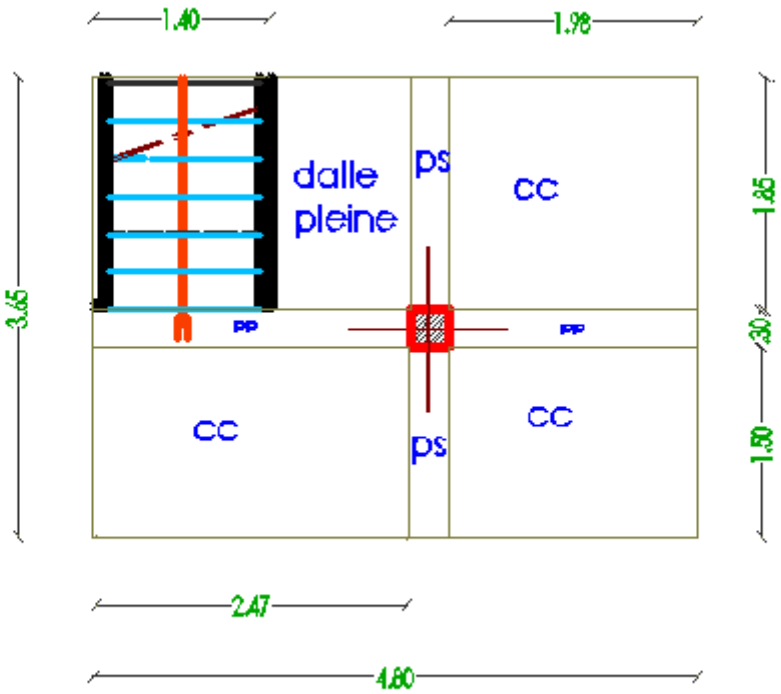


Figure 0.1 surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

Tableau 0-5 Surface reprise par le poteau.

La surface du plancher	Sp= (3.65-0.3)*(4.8-0.3)	Sp = 15.075 [m2]
La surface totale	St= [(3.65*4.80]	St =17.52[m2]

II.5.2. Détermination des charges permanente :[1]

G $_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x S $_{\text{plancher partielle}}$

G $_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G $_{\text{(poteau)}}$= b x h x h_e x poids volumique du béton armé.

Tableau 0-60 L'effort normal ultime de chaque niveau.

Etage	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G(KN)	G cum(KN)
6	96.480	9.37125	10.950	12.6	129.40	129.40
5	96.480	9.37125	10.950	12.6	129.40	129.40
4	97.43	12.24	10.950	12.6	133.22	262.62
3	97.43	12.24	10.950	12.6	133.22	395.84
2	97.43	15.49125	10.950	12.6	136.47	532.31
1	97.43	15.49125	10.950	12.6	136.47	668.78
RDC	97.43	19.125	10.950	12.6	140.10	808.88
S-s	97.43	19.125	10.950	12.6	140.10	948.99

II.5.3. Surcharge d'exploitation :[1]

Tableau 0-11 détermination des charges d'exploitation

Etage		Q (KN)	Q*st	n	$\frac{3+n}{2n}$	Qetage	Q_{cum}(KN)
5	Q_0	1	17.52	0		17.52	17.520
4	Q_1	1.5	26.28	1	1	26.28	43.8
3	Q_2	1.5	26.28	2	0.95	26.28	67.452
2	Q_3	1.5	26.28	3	0.9	26.28	88.476
1	Q_4	1.5	26.28	4	0.85	26.28	106.872
RDC	Q_5	1.5	26.28	5	0.75	26.28	116.07
SS1	Q_6	1.5	26.28	6	0.71	26.28	130.14857
SS2	Q_7	1.5	26.28	7	0.68	26.28	143.9925

II.5.4. Détermination de l'effort normal ultime :[2]

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N ultime=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau 0-72 Vérification de 1.1Nu≤ Nadm

Etages	Gcum [KN]	Qcum [KN]	Nu	1,1*Nu	N_{adm} [KN]	verification
6	129.401	17.52	200.97169	221.06886	1630.7216	**vérifiée**
5	262.621	43.8	420.23869	462.26256	2196.845	**vérifiée**
4	395.841	67.452	635.56369	699.12006	2196.845	**vérifiée**
3	532.313	88.476	851.33588	936.46946	2844.0826	**vérifiée**
2	668.784	106.872	1063.1661	1169.4827	2844.0826	**vérifiée**
1	808.889	116.07	1266.1048	1392.7153	3572.1391	**vérifiée**
RDC	948.994	130.14857	1476.3644	1624.0009	3572.1391	**vérifiée**
SS	1093.349	143.9925	1692.0096	1861.2105	3511.9448	**vérifiée**

II.6. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES LONGRINES : [3]

Les longrines doivent résister à la traction, D'après le RPA99 v2003, la section minimale transversale des longrines est en fonction de la zone sismique et du site.

On opte pour un site meuble(S3) une section égale à (30*30) = (b*h).

II.7. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES VOILES : [3]

Les voiles sont des murs en béton armés de grande portée de longueur et de hauteur bien déterminée « hauteur d'étage », ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

Le RPA99 version 2003, 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.

- ✓ **sous-sol**:

he= 365−40=325 cm

- ✓ **Les étages courants et la rdc**

he=306−40=266cm

Tableau 0-13Choix de l'épaisseur des voiles

	$a=\frac{h_e}{25}$	$a=\frac{h_e}{22}$	$a=\frac{h_e}{20}$	a max	a choisi
S-s	13	14.77	16.25	16.25	a= 15
rdc	9.04	12.09	13.3	13.3	a=15
Etage courant	9.04	12.09	13.3	13.3	a=15

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

CHAPITRE III
LES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

II.1 INTRODUCTION :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure

III.2 L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément non porteur encastré autour du plancher terrasse, il assure la protection d'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée due aux :

- ✓ Son poids propre sous forme d'un effort normale verticale.
- ✓ Un moment à l'encastrement due à une charge d'exploitation de 1KN/ml appliqué à son extrémité

III.2.1. Dimensions :

- ✓ h=60 cm
- ✓ h'=50 cm
- ✓ a=10 cm
- ✓ e= 15 cm

III.2.2. Paramètre de calcul :

Béton : fc28= 25 MPa ..... Réf : (2)

Acier Fe=400 MPa ..... Réf : (2)

III.2.3. Evaluation des charges :

- **Charge permanente :**

$[h.a + e.0.10).1ml]\rho béton$ G=0.075*25=1.875 KN ..... Réf : (2)

- **Charge d'exploitation :**

Q=1 KN ..... Réf : (2)

III.2.4. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Tableau 0-1 Calcul des sollicitations à l'ELU

	ELU	ELS
Efforts normale N [KN]	1.35G=2.53	G=1.875
Efforts tranchants T [KN]	1.5.Q=1.50	Q=1.00
Moment d'encastrement [KN.m]	1.5Q.h=0.90	Q.h=0.60

III.2.5. Calcul de ferraillage à l'ELU :[2]

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avecune fissuration préjudiciable On a :

Les résultats de ferraillage sont obtenus à partir de logiciel « **ROBOT EXPERT 2010 ».**

Tableau 0-2 Calcul de ferraillage à l'ELU

f_{c28}= 25Mpa	ftj=2.1Mpa	Fe=400Mpa
$A_{calculé}$=4.4cm^2	$A_{choisie}$=7HA10 =5.5cm²	St= 15cm
A_{rep}=1.38 cm^2	$A_{repchoisie}$= 4HA8 = 2.01cm²	St= 20 cm

III.2.6. La vérification des contraintes à l'ELS : [2]

Tableau 0-3 vérification des contraintes à l'ELS

Vérification des contraintes a L'ELS			Vérification au cisaillement	
$\sigma_{bc} = 0.34$ MPa	σ_{badm}=15 MPa	Vérifiée	τ_u=0.02	$\tau_{u\ adm}$= 2.5
$\sigma_s = 2.16$ MPa	$\sigma_s{}' = 2.16$ MPa	σ_{sadm}=201.6MPa		

III.3 L'ESCALIERS :

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitué d'une suite de plan horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Il doit donc être économique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique.

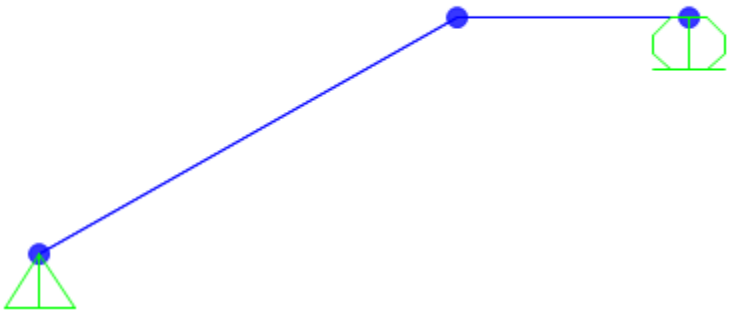


Schéma statique :

Figure 0.1 schéma d'escaliers

III.3.1. Dimensions :

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan\alpha = \frac{h}{l} = \frac{17}{30} = 0.566 \qquad \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.54°$$

Longueur de l'escalier :

$L_{total} = 1.3 + \frac{2.4}{\cos 29.54} = 4.06cm$

Condition d'épaisseur :

$$\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{406}{35} < ep < \frac{406}{30}$$

D'où : $11.60 < \mathbf{e_p} < 13.53$

On adopte : $\mathbf{e_{paillasse} = 15\ cm}$

III.3.2. Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier :[1]

Tableau 0-4 Charge permanente de paillasse et surcharge d'exploitation de l'escalier

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle du paillasse	e/cosα	25	4.30
5	Poids propre des marches	h/2	25	2.13
6	Enduits de ciment	0.02	0.18	0.36
	G (charges permanentes)			8.14
	Q (surcharges d'exploitation)			2.5

III.3.3. Charge et surcharge d'exploitation de l'escalier

Tableau 0-5Charge permanente de palier et surcharge d'exploitation de l'escalier

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle du palier	0.15	25	3.75
6	Enduits de ciment	0.02	0.18	0.36
	G (charges permanentes)			5.45
	Q (surcharges d'exploitation)			2.5

III.3.4.

III.3.5.

III.3.6. Détermination des efforts de l'escalier : [2]

À, E.L.U : P_u=1.35G+1.5Q

À, E.L.S : P_{ser}=G+Q.

Tableau 0-6 sollicitations des escaliers

	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	PU (KN/m2)	PSER (KN/m2)
paillasse	8.14	2.5	14.73	10.64
Palier	5.45	2.5	11.10	7.95

III.3.7. Calcul des armatures longitudinales :

Système hyperstatique

Mt = 0.85M°u =0.85*21.7= 18.45KN.m

Ma = -0.5M°u = -0.5*21.7= -10.85 KN.m

Tableau 0-7Calcul de ferraillage à L'ELU :

escalier		Sollicitation		Sections d'armatures calculées				
b	e	M travée	M appui	As1	As2	A's1	A's2	/
cm	cm	KN.m	KN.m	Cm²	Cm²	Cm²	Cm²	/
100	17	18.45	-10.85			0.00	2.56	/
				4.44	0.00			/

- ✓ **ELU :**

III.3.8. Calcul de ferraillage :

III.3.8.1. Ferraillage longitudinal :

Tableau 0-5les paramètres de calcul

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.17 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =100 cm	h= 15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

III.3.8.2. Armature longitudinal choisis en travée et en appuis

Tableau 0-6Armature longitudinal choisis en travée et en appuis

Escalier			Sections d'armatures longitudinales choisies			
b	e	A min	As1 choisi	As2 choisi	As'1 choisi	A's2 choisi
cm	cm	Cm²	Ø + nbre (cm)	Ø + nbre (cm)	Ø + nbre (cm)	Ø + nbre (cm)
100	15	1.5	7HA12	/	/	7HA12
			7.92	/	/	7.92
			15	/	/	15

$A_{min} = 0.1\% \,.\, b.\, e$ CBA93 Art B. 6.4

Amin = (0.1*15*100)/100= 1.5 cm²

Donc: $A_{choisir} > A_{min}$

III.3.8.3. Calcul des armatures de répartition

Tableau 0-10 Quantité de ferraillage de répartition$A_{rép} = \frac{A_t}{4}$

Sections d'armatures longitudinales choisies				Sections d'armatures de répétition calculées			
As1 choisi	As2 choisi	A's1 choisi	A' s2 Choisi	A rép 1	A rép 2	A'rép 1	A ' rép 2
(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
		/	7.92			/	1.98
7.92	/			1.98	/		

III.3.8.4. Calcule des armatures de répartitions choisis en travées et en appuis :

Tableau 0-11Armatures de répartitions choisis en travées et en appuis :

Sections d'armatures de répartition choisies			
A rép1 choisi	A rép2 choisi	A' rép1 choisi	A' rép2 choisi
Ø+Nbre (cm²)	Ø+Nbre(cm²)	Ø+Nbre(cm²)	Ø+Nbre(cm²)
7HA8	/	/	7HA8
3.52	/	/	3.52
15	/	/	15

III.3.8.5. Vérification des contraintes normales à L 'ELS –CBA93 Art.A.4.5.3 :

Ma = -0.5M°u = -0.5*15.61= -7.80 KN.m

Mt = 0.85M°u =0.85*15.61 = 13.27KN.m

Tableau 0-12 Vérification des contraintes

sollicitation à L'ELS		Contrainte en travée			Contrainte en appui			Contrainte Admissible		Vérification
M travée	**M** appui	**бb**	**бs**	**б's**	**бb**	**бs**	**б's**	**бb**	**бs**	
(KN.M)	(KN.M)	MPa			MPa			MPa		Oui/non
13.27	-7.8	t.f : peu nuisible			1.79	/	/	15	/	oui
		5.48	/	/	t.f : peu nuisible			15	/	oui

a) Vérification des contraintes de cisaillements à L'ELU-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Tableau 0-7 Vérification de l'effort tranchant

Escalier		**Vérification à L'ELU**			
b	**E**	**Tu**	**τ**	**τ Adm**	**Vérification**
N°	**(cm)**	**(KN)**	**(MPa)**	**MPa)**	**Oui/Non**
100	15	23.74	0.19	1.16	**Oui**

$\tau(adm)=\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}=\frac{0.07*25}{1.5}=1.16$; $\tau=\frac{Tu}{b.d}=\frac{23.74*1000}{1000*125}=0.19$

Commentaire :

Puisque $\tau<\tau$ **(adm)**donc l'escalier est résistant **.**

III.3.8.6. Vérification de la flèche à L'ELS CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison : **ELS**

(F) adm =$\frac{L}{500}$ Si L≤ 5 m ;

Tableau 0-8**Vérification de la flèche**

Escalier			Sollicitation à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
b	**e**	**L**	**Ma .g**	**M Trv**	**Ma. d**	**As1**	**As2**	**(f)**	**(f) adm**	
(CM)	(CM)	(M)	(KN.m)			(cm²)		mm		Oui/non
100	15	4.06	-7.80		-7.80	9.72	9.72	3.8	8.1	oui
			/	13.27	/					

Commentaire :

Puisque f = 3.8(mm) <**(F)adm=**$\frac{lo}{500}$= 8.1(mm)Donc l'escalier est stable .

III.3.8.7. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui :

- ✓ Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]

Amin =min (0.26 $\frac{ft28}{fe}$ $.b.d$; $0.0013.b.d$) $= min(1.97; 1.88)$= 1.88 cm².ml

- ✓ **Les armatures choisis :**

A=7HA8 = 3.52 (cm².Ml)

- ✓ **Espacement : e=15 (cm)**

Arép = $A/4$ = $3.52/4$ = 0.88 = 7HA8 = 3.52(cm²)

- ✓ **Espacement** e =15 (cm)
- ✓ **Les armatures longitudinales pour éviter la poussée au vide :**

Av =7HA8 e=15 cm/ml

III.3.8.8. Condition d'espacement :[2]

Tableau 0-9 : Condition d'espacement

	Les armatures longitudinal	Les armatures de repartition
Entravée	**S_t**=15cm ≤ Min [3h=60 ; 33cm]=33cm	**S_t =15cm ≤ Min [4h=60 ; 45cm]=45cm**
EnAppius	**S_t**=15cm ≤ Min [3h=60 ; 33cm]=33cm	**S_t =15cm ≤ Min [4h=60 ; 45cm]=45cm**

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIÈRE :

III.3.9. Evaluation des charges :

- ✓ **A L'ELU :**

(Relu *2)/l =4.34 KN/mL

- ✓ **A L'ELS :**

(Rels *2)/l =8.67 KN/mL

III.3.10. Pré dimensionnement :

L =5 m

$$\frac{500}{15} \leq H \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \leq H \leq 50$$

- ✓ Donc on adopte (30*35)

III.3.11. Ferraillage à L'ELU :

Tableau 0-16 Calcul de ferraillage à L'ELU :

Poutre			Sollicitation à L'ELU		Sections d'armatures			
Longueur L	B	H	M travée	M Appui	As1	As2	A's1	A's2
(m)	(cm)	(cm)	(KN.m)	(KN.m)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
5	30	35		-21.69			0.00	2.00
			10.84		1.1	0.00		

Tableau 0-17Armatures choisis en travées et en appuis

poutre			Sections calculées				Sections choisies			
b	h	A min	As1	As2	A's1	A's2	As1 choisi	As2 choisi	A' s1 choisi	A's2 choisi
30	35	5.25	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)	(cm²)
					0.00	2.00	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
			1.10	0.00			3.39	3.39	3.39	3.39

III.3.12. Section minimale :

- ✓ **Amin =0.5 % .b*h (cm²) –RPA2003 Art.7.5.2.1**

Amin=0.5 %.30*35 = 5.25 (cm²)

III.3.13. Section tendu :

- ✓ **Atmin =0.1%.b*h (cm²) –CBA93 Art.B.6.4**

Atmin =0.1%.30*35 = 1.05 (cm²) ＜ 3.39 (cm²) c.v

III.3.14. Vérifications des contraintes à l'état limite de service :

Type de Fissuration : **préjudiciable**

Tableau 0-18 Vérifications des contraintes normales à L'ELS-CBA93 Art.A.4.5.3 :

III.3.15. vérification des contraintes de cisaillement-CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

Combinaison **: 1.35G+1.5Q**

Sollicitation à L'ELS		Contrainte en travée			Contrainte en appui			Contrainte admissible		vérification
M appui	**M travé**	**бb**	**бs**	**б's**	**бb**	**бs**	**б's**	**бb**	**бs**	**Oui/Non**
KN.m		**MPA**			**MPA**			**MPA**		**OUI**
	7.82				3.4	154.1	34.8	15	**201.63**	
-15.65		1.1	13.5	13.5						

Tableau 0-19 Vérification de l'effort tranchant

b	h	Tu	Ƭ	Ƭ adm	vérification	ZN	ZC	∅	At
(cm)	(cm)	(KN)	MPa	MPa	Oui/Non	(cm)	(cm)	(mm)	(cm²)
30	35	26.03	0.26	2.5	**Oui**	10	15	8	3HA8

III.3.16. Vérification de la flèche à L'ELS-CBA93 Art.B 6.5.3 :

(f)adm =$\frac{L}{500}$ Si L ≤ 5 m

Tableau 0-20 Vérification de la flèche

Poutre palier			Sollicitation à L'ELS			Armature principale		Fléche		vérification
b	h	L	Ma.g	M Travée	Ma.d	As1	As2	(f)	(f) adm	
(cm)		(m)	(KN.m)			(cm^2)		(mm)		Oui/Non
30	35	5	-15.65		-15.65	3.39	3.39	0.3	10	Oui
				7.82						

. CALCUL DES PLANCHERS

III.4.1. Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont largeurs est nettement supérieure àl'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, poteaux.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III.4.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton légèrement armée de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales.

La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage (Treillis soudé).

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 15cm.
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

III.4.3. . Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré dans les poutres.

Elles sont calculées sous les sollicitations (G ; Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S=(0.60L), on dispose des poutrelles dans le sensde la petite portée.

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.4.3.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

• Son poids propre.

• Le poids de corps creux (entrevous).

• Une charge concentrée au milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5 L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier

Q = max [1kN ; 0.5L = 2.00] = 2.00kN**[1]**

Tableau 0-21Charge et surcharge

L(m)	Q(kN)	G (kN/ml)	
4	2	Poids du corps creux (16+4)	Poids de la poutrelle
		0.6*1=0.6	0.12*0.04*25=0.12
		0.72	

- ✓ **Calcul en flexion simple :**

Tableau 0-2210 les moments

$\boldsymbol{MG(KN.m)}$	$\boldsymbol{MQ(KN.m)}$	$\boldsymbol{Mu(KN.m)}$
$\frac{GL^2}{8}=\frac{0.72*4^2}{8}=1.44$	$\frac{QL}{4}=\frac{2*4}{4}=2.00$	$1.35MG+1.5MQ=4.94$

- ✓ **Vérification de la flèche :[2]**

En calcul la flèche par cette relation :

$$f = \frac{5 * G * L\,4}{384 * E * I +} + \frac{Q * L\,3}{48 * E * I}$$

Et calcul la flèche admissible :

- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

$$f = \frac{5*0.72*400^4}{384*32164200*6.4*10^4} + \frac{2*400^3}{48*32164200*6.4*10^4} = 0.117 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8.00\text{mm}$$

f =11.7cm <$\bar{f}$=0.8 cm …… (C N V).

Remarque : La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage.

Tableau 0-23Vérification de la flèche

Etaiement	G	Q	E (MPA)	L (mm)	I (mm4)	Fmax (mm)	F barr(mm)	F<F baar
0	0.72	2	32164.195	4000	640000	11.658927	0.8	cnv
1	0.72	1	32164.195	2000	640000	0.7286829	0.4	cnv
2	0.72	1	32164.195	1333.33333	640000	0.1439374	0.266666667	cnv
3	0.72	1	32164.195	1000	640000	0.0455427	0.2	cv
4	0.72	1	32164.195	800	640000	0.0186543	0.16	cv

III.4.3.2. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue

III.4.3.2.1. Calcul des charges et surcharges :[1]

Tableau 0-24 charges et surcharges

	G kN/m	Q kN/m	Pu kN/m	PserkN/m
Plancher terrasse	6.40*0.6=3.84	1*0.6=0.6	6.08	5.43
Plancher courant	5.96*0.6=3.58	1.5*0.6=0.9	6.18	4.48
Plancher de RDC	5.96*0.6=3.58	1.5*0.6=0.9	6.18	4.48

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher ayant la plus grande sollicitation et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- **Les types des poutrelles :** Les types des poutrelles de notre projet sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 0-25 Les types des poutrelles

RDC	Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à deux travées. Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à une seule travée.	Poutrelles à deux travées. Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à une seule travée.	Poutrelles à deux travées. Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à une seule travée.

D'après logiciel SAP2000 en calcul tous les Sollicitations des poutrelles précédentes et on prend les poutrelles les plus défavorables

Tableau 0-11 les poutrelles les plus défavorables

RDC	Plancher courant	Plancher terrasse
Poutrelles à quatre travées.	Poutrelles à quatre travées.	Poutrelles à quatre travées.

III.4.3.2.2. Sollicitations de calcul :

III.4.3.2.3.

résultat final :

Tableau 0-27Le moments isostatiques max en appuis et en travées

ELU		ELS	
Ma (max)	**Mt (max)**	**Ma (max)**	**Mt(max)**
-10.87	7.51	-9.15	6.31

III.4.3.2.4. Ferraillage des poutrelles retenues :

III.4.3.2.5. Calcul ferraillage a l'ELU :

Tableau 0-128 calcul ferraillage a l'ELU

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 ' (cm²)	As1 (choisi)	As2 (choisi)
Travée	6.1	1	/	1.57=2HA10	/
Appui	- 10.87	/	2.3	/	3.86=1HA10+2ChpHA14

a) Vérification des contraintes à l'état limite de service CBA93-Art .A.4.5.3 :

Type de fissuration : **peu nuisible**

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA)	vérification
Travée	5.048	1.57	0.79	3.04	15	Oui
Appui	-9.15	1.57	3.86	10.98	15	Oui

III.4.3.2.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à L'ELU – CBA93 Art .A.5.1.2.1.1 :

Tableau 0-139 Vérification de cisaillement à l'état limite de ultime

section et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	**h** (cm)	**b** (cm)	**T** (KN)	**Tu** (MPa)	**Tuadm**(MPa)	**Verif**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**∅** (mm)	A_t " (cm)
Poutrelle	20	8	17.45	1.21	3.33	oui	20	20	4	2HA4

III.4.3.2.7. Vérification de la flèche à L'ELS-CBA93 Art.B.6.5.3 :

Tableau 0-30 **Vérification de la flèche**

Poutrelle			**Sollicitation à L'ELS**			**Armature principale**		**flèche**		**vérification**
B	**h**	**L**	**M a.g**	**M trv**	**M a.d**	**As1**	**As2**	**(f)**	**(f)adm**	
(cm)	**(cm)**	**(m)**	**(KN.M)**			**(cm²)**	**(cm²)**	**(mm)**		**Oui/Non**
8	**25**	**4**	-1.26		-9.15	1.57	0.79	3.8	8	oui
			/	5.05	/					

.DALLE PLEINE:

III.5.1. Méthode de calcul:

La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

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

- **Calcul des moments :**

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, (travail externe), et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, (travail interne). Le

principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibreet la somme des travaux égale à zéro.

III.5.2. Dalle pleine :

Pré dimensionnement :

Lx= 1.1 m

LY=3.7 m

$$\frac{110}{45} \leq e \leq \frac{110}{40}$$

$2.75 \leq e \leq 2.44$

E=15 cm

III.5.2.1. Calcul de la charge totale :

G = 6.91 KN/m² } P_u= 11.58 KN/m²

Q = 1.5 KN/m² } P_{ser}= 8.41 KN/m²

III.5.2.2. Détermination de M :

- **Principe de travail virtuel** :

$$Tint = Textavec \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

- Text=$2 \times Text(1) + 2 \times Text(2) + Text(3)$
- Tint=$2 \times Tint(1) + Tint(3)$

- **Travaille externe et interne :**

Tableau 0-14 Les résultats du Travaille externe et interne.

Travaille externe	*Résultat*	*Travaille interne*	*Résultat*
$\boldsymbol{T_{ext}(1)}$	$Pu \times (\frac{1.10 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(1)}$	$M \times Lx \times \frac{f}{y}$
$\boldsymbol{T_{ext}(2)}$	$Pu \times (\frac{1.10 \times x}{2}) \times \frac{f}{3}$	$\boldsymbol{T_{int}(2)}$	$2\,M \times y \times \frac{f}{3}$
$\boldsymbol{T_{ext}(3)}$	$Pu \times ((3.70 - 2x) \times 1.10) \times \frac{f}{2}$		
$\sum_{i=1}^{3} \boldsymbol{T_{ext}(i)}$	$Pu \times f \times (\frac{1.6}{6}x + 2.035x)$	$\sum_{i=1}^{2} \boldsymbol{T_{int}}\ (\boldsymbol{i})$	$M \times f \times (\frac{2}{3}x + \frac{2.2}{x})$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \boldsymbol{Tint} = \sum \boldsymbol{Text}$

On obtient :

$$\text{Pu} = \frac{\text{M}\times(\frac{2.2}{x}+\frac{2}{3}\text{x})}{(2.035-0.37\text{x})} \rightarrow \text{Pu} = \text{f}(\text{x})\text{dx} \Longrightarrow \frac{\text{dp}}{\text{dx}} \rightarrow \text{x} = 1.31$$

Donc :

$\Longrightarrow$ Mu $= 8.84\text{KN.m}$ $\Longrightarrow$ Mser $= 6.42\ \text{KN.m}$

III.5.2.3. Calcul du ferraillage :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

Mtx = Mty = $0.85 \times \text{Mu} = 7.51\text{KN.m}$ ... ... Le moment en travée.

Max = May = $-0.5 \times \text{Mu} = -4.42\text{KN.m}$ ... ... Le moment aux appuis.

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 ml en flexion simple.

Tableau 0-15 Les résultats du ferraillage de la dalle pleine

	M (KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu l$	β	A cal (cm²/ml)	A_{min} (cm²)	A choisir(cm²)
Entravée	7.51	12.5	0.039	0.981	1.8	1.5	5HA10=3.93
Enappuis	4.42	12.5	0.020	0.990	1.7	1.5	5THA0=3.93

✓ **Vérification de la section :[2]**

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} \Longrightarrow \quad 10 \leq \frac{150}{10} = 15$$

✓ **Condition d'espacement :[2]**

$$St = \frac{100}{5} = 20cm \leq Min\,[3h = 45\,;\,33cm] = 33cm$$

III.5.2.4. Vérification des contraintes :[2]

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = Mty = 0.85 \times Mser = 5.46KN.m$ → Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mser = -3.21KN.m$ → Le moment aux appuis.

Tableau 0-33Vérification es contraintes à l'ELS

	A (cm²)	Mser (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bcadm} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bcadm}$	Бs	Бs'	Бs≤Бs'
EnTravée	3.93	5.46	1.32	15	oui	13.18	13.18	Oui
EuxAppuis	3.93	3.21	0.8	15	oui	7.75	7.75	Oui

III.5.2.5. Vérification de l'effort tranchant:[2]

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Ʈadm = $\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$ –CBA93 Art.A3.2.2

Tableau 0-34Vérification de l'effort tranchant

Vx (KN)	Vy (KN)	τ (MPA)	$\overline{\tau}$(MPA)	$\tau \leq \overline{\tau}$
5.54	4.25	0.07	1.17	vérifiée

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{11.58 \times 1.10 \times 3.70}{3 \times 3.70} = 4.25KN$$

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{11.58 \times 1.10 \times 3.70}{2 \times 3.70 + 1.10} = 5.54\ KN$$

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pasnécessaires.

III.5.2.6. Condition de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.70} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{3.70} = 0.04 > \frac{1}{20} \times \frac{5.54}{3.70} = 0.074$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 12.5} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tableau 0-35 Vérifications de la flèche

Dalle			Sollicitation à l'ELS			Armatures principales	flèche		Vérification
Section	B (cm)	h (cm)	Ma.g (KN.m)	Mtrv (KN.m)	Ma.d (KN.m)	A_{1t} (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Dalle pleine	100	12.5	-3.21		-3.21	3.93	0.1	2.2	oui
				5.46					

. LES BALCONS :

III.6.1. Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

L/35< e < L/30 ⇒ on a : L = 1.60 m

III.6.2. Evaluation des charges:

- Charge permanente: G=6. 91kN/m²
- Charge d'exploitation: Q=3,50kN/m²

III.6.3. Schéma statique :

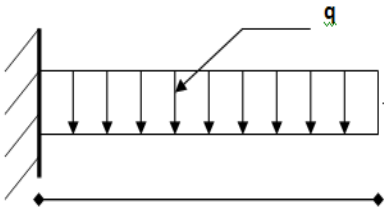


Figure III .17. Schéma statique du balcon

III.6.4. . Combinaison des charges :

- E.L.U : q_u=1.35 G +1.5 Q q_u=14.58 kN/ml
- E.L.S : q_{ser}= G + Q q_{ser}=10.41 kN/ml

III.6.5. Calcul des efforts internes :

La section la plus sollicitée est au niveau de l'encastrement.

Tableau III.36. Calcul des efforts internes

	Formule	ELU	ELS
Moment fléchissant M(KN.m)	$M(x)=-\left(\frac{q}{2}x^2\right)$	-7.30	-5.205
Effort tranchant T(KN)	$T(x)=qx$	14.58	10.41

III.6.6. Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

Tableau III.37. Ferraillage des balcons

M_u(kNm)	μ	$\mu<\mu_l$	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix
Mt =7.26	0.032	OUI	0.894	1.75	5HA10=3.93

- ✓ Espacement

St ≤ Min (3h ;33) cm

St≤ Min (45;33) =15 cm

- ✓ Armatures de répartitions:

$A_r = \frac{A_t}{4}=\frac{3.93}{4}$= 0.98cm A choisir = 5HA 10= 3.93cm^2

Le choix est de:5HA10/ml=3.93cm2 avec: St=15cm

III.6.7. Vérifications

III.6.8. Condition de non fragilité :

Amin =0.1.b.e/100 =1.5 cm²

Amin = min (0.26$\frac{ft_{28}}{fe}$.b.d ;0.0013.b.d)=1.6 cm²

III.6.9. Vérification des contraintes de sicaillement a l 'ELU –CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 :

A. On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\tau u = \frac{v}{b_0.d} = \frac{14.58 * 1000}{1000 * 125} = 0.116 \text{MPa} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.06}{1.5} * 25 = 1.16\ MPa$$

Ƭadm = $\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$ –CBA93 Art.A3.2.2

Tableau 0-38Vérification de l'effort tranchant

T(KN)	τ (MPA)	τ	$\tau \leq \overline{\tau}$
14.58	0.116	1.16	vérifié

III.6.10. *Vérification de l'E.L.S*

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.39. Vérification des contraintes du balcon

	Mser(kNm)	$A_s(cm^2)$	σ_s(MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Mappui	5.205	1.75	12.55	12.55	1.26	**oui**
Mtravée	8.85	2.08	198.74	14.69	4.54	**oui**

III.6.11. D. Vérification de la flèche à L'ELS –CBA93 Art.B 6.5.3 ;

Tableau III.40.Vérification de la flèche

Dalle			Sollicitation a ELS			Armature principale		Fléche		verification
B	e	L	Ma g	Mtr	Mad	As1	As2	(f)	(f)adm	Oui/non
(cm)		(m)	KN.m			(cm^2)		(mm)		
100	15	1	-5.20		-5.20	3.93	3.93	0.2	2	**Oui**

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

INTRODUCTION

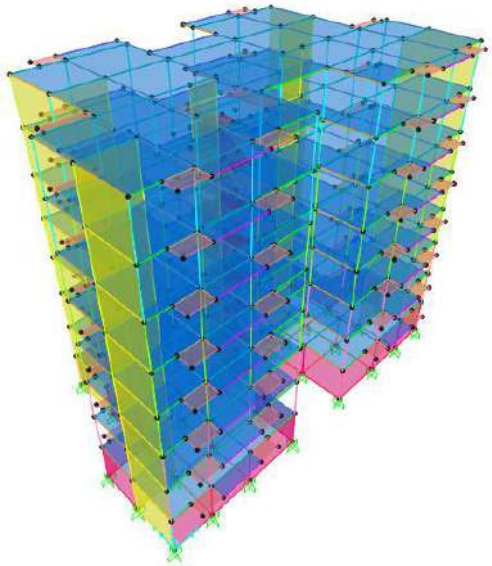
L'Algérie est un pays qui a une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analysedynamique rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel SAP2000. V.20.2.0, La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003

- ✓ **DISPOSITION DES VOILES :**

La structure que nous proposons de modéliser est unbâtimentqui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles). Notre structure à un sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- ✓ Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions.
- ✓ Minimiser l'excentricité entre le Centre Masse et le Centre de Rigidité
- ✓ Assurer la continuité des voiles verticalement.
- ✓ La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- ✓ Éviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- ✓ Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- ✓ Assurer une ductilité suffisante.
- ✓ La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures



Remarque :

Après plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus.

CALCUL D'EXCENTRICITÉ : [3]

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

Dimensions du bâtiment :

- Longueur du bâtiment = 26.70 m

-Largeur du bâtiment = 14.95m

-Hauteur d'étage =3.06 m

Excentricité admissible :[3]

- Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.01 m

-Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 2.24 m

Centre de Rigidité & Centre deMasse :[3]

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

Diaphragme	*Niveau*	*Masse et Centre de masse*			*Inertie et Centre d'inertie*	
		W_i	X_G	Y_G	X_R	Y_R
Sous-sol	*3.06*	5371.258	13.336	6.998	13.357	4.674
RDC	*6.12*	4757.572	13.35	6.976	13.355	5.546
1er étage	*9.18*	4695.211	13.35	6.982	13.355	5.739
2eme étage	*12.24*	4632.85	13.35	6.988	13.355	5.838
3eme étage	*15.30*	4632.85	13.35	6.988	13.356	5.899
4eme étage	*18.36*	4577.053	13.35	6.993	13.356	5.938
5eme étage	*21.42*	4511.159	13.352	7.004	13.356	5.963
6eme étage	*24.48*	3870.826	13.35	7.109	13.356	5.978

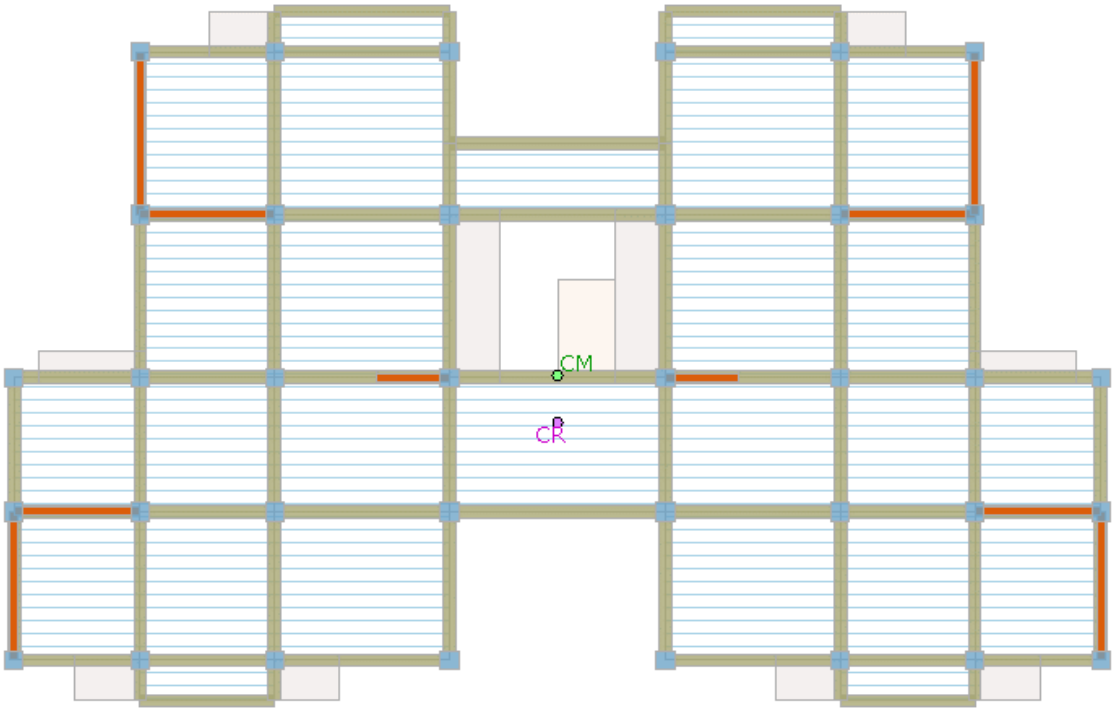


Schéma d'excentricité

- **Excentricité théorique (statique) :**

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

$$e_X = |X_G - X_R| \quad , \quad e_Y = |Y_G - Y_R|$$

Excentricité totale :

Tableau IV. 2 Calcul de l'excentricité totale.

Excentricité				
Diaphragme	***Niveau (m)***	$E_X = \|X_G - X_R\|$ ***(m)***	$E_Y = \|Y_G - Y_R\|$ ***(m)***	***Obs***
Sous-sol	*3.06*	0.021	2.324	***NON Vérifiée***
RDC	*6.12*	0.005	1.430	***Vérifiée***
1er étage	*9.18*	0.005	1.243	***Vérifiée***
2eme étage	*12.24*	0.005	1.150	***Vérifiée***
3eme étage	*15.30*	0.006	1.089	***Vérifiée***
4eme étage	*18.36*	0.006	1.055	***Vérifiée***
5eme étage	*21.42*	0.004	1.041	***Vérifiée***
6eme étage	*24.48*	0.006	1.131	***Vérifiée***

CALCUL DYNAMIQUE DU BÂTIMENT [3]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17m) situé en **zone III** avec groupe d'usage **2**. Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2].**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable utilise donc en utilise la Méthode dynamique modale spectrale.

La Méthode dynamique modale spectrale :[3]

5.2.0.1. Principe :

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 applicable.

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

5.2.0.2. Modélisation :

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).Le calcul se fait par le logiciel d'analyse ***"SAP2000.v20.2.0"***

5.2.0.3. Le spectre de réponse de calcul :[3]

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

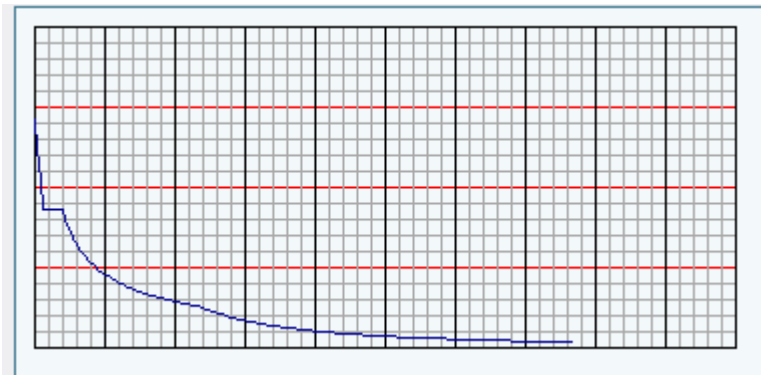


Figure IV 1 spectre de réponse X et Y

a) Coefficient d'accélération A : [3]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔A = 0,15

b) Facteur de correction d'amortissement η :[3]

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

$\xi = 7\ \%$

Avec : remplissage dense → η = 0,882

c) Coefficient de comportement R :[3]

- **Le choix de Coefficient de comportement R :**

Tableau IV. 3 Coefficient de comportement R

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**	3.5

Donc : Système de contreventement :**R= 3.5**

- **Justification du coefficient de comportement R :**

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent 100 % de l'effort tranchant d'étage due aux charges horizontales.

Suivant X :

Tableau IV. 4 Justification du coefficient de comportement R suivant X

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz	***Nz/Poteaux***	***Nz /Voiles***	***Effort tranchant***	***Tx /Poteaux***	***Tx /Voiles***
6eme étage	*7046.674*	4054.603	1417.244	579.081	*0.000*	579.081
5eme étage	*14684.732*	22904.527	23904.225	2397.214	*0.000*	2397.214
4eme étage	*24519.206*	34575.782	8101.215	2295.120	*0.000*	2295.120
3eme étage	*32675.212*	29318.166	7016.950	2163.783	*0.000*	2163.783
2er étage	*41597.579*	23450.994	6262.157	1949.816	*0.000*	1949.816
1er étage	*50675.378*	18522.081	5049.982	1683.975	*0.000*	1683.975
RDC	*61911.849*	13655.859	3793.229	1370.845	*0.000*	1370.845
Sous-sol	*71126.383*	8551.668	2697.477	992.565	*0.000*	992.565

Tableau IV. 5 Justification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*	*Sollicitations dues aux charges horizontales*

	Poids Nz (%)	***Nz /Poteaux***	***Nz /Voiles (%)***	***Effort Tranchant (%)***	***Tx /Poteaux (%)***	***Tx /Voiles (%)***
6eme étage	*100*	74.099	**25.901**	*100*	*0.000*	*100.000*
5eme étage	*100*	76.021	**23.979**	*100*	*0.000*	*100.000*
4eme étage	*100*	78.261	**21.739**	*100*	*0.000*	*100.000*
3eme étage	*100*	78.576	**21.424**	*100*	*0.000*	*100.000*
2er étage	*100*	78.925	**21.075**	*100*	*0.000*	*100.000*
1er étage	*100*	80.688	**19.312**	*100*	*0.000*	*100.000*
RDC	*100*	81.017	**18.983**	*100*	*0.000*	*100.000*
Sous-sol	*100*	48.932	**51.068**	*100*	*0.000*	*100.000*

Suivant y :

Tableau IV. 6 Justification du coefficient de comportement R suivant Y (KN)

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz	***Nz/Poteaux***	***Nz /Voiles***	***Effort tranchant***	***Tx /Poteaux***	***Tx /Voiles***
5eme étage	4847.109	4054.603	792.506	561.399	0.000	561.399
4eme étage	10372.218	8551.668	1820.550	1106.400	0.000	1106.400
3eme étage	16305.638	13655.859	2649.779	1512.257	0.000	1512.257
2eme étage	22078.232	18522.081	3556.151	1833.477	0.000	1833.477
1er étage	27895.704	23450.994	4444.710	2105.551	0.000	2105.551
RDC	34343.901	29318.166	5025.735	2328.786	0.000	2328.786
Sous-sol (1)	40461.751	34575.782	5885.969	2466.174	0.000	2466.174
Sous-sol (2)	33468.879	22904.527	10564.352	2512.411	0.000	2512.411

Tableau IV. 7 Suivant Y : (Valeurs en pourcentage)

Diaphragme	*Sollicitations dues aux charges verticales*			*Sollicitations dues aux charges horizontales*		
	Poids Nz (%)	***Nz /Poteaux (%)***	***Nz /Voiles (%)***	***Effort tranchant (%)***	***Tx /Poteaux (%)***	***Tx /Voiles (%)***
6eme étage	100	83.650	16.350	100	0.000	100.000
5eme étage	100	82.448	17.552	100	0.000	100.000
4eme étage	100	83.749	16.251	100	0.000	100.000
3eme étage	100	83.893	16.107	100	0.000	100.000
2er étage	100	84.067	15.933	100	0.000	100.000
1er étage	100	85.366	14.634	100	0.000	100.000
RDC	100	85.453	14.547	100	0.000	100.000
Sous-sol (2)	100	68.435	31.565	100	0.000	100.000

d) facteur de qualité Q : [3]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8 Facteur de qualité Q

	Critère	*Suivant X*		*Suivant Y*	
		Observé	***Valeur***	***Observé***	***Valeur***
1	***Conditions minimales sur les files de contreventement***	*Oui*	*0*	*Oui*	*0*
2	***Redondance en plan***	*Oui*	*0*	*Oui*	*0*
3	***Régularité en plan***	*Non*	*0.05*	*Non*	*0.05*
4	***Régularité en élévation***	*Oui*	*0*	*Oui*	*0*
5	***Contrôle de la qualité des matériaux***	*Non*	*0.05*	*Non*	*0.05*
6	***Contrôle de la qualité de l'exécution***	*Oui*	*0*	*Oui*	*0*

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0.1 = 1.1 \\ Q_y = 1 + 0.1 = 1.1 \end{cases}$$

***e)* Périodes caractéristiques :[3]**

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases} \rightarrow \text{Site S3}$$

Résultats des vérifications de la structure :

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

Analyse modale :

- ✓ Comportement modale
- ✓ Participation massique

Stabilité de la structure :

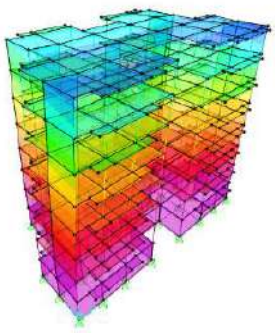
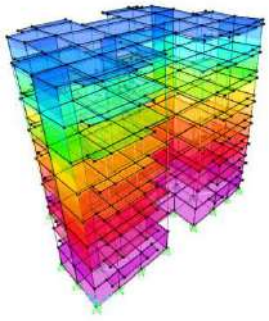
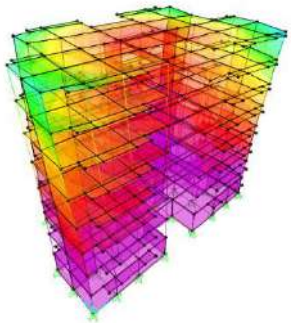
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la Force sismique à la base.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ Vérification des déplacements (inter étage).
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

- ✓ Vérification du cisaillement des éléments.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

5.2.1.1. Vérification de comportement modal :

Tableau IV. 9 vérification comportement

			
Mode 1	**61.92%**	**0.00%**	**0.13%**
Mode 2	**0.00%**	**61.97%**	**0.00%**
Mode 3	**0.83%**	**0.00%**	**59.66%**
Comportement	***Translation suivant l'axe (x)***	***Translation suivant l'axe (Y)***	***Rotation autour de l'axe (Z)***

5.2.1.2. Vérification de participation massique : [3]

Tableau IV. 10 Participation massique

StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	1	0.551	61.92%	0.00%	0.83%	61.92%	0.00%	0.84%
Mode	2	0.518	0.00%	61.97%	0.00%	61.93%	61.97%	0.84%
Mode	3	0.440	0.90%	0.00%	59.66%	62.83%	61.97%	60.49%
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	159	0.029	0.00%	0.00%	0.00%	89.18%	93.24%	86.83%
Mode	177	0.027	0.00%	0.01%	0.00%	89.25%	93.29 %	87.49%
Mode	178	0.027	0.01%	0.00%	3.36%	87.96%	93.04%	82.96%
Mode	--	--	--	--	--	--	--	--
Mode	187	0.026	1.25%	0.48%	0.00%	91.07%	95.80%	90.88%

- **Résultat :**

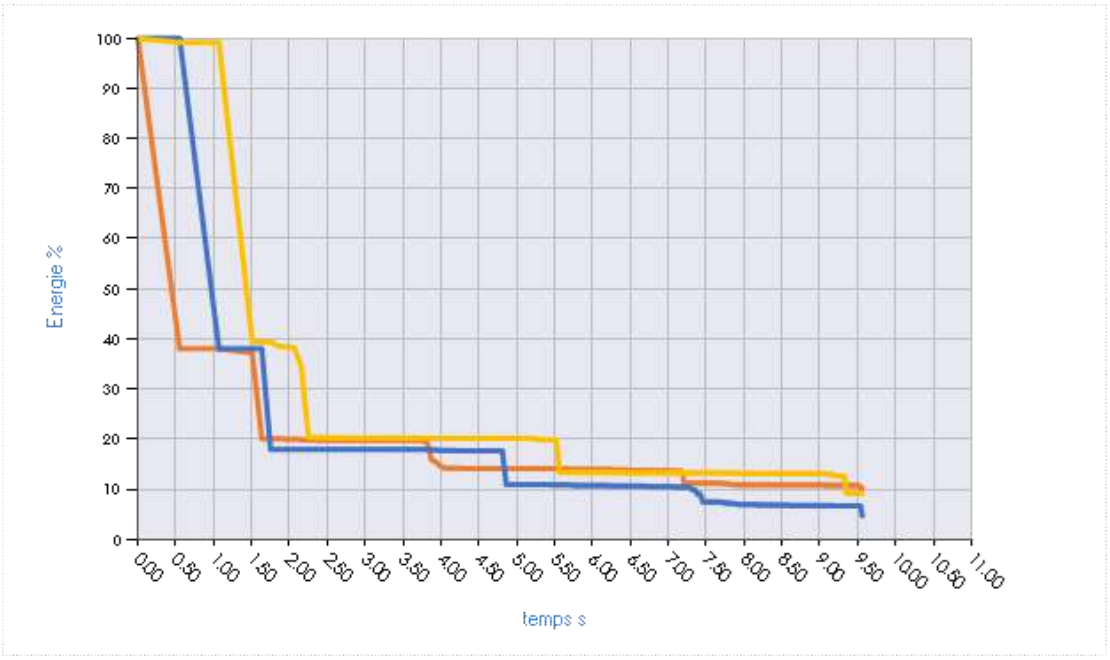
✓ La participation massique atteint plus de ***90%*** suivant x dans le $\mathbf{187}^{eme}$ **mode**

✓ La participation massique atteint de plus de ***90%*** suivant y au $\mathbf{112}^{\mathbf{eme}}$ **mode**

✓ Le mode retenu = **187modes**

✓ La période de cette dissipation T=somme de période 1 vers 187 : **T=9.59 s**

- On remarque que le sens Y dissipé rapidement que le sens X car ce le sens de faible rigidité $\sum KY < \sum KX$ (Plus souple que l'autre sens).



5.2.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :[3]

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$ ***[4.3.4.a].***

- **Calcul de la force sismique totale :[3]**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tableau IV. 11 Calcul de la force sismique totale.

A : coefficient d'accélération de zone	*A = 0,15*	***[TAB.4.1 RPA99V2003]***
D : facteur d'amplification dynamique	$D_x = 2.5\eta = 2.205$ $D_y = 2.5\eta = 2.205$	***[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]***
η : facteur de correction d'amortissement :	*η = 0,882*	***[TAB.4.2 RPA99V2003].***
T : période fondamentale	*Tx=0.42* *Ty=0.55*	***[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003]*** ***[Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]***
R : coefficient de comportement global	*R = 3.5*	***[Tab 4.3 RPA99v2003]***
Q : facteur de qualité	*Qx=1.1* *Qy=1.1*	***[Tab.4.4 RPA99V2003] :***
Poids de la structure	*W=37048.779KN* $\beta_2 = 0.2$	***[Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]*** ***[Tableau 4.5 RPA99v2003]***

Tableau IV. 12 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Charge statique (KN)	***Charge dynamique (KN)***	***Ed/V***	***Obs***
Suivant x	6409.439	5203.816	0.812	***Vérifiée***
Suivant y	6038.951	4917.594	0.814	***Vérifiée***

5.2.1.4. Vérification de la stabilité au renversement :[3]

- Moment de renversement : $\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$
- Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tableau IV. 13 Vérification de stabilité au renversement

Moment de stabilité		Moment de renversement		Vérification		
M_{sx} **KN.m**	M_{sy} KN.m	M_{rx} KN.m	M_{ry} KN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	***Vérifiée***
277343.1929	525675.16	51533.5081	51874.4854	*5.38*	*10.14*	

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

5.2.1.5. Vérification du déplacement en tête du bâtiment : [3]

Déplacement réelle =R* Déplacement théorique

Tableau IV. 14 Déplacement sous la force Ed

Déplacement suivant X sous la force Edx			*Déplacement suivant Y sous la force Edy*		
$\delta_r X$ [cm]	$\delta_r X < \frac{H}{250}$ [cm]	*Vérifiée*	$\delta_r Y$ [cm]	$\delta_r Y < \frac{H}{250}$ [cm]	*Vérifiée*
5.84	5.848<9.792		5.40	5.408 < 9.792	

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déplacements admissibles.

5.2.1.6. Vérification des déplacements inter-étages : [3]

Suivant X :Tableau IV. 15 Déplacement et déformation inter-étage sous Edx

Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰	Vérification
4.48	*1.462*	*5.848*	*0.952*	*3.06*	*Ok*	*2.18*	*3.5*	*Vérifié*
21.42	*1.224*	*4.896*	*0.968*	*3.06*	*Ok*	*2.21*	*3.5*	*Vérifié*
18.36	*0.982*	*3.928*	*0.968*	*3.06*	*Ok*	*2.21*	*3.5*	*Vérifié*
15.3	*0.74*	*2.96*	*0.932*	*3.06*	*Ok*	*2.13*	*3.5*	*Vérifié*
12.24	*0.507*	*2.028*	*0.836*	*3.06*	*Ok*	*1.91*	*3.5*	*Vérifié*
9.18	*0.298*	*1.192*	*0.684*	*3.06*	*Ok*	*1.56*	*3.5*	*Vérifié*
6.12	*0.127*	*0.508*	*0.456*	*3.06*	*Ok*	*1.04*	*3.5*	*Vérifié*
3.06	*0.013*	*0.052*	*0.052*	*3.06*	*Ok*	*0.12*	*3.5*	*Vérifié*

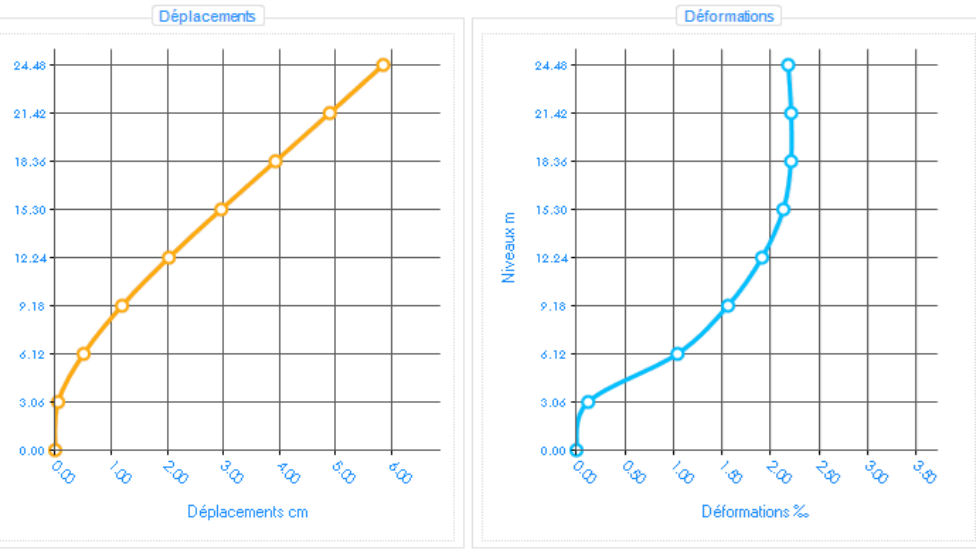


Figure IV: 3 graphe de déplacement inters-étages sens Y

Suivant Y :

Tableau IV. 16 déplacement et déformation inter-étage sous Edy

Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰	δy (cm)
24.48	*1.352*	*5.408*	*0.912*	*3.06*	*Ok*	*2.09*	*3.5*	*1.352*
21.42	*1.124*	*4.496*	*0.924*	*3.06*	*Ok*	*2.11*	*3.5*	*1.124*
18.36	*0.893*	*3.572*	*0.912*	*3.06*	*Ok*	*2.09*	*3.5*	*0.893*
15.3	*0.665*	*2.66*	*0.856*	*3.06*	*Ok*	*1.96*	*3.5*	*0.665*
12.24	*0.451*	*1.804*	*0.756*	*3.06*	*Ok*	*1.73*	*3.5*	*0.451*
9.18	*0.262*	*1.048*	*0.6*	*3.06*	*Ok*	*1.37*	*3.5*	*0.262*
6.12	*0.112*	*0.448*	*0.384*	*3.06*	*Ok*	*0.88*	*3.5*	*0.112*
3.06	*0.016*	*0.064*	*0.064*	*3.06*	*Ok*	*0.15*	*3.5*	*0.016*

Commentaire :

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages etdans les deux directions X et Y.

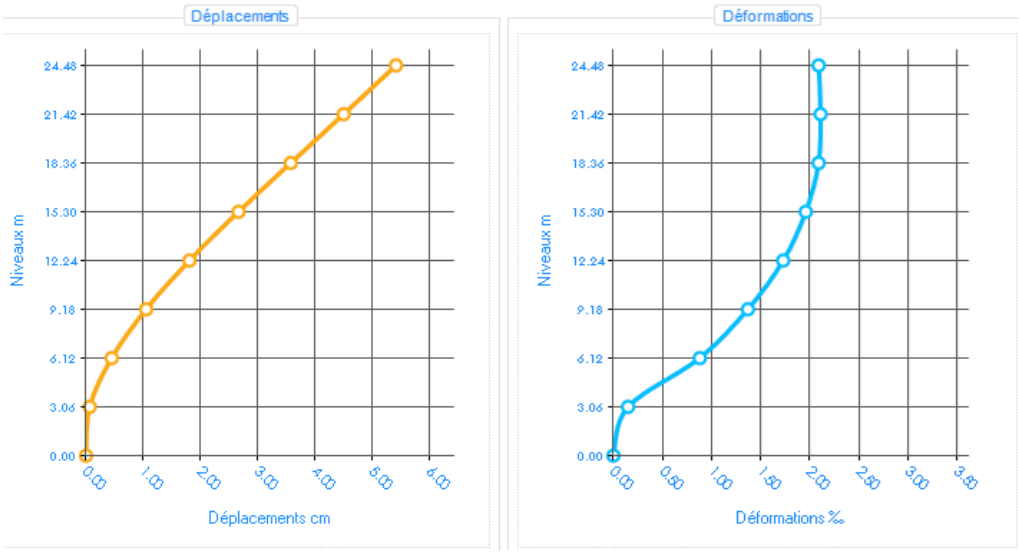


Figure IV 4 graphe de déplacement inters-étages sens Y

5.2.1.7. Vérification de cisaillement des éléments : [3]

- **Les poutres :** On doit vérifier :

$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$**[2]**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$**Fissuration peu nuisible[2]**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable [2]**

Tableau IV. 17 Vérification de cisaillement des poutres.

Section	*b(cm)*	*h(cm)*	*T(kN)*	*comb*	*Situ*	*Ɣb*	*position*	*T(MPa)*	*Tadm(MPa)*	*Obs*
PP 30x40	*30*	*40*	*226..606*	*ELU*	*Dur*	*1.15*	*Inter*	1.152	*3.33*	***Vérifié***
PS 30x35	*30*	*40*	162.106	*ACC*	*Acc*	*1.15*	*Inter*	1.663	*4.35*	***Vérifié***
Long30x30	*30*	*30*	8.341	*ELU*	*Durable*	*1.5*	*Rive*	0.101	*2.53*	***Vérifié***
Pplaier 30x30	*30*	*30*	23.55	*ELU*	*Durable*	*1.5*	*Rive*	0.242	*2.50*	***Vérifié***
Ch30x30	*30*	*30*	29.041	*ELU*	*Durable*	*1.5*	*Rive*	0.352	*2.50*	***Vérifié***

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement donc tous les éléments.

- **Les poteaux :**

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement **R=3.5** car l'effort sismique est absorbé uniquement par les voiles « théoriquement ».

Tableau IV. 18 Vérification de cisaillement des poteaux

Section	*b (cm)*	*h(cm)*	*L(cm)*	*Combinaison*	*T*	τ	τ_{adm}	***Obs***
PT	*50*	*50*	*153*	*G+Q+Edx*	*65.30*	*0.275*	*1.88*	***Vérifié***
PT	*45*	*45*	*153*	*G+Q+Edx*	*74*	*0.387*	*1.88*	***Vérifié***
PT	*40*	*40*	*153*	*G+Q+Edx*	*63.83*	*0.426*	*1.88*	***Vérifié***

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les poteaux

- **Lesvoile :**On doit vérifier cisaillement des voiles :

$$\tau = \frac{V}{b.d}$$

Avec : V=1.4Vu calculé.

$$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$$

Tableau IV. 19vérifications de cisaillement des voiles.

Voile	***b***	***L***	$\|V_u\|$	***Comb***	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Mur soutènement Périphérique	*20*	*4*	*788.85*	$G + Q + E_{dy}$	*1.534*	*5*	***Vérifiée***
G1	*20*	*4*	*937.89*	$G + Q + E_{dy}$	*1.824*	*5*	***Vérifiée***
G2	*20*	*365*	*817.43*	$G + Q + E_{dy}$	*1.742*	*5*	***Vérifiée***
G3	*20*	*330*	*738.61*	$G + Q + E_{dx}$	*1.741*	*5*	***Vérifiée***
G4	*20*	*310*	*671.54*	$G + Q + E_{dx}$	*1.685*	*5*	***Vérifiée***
G5	*20*	*180*	*275.46*	$G + Q + E_{dx}$	*1.19*	*5*	***Vérifiée***

Commentaire : Il n'y a pas de risque de cisaillement dans tous les voiles.

5.2.1.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base :[3]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

Fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Vérification :

Tableau IV. 19 Vérification l'effort normal réduit à la base

N	*B(cm)*	*h (cm)*	*N (kN)*	*Bc(mm²)*	*Comb*	*Fc28 (MPa)*	*γ (MPa)*		*Obs*
436	50	50	1627.87	230400	G+Q+Edx	25	0.283	0.3	***Vérifié***
440	50	50	1168.87	230400	G+Q+Edy	25	0.203	0.3	***Vérifié***
459	*45*	*45*	*984.93*	*1849.00*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.213*	*0.3*	***Vérifié***
444	*45*	*45*	*757.74*	*1849.00*	*G+Q+Edy*	*25*	*0.164*	*0.3*	***Vérifié***
464	*40*	*40*	*377.74*	*144400*	*G+Q+Edx*	*25*	*0.105*	*0.3*	***Vérifié***
464	*40*	*40*	*358.508*	*144400*	*G+Q+Edy*	*25*	*0.099*	*0.3*	***Vérifié***

Commentaire 2 : tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour éviter le risque de rupture fragile.

Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [3]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux $:\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Suivant X et Y :

Tableau. IV.20**.** Vérification l'effet **P-Δ suivant X, Y**

Niveau	Pk (kN)	Δkx (cm)	Vkx (kN)	Δky (cm)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	WIHI	Obs
24.48	*3870.83*	*0.95*	*574.92*	*0.92*	*577.26*	*306*	*0.021*	*0.02*	94757.918	***Vérifiée***
21.42	*4511.16*	*0.97*	*586.28*	*0.92*	*588.66*	*306*	*0.024*	*0.023*	96629.047	***Vérifiée***
18.36	*4577.05*	*0.97*	*509.86*	*0.91*	*511.94*	*306*	*0.028*	*0.027*	84034.638	***Vérifiée***
15.3	*4632.85*	*0.93*	*430.06*	*0.86*	*431.81*	*306*	*0.033*	*0.03*	70882.605	***Vérifiée***
12.24	*4632.85*	*0.84*	*344.05*	*0.75*	*345.45*	*306*	*0.037*	*0.033*	56706.084	***Vérifiée***
9.18	*4695.21*	*0.68*	*261.51*	*0.6*	*262.58*	*306*	*0.04*	*0.035*	43102.028	***Vérifiée***
6.12	*4757.57*	*0.46*	*176.66*	*0.38*	*177.38*	*306*	*0.04*	*0.033*	29116.328	***Vérifiée***
3.06	*5371.26*	*0.05*	*99.72*	*0.07*	*100.13*	*306*	*0.009*	*0.012*	16436.056	***Vérifiée***

Conclusion :

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis -à-vis De l'effet **P-Δ.**

Conclusion :

- ✓ La structure est stable.

CHAPITRE V
CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

V .1 IINTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants doivent être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B. A93 et R.P.A.99 (version 2003).

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

1. Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :E.L.U **et** E.L.S
2. Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 versions 2003 : ACC

V .2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau V2.1 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14{,}2$Mpa	$\overline{\sigma s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} = 400$ Mpa

V .2.2.Recommandation des règlements :

V.2.2.1.Recommandations du R.P. A99v2003

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de :
   - 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en Zone courante.
   - 6% en Zone nodale.
3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone IIa

5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St.b.

$$St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l;\ 30cm\right] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [Zone nodale]}$$

$$St' \leq \frac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ [Zone courante]}$$

V.2.2.2.Recommandations du CBA93

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \ldots\ldots\ldots \text{ [A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\ \frac{b}{10};\ \emptyset_l\right]$ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement : St =min$\left[0.9d\ ;\ 40cm\right]$... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \ldots\ldots\ldots \text{ [art A. 5.1.2.2 CBA93]}$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3\times k\times f_{t28}}{0.9\times f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right. \ldots\ldots\ldots \text{ [art A. 5.1.2.3 CBA93]; Avec K=1, } \alpha=90^0$$

V.2.3Ferraillage longitudinal des poutres principales :

V.2.3.1 Armature calculé en travée et en appuis

Combinaison : appui : G+Q-Edy Travée : 1.35G+1.5Q

Tableau V.2.2 : Ferraillage longitudinal de poutre principale.

Section			Sollicitations à L'ACC		Sections calculées			
Longueur m	b cm	h cm	M travée KN.m	M appui KN.m	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2
4.65	30	40		-111.74			0.00	9.62
			44.50		4.15	0.00		

V.2.3.2.Armatures choisis en travées et en appui

Tableau V.2.3 : Ferraillage longitudinal de poutre principale choisis.

Section			Sections calculées				Sections choisies			
B cm	H Cm	Amin cm2	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2	As1 choisies cm2	As2 choisies cm2	A'1 choisies cm2	A's2 choisies cm2
30	40	5.25			0.00	9.62	3 HA 14	3 HA 14	3 HA 14	3 HA 14+ 4 chHA14
			4.15	0.00			4.62	4.62	4.62	10.78

- Section minimale :

Amin = 0.50%bxh(cm²) →Amin = 0.50%x0.3x0.35 = 5.25 cm² RPA2003 – Art .7.5.2.1

Section tenduAtmin = 0.10% bxh → Atmin = 0.10%x0.3x0.35 = 1.05 cm² CBA –Art .B.6.4

V.1.1.1 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L. C'est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L. S sousMser :

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

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

Acier : on considère que la fissuration est peu nuisible

Combinaison : G+Q

Tableau V.2.4 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en Appui			Contraintes admissible		vérification
M travée KN.m	M appui KN.m	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	[σb] [Mpa]	[σs] [Mpa]	
	-64.70	TF: peu nuisible			9.14	/	/	15	/	Oui
32.43		5.96	/	/	TF: peu nuisible			15	/	Oui

V.1.1.2 Vérification des contraintes de cisaillement –[CBA Art A.5.1.2.1.1]

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Type de Fissuration : peu nuisible

TableauV.2.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			Vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm²]
30	40	-109.84	1.126	3.33	Oui	10	15	8	3HA8 = 1.51

Vérification de la flèche a L'ELS –[CBA Art B.6 .5.3]

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tableau V.2.6 : Vérification de la flèche.

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
L [m]	b [cm]	h [cm]	M_{ag} [KN. M]	M_t [KN. M]	M_{ad} [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	Oui/Non
4.65	30	40	-25.65	32.43	-64.70	4.62	4.62	3.2	9.3	Oui

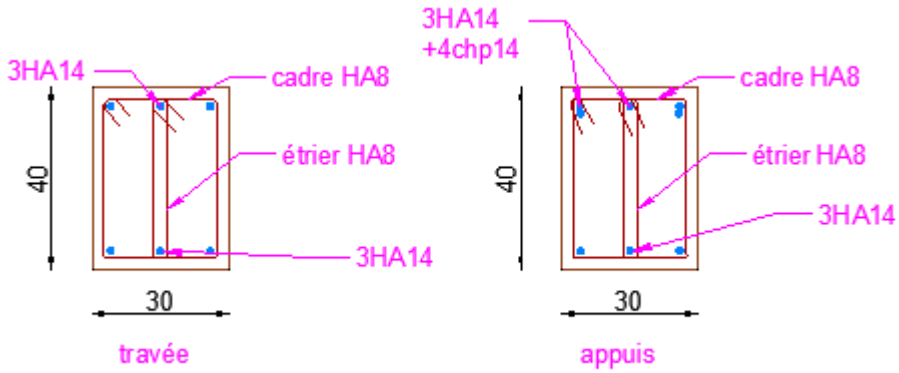


Figure V.2.1 : Ferraillage des poutres principales.

V.1.2 Ferraillage longitudinal des poutres Secondaires

V.1.2.1 Armature calculé en travée et en appuis

Combinaison : G+Q±Edx

Tableau V.2.7 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire.

Section			Sollicitations a L'ACC		Sections calculées			
Longueur m	B Cm	h cm	M appui(+) KN.m	M appui (-) KN.m	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2
3.1	30	35		-75.22			6.46	7.59
			65.06		0.00	0.00		

V.1.2.2 Armatures choisis en travées et en appui

Tableau V.2.8 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire choisis.

Section			Sections calculées				Sections choisies			
b cm	h cm	Amin cm2	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2	As1 choisies cm2	As2 choisies cm2	A'1 choisies cm2	A's2 choisies cm2
30	35	4.5			6.46	7.59	3 HA 14	3 HA 14	3 HA 14 + 2 CH 14	3 HA 14 + 2 CH 14
			0.00	0.00			4.62	4.62	7.70	7.70

- Section minimale :

Amin = 0.50%bxh(cm²) →Amin = 0.50%x0.3x0.3 = 4.5 cm² RPA2003 – Art .7.5.2.1
Section tendu Atmin = 0.10% bxh → Atmin = 0.10%x0.3x0.3 = 0.9 cm² CBA –Art .B.6.4

V.1.2.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA93 Art.A.4.5.3]

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.SsousMser :

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

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

Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en Appui			Contraintes admissible		Vérification
M travée KN.m	M appui KN.m	σb [Mpa]	Σs [Mpa]	σ's [Mpa]	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	[σb] [Mpa]	[σs] [Mpa]	
	-27.88	TF: préjudiciable			5.04	/	/	15	201.63	Oui
14.90		3.56	129.66	36.80	TF: peu nuisible			15	201.63	Oui

V.1.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement –[CBA Art A.5.1.2.1.1]

Combinaison : G+Q+Edx

Type de Fissuration : peu nuisible

Tableau V.2.10: Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			Vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm²]
30	35	215.06	2.61	4.34	Oui	10	15	8	3HA8 1.51

V.1.2.5 Vérification de la flèche a l'ELS– [CBA Art.B.6.5.3]

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tableau V.2.11 : Vérification de la flèche.

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		fléché		Vérification Oui/Non
L [m]	B [cm]	h [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	
2.6	30	35	0.00		-15.02	4.62	4.62	**0.6**	**5.2**	Oui
				14.90						

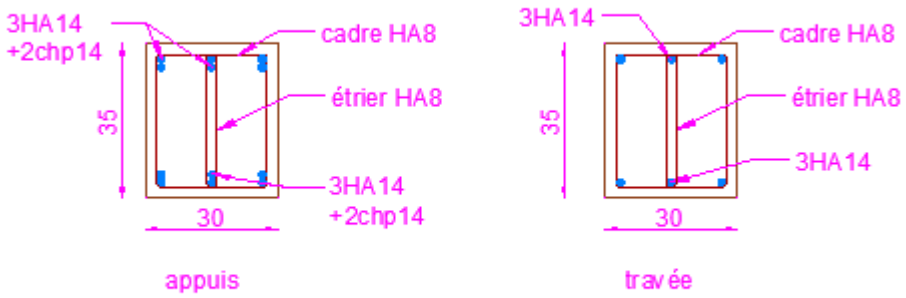


Figure V.2.2 : Ferraillage des poutres secondaire.

V.2 Ferraillages des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb=1,5	γs=1,15	γb=1,15	γs=1
σb= 25 Mpa	FeE 400	σb= 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$=14,2Mpa	$\overline{\sigma s}$= 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$=18.48Mpa	$\overline{\sigma s}$= 400 Mpa

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

- (N_{max}; M_{corr}).
- (N_{min}; M_{corr}).
- (M_{xmax}; N_{corr}).

V.2.1 Recommandation du règlement RPA99v2003

1-Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003]

1. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone IIa

2. Leur pourcentage maximal sera de :4% en zone courante ; 6% en zone de recouvrement

3. Leur diamètre minimal et de 12 mm.

4. La longueur minimale de recouvrement est :40 Φ en zone **I, IIa**.; 50 Φ en zone **IIb, III.**

5. La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone **I, IIa** ; 20 cm en zone **IIb, III.**

6. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.2.2 Ferraillages des poteaux carrés

V.2.2.1 A l'ELU

Tableau V.3.1 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés .

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	As1 (cm²)	As2(cm²)	Atotal (cm²)	Amin (cm²)	Le choix (cm²)
50x50	S.sol+ 1er Etage	Nmax→Mcor	2327.601	13.16	4.40	2.5	1.5	8	22.5	12HA16 =24.13
		Nmin→Mcor	980.705	-3.56	18.11	2.5	1.5			
		Mxmax→Ncor	1817.61	37.74	-34.42	2.5	1.5			
		Mymax→Ncor	1227.903	7.51	62.31	2.5	1.5			
45x45	2em +3em + 4em Etage	Nmax→Mcor	1242.38	4.41	40.58	2.25	1.35	7.2	18.22	12HA16 =24.13
		Nmin→Mcor	29.76	23.55	5.06	3.18	0.41			
		Mxmax→Ncor	153.32	53.97	7.51	3.31	0.28			
		Mymax→Ncor	130.23	38.16	-63.08	2.25	1.35			
40x40	5em Etage+ 6éme etage	Nmax→Mcor	477.01	-0.52	8.77	2	1.2	6.4	14.40	12HA14 =18.47
		Nmin→Mcor	332.38	9.95	38.12	2	1.2			
		Mxmax→Ncor	436.02	-18.88	29.52	2	1.2			
		Mymax→Ncor	332.38	9.95	38.12	2	1.2			

V.2.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau V.3.2 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S .

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	σb Mpa	$\sigma' s$ Mpa	$\overline{\sigma b}$ Mpa	$\overline{\sigma' s}$Mpa	Vérification
50x50	S.sol +1er Etage	Nmax→Mcor	1852.78	296.29	21.14	2.5	1.5	15	201.63	Vérifier
		Nmin→Mcor	7.78	3.86	-2.19	2.88	1.12	15	201.63	Vérifier
		Mxmax→Ncor	1817.61	37.74	34.42	2.5	1.5	15	201.63	Vérifier

		Mymax→Ncor	1227.90	7.51	62.31	2.5	1.5	15	201.63	Vérifier
45x45	2em+3em + 4em Etage	Nmax→Mcor	977.74	36.13	26.42	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
		Nmin→Mcor	577.01	17.10	34.45	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
		Mxmax→Ncor	977.74	63.13	-26.42	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
		Mymax→Ncor	760.22	11.60	53.26	2.25	1.35	15	201.63	Vérifier
40x40	5em Etage + 6éme etage	Nmax→Mcor	236.81	-0.961	9.85	2	1.2	15	201.63	Vérifier
		Nmin→Mcor	134.56	14.66	58.51	2	1.2	15	201.63	Vérifier
		Mxmax→Ncor	184.08	21.77	44.73	2	1.2	15	201.63	Vérifier
		Mymax→Ncor	134.56	14.66	58.51	2	1.2	15	201.63	Vérifier

V.2.2.3 Déterminations des armatures transversales

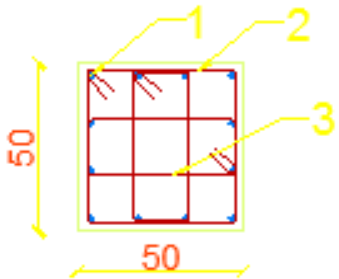
Les efforts tranchant dans les poteaux est nulle(R=3.5) donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, on prend Φt=4T8=2.01cm² avec un espacement St = 15cm en zone courant et St=10 cm en zone nodale.

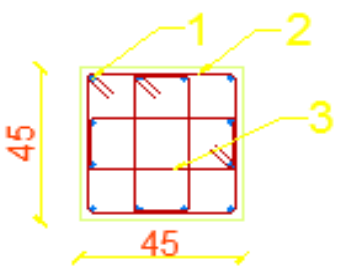
$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.3.3 : Déterminations des armatures transversales .

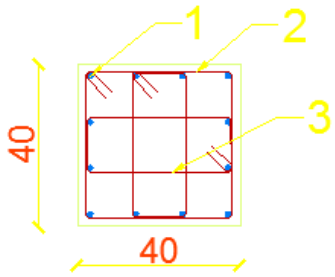
Etage	Section	Zone	t (cm)	$A_{tch}(cm^2)$
S.sol +RDC	50X50	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
1er Etage + 2em ,3emEtage	45X45	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
4em +5emEtage	40X40	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01



Pos.	Armatures		Forme
1	12 HA 16	L = 4.00	400
2	23 HA 8	L = 1.95	45 / 45
3	46 HA 8	L = 1.25	40 / 16
4	6 HA 8	L = 1.20	40 / 40



Pos.	Armatures		Forme
1	12 HA 16	L = 4.00	400
2	23 HA 8	L = 1.55	35 35
3	46 HA 8	L = 1.25	35 35
4	6 HA 8	L = 1.05	35 35



Pos.	Armatures		Forme
1	12 HA 14	L = 4.00	400
2	23 HA 8	L = 1.35	30 30
3	46 HA 8	L = 1.00	30 13
4	6 HA 8	L = 0.90	30 30

Figure V.3.1 : Ferraillage des poteaux carrés .

V.3 Ferraillages des voiles

V.3.1 Ferraillage des voiles pleins

Les voiles pleines (les trumeaux) seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

- Les combinaisons de calcul :

Généralement les combinaisons accidentelles (G+Q±E) et (0.8 G±E)

- Les armatures verticales :

Sont disposée pour :

- Equilibrer les contraintes (traction ou compression) dues aux efforts normales et moments.
- Minimisé les déformations latérales dues au charges verticale.

- Les sections minimales et maximales des armatures verticales :

Av =0.20% Bt Bt : La section horizontale tendue du voile ► [Art 7.7.4.1] ◄ RPA 2003

Av =0.15% B B : La section global du voile ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

Av =0.10% B En zone courante. ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

- Les armatures verticales : ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

  Espacement des armatures verticales :

  Sv ≤ Min [1.5a; 30cm] ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

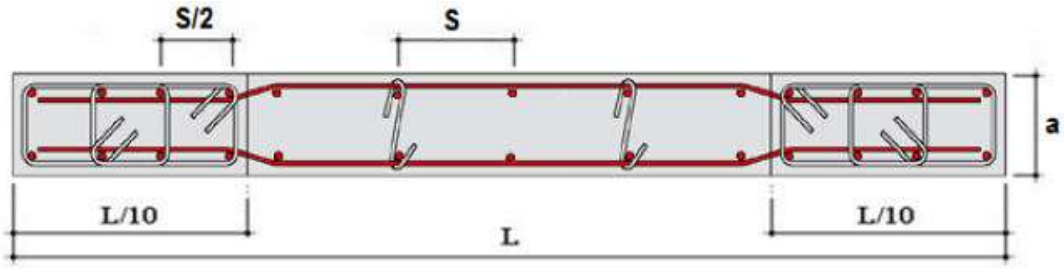


Figure V.4.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Les armatures horizontales :**
  - Sont disposée pour équilibrer les contraintes tangentielles dues aux efforts tranchants.
  - Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées ver l'extérieur.

A_h=Max[$\frac{2}{3}A_v$; 0.15% a. he] ► [Art 2.233-b] ◄ DTR-BC-2.42

$\emptyset_h \leq$ Min [$\frac{h}{35}$;$\frac{a}{10}$; $\emptyset$v]

$S_h \leq$ Min [0.9d ; 40cm] , $S_h \leq \frac{Ah.fe}{0.4a}$, $S_h \leq \frac{0.9\ fe}{\gamma s.a.\tau b}$

$\emptyset_h \leq \frac{a}{10}$, $S_h \leq \frac{Ahh}{0.003}$, $S_h \leq$ Min [1.5 a ; 30 cm]

- **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement égale à 40 $\emptyset$ en zone IIa.

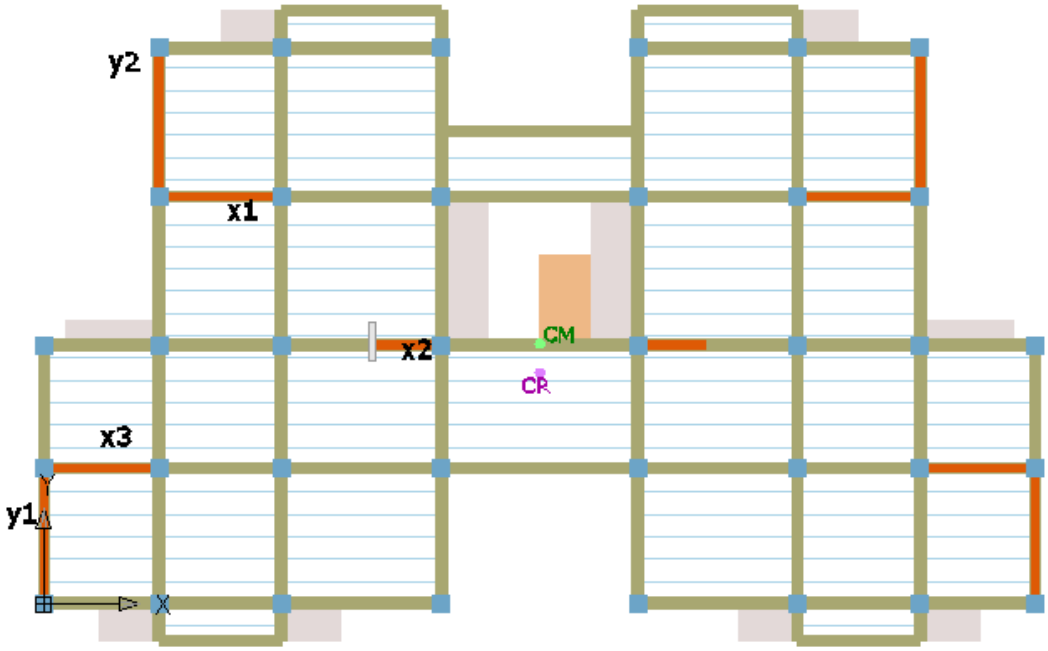


Figure V.4.2: Disposition des voiles.

Armatures verticales :

Tableau V4.1 : Les armatures verticales des voiles pleins calculées.

Combinaison : $0.8\text{-}E_{d(x/y)}$

Voile	L (cm)	A (cm)	$\frac{L}{10}$ (cm)	N (KN.m)	M (KN)	A_S zone extrémité (cm²)	A_S zone courante (cm²)
X1	380	20	95	-165.584	-1.398	15.74	7.60
X2	205	20	21	327.960	-0.693	1.68	4.10
X3	360	20	36	43.649	-2.255	11.69	7.20
Y1	415	20	104	-164.987	-3.311	20.43	8.30
Y2	450	20	113	-98.397	-3.421	20.70	9.00

Tableau. V.4.2: Les armatures verticales des voiles pleins choisi.

voile	A_S zone extrémité (cm²)	St Zone extrémité (cm)	A_S zone courante (cm²)	St Zone courante (cm)
X1	2(7HA 12)=15.83	15	2 (7 HA 10)= 10.99	30
X2	2(5 HA 8)= 5.02	10	2 (6HA 8)= 6.03	20
X3	2 (4HA 14)= 12.31	15	2 (9 HA 8)= 9.04	30
Y1	2(7HA14)=21.54	15	2(7HA10)=10.99	30
Y2	2(8HA14)=24.62	15	2(9HA8)=9.04	30

V.3.1.1.1 Vérification des armatures à ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L. c'est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L. S sous Mser :

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

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

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

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V4.3: Vérification des armatures à ELS des voiles pleins.

Voile	N (KN.m)	M (KN)	AS (cm²)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma s}$ (Mpa)	Vérification Oui/Non
X1	950.294	185.85	26.82	1.37	15.38	15	201.63	Oui
X2	1173.09	68.82	11.05	2.90	39.16	15	201.63	Oui
X3	831.95	134.27	21.35	1.26	14.52	15	201.63	Oui
Y1	990.32	28.19	32.53	0.99	18.66	15	201.63	Oui
Y2	1196.80	81.29	33.66	1.18	19.96	15	201.63	Oui

V.3.1.2 Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V.4.4 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

Voile	As horizontale Calculé (cm²)	As horizontale Choisi (cm²)	Espacement (cm)
X1	28.43	2 (19 HA 10)= 29.83	15
X2	10.71	2 (18 HA 8)= 18.09	15
X3	22.44	2 (18 HA 10)= 28.26	15
Y1	36.05	2(18HA12)=40.69	15
Y2	38.85	2(18HA12)=40.69	15

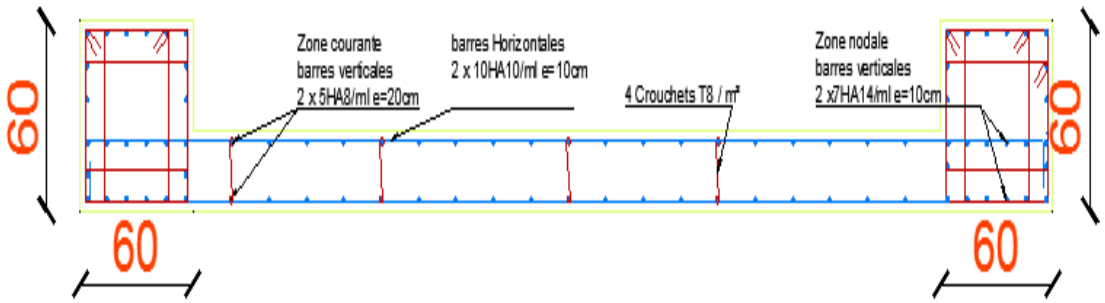


Figure V.4.3: Ferraillage des voiles.

CHAPITRE VI
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

-La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

-Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur l^{er} premier mètre.

-La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

-La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0m peuvent être de 80cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros bétons (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton. La couche de gros bétons se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2 Connaissance du site et du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possibles sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature argiles marneuses légèrement sableuses.
- De forte à faible humidité et de moyenne compacité.(W % = 22.14%).
- Un sol moyennement plastique (WP = 24%)
- De moyenne plasticité (Cc = 0.194 ; Cg = 0.033)
- De Moyenne cohésion (C = 0.40 bars)
- Le PH est proche de la neutralité.

- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est modérée par rapport au béton.
- Le taux de carbonates est moyen.

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.5 bar .**

La profondeur d'ancrage de **2.0m** par rapport au niveau du sous-sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4 Les efforts normaux à base de la structure

- Al'ELS

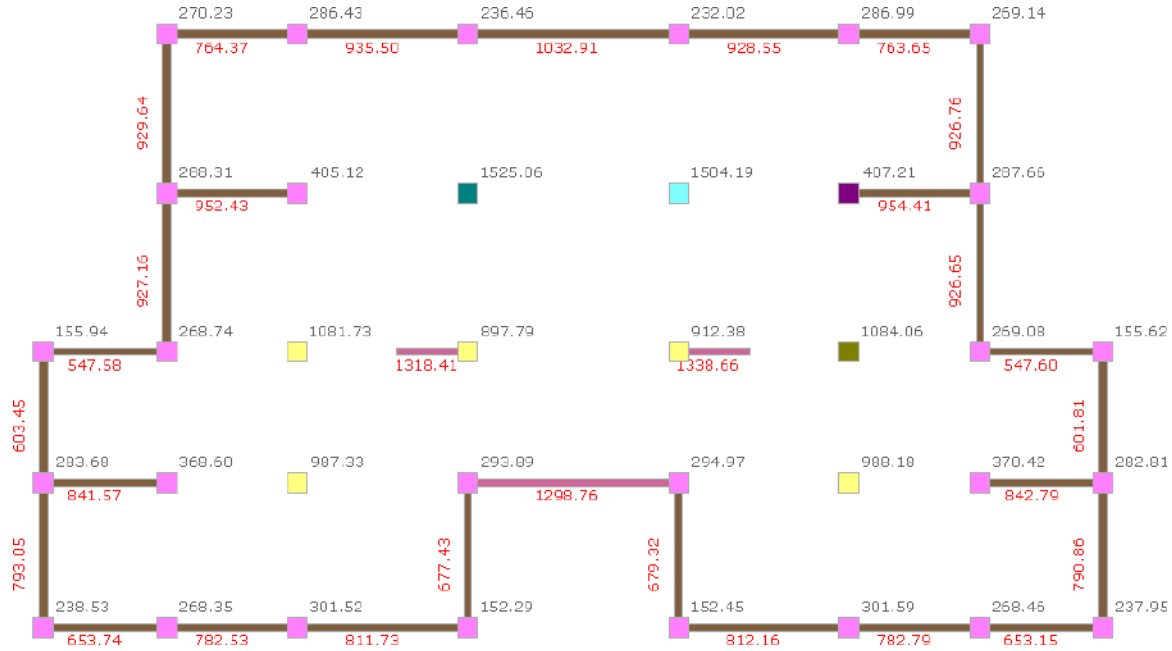


Figure VI.4.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5 Calcul des semelles isolées

VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle. a, b : longueur et largeur du poteau

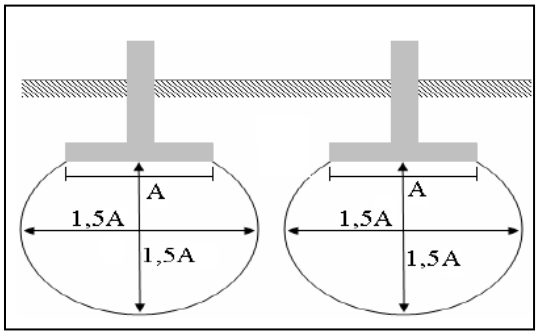
Nser : effort normal a l'ELS

Tableau VI.5.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	a x b (cm)	N (KN)	Mx (KN.m)	Mx (KN.m)	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	h cal (cm)	h ch (cm)
Si-1	50x50	1525.06	5.63	2.34	3.19	3.19	3.5	3.5	73	75
Si-2	50x50	1084.06	-1.13	0.46	2.69	2.69	2.90	2.90	55.5	60
Si-3	50x50	407.21	1.11	0.81	1.65	1.65	1.7	1.7	25	30

VI.5.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y avait une seule fondation, cette interférence entre bulles de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport chargé/périmètre.



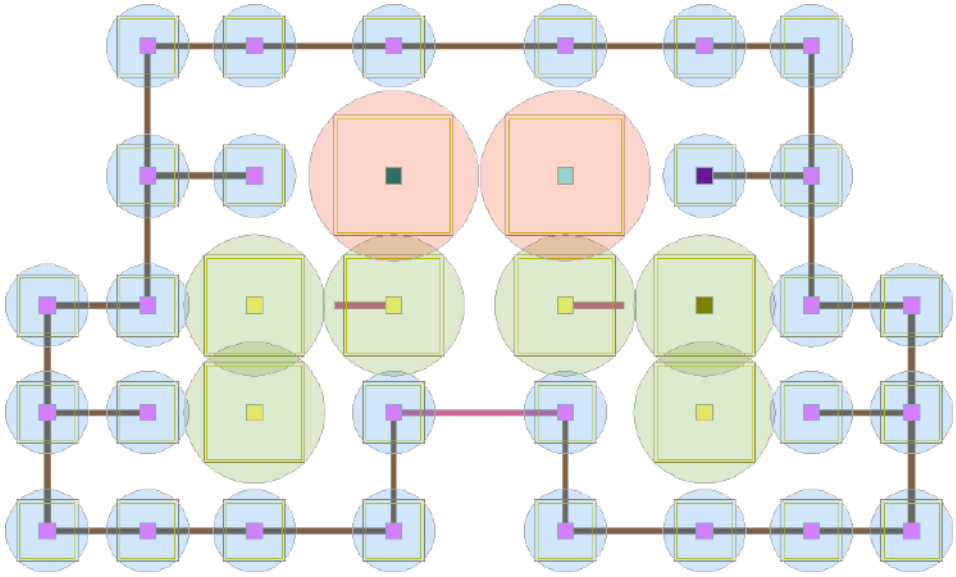


Figure VI.5.1 : Les bulles de pression sous la semelle.

Remarque :

D'après la figure VI.5.1, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc et on passe à l'étude des semelles filantes dans le sens du chevauchement (sens Y).

VI.6 Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non-poinçonnement.

VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Longrightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \quad ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI.6.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (KN)	$[\sigma_{sol}]$ (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	σ_{sol} calculé (MPA)	h calculé (cm)	h adopté (cm)
Sf-1	16.65	3782.92	1.5	1.57	1.70	**1.42**	35.00	45.00
Sf-2	9.25	2373.83		1.92	2.10	**1.33**	45.00	45.00
Sf-3	9.70	2679.29		2.00	2.10	**1.43**	45.00	45.00
Sf-4	13.00	4880.92		1.65	1.70	**1.49**	35.00	45.00
Sf-5	8.70	2695.48		1.49	1.70	**1.34**	35.00	45.00
Sf-6	22.20	5736.57		2.00	2.10	**1.34**	45.00	45.00

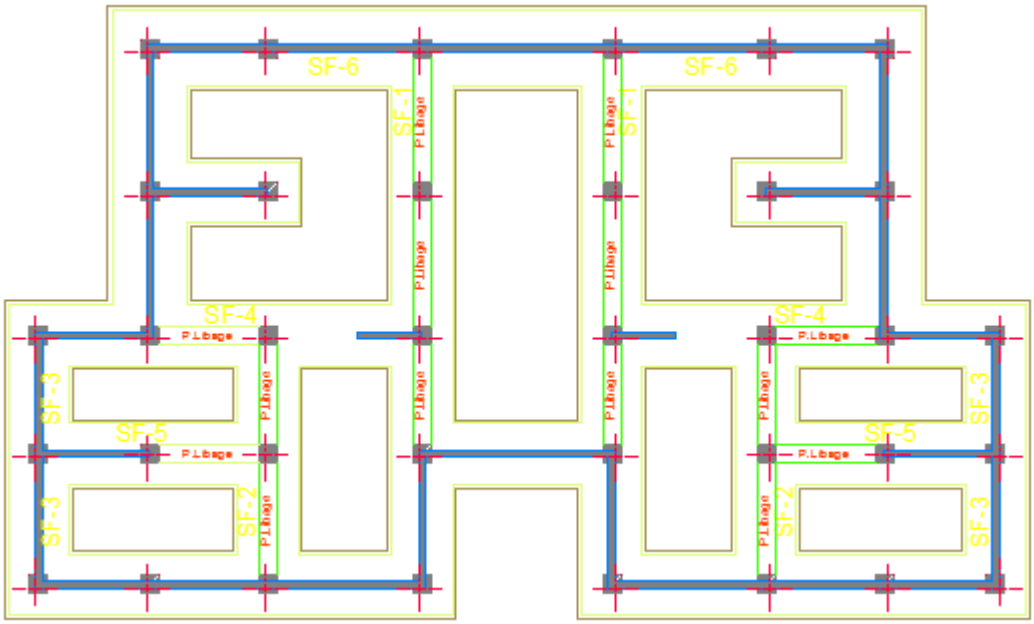


Figure VI.6.1 : Le choix finale des semelles filantes.

VI.7 Vérification de Poinçonnement de la semelle CBA 91 Art A.5.2.4.2

La section de la poutre de la semelle (210x45)

Tableau VI.6. 2 : Vérification de Poinçonnement de la semelle.

Nu max	F limite	$Nu \leq F_{limite}$
2056.340	1080.00	Non Vérifiée

VI.8 Pré dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5klmax4}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3 sol moyen).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.6.3 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

	Lmax (m)	b_p (m)	hp $_{calculé}$ (m)	hp $_{adopté}$ (m)
Poutre de libage	5.30	0.50	0.48	0.80

VI.8.1 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2

La section de la poutre de libage (50x80)

Tableau VI.6. 4: Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage.

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
2056.340	2520	Vérifiée

VI.8.2 Ferraillage Poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol σ (KN/m^2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35\times(P_{semelle}) + 1.35xPP(libage)}{BxL}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + PP(libage)}{BxL}$$

Avec :

- ∑Ni: la somme des efforts normaux.

- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B \quad F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$$

Tableau VI.6.5 : Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage.

Poutre de libage	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL	157.047	114.952	329.8	241.4

VI.8.2.1 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1

Tableau VI.6.6 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			Vérification		
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non
50	80	814.46	2.171	2.5	Oui

Commentaire

La section de poutre libage est résiste vis avis au cisaillement.

VI.8.2.2 Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.6.7 : Ferraillage longitudinal de poutre libage.

Section			Sollicitations a L'ACC		Sections calculées			
Longueur m	b cm	h cm	M travée KN.m	M appui KN.m	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2
5.30	50	80		-599.51			0.00	54.71
			410.42		35.06	0.00		

VI.8.2.3 Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI.6.8 : Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis.

Section			Sections calculées				Sections choisies			
b cm	h cm	Amin cm2	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2	As1 Choisies cm2	As2 choisies cm2	A'1 choisies cm2	A's2 choisies cm2
50	80	17.5			0.00	54.71	6 HA 20 + 6ch HA 20	6 HA 20	6 HA 20	6HA 25 + 6chHA 25
			35.06	0.00			37.70	18.85	18.85	58.90

- Section minimale :

Amin = 0.50%bxh(cm²) →Amin = 0.50%x50x80 = 20 cm² RPA2003 – Art .7.5.2.1

Section tendu

Atmin = 0.10% bxh → Atmin = 0.10%x50x80 = 4cm² CBA –Art .B.6.4

VI.8.2.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L. S sous Mser :

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa.On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

Tableau VI.6.9 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en Appui			Contraintes admissible		vérification
M travée KN.m	M appui KN.m	Σb [Mpa]	Σs [Mpa]	σ's [Mpa]	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	[σb] [Mpa]	[σs] [Mpa]	
	301.68	TF:	préjudiciable		6.81	179.21	89.59	15	201.63	Oui
218.26		5.47	178.62	70.39	TF:	préjudiciable		15	201.63	Oui

VI.8.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1

Tableau VI.6.10 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			Vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm²]
50	80	-805.58	2.4	2.5	Oui	10	15	8	5HA8 = 2.51

VI.8.2.6 Vérification de la flèche a L'ELS – CBA Art B.6 .5.3

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tableau VI.6.11 : Vérification de la flèche.

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
L [m]	b [cm]	h [cm]	M_{ag} [KN. M]	M_t [KN. M]	M_{ad} [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	
5.3	50	80	-54.564	218.26	-229.41	20.11	10.05	0.8	6.4	Oui

VI.8.2.7 Armatures de peau -CBA Art A.7.3

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m. l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. **Ap= 6.3cm²**, donc on adopte **6HA12=6.79cm².**

VI.9 Ferraillage des semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.9.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lie à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autres A= 4.8m , B=1.7 m.

Tableau VI.7.1 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)
SF	1714.72	11.02	0.64	33.33	11.1

Après les vérifications pour les semelles le calcule se fait par la méthode des bielles avec un diagramme trapézoïdal.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$

- Armatures principales

Tableau VI.7.2 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales).

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ /A (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF	2982.24	4.8	1.7	20.57	18HA14=30.54	5HA14=7.70	15

- Armature de répartitions

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B = \frac{30.54}{4} \times 1.70 = 12.97\ cm^2$$

Espacement de **10 cm**

$$\mathbf{A_{a,rep} = 12HA12 = 13.57cm^2}$$

VI.9.2 Semelle filante (continue) sous un voile

VI.9.2.1 Vérification de Poinçonnement de Semelle filante (continue) sous un voile

Tableau VI.7.3: Vérification de Poinçonnement.

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
1772.99	1455.00	Vérifiée

VI.9.3 Calcul de ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle àB.

A=1m, B=1.7m.

Tableau VI.7.4 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)
SF	334.526	0.203	0.06	28.33	9.44

Après les vérifications pour les semelles le calcule se fait par la méthode des moments avec un diagramme trapézoïdal.

- Méthode des moments

$$\sigma_{2b} = \frac{N}{AxB}\left(1 + \frac{6\,e0b}{B}\right) \qquad \sigma_{3b} = \frac{N}{AxB}\left(1 + \frac{4.2\,b\,e0b}{B^2}\right)$$

$$R_b = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right) x \left(\frac{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{2}\right)B$$

$$S_{rb} = \frac{\left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)}{3} x \left(\frac{2\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}\right)$$

$$M_{1b} = R_b \text{ x } S_{rb} \qquad A_b = \frac{M1b}{\beta db\sigma s}$$

Tableau VI.7.5 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie\ /\ ml}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	334.526	0.203	0.06	1.7	4.54	5HA12=5.65	10

- Armature de repartions

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{5.65}{4} \times 1.70 = 2.40\ cm^2$$

Espacement de **10 cm**

$$\mathbf{A_{a,rep} = 12HA12 = 13.57cm^2}$$

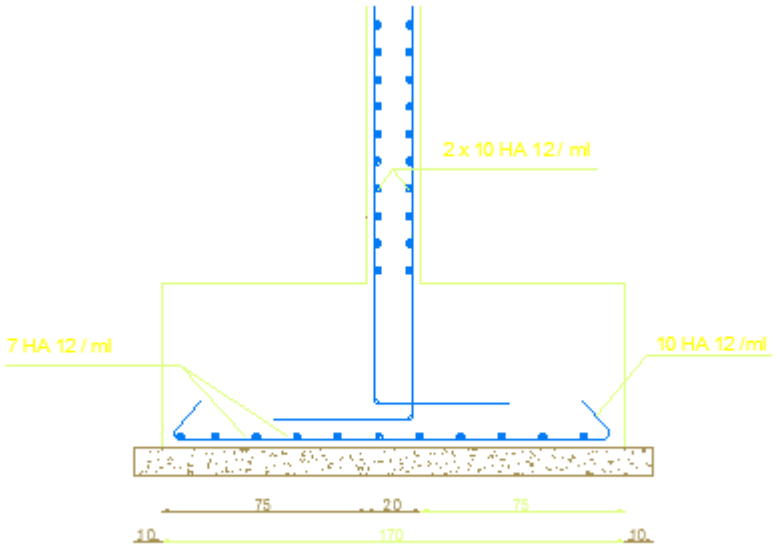


Figure VI.7.2: ferraillage de semelle filante sous voile.

VI.10 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations dues au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux

Appui continue pour les murs double cloison

VI 10.1 Calcul de Ferraillage à L'ELU ou L'ACC-RPA [Art.10.1.1. B]

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20KN$

$Fu = \frac{2175.1}{12} = 181.26$ KN

Tableau VI.8.1 : Coefficient α.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Avec : N'égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Étant donné que le béton tendu est négligé.

Il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction :

Nmax = 1819.39 KN (compression), combinaison ELU.

$A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{1812.6}{400/1.15} = 5.21$ cm²

- **Choix des Armatures**

- Section minimale :

Amin = 0.6*bxh (cm²) = 0.6%x0.35x0.35 = 7.35cm²

Ach = 6 HA 14 = 9.24 cm²

VI.10.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA Art4.5.3]

Type de fissuration :très préjudiciable

$Fser = \frac{Nser}{\alpha}$

$\sigma s = \frac{Fser}{Ach} < [\sigma s]$.

$[\sigma s]$ = min [$\frac{2}{3}$ Fe ; $110\sqrt{1.6 \text{ x } Ftj}$]Mpa .

Tableau VI.8.2 : Vérification des contraint normal.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser [KN]	A	σb [Mpa]	σs [Mpa]	$[\sigma b]$ [Mpa]	$[\sigma s]$ [Mpa]	
1590.75	12	/	143.46	/	164.97	Oui

VI.10.3 Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement- [CBA93 Art.A.5.1.2.1.1]

Tableau VI.8.3 : Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement.

Section et Sollicitations			vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm²]
35	35	6.181	0.063	2.5	Oui	15	15	8	3HA8 1.51

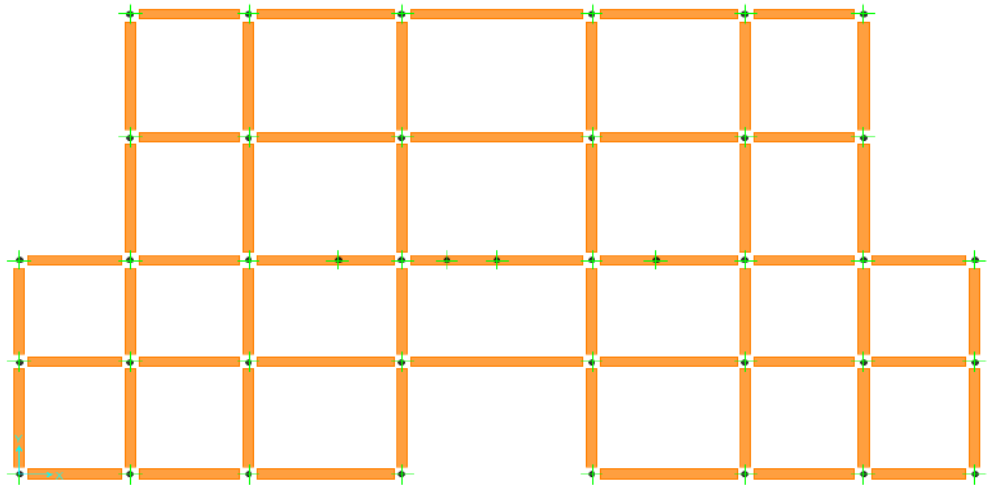


Figure VI.8.2 : L'infrastructure.



Figure VI.8.1 : Ferraillage des longrines.

VI.11 FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES DU SOUS-SOL

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.06 m et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho=\frac{3.06}{5.3}=0.60>0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux directions

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires : µx=0.081 ; µy=0.305

VI.11.1 Calcul de la poussée des terres

$$P_1=\frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h=3.06\text{ m} \quad ; \quad K_\gamma=\tan^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$$

Tableau VI.9.1 : tableau des donnes.

γ (KN/m)	φ °	K_γ	P_1 (KN/ml)	q (KN/ml)	q_{ser}(KN/ml)
18.5	20	0.49	38.72	13.27	9.66

Calcul des moments

- **Détermination des moments a l'ELU :**

M0x=μx×qu×lx^2=10.06 KN.m

$M0_y$=μ_y×$M0_x$=3.06 KN.m

En travée :Aux appuis :

Mtx=0.85M_x=8.55 KN.m Max=0.5M_x=5.03KN.m

Mty=0.75M_y=2.*30KN*.m May=0.3M_x=3.01 KN.m

Détermination des moments a l'ELS:

M0x=μx×qser×lx^2= 7.73KN.m

$M0_y$=μ_y×$M0_x$=2.05KN.m

En travée : **Aux appuis :**

Mtx=0.85M_x=6.57 KN.m Max=0.5M_x= 5.08 KN.m

Mty=0.75M_y=1.54 KN.m May=0.3M_x= 2.31 KN.m

VI.11.2 Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur

Tableau VI.9.2 : les armatures longitudinales à l'ELU.

Sans	Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Les armatures verticales	Travée	8.55	1.66	6.12	15	8HA10=6.28
		Appui	5.03	0.97	6.12	15	8HA10=6.28
Suivant Y	Les armatures horizontales	Travée	2.30	0.44	6.12	15	8HA10=6.28
		Appui	3.01	0.18	6.12	15	8HA10=6.28

VI.11.3 Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est très préjudiciable on doit vérifier que :

Tableau VI.9.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\sigma_s{}'$ (MPA)	$\overline{\sigma_b}$ (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
Suivant X	Travée	8.55	6.28	3.87	169.95	17.79	25	201.6	Oui
	Appui	5.03	6.28	0.68	7.14	7.14			Oui
Suivant Y	Travée	2.30	6.28	0.63	6.64	6.64			Oui
	Appui	3.01	6.28	0.42	4.44	4.44			Oui

VI.1.1 Vérification des contraintes de cisaillement

On doit vérifier :$\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$T_{max} = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx} = 37.86 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{37.86 * 1000}{100 * 170} = 0.22 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

Conclusion générale

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

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

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

Bibliographie

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [4] : Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.
- [6] : Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».

Logiciels :

- SAP2000
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2020
- Excel 2007