REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :
ETUDE ET CONCEPTION D'UN BATIMENT (RDC+5 ETAGES) A USAGE ADMINISTRATIF

Présenté par :

- ZEMIR Yousra
- HUDHUD Flora

Proposé et Dirigé par :

- Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Septembre 2020

Remerciement

Tout d’abord nous remercions avant tous, ALLAH le tout puissant qui nous a donnée le courage et la volonté pour achever notre objectif et réaliser ce modeste travail.

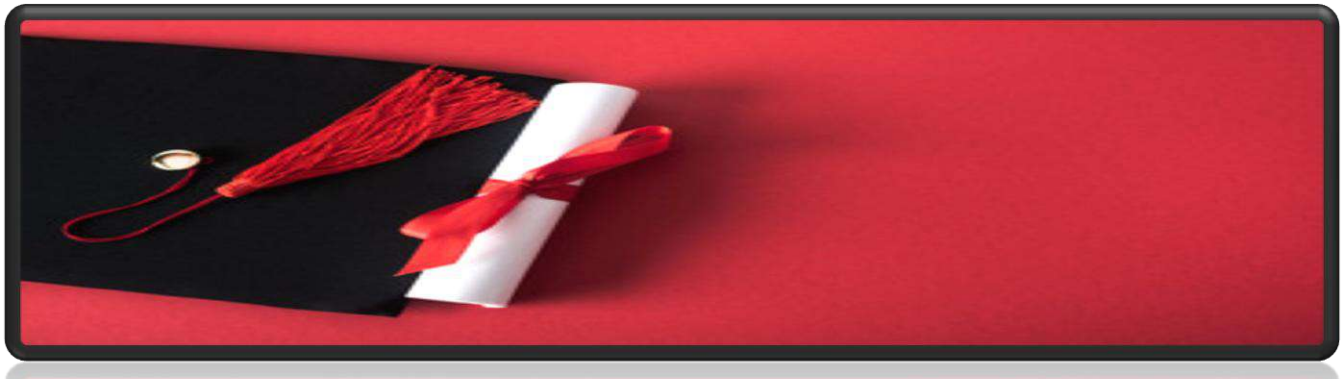
Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur professeur Boukendakdji otmane pour l’encadrement de ce mémoire, ses précieux conseils, sa patience et la confiance qu’il nous a accordée.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance l’ensemble des enseignants du département de Génie civil de l’université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

On remercie Mr.Ould Turki Benaissa de nous avoir guidé à la réalisation ce travail

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables membres du jury qui nous ont fait l’immense honneur de présider et d’examiner ce modeste travail

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



Dédicace

C’est avec un honneur et fierté que je dédie ce projet aux personnes les plus chères au monde après mon dieu pour leurs sacrifices :

A mes chers parents que dieu me les gardes et préserve.

A mes adorables sœurs : Safaa, Fadia, Anfel.

A mes chers grand parents que dieux les protège.

A mes chers ami(e)s : Meriem, Djihane, Lamis, Maroua, Madina, Meriem, Hadjer, Mahdia, Nawal, Khouloud.

A toute ma famille et mes proches sans exceptions

A mes collègues : Hamido et Hassan pour leurs aides, encouragements et leurs conseils précieux.

A ma chère sœur, amie et binôme Flora.

A tous mes enseignants du département du génie civil de l’université de Médéa,

Et mes collègues avec qui j’ai gardé d’agréables souvenirs et des bons moments vécus ensembles.

YOUSRA



الإهداء

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات والشكر لله الذي أعاننا على هذا العلم, اللهم سخره في طاعتك.

انه لشرف عظيم أن أتقدم بهذا العمل المتواضع إلى كل من كرس بعضا من لطفه من أجلي

إلى الرجل المثالي, قدوتي, إلى الصديق الأول وفخري في الحياة أبي الغالي.

إلى نور العيون وضوء الحياة ,هبة الرحمن وحضن الأمان أمي الغالية.

إلى سندي وأضلعي الثابتة وكتف الإتكاء إخوتي الأعزاء كرم وحكيم .

إلى عائلتي :عماتي , ,أخوالي ,خالتي ,العم عوني البربراوي هدى والعم ربيع .

إلى روح العم منير الطاهرة

إلى كل من علمني حرف ,إلى جميع أساتذتي الكرام ,إلى مشرف المشروع البروفيسور بوقنداقجي عثمان وأعضاء اللجنة الكرام

إلى البلاد التي أثقلتني بالذكريات, ارض السلام التي لم ترى يوما سلام, بلد الشرفاء فلسطين

إلى هذه الأرض المبارك أهلها بلدي الثاني الجزائر

إلى جميع العائلات الجزائرية التي اعتبرتني فردا منها :عائلة بن قايد الوالدان الطيبان والإخوة (أمينة,فاطمة الزهراء ,عليمة,سارة ,أسماء ,أعمر)

غاليتي وأختي شيماء,سعاد,مريم والعائلة الكريمة

صديقتي زهور وعائلتها الغالية ,عزيزتي حنان وعائلتها الكريمة ,عائلة زمير الكريمة .

إلى صديقتي وزميلتي العزيزة يسرى

إلى زملاء الغربة والطريق : حسن , حميدو, الخطيب , محمود , عماد ,خالد , امجد , أيهم , رقية ,لينة

يا رضى الله ورضى الوالدين.

فلورا

ملخص :

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة و دراسة إدارة تتألف من(طابق أرضي +خمس طوابق) .

والمقرر بناؤها بولاية البويرة (بلدية البويرة) و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة (IIa)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة+ الجدران المسلحة.

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

- ✓ القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل. (RPA99 version2003)
- ✓ قواعد الخرسانة المسلحة. (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفقا لطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج. (SAP2000 Version 20)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات .

Résumé

Ce travail consiste à étudié la structure et le calcul d'une Direction Administrative de Wilaya, composé d'un RDC et cinq niveaux, situé dans la commune de Bouira, cette région est classée dans une zone de moyenne sismicité (IIa).

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 version 20».La dernière étape de l'étude à été consacré à l'infrastructure et le calcul des fondations

Abstract

This project deals with the study of building with (Gr+5 stories), in the state of Bouira, this region is classified in medium seismicity region (IIa).

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

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

The seismic analysis has been realized according to the numerical method based on (finite elements method) using the program « SAP2000 version 20».

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

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage…… 1
I.2. Description de l'ouvrage…… 1
I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage……..... 1
I.3.1. Dimensions en plan.....…... 1
I.3. 2.Dimension en élévation……..... 1
I.3.3. Classification de l'ouvrage..…… 1
I.3.4.Classification des sols…… 1
I.3.5. Ossature de l'ouvrage……... 1
I.3.6. Planchers.……...2
I.3.7. Maçonnerie……... 2
I.3.7.1. Les murs extérieurs…… 2
I.3.7.2. Les murs intérieurs……...2
I.3.8.Les revêtements……...2
I.3.9.L'acrotère……2
I.3.10.Les escaliers……...2
I.3.11.Système de contreventement…….3
I.3.12.Fondation……..3
I.4. Caractéristiques des matériaux.....….....3
I.4.1. Dosage du béton ……2
I.4.2. Aciers……..4
I.4.3. Principe de calcul CBA93……..... 5

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction……... 6
II.2. Pré dimensionnement des planchers……... 6
II.2.1. Condition d'isolation acoustique.....…..... 7
II.2.2. Dalles pleines……...…….....7

II.3. Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations…….…….. 8
II.3.1.Maçonnerie…….……. 9
II.3.1.1Murs intérieurs…….…….…….9
II.3.1.2.Murs extérieurs……..……9
II.3.2.Plancher terrasse……...…….....10
II.3.2.1.Charges permanentes……...…….....10
II.3.3.Plancher courant…….……..11
II.3.3.1.Charges permanentes…….....11
II.3.3.2.Surcharges d'exploitation…….….11
II.4.Pré dimensionnement des poutres…….…..11
II.4.1Pré dimensionnement……..…….…..12
II.4.2.Vérification vis-à-vis du règlement……...……12
II.4.3.Poutre principale……...…… 12
II.4.4.Condition de rigidité……..……... 12
II.4.5.Vérification aux zones nodales……...…….. 12
II.4.6.Poutre secondaire……..…….13
II.4.7.Condition de rigidité…….....13
II.5.Pré dimensionnement des voiles…….…..14
II.6.Pré dimensionnement des poteaux…….…...15
II.6.1.Etapes de pré dimensionnement…….…15
II.6.2.Les dimensions des poteaux……...15
II.6.3.Détermination des charges et surcharges ……..15
II.6.4.Calcul de la surface reprise par le poteau carré…….16
II.6.5.Charges permanentes……..17
II.6.6.Détermination de surcharges d'exploitation……..18
II.6.7.Effort normal de résistance……19
II.6.8.Vérification……19
II.7.1.Le cas de poteau circulaire le plus sollicité……20
II.7.2.Charges permanentes…….21
II.7.3.Détermination des surcharges d'exploitation……...…….21
II.7.4.Effort normal de résistance……..……22

II.8.Les longrines……..……22

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction…… 22
III.2.L'acrotère……...……..……... 22
III.2.1 Evaluation des charges et surcharges……22
III.2.2. Calcul de ferraillage……...……. 23
III.3.Plancher à corps creux..…… 24
III.3.1.Les poutrelles……..……..…24
III.3.1.1.Avant coulage……...……..….. 24
III.3.1.2.Calcul des étaiements…….25
III.3.1.3.Après coulage……...….25
III.3.1.3.1.Récapitulations……...…26
III. 3.1.2.2.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles……..... 26
III.3.1.2.2.1Armatures longitudinales ……....…26
III.3.1.2.2.2.Vérification à ELS……..….26
III.3.1.2.2.3.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU……..... 27
III.3.1.2.2.4 vérification de la flèche [1] ART B6.8.4.2.4……..…..... 27
III.3.1.2.3.Ferraillage de la table de compression ……..... 27
III.4.Les dalles pleines……..……... 28
III.4.1.définition…...……..... 28
III.4.2.Evaluation de charges……...…..…29
III.4.3.Méthode de calcul……...……..... 30
III.5.Les escaliers…….……..... 32
III.5.1.Détermination de l'épaisseur d'escalier…….……. 33
III.5.2.Evaluation de charges permanentes et surcharges d'exploitation……...……... 33
III.5.3.Détermination des efforts……..... 34
III.5.4.Calcul de ferraillage…….....35
III.5.5.Vérification a L'ELS……...……..…..…....….35
III.5.6.Vérification de la flèche……...……...…..... 36
III.5.7.Détermination de l'épaisseur de l'escalier……..……...….. 36

III.5.8. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation……...…….37
III5.9. Détermination des efforts ……...38
III.5.10.Calcul du ferraillage……...…….…….... 38
III.5.11.Vérification à l'ELS……..……...….....39
III.5.12. Vérification de la flèche [1] ART B.6.5.3……...……..……..…40

CHAPITRE IV : Etude sismique

IV.1. Introduction……..... 41
IV.1.a. Etude thermique……..41
IV.1.b.Les Charges thermique…….41
IV.2. Caractéristique géométrique de la structure……...42
IV.2.1. Centre de masse……...42
IV.2.2. Centre de torsion…… 42
IV.2.3.Excentricité statique…….43
IV.2.4.Dimension du bâtiment…….43
IV.2.5.Excentricité admissible…….44
IV.3. Choix de la méthode de calcul……45
IV.3.1. Introduction……..…45
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale (RPA99 v2003 Art.4.3.7)……...…45
IV.3.2.1. Principe ……...…….45
IV.3.2.2. Modélisation…….45
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul……45
IV.4.Justification du coefficient de comportement R……..46
IV.5.Facteur de qualité Q……47
IV.6. Résultats de l'analyse dynamique…….. 48
IV.6.1.Vérification de comportement modale de la structure…….48
IV.6.1.1.Disposition des voiles……49
IV.6.1.1.1.Proposition de la disposition des voiles de contreventement…….49
IV.6.2.Vérification de la participation massique…….50

IV.6.3.Résultante des forces sismique de calcul……...……...50
IV.6.4.Calcul de la force sismique totale…….50
IV.6.5.Vérification de la stabilité au renversement……..51
IV.6.6.Vérification des déplacements……..…52
IV.6.7.Vérification de l'effort normal réduit……...53
IV.6.8.Vérification des contraintes du cisaillement des éléments ……..…54
IV.6.9.Vérification vis-à-vis l'effet p-delta…….…….. 55
IV.7. Conclusion…….…… 56

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction……... 57
V.2.Les combinaisons des charges…….57
V.3. Ferraillage des poutres……..…….. 57
V.3.1.Introduction……..57
V.3.2. Ferraillage des poutres porteuses (30x40)……. 58
V.3.3.Ferraillage des poutres non porteuses (30x35)…….……60
V.3.4.Ferraillage des longrines……..62
V.3.5.Ferraillage des poteaux……....…63
V.3.6. Ferraillage des voiles de contreventement……..68
V.3.7.Ferraillage des linteaux……..……72

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction……...73
VI.2. Type de la fondation…….…... 73
VI.3. Reconnaissance du sol…….. 73
VI.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle …….…… 74
VI.5.1.Calcul des semelles isolées…….… 74
VI.5.1.Dimension des semelles isolées……75
VI.5.2.Vérification des contraintes sous la semelle à L'ELS……. 75
VI.5. 3.Vérification du poinçonnement sous la semelle à L'ELU ……..75
VI.5.4.Calcul de tassement……..76

VI.5.5.Vérification du chevauchement entre les semelles……77
VI.6.Calcul des semelles filantes……..78
VI.6.1.Dimensionnement des semelles filantes……78
VI.6.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS…….……79
VI.6.3.Regroupement des semelles filantes……..80
VI.6.4.La poutre de libage…….81
VI.6.5.Prédimentionement de la poutre de libage……....81
VI.6.6.Vérification du cisaillement de la poutre de libage…….....…….82
VI.7.Ferraillage…….....…82
VI.7.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux……...…….82
VI.7.2.Semelle filante (continue) sous voile……..…..83
VI.8.1.Poutre de libage……..……..83
VI.8.2.vérification des contraintes à L'ELS……..……..84
VI.8.3.vérification de cisaillement à L'ELU ……..……84
VI.8.4.vérification de la flèche à L'ELS……..……...85
VI.8.5.vérification de poinçonnement……..……...85

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau 0.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……....4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Tableau II.1 : prédimensionement de plancher corps creux……...….7
Tableau II.2 : charges permanentes des murs intérieurs…….……...…..…8
Tableau II.3 : charges permanentes des murs extérieurs……..…9
Tableau II.4 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)……10
Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux)…....11
Tableau II.6 : Dimensions des poutres principales……...…….....12
Tableau II.7 : Dimensions des poutres secondaires……...…...……..13
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des voiles……...….……..….14
Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux carrés…….……...…..…….....15
Tableau II.10 : Vérification du coffrage des poteaux ……16
Tableau II.11 : Surface reprise par le poteau carré……...……..17
Tableau II.12 : Représentation des données……...17
Tableau II.13 : Les charges permanentes……17
Tableau II.14 : Les charges d'exploitations……18
Tableau II.15 : L'effort normal……...19
Tableau II.16 : Vérification des résultats……....19
Tableau II.17 : Vérification de coffrage des poteaux……19
Tableau II.18 : Surface reprise par le poteau circulaire……..20
Tableau II.19 : Les charges permanentes……...20
Tableau II.20 : Les charges d'exploitations……...21
Tableau II.21 : L'effort normal……..22
Tableau II.22 : Vérification des résultats……...22

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS…….…….22
Tableau III.2 : La section d'armatures et de Vérification des contraintes à L'ELS et au cisaillement……....23
Tableau. III.3 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles…....24
Tableau III.4 : Nombre d'étaiement……..……...……..25
Tableau III.5 : Les Diagrammes de moments et efforts tranchants…….……...26
Tableau III.6 : Récapitulations des efforts internes à l'ELU et à l'ELS…….26
Tableau III.7 : calcul la section des armatures……..……..26
Tableau III.8 : calcul de l'armature transversale……..…...……26
Tableau III.9 : calcul et vérification de contrainte normale……..…..……26
Tableau III.10 : Vérification de contrainte de cisaillement. ……....…….27
Tableau III.11 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles…….27
Tableau III.12 : Evaluation de charges des dalles pleines…….……30
Tableau III.13 : ferraillage de la dalle pleine……..……...…30
Tableau III.14 : vérification des contraintes à L'ELS…….……31
Tableau III.15 : Vérification des contraintes de cisaillement CBA art [A.5.2.2]……..31
Tableau III.16 : Vérification préliminaire de la flèche……..32
Tableau III.17 : Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier……33
Tableau III.18 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier…....33
Tableau III.19 : Combinaison des charges de l'escalier…….....34
Tableau.III.20 : Les Diagrammes de moments et efforts tranchants……....34
Tableau.III.21 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……...35
Tableau.III.22 : Vérification de la contrainte tangentielle……35
Tableau.III.23 : Vérification à L'ELS……..35
Tableau III.24 : Vérification de la flèche de l'escalier (type1)……36
Tableau.III.25 : Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier……...37
Tableau.III.26 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier…...37
Tableau III.27 : Combinaison des charges de l'escalier……...38
Tableau III.28 : Les Diagrammes de moments et efforts tranchants……...38

Tableau III.29 : Calcul des sections d'acier de l'escalier…….….....39
Tableau III.30 : Vérification de la contrainte tangentielle……..……39
Tableau III.31 : Vérification à L'ELS……39
Tableau III.32 : Vérification de la flèche de l'escalier (type2)…….….40

CHAPITRE IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion……..…….…..43
Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité théorique……..……...44
Tableau IV.3 : vérification du coefficient de comportement R suivant X…..……46
Tableau IV.4 : vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage..46
Tableau IV.5 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y…..……47
Tableau IV.6 : vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage..47
Tableau IV.7 : détermination du facteur de qualité……..……48
Tableau IV.8 : le comportement des trois premiers modes……..…..…..49
Tableau IV.9 : Périodes et facteurs de participation massique……..……...50
Tableau IV.10 : calcul de la force sismique……..…….....51
Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..…….....51
Tableau IV.12 : Vérification de la stabilité……..……..……...52
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x…….....52
Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y…….……52
Tableau IV.15 : Vérification de l'effort normal……..……..…....53
Tableau IV.16 : Vérification au cisaillement des éléments……...……..…....54
Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y……..……..…...55

CHAPITRE V : Ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Les données de calcul……..…….....58
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)…….….58
Tableau V.3 : Armatures choisies selon RPA2003 et CBA93 des poutres principales ……..58
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30x40).....59
Tableau V.5: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales ……..59

Tableau V.6 : Vérification des armatures transversales……59
Tableau V.7 : Vérification préliminaire de la flèche……59
Tableau V.8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaire (30x35)……...60
Tableau V.9 : Armatures choisies et vérification selon *RPA2003 [A.7.5.2] et CBA93……60*
Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'état limite de service……..…61
Tableau V.11 : Vérification de cisaillement……..…61
Tableau V.12 : Vérification des armatures transversales……..….61
Tableau V.13 : Vérification préliminaire de la flèche……..62
Tableau V.14 : Calcule de ferraillages (longrines)……...62
Tableau V.15 : Vérification des contraintes à L'ELS……..62
Tableau V.16 : Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement……...62
Tableau V.17 : Ferraillage des poteaux carrées…….…..64
Tableau V.18 : Ferraillages des poteaux circulaires…….…64
Tableau V.19 : Armatures Choisie Et Vérification Selon Le RPA (poteaux carrés)……...65
Tableau V.20 : Armatures Choisie et Vérification Selon Le RPA99 V2003 (poteaux circulaire)……..66
Tableau V.21 : Vérification des contraintes à L'ELS (poteaux carrées)……..……67
Tableau V.22 : Vérification des contraintes à L'ELS des (poteaux circulaires)…….……..67
Tableau V.23 : Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux carrés)..67
Tableau V.24 : Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux circulaires)…….…67
Tableau V.25 : Les sections des trumeaux……...68
Tableau V.26 : Armatures verticaux choisies ……..……69
Tableau V.27 : Vérification des armatures à ELS des trumeaux…….…….…....69
Tableau V.28 **:** Vérification des contraintes à ELU…….…….70
Tableau V.29 : Armatures horizontaux…….....71
Tableau V.30 : Détermination des sollicitations…….....72
Tableau V.31 : Ferraillages des armatures diagonales…….……..…72
Tableau V.32 : Ferraillages minimales……..…….....73

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Tableau VI.1 : Paramètres du sol……74
Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS…….76
Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous les semelles isolées à l'ELS……76
Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement sous la semelle isolée à l'ELU……..76
Tableau VI.5 : Vérification du tassement…….78
Tableau VI.6 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……...79
Tableau VI.7 : les semelles filantes croisées…….79
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes croisées à l'ELS…….81
Tableau VI.9 : regroupement des semelles filantes……...…81
Tableau VI.10 : Dimensionnement de la poutre de libage…….83
Tableau VI.11 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)…….83
Tableau VI.12 : Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux…….83
Tableau VI.13 : Ferraillages des semelles filantes sous voile (armatures principales)……..…84
Tableau VI.14 : Ferraillage des semelles filantes sous voile…….84
Tableau VI.15 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….84
Tableau VI.16 : Détermination des moments de la poutre de libage……..84
Tableau VI.17 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS..….85
Tableau VI.18 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….....…..86
Tableau VI.19 : Vérification de la flèche de poutre de libage…….....86
Tableau VI.20 : Vérification de poinçonnement…….……86

Liste des figures

CHAPITRE II :

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure II.1 : Coupe de dalle en plancher corps creux…….....….7

Figure II.2 : Pré dimensionnement des poutres……...….....11

Figure II.3 : Coupe de voile en plan (gauche), Voile en 3D (droite) ……...…..14

Figure .II.4 : La surface reprise par le poteau carré.....16

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : L'acrotère……...……22

Figure III.2 : Détails de ferraillage de l'acrotère……..23

Figure III.3. La poutrelle qui contient la plus longue travée…….25

Figure III.4 : Ferraillage des poutrelles……....27

Figure III.5: Dalle en corps creux……..27

Figure III.6 : Disposition constructive des armatures de la table de compression...…28

Figure III.7 : Type des dalles pleines……...….29

Figure III.8 : Escalier type 1…….…...….32

Figure III.9 : Escalier type 2.…….…….....36

Chapitre IV
ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1: La disposition finale des voiles et du centre de masse et centre de torsion....44

Figure IV.2 : le comportement des trois premiers modes……...…….49

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT

Figure. V.1 : Détail de ferraillage de la poutre porteuse……....60

Figure. V.2 : Détail de ferraillage des longrines……..……...…....63

Figure. V.3. Détail de ferraillage des poteaux.....…...68

Figure. V.4. Détail de ferraillage d'un voile.....71

CHAPITRE VI :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 : Bulbes de pression dans les semelles isolées.....78

Figure VI.2 Semelles filantes.....80

NOTATIONS

❖ Majuscules romaines

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin: Section d'acier maximale et minimale

A_t : section d'armature transversale.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Cd : coefficient dynamique.

❖ Minuscules romaines

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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.

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

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

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv: Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques

Σ : sommation.

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

W : poids.

❖ Minuscules grecques

α: Angle.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

σ : Contrainte normale.

Introduction générale

Introduction générale

L'étude des structures de bâtiment est un passage obligé dans l'acte de bâtir, cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cursus de formation de Master. La conception d'une structure conforme aux normes parasismiques est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements en vigueur et l'importance du projet. Cette étude doit également répondre et suivie par les trois critères de l'organisation de chantier : Qualité, Economie et Délais pour qu'on puisse dire que le projet est réussi.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment En béton armé à usage administratif, implanté dans une zone de moyenne sismicité zone **IIa,** comportant un RDC et cinq niveaux, sa structure est une ossature mixte (voiles et portiques). Il est à noter que ce projet est déjà réalisé en R+3 à Bouira, comme DLEP de Wilaya.

Ce mémoire est constitué de six chapitres, les étapes de l'étude sont structurées comme suit :

- **Première étape** : comporte une présentation générale de l'ouvrage ;
- **Deuxième étape** : détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de l'ouvrage ;
- **Troisième étape** : traite le calcul des éléments secondaires ;
- **Quatrième étape** : est axé sur l'analyse dynamique de la structure par la méthode spectrale par logiciel ((SAP2000V20.2.0)) ;
- **Cinquième étape** : calcul le ferraillage des éléments résistants ;
- **Sixième étape** : consiste à l'étude de l'infrastructure.

L'étude est terminée et clôturée par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'objectif de travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude est le calcul et la conception d'un ouvrage en béton armé **(RDC + cinq étages),** à usage administratif.

Ce projet qui nous a été confié par le bureau d'études Archi –plus est implanté dans une région classée par le **RPA99 version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**) à la commune de Bouira.

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), ainsi qu'au RPA99 version 2003 et le D.T.R Charges et surcharges.

I.2. Description de l'ouvrage :

Le projet est sous forme de U, comportant cinq niveaux + RDC.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'Ouvrage

I.3.1. Dimensions en plan : (Nous avons prix les dimensions du 1 er étage)

- Sens transversal : L= 23.10m.
- Sens longitudinal : L= 36.00 m.

I.3.2 .Dimensions en élévation :

- Hauteur de RDC et l'étage courant ……...3.40m.
- Hauteur totale de l'Administration……..…...20,40m.

I.3.3.Classification de l'ouvrage :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 administrations dont la hauteur ne dépasse pas 40 m (ouvrage d'importance moyenne).

I.3.4.Classifications des sols :

Selon le rapport de sol il est classé : site 2 (ferme).

On a σ_{sol} =1.50 bar, ancré à une profondeur de 1.5 m.

I.3.5. Ossature de l'ouvrage :

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

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

- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et des portiques.

Les voiles sont des éléments porteurs, se sont des éléments de contreventement en cas d'un séisme.

I.3.6. Planchers :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction pour porter les charges d'exploitations. Ils s'appuient sur les éléments porteurs.

Ils jouent le rôle de plate-forme porteuse pour l'étage considéré.

On a utilisé deux types de planchers:

- Plancher corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

I.3.7.Maçonnerie :

On a deux types :

I.3.7.1 Les murs extérieurs :

Sont composés de :

- Une cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'aire de 10 cm d'épaisseur
- Une cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

I.3.7.2.Les murs intérieurs :

Constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.8 .Les revêtements :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de ciment pour les murs intérieurs.
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.9. Acrotère :

Au niveau de la terrasse inaccessible, l'ouvrage est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé de 60cm de hauteur et d'épaisseur.de 10 cm.

I.3.10. Les escaliers :

La circulation verticale d'un étage à l'autre s'effectue conjointement par deux types d'escaliers. Notre structure comporte deux types d'escaliers :

1. Escalier droit à deux volées.
2. Escalier semi balancé.

I.3.11. Système de contreventement :

Notre Ouvrage comporte une hauteur dépassant les 14 m, alors le règlement parasismique algérien (RPA99V2003) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles, et des portiques.

I.3.12. Fondation :

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qui s'appliquent au sol.

Les fondations seront calculées conformément au rapport du sol et au site.

I.4.Caractéristiques des matériaux :

Les bétons et les aciers seront choisis selon le règlement Algérien de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93), ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

I.4.1. Dosage du béton :

Pour 1 m^3de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 3 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

Le Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doit être fait en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire.

Les Granulats :

On appelle granulats les matériaux d'origine minérale, gravillons, sables, sablons et fillers qui entrent dans la composition des bétons.

Le béton est constitué de deux types de granulats (d/D).

- ❖ Sable de dimension 0/5.
- ❖ Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25).

L'eau de gâchage :

Seule l'eau potable peut être reconnue pour la fabrication du béton.

La résistance de béton f_{c28} :

C'est le pouvoir d'un matériau à résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction. Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}.

Selon le CBA93 et selon la composition de béton mentionnée ci-dessus, f_{c28} = 25 MPa.

I.4.2. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance.

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

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

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

I.4.3.Principe de calcul du CBA 93 :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : f_{c28} = 25 MPa.
- La résistance du béton à la traction est : f_{t28}= 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité différé de béton est : E_{vj} = 10819MPa.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : E_{ij} = 32456,6MPa.

chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

Le Pré-dimensionnement de la superstructure consiste à proposé des dimensions à donner aux éléments d'une structure sur la base de certaines règles de constructions.

Mais après la vérification des contraintes lors des calculs, ces dimensions proposées peuvent être maintenues ou modifiées, si elles répondent ou non aux diverses sollicitations aux quelles la structure sera soumise.

Ces dimensions sont calculées selon les règlements algériens : RPA **99 version 2003** et **CBA 93**. Il convient de dimensionner les éléments de la Superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- Les voiles

II .2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers désignent les structures porteuses horizontales d'un édifice, ces porteurs horizontaux supportent leur propre poids ainsi que celui de revêtements, des murs, des cloisons ainsi que des charges d'exploitations, ils sont caractérisés par :

Une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

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

Notre bâtiment contient un type de Plancher c'est le plancher à corps creux, Pour le pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{22.5} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$$\frac{500}{22.5} \leq ht \leq \frac{500}{20}$$

$$22.22\text{cm} \leq h_t \leq 25\text{cm}$$

Lmax : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu d'appui.

L= 5.00 m

On adopte: h_t=24 cm.

h_t = d+e.

d : l'épaisseur du corps creux.

e : l'épaisseur de la dalle de compression.

⇒h_t = 20+4 cm.

Tableau II.1 : Pré dimensionnement de plancher corps creux

L/20 ≥	e (cm)	≥ L/22,5
25	20+4	22.22cm

Selon le DTR B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations **ART C.3.** On adopte un plancher en (20+ 4) e =24 cm

$\boldsymbol{ht \geq L/22.5 ht \geq 500/\ 22.5}$

24 ≥ 22.22cm condition vérifiée.

II.2.1. Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

h ≥ 16 cm d'ou on a 24 cm > 16 cm

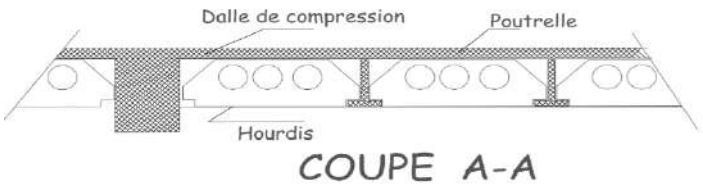


Figure II.1 : Coupe de dalle en plancher corps creux.

- ✓ Donc avec un plancher de 20+4 on adopte une bonne isolation acoustique.

II.2.2. dalles pleines :

Dalle reposant sur une poutre (un seul appui) :

- ✓ **Condition de la flèche :**

  Si L ≤ 5m f ≤ *L* 500

  Si L >5m f ≤ *L* 1000

  + 0.05

  Remarque :

  Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

- ✓ **Sécurité contre l'incendie**

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

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

  Avec : ep : l'épaisseur de la dalle

  ep>Lx/20 donc : 300/20 =15 cm

- ✓ Donc on prend ep =15 cm

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

II.3.1 Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs :

Les murs intérieurs sont en simple cloison :

Tableau II.2 : charges permanentes des murs intérieurs

N	composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)	Référence
1	Enduit en ciment	0.02	0,18	0,36	**[4] ART B.C.22 C.2-** Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	**[4] ART B.C.2.2 C.1** maçonnerie
3	Enduit en ciment	0.02	0,18	0,18	**[4] ART B.C.22 C.2-** Enduits
			Total	**1,62**	

- ✓ Alors on adopte pour les murs simple cloison une charge **G=1,62(KN/m2).**

II.3.1.2 Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont en double cloison :

Tableau II.3: charges permanentes des murs extérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)	Référence
1	Enduit en ciment	0.02	0,18	0,36	**[4] ART B.C.22 C.2** Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	**[[4] ART B.C.22 C.1** maçonnerie
3	Lame d'aire	0.10	-	-	
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	**[4] ART B.C.2.2 C.1** maçonnerie
5	Enduit en Ciment	0.02	0.18	0.36	**[4] ART B.C.22 C.2** Enduits
Total				**2,52**	

- ✓ Alors on adopte pour les murs double cloison une charge **G=2,52(KN/m2)**.

II.3.2 Plancher terrasse :

Le Plancher terrasse est en corps creux :

II.3.2.1Charges permanentes :

Tableau II.4 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N	composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)	Référence
1	Gravier roulé	0.04	0.80	**[4] ARTB.C.2.2 C.5-** Toitures
2	Etanchéité multicouche	0.02	0.12	**[4] ART B.C.2.2 C.5-** Toitures
3	Papier kraft	-	0.05	**[4] ART B.C.2.2 C.5-** Toitures
4	Forme de pente	0.15	3,30	**[4] ART B.C.2.2 C.5-** Toitures
5	Film polyane	-	0.01	**[4] ART B.C.2.2 C.5-** Toitures
6	Liégé (isolant)	0.04	0.16	**[4] ART B.C.2.2 C.5-** Toitures
7	Pare vapeur	0.10	0.06	**[4] ART B.C.2.2 C.5-** Toitures
8	Plancher (20+4)	0.20+0.04	3.30	**[4] ART B.C.2.2 C.3-** Plancher
9	Enduit plâtre	0.02	0.20	**[4] ART B.C.2.2 C.5-** Enduit
Charge permanente total G			**8.00**	

✓ Alors pour le Plancher d'une terrasse inaccessible **G=8.00 (KN/m2).**

II.3.3 Plancher courant :

Le Plancher courant est en corps creux :

II.3.3.1Charges permanentes :

Tableau II.5: Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux)

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m2)	Référence
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.40	**[4] ART B.C.2.2 C.3**-Revêtement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	0.40	**[4] ART B.C.2.2 C.3**-Revêtement du plancher
3	Lit de sable	0.03	0.54	**[4] ART B.C.2.2** Annexes
4	Cloisons	-	1.62	**[4] ART B.C.2.2 C.1** maçonnerie
5	Planchers corps creux 20+4	0.24	3.30	**[4] ART B.C.2.2 C.3**-Plancher
6	Enduit en plâtre	0.02	0.2	**[4] ART B.C.22 C.2**-Enduits
Charge permanente total G			6.46	

- ✓ Alors pour le Plancher d'étage courant **G=6.46 (KN/m2).**

II.3.3.2. Surcharges d'exploitation :

- ❖ Terrasse Inaccessible Q=1 kN/m² **[4] ART 7.3.3**
- ❖ Administration Q=2.5 kN/m². **[4] ART 7.1**
- ❖ Salle d'archive Q=4 kN/m².
- ❖ Hall Q=4kN/m².**[4] ART 7.1**

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.

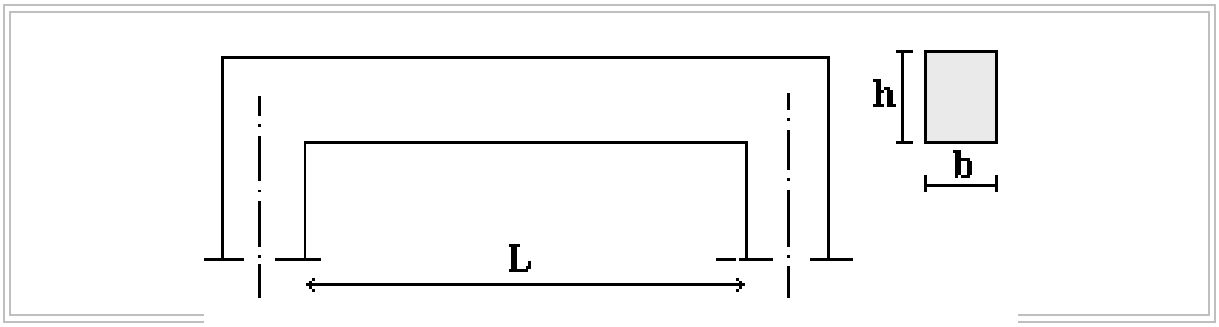


Figure II.2 : Pré dimensionnement des poutres

II.4.1Pré-dimensionnement :

Elles sont pré-dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, Imposées par les règles de **ART 3.2** à partir de L (**L** : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis), et comme la poutre est simplement appuie :

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

II.4.2Vérification vis-à-vis du règlement [5] ART 7.5.1 :

Pour la zone IIa (zone de moyenne sismicité), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$b \geq 20cm$; $h \geq 30cm$; $h/b \leq 4$

II.4.3Poutres principales :

On a : Lmax=4m.

Tableau II.6 : Dimensions des poutres principales

L/15 ≤	ht (cm)	≤ L/10
26.66	40	40

0,3h ≤	b (cm)	≤ 0,7h
12	30	28

✓ Donc on démarre avec une section de poutres principale (b*h)= (30*40).

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont :ht=40cm ≥ 30 cm ; b =30cm≥ 20 cm ; h/b=1.33 ≤ 4 RPA2003 [Art 7.5.1]

II.4.4. Condition de rigidité selon le [1] ART B6.5 :

(h/L ≥ 1/16) (h/L =0.1≥ 1/16)

II.4.5 .Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$
30	40	30	Oui	2.5	15	Oui
30	40	30	Oui	2.5	20	Oui

✓ toutes les conditions sont vérifiées.

II.4.6.Poutres secondaires :

On a :lmax =5m.

Tableau II.7 : Dimensions des poutres secondaires

L/15 ≤	ht (cm)	≤ L/10
33.33	35	50

0,3h ≤	b (cm)	≤ 0,7h
10.5	30	24.5

✓ Donc on démarre avec une section de poutres secondaires (b*h) = (35*30).

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa sont :h=35cm ≥ 30 cm ; b =30cm≥ 20 cm ; h/b=1.16≤ 4

II.4.7.Condition de rigidité selon le [1] ART B6.5 :

(h/L ≥ 1/16) (h/L =0.07≥ 1/16)

✓ Alors toutes les vérifications sont satisfaisantes.

II.5.Pré dimensionnement des voiles selon le règlement [5] Art [7.7.1] :

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement on exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

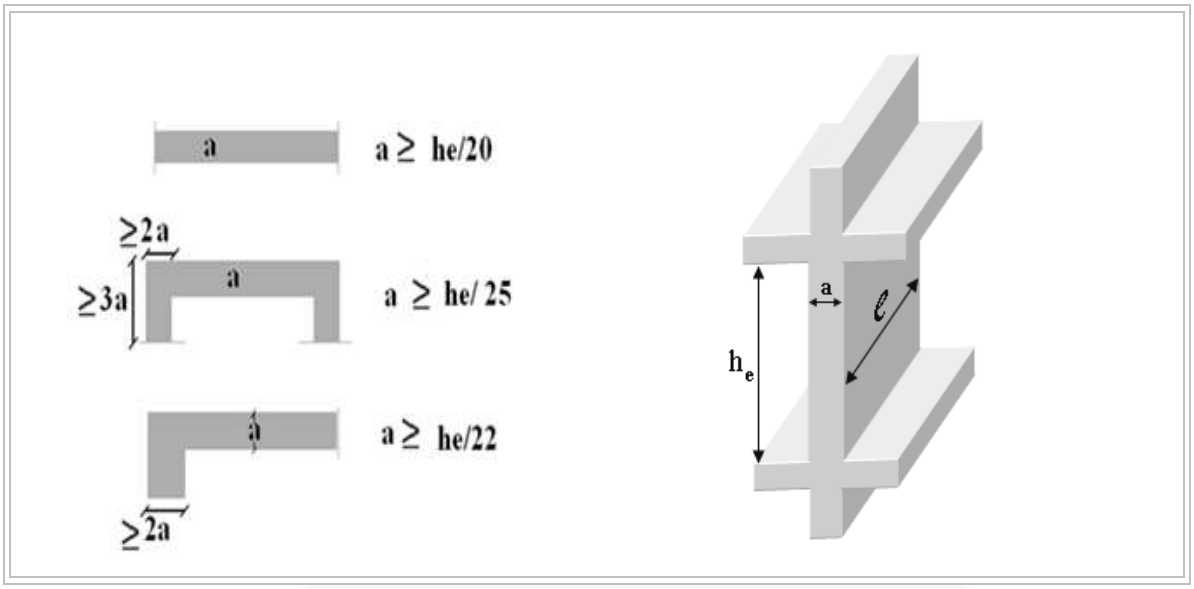


Figure II.3 : Coupe de voile en plan (gauche)
Voile en 3D (droite)

Pour notre cas on prend :

Tableau II.8 : Pré dimensionnement des voiles

Les voiles	he=h-hps (cm)	a ≥ *he*/22	a ≥ *he*/25
Etage courant	305	13.86	12.20

Avec : he : la hauteur libre h : la hauteur d'étage hps : la hauteur de la poutre

- ✓ Donc on démarre avec une épaisseur de 15cm.

II.6.Pré-dimensionnement des poteaux selon le règlement [5] Art [7.4.1] :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation ; donc le poteau sera pré-dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.6.1.Etapes de pré-dimensionnement [1] ART B8.4.1 :

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

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

Condition a vérifié : $N_{ultime} \leq \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}.\alpha\right]$ **[1] ART B8.4.1**

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

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

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

$$\begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour : } \lambda \leq 50. \\ \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{cases}$$

Avec : $\lambda=\frac{L_f}{i}$**:** C'est l'élancement mécanique.Lf=0.7 L0 :C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:i= $\frac{b}{\sqrt{12}}$,I= $\frac{h.b^3}{12}$(Poteau rectangulaire).

II.6.2.Les dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux présentés sur (Tableau II.9)

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux carré

Niveau d'étage	**5ème**	**4 ème**	**3 ème**	**2ème**	**1 er**	**RDC**
Dimension (b*h)	35x35	40x40	45×45	45x45	50×50	50×50

Remarque : On a commencé par les dimensions minimales de RPA (25x25).

Mais les calcules n'ont pas vérifié alors on a opté : (35x35).

Ces dimensions doivent satisfaire aux Conditions du RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1]:

- Pour les poteaux rectangulaires (carrés) **:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b1, h1) \geq 25\ \text{cm}.\ (\text{Zone IIa}) \\ \text{Min}\,(b1, h1) \geq \dfrac{\mathbf{he}}{\mathbf{20}} \\ \dfrac{1}{4} \leq \dfrac{b1}{h1} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.10 : Vérification du coffrage des poteaux

Niveau	$\mathbf{b_1 \times h_1}$	$\frac{\mathbf{h_e}}{\mathbf{20}}$	**Min (b1, h1)≥25 cm**	**Min(b1,h1)≥$\frac{he}{20}$**	**$\frac{1}{4}\leq\frac{b1}{h1}\leq 4$**
5ème	35x35	15,25	**Condition vérifiée**		
4ème	40x40	15,25			
3ème, 2ème	45x45	15.25			
1er, RDC	50x50	15.25			

Remarque : notre structure comprend deux types de poteaux carré et circulaire

Alors on va faire le calcul pour les deux.

II.6.3.Détermination des charges et surcharges :

II.6.4.Calcul de La surface reprise par le poteau carré :

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{plancher} = 12.96m^2$

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

  $S_{tot} = 15.21m^2$.

Tableau II.11: Surface reprise par le poteau carré

Etages	La surface partielle (m^2)	La surface totale (m^2)
Pour et RDC et 1er	12.96	15.21
Pour 2eme ; 3eme	12.96	15.21
Pour 4eme ;5eme	12.96	15.21

II.6.5. charges permanentes :

Comprend le poids propre des éléments porteurs et les éléments incorporés aux éléments Détermination des charges permanentes (Descente des charges).

- $G_{plancher}$ = poids de plancher $\times S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires\ )}$ =b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 kN/m^3.

Tableau II.12 : Représentation des données

Etage	L0 (m)	b pp	h pp	b ps	h ps	sp(m2)	st(m2)	lx (m) pp	ly (m) ps	8b	8s	fe (Mpa)
5	3.4	30	40	30	35	12.960	15.210	4	5	1.5	1.15	400
4	3.4	30	40	30	35	12.960	15.210	4	5	1.5	1.15	400
3	3.4	30	40	30	35	12.960	15.210	4	5	1.5	1.15	400
2	3.4	30	40	30	35	12.960	15.210	4	5	1.5	1.15	400
1	3.4	30	40	30	35	12.960	15.210	4	5	1.5	1.15	400
RDC	3.4	30	40	30	35	12.960	15.210	4	5	1.5	1.15	400

Tableau II.13 : Les charges permanentes

étage	Gplancher (KN)	G pot (KN)	Gpp (KN)	Gps (KN)	G (KN)	Gcum (KN)
5	103.680	9.187	12.000	13.125	137.992	137.992
4	83.721	12.000	12.000	13.125	120.846	258.838
3	83.721	15.187	12.000	13.125	124.033	382.871
2	83.721	15.187	12.000	13.125	124.033	506.904
1	83.721	18.750	12.000	13.125	127.596	634.500
RDC	83.721	18.750	12.000	13.125	127.596	762.096

II.6.6.Détermination de sur charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

$$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)\ [3]$$

- Pour le 5ème étage (terrasse) : Q_0

- Pour le 4ème étage: Q_0+Q_1
- Pour le 3ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le 2éme étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le 1 er:$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour le RDC : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Tableau II.14 : Charges d'exploitations

Etage	Q plancher		Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
5	Q0	1	15,21	1	0	15,210
4	Q1	4	60,840	2	1	76,050
3	Q2	4	60,840	3	0,95	130,806
2	Q3	4	60,840	4	0,9	179,478
1	Q4	4	60,840	5	0,85	222,066
RDC	Q5	4	60,840	6	0,8	258,570

II.6.7.Effort normal de résistance

$N_u = 1.35G + 1.5Q$

$N_u = N_u + 10\%N_u = 1.1N_u$

Tableau II.15 :L'effort normal

étage	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	B (cm2)	Br (cm2)	AS(m2)	α	Nu adm (kN)
5	35	2.38	0.101	23.560	25	1225	1089	0.1225	0.779	1575.000
4	40	2.38	0.115	20.695	25	1600	1444	0.16	0.794	2129.000
3	45	2.38	0.130	18.307	25	2025	1849	0.2025	0.806	2765.147
2	45	2.38	0.130	18.307	25	2025	1849	0.2025	0.806	2765.147
1	50	2.38	0.144	16.527	25	2500	2304	0.25	0.814	3478.917
RDC	50	2.38	0.144	16.527	25	2500	2304	0.25	0.814	3478.917

Tableau II.16 : vérification des résultats

étage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	$\overline{Nu}$ (kN)	verification
5	137.992	15.210	209.104	230.015	1575.000	cv
4	258.838	76.050	463.506	509.857	2129.000	cv
3	382.871	130.806	713.085	784.393	2765.147	cv
2	506.904	179.478	953.537	1048.891	2765.147	cv
1	634.500	222.066	1189.674	1308.641	3478.917	cv
RDC	762.096	258.570	1416.685	1558.353	3478.917	cv

✓ Alors toutes les dimensions des poteaux ont vérifié la condition ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$).

II.6.8. Vérification :

D'après le règlement [**5] ART 7.4.1**

Tableau II.17: vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 35cm ≥25 cm
Min (b, h)≥he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) =(300)/20=15cm
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 (b/h)=1 ≤ 4

✓ Toutes les conditions sont vérifiées.

II.7.1.Le cas de poteau circulaire le plus sollicité :

Selon RPA2003 Dmin dans la zone IIa sont (30x30), on a commencé les calcules avec les dimensions minimal mais ils n'ont pas vérifiés alors on a opté D=45cm.

On a pris D=45cm dans tous les étages, on n'a pas fait le changement de sections pour faciliter l'exécution et aussi pour des raisons économiques à cause de coffrage métallique pour les poteaux circulaires.

Calcul de La surface reprise par le poteau circulaire :

- $S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

  $S_{plancher}$ = 12.96 m^2

- S_{tot} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

S_{tot} = 15.21m^2.

Tableau II.18: Surface reprise par le poteau circulaire

Etages	La surface partielle (m^2)	La surface totale (m^2)
Pour et RDC et 1er	12.96	15.21
Pour 2eme ; 3eme	12.96	15.21
Pour 4eme ;5eme	12.96	15.21

II.7.2.Charges permanentes :

Comprend le poids propre des éléments porteurs et les éléments incorporés aux éléments Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires\ )}$ =b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = $A = \pi r^2$× h_e × poids volumique du béton armé.

Avec :

Poids volumique du béton armé = 25 KN/m^3.

Tableau II.19 : Charges permanentes

étage	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
5	103.680	11.928	12.000	13.125	140.733	140.733
4	83.721	11.928	12.000	13.125	120.774	261.507
3	83.721	11.928	12.000	13.125	120.774	382.281
2	83.721	11.928	12.000	13.125	120.774	503.055
1	83.721	11.928	12.000	13.125	120.774	623.829
RDC	83.721	11.928	12.000	13.125	120.774	744.603

II.7.3.Détermination de sur charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ [3]

- Pour le 5ème étage (terrasse) : Q_0
- Pour le 4ème étage: Q_0+Q_1
- Pour le 3ème étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le 2éme étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le 1 er:$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour le RDC : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Tableau II.20 : Charges d'exploitations

étage		Q plancher	Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
5	Q6	1	15.210	1	0	15.210
4	Q7	4	60.840	2	1	76.050
3	Q8	4	60.840	3	0.95	130.806
2	Q9	4	60.840	4	0.9	179.478
1	Q10	4	60.840	5	0.85	222.066
RDC	Q11	4	60.840	6	0.8	258.570

II.7.4.Effort normal de résistance :

$N_u =$ { $1.35G + 1.5Q$; $N_u=N_u+10\%N_u=1.1N_u$

Tableau II .21 :L'effort normal

	(a*a)	Lf (m)	i=D/4 (m)	λ	fc_{28} (Mpa)	B(cm2)	Br(cm2)	AS(cm2)	α	Nu adm (kN)
5	45	2.38	0.113	21.156	25	1590.431	1452.201	1.5904313	0.792	2174.000
4	45	2.38	0.113	21.156	25	1590.431	1452.201	1.5904313	0.792	2174.036
3	45	2.38	0.113	21.156	25	1590.431	1452.201	1.5904313	0.792	2174.036
2	45	2.38	0.113	21.156	25	1590.431	1452.201	1.5904313	0.792	2174.036
1	45	2.38	0.113	21.156	25	1590.431	1452.201	1.5904313	0.792	2174.036
RDC	45	2.38	0.113	21.156	25	1590.431	1452.201	1.5904313	0.792	2174.036

Tableau II.22 : Les vérifications

étage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	$\overline{Nu}$ (kN)	vérification
5	140.733	15.210	212.805	234.085	2174.000	cv
4	261.507	76.050	467.109	513.820	2174.036	cv
3	382.281	130.806	712.288	783.517	2174.036	cv
2	503.055	179.478	948.341	1043.175	2174.036	cv
1	623.829	222.066	1175.268	1292.795	2174.036	cv
RDC	744.603	258.570	1393.069	1532.376	2174.036	cv

✓ Alors toutes les dimensions des poteaux ont vérifié la condition ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)

II.8. Les longrines :

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…..RPA [Art 10.1].On opte pour un site ferme (S2) une section égale à (30x35) = (bxh).

chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments non porteurs qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des poutrelles, l'acrotère, les escaliers et les dalles pleines dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère :

L'acrotère est une murette en béton armé, situé au niveau de plancher terrasse de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur, considéré comme une console encastrer a sa base, soumise a son poids propre et a une surcharge horizontale.

Son calcul est en flexion composée.

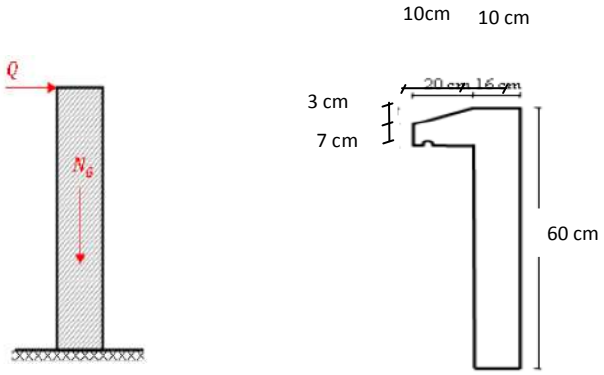


Figure III.1:L'acrotère**.**

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS

G = 1.7125kN/ml	**ELU**	
	Effort normal	Nu= 1.35G = 1.35x1.75= 2.36KN
	Moment	Mu = 1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN
	Effort tranchant	Tu = 1.5Q = 1.5x1 = 1.5 KN
Q = 1 kN/ml	**ELS**	
	Effort normal	Nser= G= 1.75 KN
	Moment	Mser =Qxh=1x0.6=0.6 KN

III.2.2 Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion Composée et en situation durable. Avec :f_{c28} = 25MPa ;f_e= 400MPa

Tableau III.2 : La section d'armatures et de vérification des contraintes à L'ELS et au Cisaillement

Section calculé (cm^2)	A= 6.40 cm^2		**Vérification**		
	A_{rep} = 2.02 cm^2		σ_b=0.30MPa	<	$\sigma_{b\ adm}$ = 15 MPa
Choix de Section (cm^2)	$A_{choisie}$ =7HA12 = 7.92 cm^2		σ_s'=2.5MPa	<	σ_{sadm} = 201.63MPa
	$A_{rep\ choisie}$ = 4HA8 = 2.02 cm^2		σ_s1=2.10MPa	<	σ_{sadm} = 201.63MPa
Espacement	S_t= 15 cm				
	$S_{t\ rep}$ = 20 cm				

✓ Toutes les vérifications sont satisfaisantes.

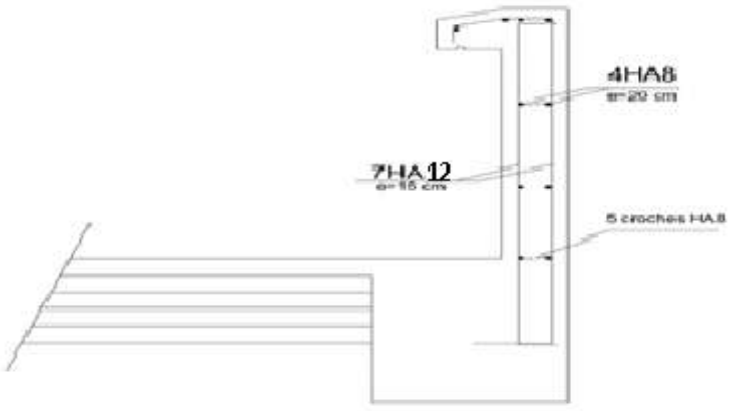


Figure III.2 : Détails de ferraillage de l'acrotère

III.3.Plancher à corps creux :

III.3.1.Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, soumise aux charges G et Q.

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes :

- **(Avant coulage)**
- **(Après coulage)**

III.3.1.1.Avant coulage :

- **Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Charge permanente :

Tableau III.3 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

La travée L	Q (KN)	G (KN/ml)	
		poids de poutrelle	**poids du corps creux**
5.00	2.5	0,12×0,04×25 =	0,60×1 = 0,60
		0,72	

Surcharge d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages est égale à la plus grande des deux valeurs:

$$Q = \text{Max}\ [1KN, 0.5L\ KN/m]$$ **[1]**

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 de la table de compression.

III.3.1.2.Calcul des étaiements :

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiements c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible.

Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

Remarque : on doit vérifiée la flèche avant et après le coulage.

F adm $=\frac{L}{500}$; si L≤5 ; on a L=5000mm donc : Fadm=10mm.

On a :Fmax$=\frac{2.05\times P\times L^4}{384\times E\times I}$, *pour la poutre continue.*

Tableau III. 4 : Nombre des étaiements

étaiements	G	Q	Fc28	E(Mpa)	L(mm)	Fmax(mm)	Fadm(mm)	F<Fadm
0	1.98	0.6	25	10819	5000	79.71	10.00	Non
1	1.98	0.6	25	10819	2500	4.98	5.00	Oui

Alors : On place un étaiement.

III.3.1.3.Après coulage :

III.3.1.3.1Récapitulations :

Le calcul des sollicitations internes des poutrelles se fait à l'aide du logiciel de calcul SAP .On a la poutrelle la plus sollicité qui contient 5 travée situé au niveau du plancher terrasse.

Lmax=5.00m

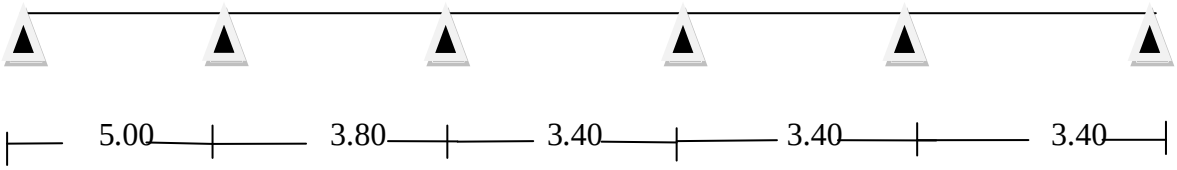


Figure III.3. La poutrelle qui contient la plus longue travée.

Tableau III.5: Récapitulations des efforts internes à l'ELU et à l'ELS

Etage	**Moment Max en travées**		**Moment Max aux appuis**	
	ELU (kN.m)	**ELS (kN.m)**	**ELU (kN.m)**	**ELS (kN.m)**
Terrasse	16.59	12.13	11.43	8.31

III.3.1.2.2.Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles :

III.3.1.2.2.1Armatures longitudinales :

Les données :

b = 0.60m ; b_0 = 0.12m ; h = 0.24m ; h_0 = 0.04m ; σ_s= 348 MPa ; σ_b = 14.2 MPa ; Fe= 400 MPa ;γ_s= 1.15 ; γ_b = 1.5.

Tableau III.6 : calcul la section des armatures

Section calculée (cm²)					**Choix de Section (cm²)**			
As1	As2	As′1	As′2		As1	As2	As′1	As’2
2.55	0	1.90	0		2HA10+1HA12=2.70 cm²	0	1HA10+1HA12=1.93 cm²	0

- ✓ Donc on prend Donc on prend A=2HA10+1HA12=2.70 cm² pour travée et A=1HA10+1HA12=1.93 cm² pour l'appui.

Tableau III.7 : calcul de l'armature transversale.

St (cm)	St'(cm)	$A_{transversale}$ (cm²)
20	33	2HA6=0.57

- ✓ Donc on prend $A_{transversale}$ =2HA6=0.57cm² avec un espacement de 20cm.

III.3.1.2.2.2.Vérification à ELS :

Il suffit de vérifier : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ (Voir tableau III.4)

Tableau III.8 : Vérification de la contrainte du béton à l'ELS

Etages	**Sollicitations l'ELS(kN. m)**		**Contraintes (MPa)**		**Contraintes admissible (MPa)**	**Vérification**
	M_{tmax}	M_{amax}	$\sigma_{btravée}$	σ_{bappui}	$\overline{\sigma_b}$	
Terrasse	8.31	12.13	4,20	12.6	15	CV

III.3.1.2.2.3.Vérification des contraintes de cisaillement à ELU :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de poutrelle avec la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de fissuration peu nuisible.

Tableau III.9: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU

Etages	$\mathbf{T_u}$ **(kN. m)**	$\boldsymbol{\tau_u}$**(MPa)**	$\overline{\boldsymbol{\tau_u}}$**(MPa)**	**Vérification**
Terrasse	21.06	2.19	3,33	CV

III.3.1.2.2.4 .vérification de la flèche [1] ART B6.8.4.2.4 :

Tableau III.10 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition	3eme condition
$\frac{h}{L} = 0.04 \geq \frac{1}{22.5} = 0.022$	$\frac{h}{L} = 0.04 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = 0.028$	$\frac{A_t}{b_0.St} = 0.008 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009$

- ✓ Donc il y a aucun risque de la flèche.

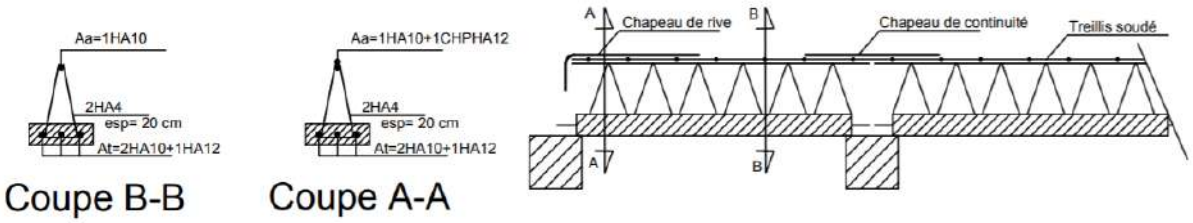


Figure III.4 : Ferraillage des poutrelles.

III.3.1.2.3.Ferraillage de la table de compression :

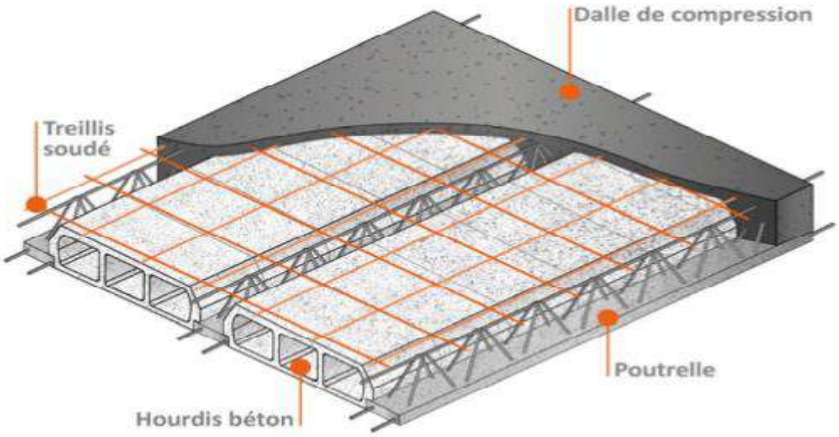


Figure III.5 : Dalle en corps creux

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux poutrelles est donnée par :

At≥ 0.02. L. $\frac{200}{f_e}$**At**= 0.46cm².

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

Al ≥ $\frac{\boldsymbol{At}}{2}$ = 0.23cm²

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé : TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20cm.

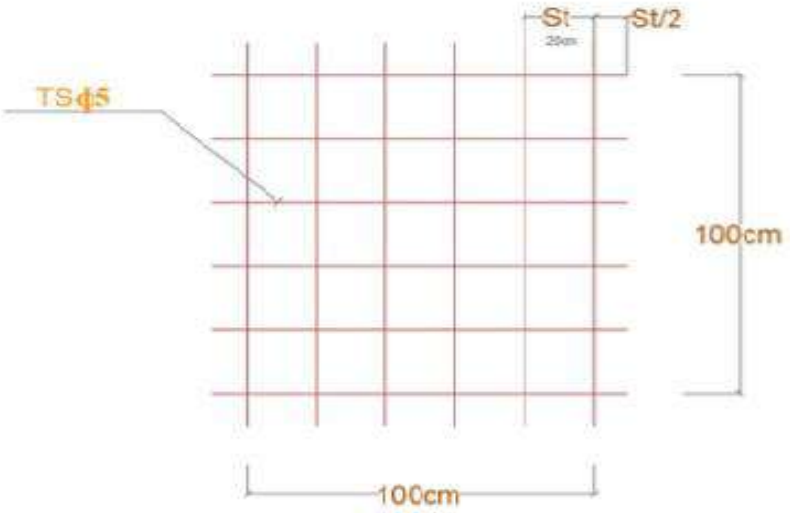


Figure III.6 : Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4. Les dalles pleines :

III.4.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans, reposant sur 2,3, ou 4 appuis.

On distingue Dans notre structure, on a 3 types des dalles pleines sous forme rectangulaire.

III.4.2. EVALUATION DES CHARGES :

a. Charges permanentes :

On adopte G=6.91 (KN/m2) comme une Charge permanente pour la dalle pleine.

b. Surcharge d'exploitation :

On adopte Q=2.5kN/m² pour les étages ; Q=3,50 kN/m² pour le balcon comme une Charge d'exploitation pour la dalle pleine selon le DTR **[4] ART 7.1**.

III.4.3.Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis.

Et concernant les vérifications à L'ELS, nous allons appliquer la méthode forfaitaire.

Type des dalles :

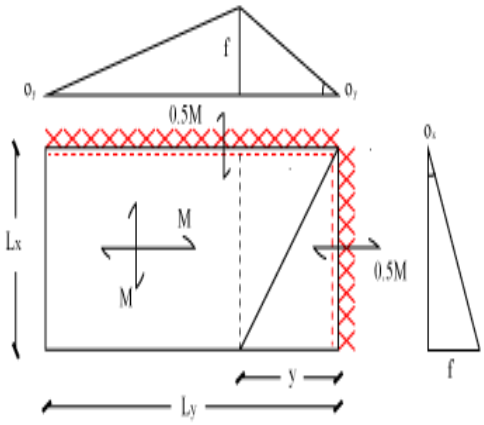
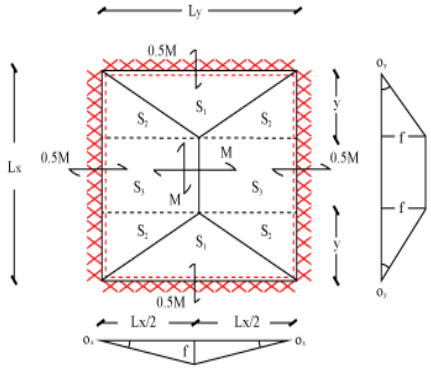
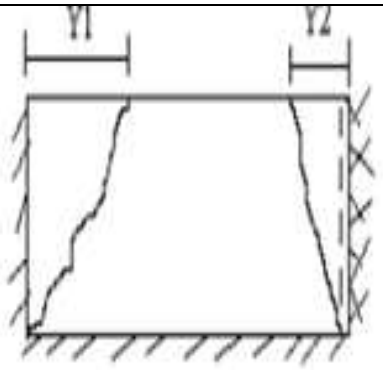
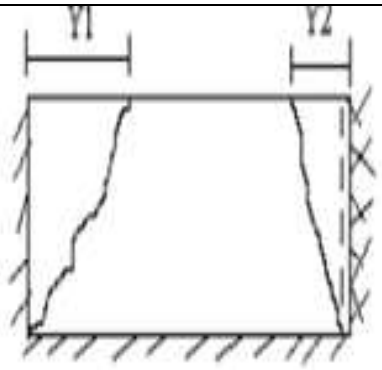
<table>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type1:Dalle pleine qui repose sur 2 appuis.</td><td>Type2 : Dalle pleine qui repose sur 4 appuis.</td></tr>
<tr><td>
</td><td>
</td></tr>
<tr><td>Type3 : Dalle pleine qui repose sur 3 appuis.</td><td>Type3’ : Dalle pleine de balcon qui repose sur 3 appuis.</td></tr>
</table>

Figure III. 7 : Type des dalles pleines

Tableau III.11 : Evaluation des charges

Dalle	G	Q	Pu(KN)	Pser(KN)	Méthode de travail
1	6.91	2.5	13.078	9.41	Lignes de ruptures
2	6.91	2.5	13.078	9.41	Lignes de ruptures
3	6.91	2.5	13.078	9.41	Lignes de ruptures
3’	6.91	3.5	14.57	10.41	Lignes de ruptures

Tableau III.12 : Ferraillage des dalles pleines

Dalle	Sollicitation		Section et armatures				Espacement
			A (cm^2)	A choisie [cm^2]	St	St adm	St≤St
1	Sens x/y	Mt=7.65	1.8	4HA8=2.01	25	33.3	vérifiée
		Ma=-4.5	1.7	4HA8=2.01			
2	Sens x/y	Mt=1.26	1.7	4HA8=2.01	25	33.3	vérifiée
		Ma=-0.75	1.7	4HA8=2.01			
3	Sens x/y	Mt=8.44	2	4HA10=3.14	25	33.3	vérifiée
		Ma=-4.96	1.7	4HA10=3.14			
3’	Sens x/y	Mt=5.94	1.7	4HA8=2.01	25	33.3	vérifiée
		Ma=-3.49	1.6	4HA8=2.01			

Tableau III.13 : Vérification des contraintes à l'ELS

Dalle	Sollicitation à l'ELS			Contraintes en travée	Contraintes en appui	Contraintes admissibles	vérification
		Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	σb [MPa]	σb [MPa]	$\overline{\sigma}b$ [MPa]	$\sigma b \leq \overline{\sigma}b$
1	Sens x/y	5.51	-3.24	1.4	0.8	15	vérifiée
2	Sens x/y	0.91	-0.53	0.2	0.1	15	vérifiée
3	Sens x/y	6.07	-3.57	1.6	0.9	15	vérifiée
3'	Sens x/y	4.24	-2.49	1.1	0.6	15	vérifiée

Tableau III.14 : Vérification des contraintes de cisaillement CBA art [A.5.2.2]

Dalle	section		Sollicitation à l'ELU		vérification	
	h [cm]	b [cm]	T [cm]	τu [MPa]	$\overline{\tau}u$ [MPa]	$\tau u \leq \overline{\tau}u$
1	15	100	9.81	0.07	1.167	Vérifiée
2	15	100	10.791	0.09	1.167	Vérifiée
3	15	100	7.84	0.06	1.167	Vérifiée
3'	15	100	8.74	0.06	1.167	Vérifiée

Tableau III.15 : Vérification préliminaire de la flèche

Section	1er condition $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20M0}$			2éme condition $\frac{A}{b0xd} \leq \frac{2}{fe}$		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{20}.\frac{Mt}{M0}$	vérification	$\frac{A}{b0xd}$	$\frac{2}{fe}$	vérification
1	0.1	0.04	vérifiée	0.003	0.005	vérifiée
2	0.09	0.04	vérifiée	0.003	0.005	vérifiée
3	0.125	0.04	vérifiée	0.004	0.005	vérifiée
4	0.125	0.04	vérifiée	0.004	0.005	vérifiée

III.5. Les escaliers :

Type 1 : Les caractéristiques de notre escalier sont : Largeur de la Marche: g = 0.30m ; Hauteur de la contre Marche: h = 0.17m

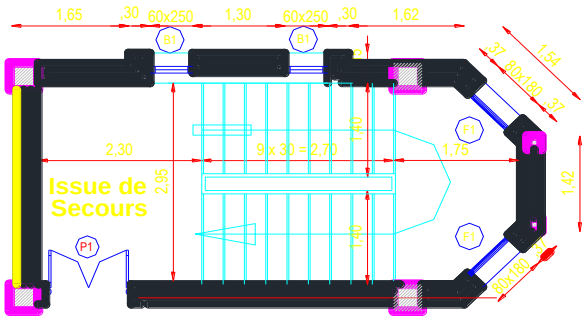


Figure III .8 : Escalier type 1

III.5.1. Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

α= arct($\frac{h}{g}$) alors :α =29,54°.

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 15.42 \leq e \leq 18$ on adopte : e=18cm

Remarque : pour e=18cm la flèche n'est pas vérifiée donc on a augmenté l'épaisseur de l'escalier jusqu'à e=20cm.

III.5.2. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Pour L=5.40 m ; et e=20cm on a :

Tableau III.16: Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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	Poids propre du palier	0,20	25	5
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**6.70**

Tableau III.17: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0,20/ cos α	25	5.75
5	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,13
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**9.58**

Charge d'exploitation : Q = 2.50kN/m2.

III.5.3. Détermination des efforts :

Tableau III.18 : Combinaison des charges de l'escalier

	G [KN/m2]	Q [KN/m2]	Pu [KN/m2]	Pser [KN/m2]
Palier	6.70	2.50	12.80	9.20
Paillasse	9.58	2.50	16.68	12.08

III.5.4.Calcul du ferraillage:

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur. b=100cm; h=20cm; d=17.5cm; c=2.5cm.

Tableau III.19: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{rép=\frac{A}{4}}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	55.73	47.37	8.3	0,00	2.00	7HA14 = 10.78	2.70	5 HA10 = 3.93
En appuis		-27.86	0,00	4.7		7HA14 =10.78	2.70	5 HA10 = 3.93

Le tableau III.22.présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.20 : Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	St (cm) armatures de répartitions	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) = $\frac{V_u}{b_0 . d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	15.00cm ≤ 33cm	20,00cm ≤ 45cm	1.16	0,25	CV
Appuis	15.00cm ≤ 33cm	20,00cm ≤ 45cm			

III.5.5.Vérification à l'ELS :

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

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, voir (tableau III.23)

Tableau III.21 : Vérification à L'ELS

	A (cm²)	$\mathbf{M_{ser}}$(kN .m)	$\boldsymbol{\sigma_b}$**(MPa)**	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$**(MPa)**	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$
En travée	10.78	34.23	7,3	15	oui
En appuis	10.78	-20.13	4,3	15	oui

III.5.6. Vérification de la flèche [1] ART B.6.5.3 :

Escalier	1er condition $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20M0}$			2éme condition $\frac{A}{b0xd} \leq \frac{2}{fe}$		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{20}.\frac{Mt}{M0}$	vérification	$\frac{A}{b0xd}$	$\frac{2}{fe}$	vérification
1	0.03	0.04	Non vérifiée	0.003	0.005	vérifiée

Comme une des conditions de la flèche n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Combinaison a ELS :

$f_{adm} = \frac{1}{500}$si L ≤ 5m $\qquad$ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$cmsi L>5m

Tableau III.22: vérification de la flèche de l'escalier (type1)

f_t (mm)	f_{adm} (mm)
9.2	10.4

✓ Donc il n y a pas un risque de la flèche.

- **Type 2 :** Les caractéristiques de notre escalier sont : La Largeur de la Marche: g = 0.30m ; Hauteur de la contre Marche: h = 0.17m

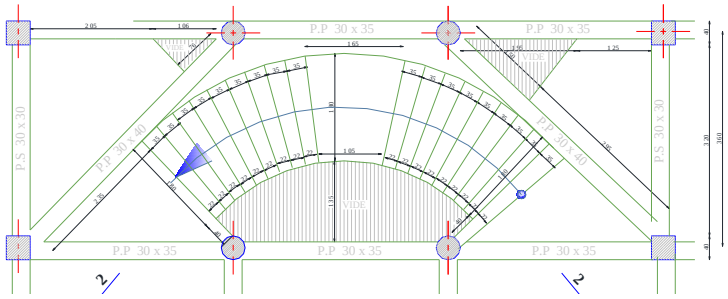


Figure III.9 . Escalier type 2.

III.5.7.Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 17.14 \leq e \leq 20$ on adopte : e=20cm

Remarque : pour e=20cm la flèche n'est pas vérifiée donc on a augmenté l'épaisseur de l'escalier jusqu'à e=23cm.

III.5.8. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Pour L=6.00m ; et e=23cm on a :

Tableau III.23: Evaluation des charges permanentes du palier de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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	P .P du palier	0,23	25	5.75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**7.45**

Tableau III.24 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poid volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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	P .P de la paillasse	0,23/ cos α	25	6.61
5	Poids des marches	0,17/ 2	25	2,13
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Total				**10.44**

Charge d'exploitation : Q = 2.50kN/m2.

III5.9. Détermination des efforts :

Tableau III.25 : Combinaison des charges de l'escalier

	G [KN/m2]	Q [KN/m2]	Pu [KN/m2]	Pser [KN/m2]
Palier	7.45	2.50	13.80	9.95
Paillasse	10.44	2.50	17.84	12.94

III.5.10.Calcul du ferraillage:

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur. b=100cm; h=23cm; d=20.5cm; c=2.5cm.

Tableau III.26 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{rép=\frac{A}{4}}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
En travée	73.43	62.42	9.3	0,00	2.30	7HA14 = 10.78	2.70	5 HA10 = 3.93
En appuis		-36.72	0,00	5.3		7HA14 =10.78	2.70	5 HA10 = 3.93

Le tableau III.27 Présente la vérification de la contrainte tangentielle selon les conditions du règlement CBA93 [2].

Tableau III.27 : Vérification de la contrainte tangentielle

	St (cm) armatures longitudinales	**St (cm) armatures de répartitions**	$\overline{\tau}_u$ (MPa) = $\text{Min}\left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right]$	τ_u (MPa) $= \frac{V_u}{b_0.d}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Travée	15.00cm ≤ 33cm	20,00cm ≤ 45cm	1.16	0,24	CV
Appuis	15.00cm ≤ 33cm	20,00cm ≤ 45cm			

III.5.11.Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible : donc, on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$, voir (tableau III.31)

Tableau III.28 : Vérification à L'ELS

	A (cm²)	$\mathbf{M_{ser}}$(kN .m)	$\boldsymbol{\sigma_b}$**(MPa)**	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$**(MPa)**	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$
En travée	10.78	45.18	7,4	15	OUI
En appuis	10.78	-26.58	4,4	15	OUI

III.5.12.Vérification de la flèche [1] ART B.6.5.3 :

	1er condition $\frac{h}{l} > \frac{Mt}{20M0}$			2éme condition $\frac{A}{b0xd} \leq \frac{2}{fe}$		
Escalier	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{20}.\frac{Mt}{M0}$	vérification	$\frac{A}{b0xd}$	$\frac{2}{fe}$	vérification
2	0.03	0.04	Non vérifiée	0.003	0.005	vérifiée

Comme une des conditions de la flèche n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Combinaison a ELS :

$f_{adm} = \frac{1}{500}$Si L ≤ 5m $\qquad$ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$cmsi L>5m

Tableau III.29: vérification de la flèche de l'escalier (type2)

f_t (mm)	f_{badm} (mm)
10.7	11

- ✓ Donc il n y a pas un risque de la flèche.

chapitre IV
Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va étudier le comportement de notre structure lorsqu'elle est soumise à un chargement dynamique arbitraire.

Cela nécessite la création d'un modèle de calcul qui représente mieux la structure.

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000 version 20.2.0, sur un modèle Tridimensionnel de la structure encastrée à la base.

Concernant les combinaisons on a considéré :

G+Q+E ; 0.8G+E ; 1.35G+1.5Q+0.8T (étude thermique).

Puisque notre ouvrage sera implanté à Bouira zone IIa selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) qui limite l'utilisation des portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à 14 m pour cette zone , donc on doit disposer les voiles pour satisfaire les exigences du RPA.

IV.1.a. Etude thermique :

Notre structure en sens longitudinal a une dimension de : L= 35.10 m.

Elle est située dans la zone climatique B haut plateaux et dans cette zone le CBA93 exige que la largeur ne doit pas dépasser 25 m, alors il faut prendre en considération l'effet thermique sur l'ouvrage à l'aide du logiciel SAP2000, on va voir l'influence de ce chargement thermique.

IV.1.b. Les charges thermiques :

Selon CBA93 [Art A.3.1.3.3] :

$Nt=ExSx\Delta Tx\delta$

ΔT : En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.

$\Delta T=50°C$, δ : Coefficient de dilatation thermique=10^5.

Nt=308.776 kN.

On va sélectionner les poutres F, H, I, G. puis on applique le chargement thermique sur ces poutres.

IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

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

IV.2.1. Centre de masse :

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

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

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \text{ et } \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

Wi : Poids de la masse concentrée de l'élément « i » du niveau considéré.

Xi et Yi : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

XG et YG : Coordonnées du centre de gravité du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repère parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes : $X_R = \frac{\sum I_{YI} . X_i}{\sum I_{YI}}$ et $Y_R = \frac{\sum I_{XI} . Y_i}{\sum I_{XI}}$

Avec :

Ix et Iy : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

XR, YR : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragm	Nivea	Poids	XG	YG	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR	YR
F_	3.40	6845.40	16.59	9.46	1.215E+00	8.143E+00	13.14	7.27
E_	6.80	6873.51	17.08	9.05	1.215E+00	8.143E+00	12.64	7.27
D_	10.20	6723.34	16.96	9.05	1.215E+00	8.143E+00	12.71	7.22
C_	13.60	6719.11	17.14	9.06	1.215E+00	8.143E+00	12.85	7.17
B_	17.00	6901.38	17.04	8.73	1.215E+00	8.143E+00	12.95	7.11
A_	20.40	6063.40	17.09	8.65	1.215E+00	8.143E+00	13.00	7.03

IV.2.3.Excentricité statique :

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

$e_X = |X_R - X_G|$ et $e_y = |Y_R - Y_G|$

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.[Art.3.5.1.0.2.RPA99 version 2003].

IV.2.4.Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 35.10m

Largeur du bâtiment = 23.15m

IV.2.5.Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.27m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.47m

Les valeurs de l'excentricité théorique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
F_ DIAPH_ 3.40	3.40	3.449	2.189	Ok
E_ DIAPH_ 6.80	6.80	4.433	1.779	Ok
D_ DIAPH_ 10.20	10.20	4.253	1.821	Ok
C_ DIAPH_ 13.60	13.60	4.295	1.892	Ok
B_ DIAPH_ 17.00	17.00	4.086	1.618	Ok
A_ DIAPH_ 20.40	20.40	4.087	1.614	Ok

La position de centre de masse et centre de torsion et la distance entre eux est affiché dans la figure suivante :

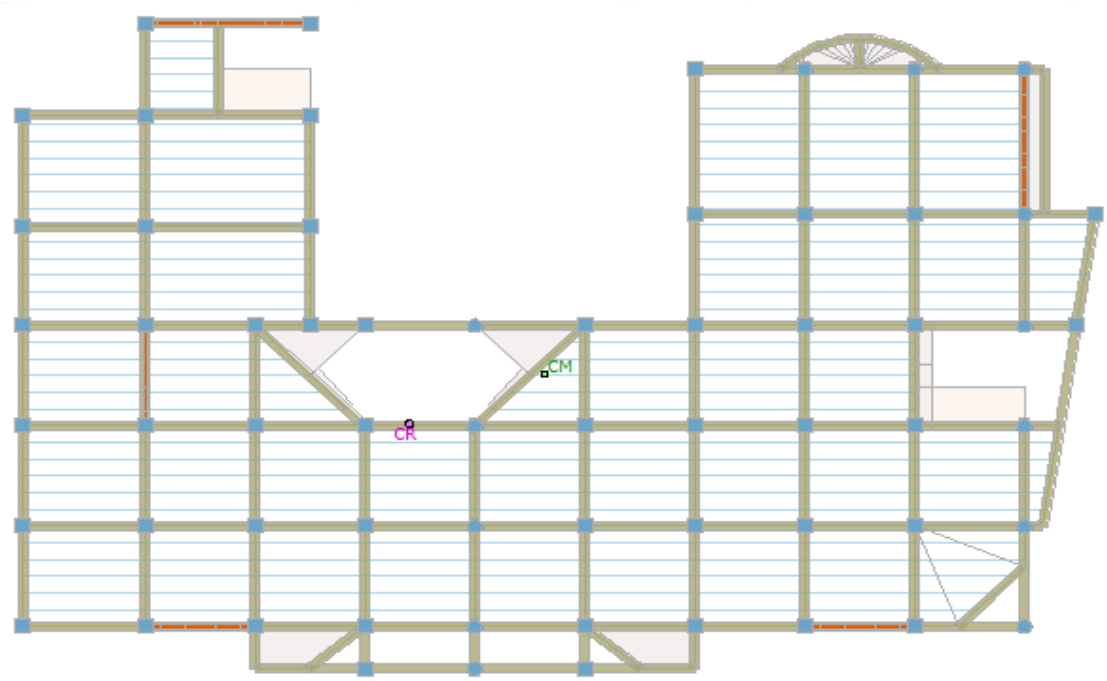


Figure IV.1 : La disposition finale des voiles et du centre de masse et centre de torsion

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1.Principe :

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

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure (déplacement en tête max).

IV.3.2.2 Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur sap2000 est le modèle de nœud maitre basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maitre, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maitre et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

Afin de déterminer notre spectre de réponse on fait référence a l'article 4.3.3 du RPA où L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 0.3s \\ 2.5\eta\,(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

Avec :

* Sa : Le spectre de réponse.

* g : accélération de la pesanteur=10m/s2

* T1 ; T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

* A : coefficient d'accélération de zone. Elle est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage.

* η: facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

* Q : facteur de qualité donnée par la formule Q = 1 + Σ Pq.

* R : coefficient de comportement de la structure (En fonction du système de contreventement).

IV.4. Justification du coefficient de comportement R :

Suivant Y : selon le « RPA version2003 » [Art 3.5]

Tableau IV.3: vérification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_	6579.686	6132.670	447.016	739.432	529.116	210.316
B_ DIAPH_ 17.00	14897.397	13947.918	949.479	937.588	619.599	317.989
C_ DIAPH_ 13.60	22914.464	21703.980	1210.484	1259.139	797.618	461.521
D_ DIAPH_	31093.982	29348.525	1745.457	1540.854	748.831	792.023
E_ DIAPH_ 6.80	39465.065	37367.830	2097.235	1805.197	772.378	1032.819
F_ DIAPH_ 3.40	46810.876	45008.409	1802.467	1760.683	772.987	987.696

Tableau IV.4: vérification du coefficient de comportement R suivant X en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_	100	93.206	6.794	100	71.557	28.443
B_ DIAPH_	100	93.627	6.373	100	66.084	33.916
C_ DIAPH_	100	94.717	5.283	100	63.346	36.654
D_ DIAPH_	100	94.387	5.613	100	48.598	51.402
E_ DIAPH_	100	94.686	5.314	100	42.786	57.214
F_ DIAPH_ 3.40	100	96.149	3.851	100	43.903	56.097

Tableau IV.5: vérification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_	6540.407	6132.670	407.737	796.904	518.981	277.923
B_ DIAPH_	14800.658	13947.918	852.740	1061.366	628.914	432.452
C_ DIAPH_	22912.925	21703.980	1208.945	1408.190	791.395	616.795
D_ DIAPH_	30955.232	29348.525	1606.707	1684.707	757.642	927.065
E_ DIAPH_	39305.609	37367.830	1937.779	1922.820	808.019	1114.801
F_ DIAPH_	47491.893	45008.409	2483.484	2099.099	703.063	1396.036

Tableau IV.6: vérification du coefficient de comportement R suivant Y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme	Poids Nz	Nz	Nz	Effort	Tx	Tx
A_ DIAPH_	100	93.766	6.234	100	65.125	34.875
B_ DIAPH_	100	94.238	5.762	100	59.255	40.745
C_ DIAPH_	100	94.724	5.276	100	56.199	43.801
D_ DIAPH_	100	94.810	5.190	100	44.972	55.028
E_ DIAPH_	100	95.070	4.930	100	42.023	57.977
F_ DIAPH_	100	94.771	5.229	100	33.494	66.506

D’après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, alors on a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, les portiques reprennent plus de 25% de l’effort tranchant dues aux charges horizontales (Tx, Ty), donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=5.

IV.5. Facteur de qualité Q :

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 : $1+\sum P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : détermination du facteur de qualité

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant X*	
	Observé	***Valeur***	***Observé***	***Valeur***
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	0.05		0.05	
Q	1.05		1.05	

En récapitulant les résultats on trouve : Qx = 1.05 et Qy = 1.05.

Période caractéristique :

T1= 0.15s T2 = 0.4s pour un site S2

IV.6.Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification du comportement modal de la structure.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des contraintes de cisaillement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.6.1.Vérification de comportement modal de la structure :

IV.6.1.1.Disposition des voiles :

IV.6.1.1.1 .Proposition de la disposition des voiles des contreventements :

a) Disposition (voile de contreventement) :

Tableau IV.8 : le comportement des trois premiers modes

Période (s)	UX	UY	RZ
0.581	0.07%	65.23%	6.43%
0.54	70.95%	0.01%	1.77%
0.35	1.42%	6.80%	62.33%

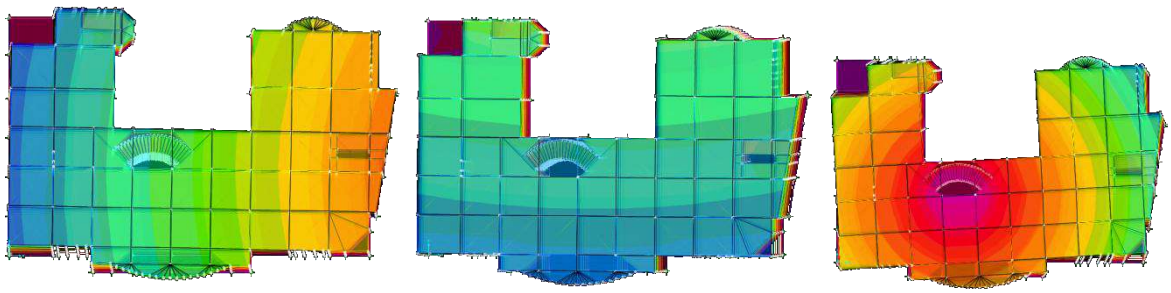


Figure IV.2 : le comportement des trois premiers modes

IV.6.2. Vérification de la participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction.

Tableau IV.9: Périodes et facteurs de participation massique

mode	Période (s)	**CumulX (%)**	**CumulY (%)**	**CumulZ (%)**
1	**0.581**	**0.066**	**65.235**	**6.429**
2	**0.482**	**71.015**	**65.244**	**8.197**
3	**0.421**	**72.433**	**72.044**	**70.526**
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
29	**0.058**	**95.378**	**96.546**	**94.509**

D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le Coefficient de Participation massique atteint les 90% a le 29eme mode.

IV.6.3. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base Vt 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 la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

IV.6.4.Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W \qquad \text{et } V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0,15 (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D=\begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,40 s, T1 = 0,15 s ; Selon RPA99v2003, tableau (4.7); site meuble (S2).

η: facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$.

ξ=7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0.882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

T=0.009 h /$\sqrt{Dn}$ …… [RPA99 version 2003 Art 4.2.4].

$$D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

R=5: coefficient de comportement global de la structure.

Q =1,05: facteur de qualité.

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0,2…….. (R.P.A 99 VERSION 2003. tab 4.5).

Tableau IV.10 : calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	Q_X	Q_Y	R	W	V_X	V_Y
0,15	2.205	2.205	1,05	1,05	5	40126.172	2929.211	2929.211

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V	E_d	0,8×V	$E_d \geq 0{,}8\times V$
X	2929.211	2418.470	2343.36	C.V
Y	2929.211	2353.183	2343.36	C.V

IV.6.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iY}$ et $M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i F_{iX}$

Avec :

F_{iX}, F_{iY}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.

hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0.

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{Sx} = \sum Y_G . W_i$ Et $M_{Sy} = \sum X_G . W_i$

Avec :

X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

il faut vérifier que $MS/MR \geq 1.5$:

Tableau IV.12 : Vérification de la stabilité

M_{Rx}	M_{Ry}	M_{Sx}	M_{Sy}	M_{Sx}/M_{Rx}	M_{Sy}/M_{Ry}	$M_S/M_R \geq 1.5$
35210.21	34259.70	681962.55	360817.37	19.37	10.53	Vérifier

IV.6.6.Vérification des déplacements :

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

δk= Rδek

δk : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

Selon [RPA : Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $k_{limite} = 0.01\ h_e$

Avec :h_e: la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter-étages sens x-x

Diaphragme	Niveau (m)	δ_x(cm)	δ_x.R	Δ_X(cm)	0,01.h_e(cm)	Vérification
A_ DIAPH_	**20.4**	**0.681**	**3.405**	**0.625**	**3.4**	**Ok**
B_ DIAPH_	**17**	**0.556**	**2.78**	**0.655**	**3.4**	**Ok**
C_ DIAPH_	**13.6**	**0.425**	**2.125**	**0.655**	**3.4**	**Ok**
D_ DIAPH_	**10.2**	**0.294**	**1.47**	**0.63**	**3.4**	**Ok**
E_ DIAPH_	**6.8**	**0.168**	**0.84**	**0.525**	**3.4**	**Ok**
F_ DIAPH_	**3.4**	**0.063**	**0.315**	**0.315**	**3.4**	**Ok**

✓ La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens X.

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter-étages sens y-y

Diaphragme	Niveau(m)	δ_y(cm)	δ_y.R	Δ_Y	0,01.h_e(cm)	Vérification
A_ DIAPH_	**20.4**	**1.287**	**6.435**	**1.18**	**3.4**	**Ok**
B_ DIAPH_	**17**	**1.051**	**5.255**	**1.255**	**3.4**	**Ok**
C_ DIAPH_	**13.6**	**0.8**	**4**	**1.265**	**3.4**	**Ok**
D_ DIAPH_	**10.2**	**0.547**	**2.735**	**1.21**	**3.4**	**Ok**
E_ DIAPH_	**6.8**	**0.305**	**1.525**	**0.99**	**3.4**	**Ok**
F_ DIAPH_	**3.4**	**0.107**	**0.535**	**0.535**	**3.4**	**Ok**

✓ La vérification des déplacements entre-étages est satisfaite à tous les étages dans le sens Y

IV.6.7.Vérification du l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 sont dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_D}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

υ : effort normal réduit.

N_D : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_C : L'air (section brute) de cette section de béton.

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.15 : Vérification de l'effort normal

Section	b (cm)	h (cm)	D (cm)	N (KN)	B_C (mm²)	Combinaison	f_{c28} (MPa)	γ (MPa)	υ	Vérification
potX (50x50)	50	50	/	1266.31	230400.00	G+Q-Edx	25	0.22	0.3	vérifier
potCX (45)	/	/	45	1176.47	180956.00	G+Q-Edx	25	0.26	0.3	vérifier
potY (50x50)	50	50	/	1575.02	230400.00	G+Q-Edy	25	0.273	0.3	vérifier
potCY (45)	/	/	45	1200.46	180956.00	G+Q-Edy	25	0.265	0.3	vérifier

Remarque :

Sur la base de ces résultats, nous avons opté pour une résistance de 25MPa dont la composition d'un **$1m^3$** de béton est :

- Ciment (classe 325) ……**350Kg.**
- Sable (0/5) ……..…….. **400Kg.**
- Gravier (5/25)……...**800Kg.**
- Eau de gâchage……..…**175L.**

IV.6.8.Vérification des contraintes au cisaillement des éléments :

Cette vérification ce fera selon le CBA dans le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

Min [$\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [$\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b}$, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

La contrainte de cisaillement du béton " τu" sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec : Tu: effort tranchant.

Non Préjudiciable : Préjudiciable :

$\overline{\tau_u}$ =3.33MPa = (Situation durable).$\overline{\tau_u}$ =2.50MPa= (Situation durable).

$\overline{\tau_u}$ =4.35 MPa = (Situation accidentelle). $\overline{\tau_u}$ =3.26 MPa = (Situation accidentelle).

Tableau IV.16 : Vérification au cisaillement des éléments

section	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	situation	Υ_b	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
PP	30	40	99.80	G+Q+Edx	accidentelle	1.15	0.89	3.26	Vérifier
PS	30	35	135.40	1.35G+1.5Q+0.8T	durable	1.5	1.39	2.50	Vérifier
Long	30	35	32.15	1.35G+1.5Q	durable	1.5	0.33	2.50	Vérifier
Chainage	30	30	67.69	G+Q+Edy	accidentelle	1.15	0.82	3.26	Vérifier

section	b (cm)	h (cm)	D	T (KN)	combinaison	situation	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
Pot 35x35	35	35	/	31.40	G+Q+Edy	accidentelle	0.276	1	vérifier
Pot 40x40	40	40	/	40.57	G+Q+Edy	accidentelle	0.27	1.88	vérifier
Pot 45x45	45	45	/	60.90	G+Q-Edy	accidentelle	0.318	1.88	vérifier
Pot 50x50	50	50	/	104.38	G+Q+Edy	accidentelle	0.439	1.88	vérifier
PotC45	/	/	45	48.92	G+Q+Edx	accidentelle	0.206	1.88	vérifier

section	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	situation	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
VoileX	15	360	400.53	G+Q-Edy	accidentelle	0.82	5	vérifier
VoileX	15	540	838.49	G+Q-Edx	accidentelle	1.15	5	vérifier
VoileY	15	360	782.02	G+Q+Edy	accidentelle	0.318	5	vérifier
VoileY	15	520	877.26	G+Q-Edy	accidentelle	1.75	5	vérifier

Donc, il n'y a pas de risque de cisaillement dans les éléments.

IV.6.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ (Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003) :

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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ ..... «RPA99 version 2003».}$$

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

Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k". $V_k = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$

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

hk : hauteur de l'étage « k ».

- Si 0,10 <θ ≤ 0,20 Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- Si θ>0.20 la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Δ sens x, y

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	$W_i . h_i$	V_{kx} (KN)	V_{ky} (KN)	h_t (cm)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
20.4	**6063.41**	**0.62**	**1.18**	**123693.56**	**635.15**	**618.00**	**340.00**	**0.02**	**0.03**	Vérifiée
17	**6901.38**	**0.65**	**1.26**	**117323.46**	**602.44**	**586.18**	**340.00**	**0.02**	**0.04**	Vérifiée
13.6	**6719.11**	**0.66**	**1.27**	**91379.90**	**469.22**	**456.56**	**340.00**	**0.03**	**0.06**	Vérifiée
10.2	**6723.34**	**0.63**	**1.21**	**68578.07**	**352.14**	**342.63**	**340.00**	**0.04**	**0.07**	Vérifiée
6.8	**6873.52**	**0.53**	**0.98**	**46739.94**	**240.00**	**233.52**	**340.00**	**0.05**	**0.09**	Vérifiée
3.4	**6845.40**	**0.31**	**0.54**	**23274.36**	**119.51**	**116.28**	**340.00**	**0.05**	**0.09**	Vérifiée

✓ On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.7.Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avare une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

chapitre V

Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction :

Après l'étude dynamique, on va déterminer les sections d'acier nécessaires à la stabilité et la résistance des éléments constructifs de notre structure, Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

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

On a utilisé le logiciel d'analyse des structures (SAP2000v2.2.0) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul du ferraillage.

V.2.Les combinaisons des charges :

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

Combinaisons exigées par le "CBA 93" :

ELU : 1.35G+1.5Qet G+Q+E

ELS : G+Q

Combinaisons exigées par le "RPA 99 version 2003" :

0.8G ± E

G+Q ± E

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3. Ferraillage des poutres :

V.3.1Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables.

En cas des poutres soumises à l'effet thermique, elles sont ferraillées en flexion composée, sous l'effet des moments les plus défavorables.

Le calcul des poutres se fera en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations durable et accidentelle.

Tableau V.1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb=1.5	γs=1.15	γb=1.15	γs=1.00
fc28=25 Mpa	FeE400	fc28= 25 Mpa	FeE400
σb=15Mpa	σs=348 Mpa	σb= 15Mpa	σs=400 Mpa

Remarque : dans notre projet on a deux types de poutres porteuses le 1er concerne les poutres principales soumises à l'effet thermique donc après les calculs on a trouvé que l'effet thermique est négligeable parce que N=308.776 kN ;Mt=39.24kN.m ;Ma=-58.67 kN.m, et par conséquent le ferraillage a pris la section minimale ,donc on travaille sur le deuxième type des poutres principales ou se trouve le moment max.

V.3.2.Ferraillage des poutres porteuses (30x40) :

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales (30x40)

Section			combinaison	solicitations		Section d'armatures			
N °	b[cm²]	h[cm²]		Mtravée [KN.m]	Mappui [KN.m]	A s1 [cm²]	A s2 [cm²]	A's1 [cm²]	A's2 [cm²]
910	30	40	G+Q+EdY	/	-60.705			0.00	4.2
910	30	40	G+Q+EdY	59.10	/	4.1	0.00		

Tableau V.3 : Armatures choisies et vérification selon *RPA2003 [A.7.5.2] et CBA93 [B.6.4]*

Sections choisies				Section minimale		Verification
AS1 choisi [cm²]	AS2choisi [cm²]	A'$_{S1}$ choisi [cm²]	A'S2choisi [cm²]	A_{min}=0.5%b*h (RPA)	A_{min}=0.1%b*h (CBA)	
3HA14	3HA14	3HA14	3HA14	6.00	1.2	Vérifiée
4.63	4.63	4.63	4.63			

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'état limite de service

Sollicitations à l'ELS		Contraintes En travée			Contraintes En appui			Contraintes admissibles		Vérification
Mtravée [KN.m]	Mappui [KN.m]	a_b [MPa]	a_S [MPa]	a'_c [MPa]	a_b [MPa]	a_S [MPa]	a'_c [MPa]	$[a_b]$ [MPa]	$[a_c]$ [MPa]	
	-30.98	T.F : PN			4.3	/	/	15	/	Vérifiée
14.73		1.6	/	/	T.F : PN			15	/	Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification de cisaillement

Tmax [KN]	τ	$\tau_{u\ adm}$ [Mpa]	Vérification
60.80	0.54	4.34	Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification des armatures transversales

Zone nodale						Zone courante					
A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	St [cm]	St≤St	A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	St [cm]	St≤St
3HA8=1.51	0.9	CV	10	49.23	vérifiée	2.01	1.8	vérifiée	15	49.23	Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification préliminaire de la flèche

section	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
30x40	h / L	1Mt / 10MO	Vérification	A / $b_0 d$	4.2 / fe	Vérification	h / L	1 / 16	Vérification
	0.07	0.3	vérifiée	0.0057	0,010	vérifiée	0.07	0.06	vérifiée

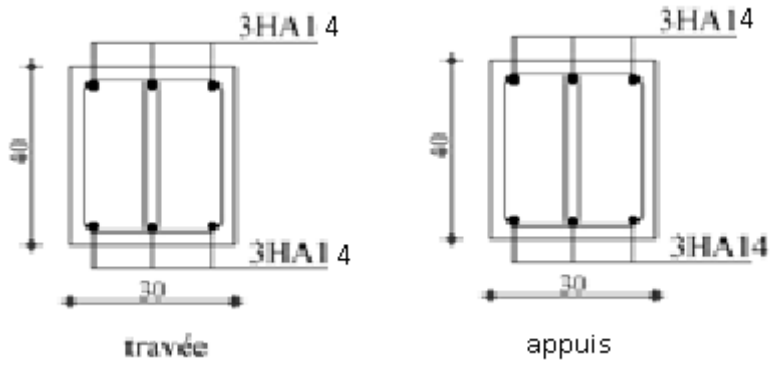


Figure. V.1 : Détail de ferraillage de la poutre porteuse

V.3.3.Ferraillage des poutres non porteuses (30x35) :

Tableau V.8: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire (30x35)

Section			combinaison	solicitations		Section d'armatures			
N °	b[cm²]	h[cm²]		Mtravée [KN.m]	Mappui [KN.m]	A s1 [cm²]	A s2 [cm²]	A's1 [cm²]	A's2 [cm²]
1014	30	35	G+Q+EdY	/	-94.64			0.00	8.00
1104	30	35	G+Q+EdY	51.69	/	4.9	0.00		

Tableau V.9 : Armatures choisies et vérification selon *RPA2003 [A.7.5.2] et CBA93 [B.6.4]*

Sections choisies				Section minimale		Verification
AS1 choisi [cm²]	AS2choisi [cm²]	A'$_{S1}$ choisi [cm²]	A'S2choisi [cm²]	A_{min}=0.5%b*h (RPA)	A_{min}=0.1%b*h (CBA)	
3HA14+ 1CHHA14	3HA14	3HA14	3HA14+ 3CHHA14	5.25	1.05	Vérifiée
6.16	4.63	4.63	9.24			

Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'état limite de service

Sollicitations à L'ELS		Contraintes En travée			Contraintes En appui			Contraintes admissibles		Vérification
Mtravée [KN.m]	Mappui [KN.m]	σ_b [MPa]	σ_S [MPa]	σ'_c [MPa]	σ_b [MPa]	σ_S [MPa]	σ'_c [MPa]	$[\sigma_b]$ [MPa]	$[\sigma_c]$ [MPa]	
	-64.15	T.F : PN			10.1	/	/	15	/	Vérifiée
37.21		6.3	/	/	T.F : PN			15	/	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification de cisaillement

Tmax [KN]	τ	$\tau_{u\ adm}$[MPa]	Vérification
131.218	1.34	4.34	Vérifiée

Tableau V.12 : Vérification des armatures transversales

Zone nodale						Zone courante					
A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	St [cm]	St≤St	A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	St [cm]	St≤St
3HA8=1.51	0.9	CV	10	49.23	vérifiée	2.01	1.8	vérifiée	15	49.23	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification préliminaire de la flèche

section	1ère condition			2éme condition			3éme condition		
30x35	h / L	1Mt / 1OM$_O$	Verification	A / b$_O$d	4.2 / fe	Verification	h / L	1 / 16	Verification
	0.06	0.403	vérifiée	0.0047	0,010	vérifiée	0.06	0.06	vérifiée

V.3.4.Ferraillage des longrines:

Tableau V.14 : Calcule de ferraillages (longrines)

Section		**Sollicitations**		**combinaison**	**Section d'armatures**		
b [cm]	h [cm]	N$_{MAX}$[KN]	F$_U$ [KN]		A$_{Cal}$ [cm²]	A$_{min}$[cm²]	A$_{Ch}$ [cm²]
30	35	1505.55	100.37	1.35G+1.5Q +0.8T	2.89	6.30	**6HA12**=6.79

Tableau V.15 : Vérification des contraintes à l'état limite de service

Sollicitations à L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Verification
N$_{Ser}$[KN]	α	σ $_b$ [Mpa]	σ $_c$ [Mpa]	[σ $_b$]	[σ $_c$]	
1090.55	15	/	107.07	/	201.63	Vérifiée

Tableau V.16 : Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement

T$_{max}$ [KN]	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	verification
32.151	0.30	3.33	vérifiée

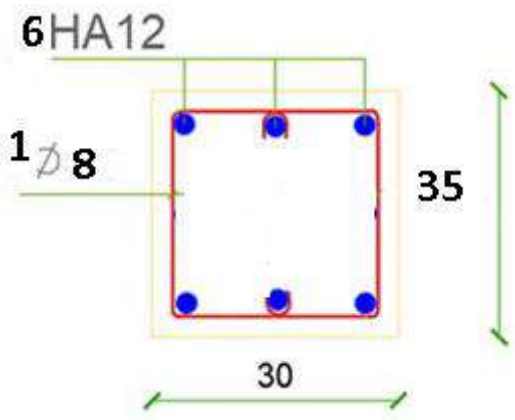


Figure. V.2 : Détail de ferraillage des longrines.

V.3.5.Ferraillage des Poteaux:

Les poteaux travaillent en flexion composée avec effort tranchant, la section nécessite un ferraillage longitudinal pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion et un ferraillage transversal pour équilibrer les contraintes de cisaillement dû aux efforts tranchants.

Section minimale des armatures longitudinales : 0.8%. (bxh) cm² *RPA version 2003[Art 7.4.2.*

Section	Cas	Comb.	N[kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	Ax[cm²]	Ay[cm²]
50*50	Nmax ->Mcorr	ELU	1533.94	-2.56	0.39	2.5	1.5
	Mmax ->Ncorr	ACC	170.21	31.52	74.54	1.7	2.3
	Nmin ->Mcorr	ACC	-62.68	23.95	67.09	1.4	3
45*45	Nmax ->Mcorr	ELU	987.83	-2.88	2.20	2.3	1.3
	Mmax ->Ncorr	ACC	457.25	47.32	25.64	2.3	1.3
	Nmin ->Mcorr	ACC	128.93	-8.17	35.57	2.3	1.3
40*40	Nmax ->Mcorr	ELU	464.91	-1.95	2.94	2.00	1.2
	Mmax ->Ncorr	ACC	259.23	44.90	22.09	2.4	0.8
	Nmin ->Mcorr	ACC	68.19	19.79	5.61	2.7	0.5
35*35	Nmax ->Mcorr	ELU	211.60	0.12	3.00	1.8	1.1
	Mmax ->Ncorr	ACC	126.29	36.67	11.50	2.4	0.4
	Nmin ->Mcorr	ACC	10.36	-0.27	0.31	1.8	1.1

Tableau V.17 : Ferraillages des poteaux carrés

Tableau V.18 : Ferraillages des poteaux circulaires

Section circulaire	cas	Com	N [kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	A [cm²]
45	Nmax->Mcorr	ELU	1337.36	-2.14	5.54	5.7
	Mmax->Ncorr	ACC	486.65	37.73	-4.62	5.7
	Nmin ->Mcorr	ACC	190.59	-0.12	25.06	5.7

Tableau V.19 : Armatures Choisie Et Vérification Selon Le RPA99 V2003 (poteaux carrés)

Section [cm²]	A [cm²]	A min [cm²]	A_{choi}[cm²]
50*50	6HA10=4.71	20	**12HA16=**24.13
45*45	6HA10 = 4.71	16.20	**12HA14**=18.47
40*40	6HA10 = 4.71	12.8	**12HA14**=18.47
35*35	6HA10= 4.71	9.8	**8HA14**=12.32

Tableau V.20 : Armatures Choisie et Vérification Selon Le RPA99 V2003 (poteaux circulaires).

Section [cm²]	A [cm²]	A min RPA[cm²]	A_{ch}[cm²]
45	**9HA10** = 7.07	12.72	**10HA14**=15.39

Tableau V.21. Vérification des contraintes à L'ELS (poteaux carrés).

Sec	cas	fissuration	**N**[kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	σ'_c [Mpa]	$[\sigma_b]$	$[\sigma_c]$	vérification
50 * 50	Nmax -->Mcorr	Peunuisible	1090.55	-2.37	0.29	3.8	/	57.6	15	201.63	CV
	Mmax -->Ncorr	Peunuisible	749.15	20.46	22.37	4.4	/	60.4	15	201.63	CV
	Nmin -->Mcorr	Peunuisible	67.28	20.03	10.62	2.1	/	24.9	15	201.63	CV
45 * 45	Nmax ->Mcorr	Peunuisible	698.88	-4.09	1.50	3.3	/	48.7	15	201.63	CV
	Mmax ->Ncorr	Peunuisible	383.46	23.60	8.69	3.5	/	46.2	15	201.63	CV
	Nmin -> Mcorr	Peunuisible	237.39	-11.44	9.61	2.2	/	29.8	15	201.63	CV
40 * 40	Nmax ->Mcorr	Peunuisible	328.03	-4.39	2.18	2.3	/	33.3	15	201.63	CV
	Mmax ->Ncorr	Peunuisible	166.18	23.45	9.54	4.4	42.3	51.9	15	201.63	CV
	Nmin -> Mcorr	Peunuisible	107.52	8.64	-7.68	2.1	11.5	25.9	15	201.63	CV
35 * 35	Nmax ->Mcorr	Peunuisible	149.76	-3.43	2.11	1.7	/	23.4	15	201.63	CV
	Mmax ->Ncorr	Peunuisible	62.30	19.17	6.58	5.4	98.7	52.80.7	15	201.63	CV
	Nmin -> Mcorr	Peunuisible	23.61	-0.61	-2.96	0.7	6.1	8.5	15	201.63	CV

Tableau V.22 : Vérification des contraintes à L'ELS des (poteaux circulaires)

Sec	cas	fissuration	N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	σ_b [Mpa]	σ_c [Mpa]	σ'_c [Mpa]	$[\sigma_b]$ [Mpa]	$[\sigma_c]$ [Mpa]	vérification
45	Nmax->Mcorr	Peunuisible	979.66	-1.98	4.28	5.9	/	88.3	15	201.6	vérifiée
	Mmax ->Ncorr	Peunuisible	956.99	14.72	2.16	6.8	/	99.1	15	201.6	vérifiée
	Nmin ->Mcorr	Peunuisible	351.14	-3.77	3.95	2.5	/	36.3	15	201.6	vérifiée

Tableau V.23 : Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux carrés)

Section[cm²]	**T_x [kN]**	**T_y [kN]**	**A_x [cm²]**	**A_y [cm²]**	**Z_n[cm]**	**Z_c[cm]**	**At $_{choisie}$[cm²]**
50*50	104.38	-6.57	1.86	0.51	10	15	**4HA8** = 2.01
45*45	50.48	-17.33	0.88	0.51	10	15	**4HA8** = 2.01
40*40	40.57	-20.06	0.55	0.51	10	15	**4HA8** = 2.01
35*35	12.38	-17.28	0.51	0.51	10	15	**4HA8** = 2.01

Tableau V.24 : Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux circulaires)

Poteau	**T_{max}[KN]**	**A_t[cm²]**	**Z_n[cm]**	**Z_c[cm]**	**At $_{choisie}$[cm²]**
45	14.73	0.41	10	15	**1ϕ8** = 0.50

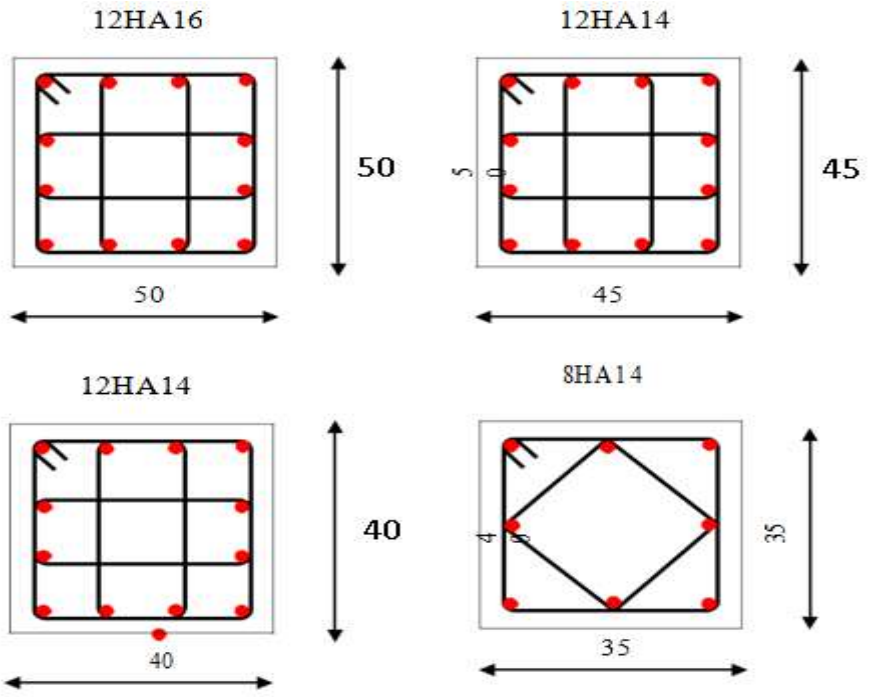


Figure V.3 : Détail de ferraillage des poteaux.

V.3.6.Ferraillage des Voiles de Contreventement :

A. Ferraillage des Trumeaux :

A. a. Armatures Verticaux :

Tableau V.25 : Les sections des trumeaux

	La section [cm²]	Comb	N (kN)	M (kN.m)	T(kN)	Section
X	75x15	G+Q+Edx	287.54	15.06	36.14	SPC
	100x15	G+Q-Edx	217.96	69.06	75.30	SPC
	405x15	G+Q-Edx	298.63	-2168.69	-656.55	SPC
	65x15	G+Q+Edx	366.923	118.40	137.07	SPC
	205x15	G+Q+Edx	1727.10	1289.30	224.74	SPC
	115x15	G+Q+Edx	1509.38	183.32	89.58	SPC
	150x15	G+Q-Edx	192.69	-161.23	-116.58	SPC
Y	570x15	G+Q-Edy	2388.49	3874.76	889.30	SPC
	115x15	G+Q-Edy	452.17	588.57	107.69	SPC
	50x15	G+Q-Edy	51.40	-9.02	-11.72	SPC

Tableau V.26 : Armatures verticaux choisies

	La section **[cm²]**	**A [cm²]**	**A' [cm²]**	**Ach**	**A'ch**	**A_{global}**	**Amin CBA [cm²]**	**D/2 (CM)**
X	75x15	-3.08	/	4HA8	4HA8	32HA8	1.125	3.75
	100x15	-0.89	/	4HA8	4HA8	32HA8	1.50	5.00
	405x15	10.79	/	8HA14	8HA14	48HA14	6.075	10.12
	65x15	1.23	/	4HA8	4HA8	32HA8	0.975	3.25
	205x15	1.08	/	4HA10	4HA10	32HA10	3.075	10.25
	115x15	-10.92	/	4HA8	4HA8	32HA8	1.725	5.75
	150x15	0.43	/	4HA10	4HA10	32HA10	2.25	7.50
Y	570x15	-10.28	/	8HA12	8HA12	48HA12	8.55	14.25
	115x15	10.72	/	6HA16	6HA16	36HA16	1.725	3.80
	50x15	-0.18	/	4HA8	4HA8	32HA8	0.75	2.50

Tableau V.27 : Vérification des armatures à ELS des trumeaux

La section **[cm²]**	**Comb**	**N (kN)**	**M (kN.m)**	**σ_b [Mpa]**	**σ_c [Mpa]**	**σ'_c [Mpa]**	**$[\sigma_b]$ [Mpa]**	**$[\sigma_c]$ [Mpa]**	**Vérification**
75x15	G+Q	560.06	117.60	12.4	59.3	177.9	15	201.63	vérifiée
100x15	G+Q	210.44	-1.67	1.4	/	20.3	15	201.63	vérifiée
405x15	G+Q	1484.70	-832.25	3.9	/	57.6	15	201.63	vérifiée
65x15	G+Q	565.04	105.80	13.3	57.2	188.6	15	201.63	vérifiée
205x15	G+Q	612.93	259.91	4.1	4.7	61.1	15	201.63	vérifiée
115x15	G+Q	598.45	-187.33	8.9	43.7	129.3	15	201.63	vérifiée
150x15	G+Q	37.05	24.787	0.5	3.3	7.9	15	201.63	vérifiée
570x15	G+Q	2125.88	397.26	2.8	/	41.6	15	201.63	vérifiée

115x15	G+Q	539.09	-171.53	5.3	11.5	77.6	15	201.63	vérifiée
50x15	G+Q	84.21	1.08	1.1	/	16.4	15	201.63	vérifiée

Tableau V.28 : Vérification des contraintes à ELU

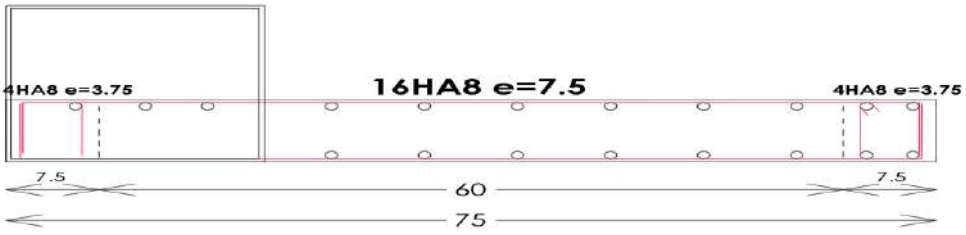
direction	***La section*** **[cm²]**	**T (kN)**	τ (MPa)	τadm (MPa)	$\tau \leq \tau$ ***adm***
X	75x15	36.14	0.20	5	oui
	100x15	75.30	0.41	5	oui
	405x15	-656.55	3.64	5	oui
	65x15	137.07	0.76	5	oui
	205x15	224.74	1.25	5	oui
	115x15	89.58	0.49	5	oui
	150x15	-116.58	0.64	5	oui
Y	570x15	889.30	4.90	5	oui
	115x15	107.69	0.59	5	oui
	50x15	-11.72	0.06	5	oui

A.b.Armatures horizontaux :

Tableau.29 : Armatures horizontaux

direction	*La section* [cm²]	St CBA	St RPA	St ch	At
X	75x15	17.80	30	20	2HA8
	100x15	22.13	30	20	2HA8
	405x15	60.54	30	20	2HA14
	65x15	14.40	30	20	2HA8
	205x15	40.93	30	20	2HA10
	115x15	25.28	30	20	2HA8
	150x15	30.87	30	20	2HA10
Y	570x15	28.20	30	20	2HA12
	115x15	55.20	30	20	2HA16
	50x15	13.96	30	20	2HA8

Remarque : on a gardé les mêmes diamètres verticaux pour faciliter l'exécution.



FigureV.4 : Détail de ferraillage d'un voile

V.3.7.Ferraillage des linteaux:

Tableau V.30 : Détermination des sollicitations

L [m]	h[m]	V [KN]	1.4V [KN]	τb [MPA]	Tb>0.06Fc28
0.80	1.10	247.68	346.75	2.34	traction/Compression
0.90	1.20	287.148	402.07	2.48	traction/Compression
1.20	1.20	236.50	331.10	2.04	traction/Compression
0.60	0.45	218.27	305.57	5.03	traction/Compression

Armatures diagonales :

Tableau V.31 : Ferraillages des armatures diagonales

AD [cm²]	$AD_{choisie}$[cm²]
3.75	**8HA10**=6.28
4.40	**8HA10**=6.28
4.09	**8HA10**=6.28
4.37	**8HA10**=6.28

Ferraillages minimales:

Tableau V.32 : Ferraillages minimales

Armatures longitudinales		**Armatures transversales**		**Armatures de peau**	
(Al)≥0.15%bxh [cm²]	Al [cm²]	At≥0.0025bxSt [cm²]	At [cm²]	Ac≥0.002bxh [cm²]	Ac [cm²]
2.48	4HA10=3.14	0.56	**2HA8**=1.00	3.30	**10HA10=**7.85
2.70	4HA10=3.14	0.56	**2HA8**=1.00	3.60	**10HA10=**7.85
2.70	4HA10=3.14	0.56	**2HA8**=1.00	3.60	**10HA10=**7.85
1.01	4HA10=3.14	0.56	**2HA8**=1.00	1.35	**8HA8=**4.02

chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

Les fondations constituent la liaison entre le bâtiment (la super structure), et le sol sur lequel elle repose.

Elle transmet les charges provenant du bâtiment vers le sol, et répartissent les charges de façon à ne pas dépasser la capacité maximale de la portance.

VI.2.Type de la fondation :

Vue la hauteur de notre projet(R+5), le site s2 la zone IIa et son importance qui est moyenne

On va adopter des fondations superficielles.

Les fondations superficielles peuvent être :

Semelles isolées, semelles filantes, semelles filantes croisées ou radiers.

VI.3.Reconnaissance du sol:

Tableau.VI.1 : Paramètres du sol

Argile sableuse	
γ_h (kN/m²)	16.30
σ sol retenue (bars)	1.50
DH (cm)	2.10
C_c	0.141
Cg	0.021
H(m)	1.5
C_u(bars)	0.50
ϕ (°)	20
e_0 indice de vides	0.53
Agressivité nulle (c=3cm)	

VI.4.Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Les semelles seront calculées dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes, filantes croisées et radier général. Et enfin on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure conformément aux bulles de pressions.

VI.5.Calcul des semelles isolées :

VI.5.1.Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau VI.2 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Semelle	**Nser max [kN]**	**Mser$_{corr.}$ [kN*m]**	**Répartition des contraintes**	**A [m]**	**B[m]**	**h [cm]**
S1	1090.55	2.37	trapezoidale	3.00	3.00	65
S2	732.12	1.62	trapezoidale	2.40	2.40	50
S3	452.41	1.35	trapezoidale	1.90	1.90	40

VI.5.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes sous les semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	P_{poteau} (KN)	$б_{cal}$ (MPA)	$б_{sol}$ (MPA)	$б_{cal}$<=$б_{Sol}$
S1	1090.55	146.25	50.94	3.13	0.144	0.15	Vérifiée
S2	732.12	72.00	38.25	4.06	0.146	0.15	Vérifiée
S3	452.41	36.10	23.96	4.69	0.142	0.15	Vérifiée

Commentaire : pas de risque de renversement sur la semelle.

VI.5.3.Vérification de poinçonnement sous la semelle à l'ELU :

Tableau VI.4 : Vérification de poinçonnement sous la semelle isolée à l'ELU

Semelle	N_{ELU} (KN)	U(m)	h(m)	F_{limite}	$N_{ELU} \leq F_{limite}$
S1	1533.94	4.60	0.65	2242.5	Vérifiée
S2	1047.85	4.00	0.50	1500	Vérifiée
S3	324.82	3.60	0.40	1080	Vérifiéé

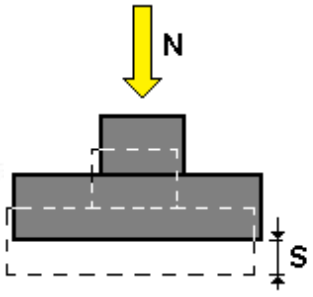
Commentaire : pas de risque de poinçonnement sur la semelle.

VI.5.4.calcul de tassement :

Cc :	0.141		l'indice de compressibilité (0,1 < Cc < 2,5)
e0 :	0.531		l'indice du Vide
Ϭ'v0 :	24.450	kN/m²	la contrainte effective initiale (ɣsol) * H
q :	143.257	kN/m²	la charge verticaleuniforme
E :	2.50E+04	kN/m²	Le Module d'élasticité du sol
γ :	0.400		Le coefficient du poisson du sol
B/A :	1.000		
Cf :	0.880		Coefficient de forme

A/ Calcul du Tassement Immédiat à L'ELS :

$$s_i = q\,\frac{1-\nu^2}{E}\,BC_f$$



Si : **0.201** cm

B/ Calcul du Tassement de consolidation à L'ELS :

$$s_c = H\,\frac{C_c}{1+e_0}\log\left(1+\frac{\sigma'_{v0}+q}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Tableau .VI.5 : Vérification du tassement

Type de tassement	Si(cm)	Sc(cm)	S(cm)
S1	0.161	0.096	0.257
S2	0.175	0.108	0.283
S3	0.201	0.325	0.526

Commentaire : le tassement est acceptable par rapport au tassement admissible.

VI.5.5.Vérification du chevauchement entre les semelles :

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainant des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation), Si on trace les courbes d'égale pression on obtient des bulles de pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont touchées par ces pressions.

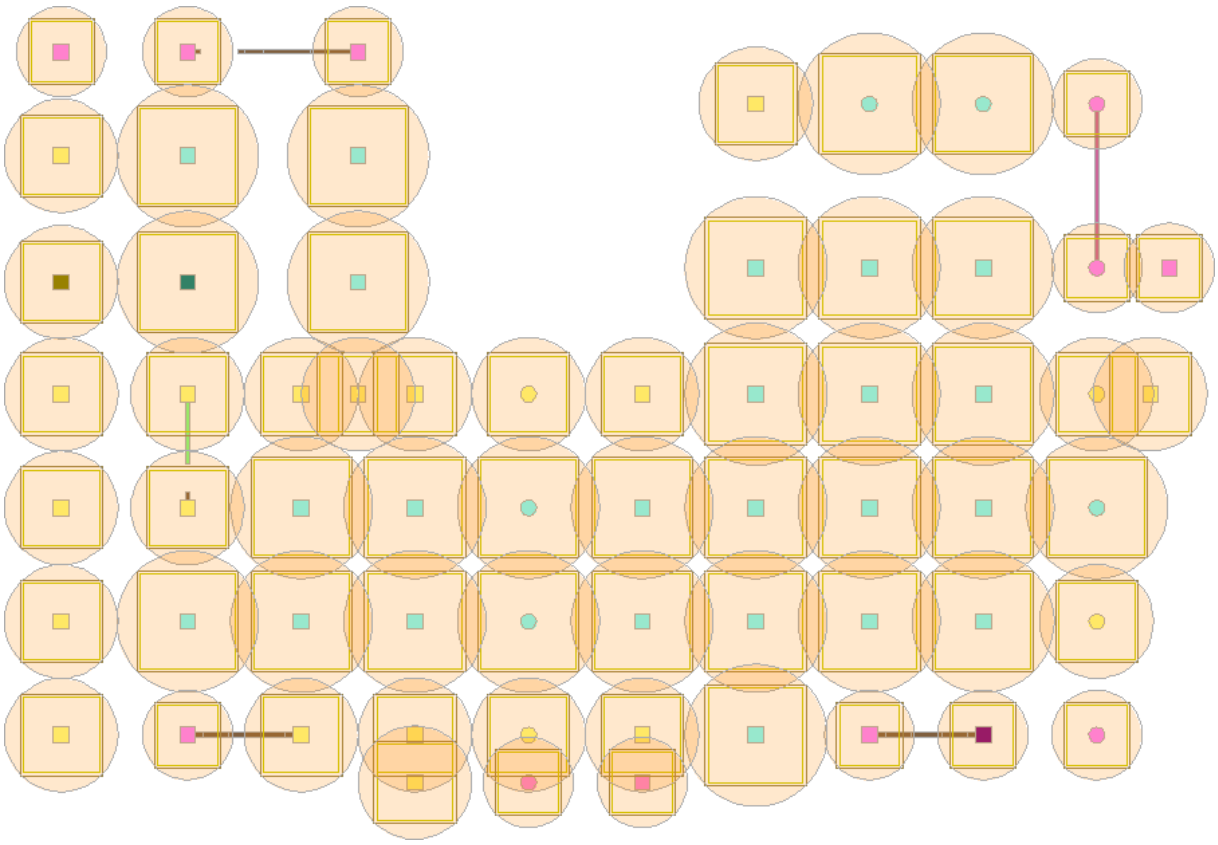


Figure VI.1 : Bulbes de pression dans les semelles isolées

Commentaire : Les semelles isolées sont chevauchées dans les deux sens (X et Y), donc on adopte des semelles filantes suivant les 2 directions (croisées).

VI.6.Calcul des semelles filantes :

VI.6.1.Dimensionnement des semelles filantes :

Tableau VI.6: Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N (KN)	σ_{sol} (MPA)	$B_{calculé}$(m)	$B_{adopté}$(m)	$h_{calculé}$(cm)	$h_{adopté}$(cm)
Sf1	9.60	1270.54	0.15	0.88	1.50	19	30
Sf2	32.80	5059.38		1.23	1.50	19	30
Sf3	34.70	8291.32		1.80	2.00	35.05	40
Sf4	35.25	8631.92		2.00	2.20	45	50
Sf5	35.5	8267.86		2.10	2.20	45	50
Sf6	15.50	6405.50		1.30	1.50	19	30
Sf7	12.20	2323.12		1.80	2.00	35.05	45
Sf8	13.05	2792.89		1.90	2.00	35.05	45

Tableau.VI.7:les semelles filantes croisées

	Nom	B (m)	h(cm)
Suivant x	SF1	2.00	45
	SF2	2.00	45
	SF4	2.40	55
	SF5	2.40	55
	SF6	2.00	45
	SF8	2.40	55
	SF9	2.00	45
	SF10	2.00	45
Suivant y	SF3	2.60	60
	SF7	2.60	60

On a :

- Semelles filante sous plusieurs poteaux.
- Semelle filante sous voile.

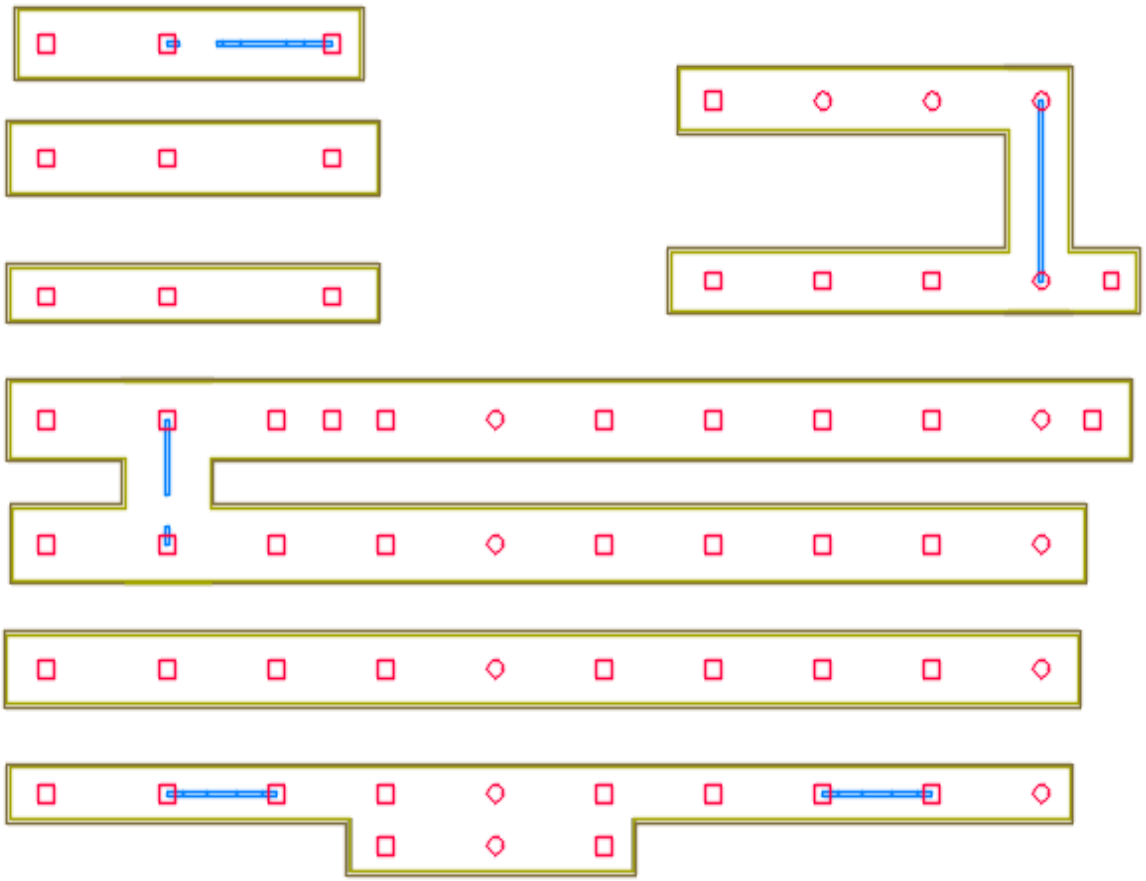


Figure VI.2 : Semelles filantes croisées.

VI.6.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

Tableau VI.8: Vérification des contraintes sous la semelle filantes croisées à l'ELS

Sens	Semelle	L (m)	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	P_{amorse} P_{poteau}(KN)	σ_{cal} (Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
x	Sf1	35.28	6329.92	793.80	805.09	56.88	0.13	0.15	Vérifiée
	Sf2	34.70	8291.32	780.75	791.85	43.75	0.14		Vérifiée
	Sf4	23.50	6468.33	775.56	1011.2	48.13	0.14		Vérifiée
	Sf5	27	6482.33	891.00	1161.8	61.88	0.14		Vérifiée
	Sf6	11.65	2688.90	262.13	474.74	23.44	0.14		Vérifiée
	Sf8	14.80	3716.60	488.40	636.87	34.38	0.13		Vérifiée
	Sf9	11.65	2323.47	262.13	455.75	22.5	0.13		Vérifiée
	Sf10	11.30	909.34	254.25	442.08	22.5	0.12		Vérifiée
y	Sf3	10.31	1974.58	402.09	458.78	39.38	0.14		Vérifiée
	Sf7	10.46	1432.75	407.94	465.46	32.81	0.14		Vérifiée

VI.6.3.Regroupement des semelles filantes :

Tableau VI.9 : regroupement des semelles filantes

Type	B(m)	H (cm)
SFX1	2.00	45
SFX2	2.40	55
SFY	2.60	60

VI.6.4.La poutre de libage :

La poutre de libage a pour rôle de rigidifier les fondations. Aussi éviter le problème de poinçonnement (de la semelle filante) provoqué par les charges verticales, elle va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion.

La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp 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.

VI.6.5.Pré dimensionnement de la Poutre de Libage :

Lmax :	**5.40**	m
K :	**4.00**	kg/cm3
Fc28 :	**25.00**	MPa
E :	**32164.20**	MPa
Hp ≥	**80.86**	cm
Hpch :	**100**	cm
b ch :	**50.00**	cm

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5k.{l_{max}}^4}{E}}$$

Remarque :nous avons pris le cas du poteau le plus sollicité ou les dimensions de la semelle sont comme suit : B=2.00m ; H=45cm

N.B : nous allons montrer ou se situe cette poutre de libage dans le schéma finale au niveau des plans de fondation.

VI.6.6.Vérification du Cisaillement de la poutre de Libage CBA 93 Art A.5.2.4.2 :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tmax	**1183.66**	
ELU:		KN
τ :	**2.440**	MPa
τ adm :	**2.500**	MPa

Commentaire : on adopte une poutre de libage de (50x100) cm

Tableau VI.10 : Dimensionnement de la poutre de libage

	b (m)	Lmax (m)	$hp_{calculé}$ (m)	$hp_{adopté}$ (m)	Tu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau < \bar{\tau}$(MPa)
Poutre de libage Plus sollicitée	0.50	5.40	80.86	1.00	1183.66	2.44	2.50	OUI

VI.7.Ferraillage :

On a deux cas des semelles filantes :

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

VI.7.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

- Armatures principales :

Tableau VI.11: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	N_u(KN)	A(m)	B (m)	e 0	A/ 18	Méthode	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	esp (cm)
SFX1	1533.94	3.1	2.40	1.66	172.2	Bielle	27.41	25HA12=28.27	15

Tableau VI.12 : Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux

- Armature de répartition :

$A_{rep}(cm^2)$	$A_{repchoisie}(cm^2)$	esp (cm)
2.21	2(4HA12)=4.52	15

VI.7.2.Semelle filante (continue) sous voile :

- Armatures principales :

Tableau VI.13: Ferraillages des semelles filantes sous voile (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	A(m)	B (m)	e 0	A/ 18	Méthode	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$	esp (cm)
SFY	624.18	3.30	1	17.44	183.33	Bielle	15.38	14HA12=15.83	15

Tableau VI.14 : Ferraillage des semelles filantes sous voile

- Armature de répartition :

$A_{rep}(cm^2)$	$A_{repchoisie}(cm^2)$	esp (cm)
3.95	2(4HA12)=4.52	15

VI.8.1.Ferraillage de la Poutre de libage :

Tableau VI.15 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	NU (KN)	Nser (KN)	L (m)	$P_{semelle}$(KN)	$P_{remblais}$ (KN)	$P_{p.libage}$(KN)	q_u (KN/m)
PL	1533.94	1090.5	5.4	532.4	543.83	234.90	892.50

Tableau VI.16 : Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)
PL	883.38	-946.5	670.82	-714.7

La poutre de libage travaille en flexion simple.

Tableau VI.17: Calcul de ferraillage à L'ELU

	M ELU (KN.m)	$A_{calcul\ é}$ (cm^2)	$A_{adopt\ é}$ (cm^2)
Appui	-946.5	30.20	6HA16+10ChpHA16=32.17
Travée	883.38	28.00	6 HA 16 + 8ChpHA 16 =28.14

VI.8.2.vérification des contraintes à L'ELS :

Tableau VI.18: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

	Mser (KN.m)	$A_{calcul\ é}$ (cm^2)	$A_{adopt\ é}$ (cm^2)	σ_b MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Appui	-714.7	30.20	6HA16+ 10ChpHA16=32.17	9.6	25.97	15	202	Vérifiée	Vérifiée
Travée	670.82	28.00	6 HA 16 + 8ChpHA 16 =28.14	6.7	91.2				

Hp100 cm> 80 cm, donc il Ya des armatures de peau.

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm2/m l posées

Parallèlement à la fibre moyenne de la poutre A= 3 × 1= 3 cm, donc on adopte 4HA12 = 4.52 cm

VI.8.3.vérification de cisaillement à L'ELU :

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

Elément	T (KN)	τu MPa	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	Szn(cm)	Szc(cm)	At (cm²)
PL	1183.66	2.44	2.5	10	20	6HA10

VI.8.4.vérification de la flèche à L'ELS :

Tableau VI.20 : Vérification de la flèche de poutre de libage

	Section	M_t (KN.m)	A_{S1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	F_t (mm)	F_{adm} (mm)	Vérification
PL	100X50	670.82	32.17	28.14	2.2	5.9	OUI

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, 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 ce 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 du projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une conception parasismique sécuritaire 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 faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui répond aux exigences architecturales, sécuritaires et économiques du projet.

Références bibliographiques.

[1] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

[2] : "CALCUL DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ". Auteur : Mr. BELAZOUGUI.

[3] : Ouvrages en Béton Armé. Auteur : H. Renaud.

[4] : DTR Charge et surcharge.

[5] : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[6] : Précis de Calcul de Béton Armé". Auteur : H. Renaud.

[7] : Cour béton armé Pr.O.BOUKENDAKDJI.

[8]: Technique d'ingénieur.

[9]: The Art of Construction and the Detailing - VOLUME A.

[10]: Cours Mr Zemir.

Logiciels

- SAP2000 Ver20.
- Auto CAD 2016.
- EXPERT BA 2010.
- BIM Vision.