République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université YAHIA Fares de Médéa



culté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie **C**ivil

Filière : **G**énie **C**ivil

Projet de Fin d'Etude :

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+5 étages)

Réalisé par :

- ALGHADER ZAID ALI
- DAHMAN NESRIN

Encadré par:

- Pr. BOUKAENDAKJI

PROMOTION : Juin 2017

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères Oussama et Mohamed

A mes sœurs et toute la famille.

A mon petit neveu Souliman

A toute la famille MAZIGHI et BOUKENDAKDJI sans exception

*A mes chers amis Abdelfetah, Abdelhak, Billel, Krimou, Haitham,*Abdallatif, Yaçine *et à tous mes amis.*

A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Benaissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à ma cher ami et ma binôme nesrin.

zaid

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

A celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon cœur, ma vie " ma mère ".

A celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frères Mahfoud et Mohamed.

A mes sœurs et toute la famille.

A toute la famille BELHOUT et NEGAZI sans exception

*A mes chers amis Abdelfetah, Issam, Billel, Krimou, Haitham,*Abdallatif, Yaçine*et à tous mes amis.*

A mes très chers collègues et toute la promotion 2016.

Et spécialement à l'ingénieur qui nous a aidé beaucoup dans ce travail Mr. OULD TURKI Benaissa.

A la fin, je dédie très chaleureusement ce travail à mon cher ami et mon binôme zaid.

nesrin

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Mr. YOUSFI Mahfoud pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Et un grand merci pour l'ingénieur qui nous a donnée beaucoup de l'aide pour faire ce travail Mr. OULD TURKI Benaissa.

ملخص :

هذا المشروع يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق أرضي + 5 طوابق)، ليتم إنجازها في ولاية الجزائر، التي تعد منطقة زلزالية (منطقة III).
مقاومةالبنايةلكلالحمولاتالعموديةوالأفقيةمضمونةبواسطةنظامالعارضاتوالأعمدة+ الجدرانالمسلحة. قياسالأبعادوالتسليح بالفولاذ لكلالعناصرالمقاومةتم طبقاللمعاييروالقوانينالمعمولبهافيالجزائر قانون الخرسانة المسلحة 93 و القواعد الجزائرية المضادة للزلزال 99 نسخة 2003. تمت الدراسة الزلزالية بالطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل (SAP2000) V17.3.0

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé (RDC + 5 étages), destiné à réalisé dans la wilaya d'Alger, classée dans la zone de forte sismicité (zone III). Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte portiques-voiles. Le dimensionnement et le ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au documents techniques règlementaires CBA93 et RPA99 version 2003. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique moyennant le logiciel d'analyse SAP2000 V17.3.0

Abstract :

This project involves studying a block of reinforced concrete (ground for dealing + 5 stories), for realized in the city of Algiers, placed in the area of high seismicity (Zone III). The bracing of the structure through a mixed system gantry-sails. The dimensioning and the reinforcement of all the resistance elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic survey was conducted following the numerical method through the analysis software(SAP2000 V17.3.0)

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

.....1

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : ..... Erreur ! Signet non défini.

I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE : Erreur ! Signet non déf

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES : ..... Erreur ! Signet non défini.

I.3.1. Système de contreventement : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.2. Planchers :.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.3. Maçonnerie : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.4. Revêtements : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.5. L'acrotère :.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.6. Les escaliers :.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.3.7. L'infrastructure : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : Erreur ! Signet non défin

I.4.1. Le béton : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.1.1. Résistance du béton :.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.1.2. Module d'élasticité :.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.1.3. Coefficient de POISSON (υ) .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.1.4. Contraintes limites :.....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2. Les aciers : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2.1. Types d'acier : .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier .....**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.2.3. Contraintes limites :.....**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : Erreur ! Signet non défini.
II.2.1. Planchers à corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.2. Planchers dalles pleines ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ..... Erreur ! Signet non défini.
II.4. EVALUATION DES CHARGES ..... Erreur ! Signet non défini.
II.4.1. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.1. Maçonnerie : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.2. Plancher terrasse : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.2.1. Plancher terrasse(corps creux) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.2.2. Plancher terrasse(dalle pleine) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.3. Plancher courant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.3.1. Plancher courant(corps creux) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1.3.2. Plancher courant(dalle pleine) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.2. Charges d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : ... Erreur ! Signet non défini.
II.5.1. Etapes de pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1.1. Calcul de l'effort normal $\boldsymbol{N}$: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1.2. Choix du poteau le plus sollicité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1.3. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1.4. Charges d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1.5. L'effort normal ultime $\boldsymbol{Nu}$: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1.6. Vérification selon le RPA99 version2003 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES : ..... Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.

III.2. L'ACROTERE : ..... Erreur ! Signet non défini.

III.2.1. Principe de calcul :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.3. Détermination des efforts : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.4. Calcul de ferraillage :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.4.1. L'état limite ultime (ELU) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.4.2. Vérification à l'état limite de service (ELS) : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**Erreur ! Signet non défini.**

III.3. PLANCHER A CORPS CREUX : ..... Erreur ! Signet non défini.

III.3.1. La dalle de compression : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.2. Les poutrelles :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.2.1. Avant coulage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.2.2. Après coulage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4. LES ESCALIERS : ..... Erreur ! Signet non défini.

III.4.1. Terminologie : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2. Dimensionnement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.3. Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.3.1. Charges permanentes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.3.2. Charges d'exploitation : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4. Détermination des sollicitations : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5. Détermination des efforts : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6. Ferraillage :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6.1. Armatures longitudinales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6.2. Armatures de répartition :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6.3. Vérification de l'espacement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6.4. Vérification à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.7. Vérification de l'effort tranchant : .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.4.8. Vérification de la flèche : .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.5. LA POUTRE PALIERE : ..... Erreur ! Signet non défini.

III.5.1. Pré dimensionnement : .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.2. Charges revenant à la poutre : .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3. Calcul des efforts :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière : .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.1. Armatures longitudinales :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.2. Armatures transversales :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.5. Vérification de la flèche : .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6. LES DALLES PLEINES :..... Erreur ! Signet non défini.

III.6.1. Définition :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.2. Méthode de calcul :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.3. Calcul du 1^{èr} type de dalle pleine:.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.3.1. Calcul du ferraillage: .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.3.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : ....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.3.4. Vérification au cisaillement :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.4. Calcul du 2ème type de dalle pleine: .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.4.1. Calcul du ferraillage: .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.4.1. Vérification de l'espacement entre les aciers : ....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.4.1. Vérification de l'effort tranchant:.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.5. Calcul du 3èmetype de dalle pleine:.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.5.1. Calcul du ferraillage: .....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.5.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : ....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.5.4. Vérification au cisaillement :.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.6. Calcul du 4èmetype de dalle pleine:.....**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.6.1. Calcul du ferraillage : .....**Erreur ! Signet non défini.**
III.6.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :.....**Erreur ! Signet non défini.**
III.6.6.3. Vérification de l'espacement entre les aciers : ....**Erreur ! Signet non défini.**
III.6.6.4. Vérification au cisaillement :.....**Erreur ! Signet non défini.**
III.7. LA POUTRE DE CHAINAGE : ..... Erreur ! Signet non défini.
III.7.1. Charges revenant à la poutre : .....**Erreur ! Signet non défini.**
III.7.2. Calcul des efforts :.....**Erreur ! Signet non défini.**
III.7.3. Ferraillage de la poutre de chainage :.....**Erreur ! Signet non défini.**
III.7.3.1. Armatures longitudinales :.....**Erreur ! Signet non défini.**
III.7.3.2. Armatures transversales :.....**Erreur ! Signet non défini.**
III.7.4. Vérification de la flèche : .....**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.
IV.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE : Erreur ! Signet non dé
IV.2.1. Centre de masse :.....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.2. Centre de torsion :.....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.3. Excentricité :.....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :.....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : ..... Erreur ! Signet non défini.
IV.3.1. Introduction : .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.1. Principe de la méthode :.....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.2. Modélisation : .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4. RESULTATS ET VERIFICATIONS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE : Erreur ! Signet
IV.4.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.2. Vérification de la participation massique : .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étage :.....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.6. Vérification des déplacements en tête: .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :.....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.8. Vérification de l'effort normal réduit de compression :**Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.9. Vérification de cisaillement des éléments : .....**Erreur ! Signet non défini.**
IV.5. CONCLUSION : ..... Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.
V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 :..**Erreur ! Signet non défini.**
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES : ..... Erreur ! Signet non défini.
V.2.1. Introduction : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.2.2. Recommandations du RPA99 version2003.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.2.2.1. Armatures longitudinales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.2.2.2. Armatures transversales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.1. Vérification des contraintes à l'état limite de service :**Erreur ! Signet non défini.**
V.2.3.2. Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA :**Erreur ! Signet non défini**
V.2.3.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :**Erreur ! Signet non dé**
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.2.5. Vérification de la flèche : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :..... Erreur ! Signet non défini.
V.3.1. Armatures longitudinales :.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1.1. Recommandations selon les règlements :.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1.2. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :.....**Erreur ! Signet non défini.**

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1.4. Vérifications des contraintes à l'E.L.S : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1.5. Vérification de l'effort tranchant des poteaux : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.3.2. Armatures transversales :.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES : ..... Erreur ! Signet non défini.
V.4.1. Les voiles pleins : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2.1. Les trumeaux : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.2.2. Les linteaux : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3. Recommandation selon les règlements :.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.1. Armatures verticales :.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.2. Armatures horizontales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.3.3. Armatures transversales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.4. Ferraillage des voiles pleins : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.4.1. Armatures verticales :.....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.4.2. Armatures horizontales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.4.3. Armatures transversales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5. Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.1. Les trumeaux : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.1.1. Armatures verticales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.1.2. Armatures horizontales : .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.2. Les linteaux .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.2.1. Premier cas .....**Erreur ! Signet non défini.**
V.4.5.2.2. Deuxième cas .....**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTUTRE

VI.1. INTRODUCTION : ..... Erreur ! Signet non défini.
VI.2. TYPES DE FONDATIONS : ..... Erreur ! Signet non défini.
VI.3. CARACTERISTIQUES DU SOL : ..... Erreur ! Signet non défini.

VI.3.1. Capacité portante du sol : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.2. Ancrage des fondations : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4. CHOIX DU TYPE DE FONDATION : ..... Erreur ! Signet non défini.

VI.4.1. Semelle isolée sous poteau : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.1. Dimensionnement : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.2. Ferraillage : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.3. Poutre de libage : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.3.1. Dimensionnement : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.3.2. Ferraillage : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.4. Vérification des contraintes à l'E.L.S : .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5. LES LONGRINES :..... Erreur ! Signet non défini.

VI.5.1. Dimensionnement :.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2. Ferraillage :.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2.1. Armatures longitudinales :.....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2.2. Armatures transversales :.....**Erreur ! Signet non défini.**

Conclusion générale .....

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I 01 les types d 'aciers utilisés et leurs nuances 5

CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau I 01 Effort normal N pour chaque section de poteau 17
Tableau I 02 Charges permanentes cumulées des surfaces reprise 19
Tableau I 03 Charges d 'exploitation cumulées des surfaces reprises 20
Tableau I 04 Vérification de l'effort normal des poteaux 20
Tableau I 05 Vérification des sections selon le RPA99Version2003 21
Tableau I 06 Vérification aux zones nodales selon le RPA99 Version 2003 22

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

Tableau III 01 Evaluation des charge et surcharges sur l'acrotère 24
Tableau III 02 Les données sur l'acrotère 25
Tableau III 03 Détermination des sections pour l'acrotère 25
Tableau III 04 Vérification à l'état limite de service (ELS) 26
Tableau III 05 Calcul d'un seul étai au milieu 29
Tableau III 06 Calcul de deux étais 29
Tableau III 07 Méthode de CAQUOT 30
Tableau III 08 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées à l'E.L.U. .....
Tableau III 09 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U .....
Tableau III 10 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U. 31
Tableau III 11 Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S. .....
Tableau III 12 Les sollicitations max en travée et en appuis 32
Tableau III 13 Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U 33

Tableau III 14 Vérification des poutrelles à l'E.L. S 34
Tableau III 15 Armateurs Longitudinales des poutrelles 34
Tableau III 16 Armateurs transversales des poutrelles..... 34
Tableau III 17 Vérification au cisaillement & la compression dans la bielle 35
Tableau III 18 Vérification préliminaire de la fléché des poutrelles..... 35
Tableau III 19 Les caractéristiques géométriques pour les deux volées 37
Tableau III 20 combinaisons des charges dans l'escalier..... 37
Tableau III 21 Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis 38
Tableau III 22 caractéristiques de l'escalier et des matériaux..... 38
Tableau III 23 Section d'armatures longitudinales dans l'escalier 38
Tableau III 24 Vérification de la section d'armatures..... 38
Tableau III 25 Section d'armateurs de répartition dans l'escalier..... 39
Tableau III 26 Vérification de ferraillage de l'escalier à l'E.L. S..... 39
Tableau III 27 Vérification de flèche de l'escalier..... 41
Tableau III 28 Pré dimensionnement de la poutre palière 41
Tableau III 29 Sollicitations de poutre palière 42
Tableau III 30 Le calcul des armatures longitudinales à l'E.L. S 43
Tableau III 31 Ferraillage de poutre palière..... 43
Tableau III 32 Vérification de la poutre palière 43
Tableau III 33 Vérification de la poutre palière selon RPA99 Version2003 44
Tableau III 34 Calcul des actions pour les dalles triangulaires..... 46
Tableau III 35 Les efforts internes 48
Tableau III 36 Calcul du ferraillage 49
Tableau III 37 Vérification des contraintes à l'E.L.S..... 49
Tableau III 38 Vérification au cisaillemet..... 50

CHAPITRE IVETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV 01 Centre de masse 55
Tableau IV 02 Centre de torsion 54
Tableau IV 03 Excentricité totale 55
Tableau IV 04 Justification du cofficient de comportement R suivant X 56
Tableau IV 05 Justification du cofficient de comportement R suivant Y 58
Tableau IV 06 Facteur de qualité Q 59
Tableau IV 07 Comportement des trois premiers modes 62
Tableau IV 08 Vérification de la participation massique 63
Tableau IV 09 La force sismique par la méthode statique équivalente 65
Tableau IV 10 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 66
Tableau IV 12 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur 67
Tableau IV 13 Moment de renversement suivant les deux directions X et Y 68
Tableau IV 14 Moment de stabilité suivant les deux directions X et Y 68
Tableau IV 15 Vérification de la stabilité au renversement 69
Tableau IV 16 Vérification des deplacements inter-étage suivant X 70
Tableau IV 17 Vérification des deplacements inter-étage suivant Y 70
Tableau IV 18 Vérification des deplacements en tete suivant les deux direction 71
Tableau IV 19 Vérification de l ‘effet P_Δ suivant X 72
Tableau IV 20 Vérification de l ’effet P_Δ suivant Y 72
Tableau IV 21 Vérification de l ’effet normal réduit suivant X 73
Tableau IV 22 Vérification de l ’effet normal réduit suivant Y 73
Tableau IV 23 Vérification de cisqillement des poutre 74
Tableau IV 24 Vérification de cisqillement des voiles 75
Tableau IV 25 Dimensions finales des eléments pouteuse et non porteuse 76
Tableau IV 26 Dimensions finales des poteaux 77

CHAPITRE VFERRAILLAGE DES ELEMENTS

Tableau V 01 Les données de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 02 Ferraillage longitudinal des poutre (30 x 40) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 03 Vérification des contraintes des poutre (30 x 40)... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 04 Vérification des poutre principales selon le RPA et CBA **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 05 Calcul de la contraintes de cisaillement admissible tu 130 **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 06 Vérification de la contraintes de cisaillement des poutre **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 07 Calcul des armatures transversales et leurs espacements **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 08 Vérification préliminaire de la fléche des poutre .... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 09 Vérification de la fléche des poutre ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 10 Ferraillage des poteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 11 Le chois de section des poteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 12 Vérification des poteaux l'E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 13 Vérification de Ferraillage des poteaux avec le CBA **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 14 Vérification de Ferraillage des poteaux avec le RPA **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 15 Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux avec le CBA…… **Erreur ! Signet non d**
Tableau V 16 Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux le RPA **Erreur ! Signet non dé**
Tableau V 17 Ferraillage transversal des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 18 Les données de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 19 Calcul des armatures verticales des voiles pleins ... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 20 Vérification des contraintes à l'E.L.S..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 21 Vérification selon le réglements CBA93 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 22 Vérification selon le réglements RPA99 version2003 **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 23 Calcul des armatures horizontal des voiles pleins... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 24 Calcul des armatures vertical des trumeaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 25 Vérification des contraintes à l'E.L.S des trumeax **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 26 Vérification selon les règlement CBA93..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V 27 Vérification selon les règlement RPA99 148 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V 28 Calcul des armatures horizontales des trumeaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V 29 Détermination de la sollicitaion de calcul des linteaux**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V 30 Calcul d‘armatures longitudinales et transversales des linteaux **Erreur ! Signet non déf**

CHAPIRE VI

ETUDE DE L‘INFRASTRUCTURE

Tableau VI 01 Dimensionnement des semelles isolées..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 02 Dimensionnement transversalement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 03 Semelle filante SF1 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 04 Semelle filante SF2 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 05 Semelle filante SF3 126

Tableau VI 06 Semelle filante SF4 127

Tableau VI 07 Semelle filante SF5 128

Tableau VI 08 Semelle filante SF6 128

Tableau VI 09 Semelle filante SF7..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 10 Armatures principales des semelles filantes sous poteaux**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI 11 Armatures de répartition..... 129

Tableau VI.12 Dimensionnement des poutres de libages..... 130

Tableau VI 13 Détermination des charges..... 131

Tableau VI 14 Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage..... 132

Tableau VI 15 Vérification des contraintes à l'E.L.S 133

Tableau VI 16 Armatures principales des semelles filantes sous voil..... 136

Tableau VI 17 Armatures de répartition 137

Tableau VI 18 Semelle filante SF1 137

Tableau VI 19 Semelle filante SF3 137

Tableau VI 20 Semelle filante SF6 138

Tableau VI 21 Semelle filante SF7..... 138

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.01. Plancher corps creux 2

Figure I.02. Façade principale 6

Figure I.03. Vue en plan du RDC ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I.04. Vue en plan des étages ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure I.05. Vue en plan du terrasse 9

Figure I.06. Coupe A-A 10

CHAPITRE II

Figure II.01. Représentation du poteau le plus sollicité 23

Figure II.02. Conditions aux zones nodales 27

Figure II.03. Vue en plan et vue en 3D du voile 28

CHAPITRE III

Figure II.01. Acrotère (dimensions et charges exercées) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure II.02. Section de béton armé dans l'acrotère 31

Figure II.03. Ferraillage de l'acrotère 33

Figure III.04. Disposition des armatures de la dalle de compression 34

Figure III.05. Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite)**……**

Figure III.06. Représentation d'un escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III.07. Escalier droit à trois volées 43

Figure III.08. Schéma du 1er type de dalle pleine 54

CHAPITRE IV

Figure III.01. Vue en 3D de la structure 59

Figure III.02. Disposition des voiles 60

Figure III.03. Excentricité théoriquex ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III.04. Comportement du 1er mode. 68

Figure III.05. Comportement du 2ème mode 69

Figure III.06. Comportement du 3ème mode 70

Figure III.07. Les forces agissantes sur la stabilité au renversement 75
Figure III.08. L'effet P-Δ 80

CHAPITRE V

Figure III.01. Ferraillage des poutres principales de rive 92
Figure III.02. Ferraillage des poutres principales intermédiaires 92
Figure III.03. Ferraillage poteaux($\mathbf{30 \times 30}$) 100
Figure III.04. Ferraillage poteaux ($\mathbf{35 \times 35}$) 100
Figure III.05. Ferraillage poteaux($\mathbf{45 \times 45}$) 101
Figure III.06. Disposition des armatures dans les poteaux 101
Figure III.07. Disposition des armatures verticales des voiles 103
Figure III.08. Disposition des épingles 111
Figure III.09. La zone de recouvrement des voiles 111
Figure III.10. Ferraillage du voile V1 116
Figure III.11. Ferraillage du voile V2 116
Figure III.12. Ferraillage du voile V3 117
Figure III.13. Ferraillage du voile V4 117
Figure III.14. Ferraillage du voile V5 117

CHAPITRE V

Figure III.01 semelle isolée sous poteau 120
Figure III.02 Les bulles de pression 121
Figure III.03 La propositiondes semelles isolées 122
Figure IV.04 Semelle filante sous poteaux 123
Figure IV.05 Hauteurdu patin "e". 124
Figure IV.06 détermination de$\mathbf{N_{max}}$ **et** $\mathbf{M_{max}}$ 129

Figure IV 07 Poutre de libage 131
Figure IV 08 La charge répartie sur la poutre de libage 131
Figure IV 09 Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures .....
Figure V 10 Armatures de peau 134

Figure VI 11 Semelle filante sous voiles 136
Figure VI 12 Plan de fondation 139
Figure VI 13 Ferraillage des longrines 141

I.1PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.1Introduction :

Notre étude consiste à calculer d'un bâtiment comportant un RDC+05 étages à usage d'habitation le lieu d'implantation est la zone (III) classée selon les (RPA99V2003) Par la zone de forte sismicité

I.2Caractéristiques géométriques de la structure:

I.2.1Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 26.20 m.

- largeur totale du bâtiment : 26.20 m.

I.2.2Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du RDC : 3.23m

- Hauteur de l'étage : 3.23m

- Hauteur totale du bâtiment : 19.38 m + 0.60 m de l'acrotère

I.3Classification du bâtiment selon (RPA99V2003)

Le bâtiment est un ouvrage classer dans le ((groupe d'usage 02)).car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.4CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.4.1OSSATURE

Quand on parle d'ossature, on parle de la stabilité de toute la structure, pour cela il faut que celle-ci soit bien capable de reprendre toutes les sollicitations auxquelles elle sera soumise.

Pour assurer cette fonction il faut opter pour avoir un comportement harmonique entre tous les éléments qui constituent cette ossature, dans notre cas on a **3** éléments principaux :

- Les poteaux qui sont destiné à porter tous l'ouvrage et transmettre les charges aux fondations qui a leurs tours les transmettront au sol

- Les poutres qui sont destinées à transmettre les charges de chaque niveau aux poteaux adjacents.
- Les voiles qui sont destinés à reprendre les sollicitations horizontales tels que le séisme.

I.4.2 Le contreventement :

Le contreventement est un syéstem de plusieurs éléments en béton armé qui sont destinée à la reprise des sollicitations horizontales principales le séisme et éventuellement le vent

I.4.3Planchers

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage. Nous avons opté pour un seul type de planchers : -
plancher en corps creux

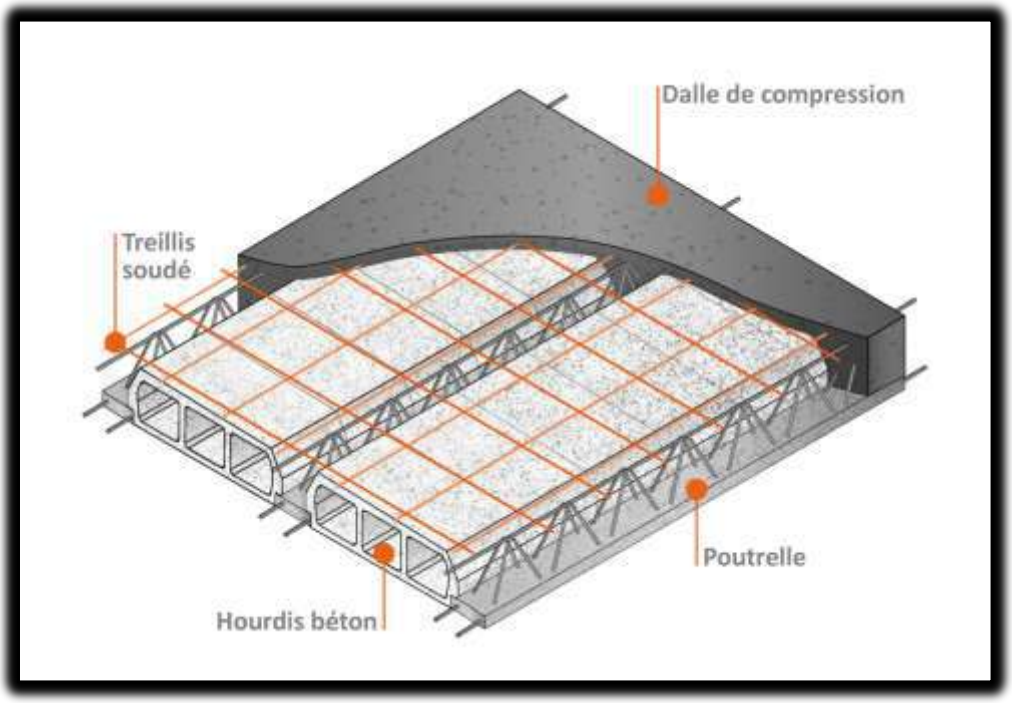


Figure I 01 : Plancher corps creux.

I.4.4Escalier

Les escaliers sont généralement des éléments en béton armé qui servent à se déplacer entre niveau, dans notre cas la structure comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée au 5éme étages, l'escalier est constitué de trois volées et de trois paliers.

I.4.5Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.4.6Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour tout l'étage et les escaliers;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau;
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs;
- Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.4.7L'acrotère :

C'est un mur situé en bordure de toiture terrasse pour permettre le relevvé d'étanchéité.il peut aussi servir à d'autres fins telles que la prise d'un poids si jamais il y aura un revêtement à faire de la façade pour la suspension de l'échafaudage.

Dans notre projet il sera fait en béton armé.et avec une hauteur de 0.60m.

I.4.8L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet, les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol donné par le laboratoire.

I.5CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.5.1Le béton :

A. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables.de ciment, de granulats (gravier. Sable) et de l'eau. La composition courante de $1m^3$ de béton est :

- 350Kgde ciment CPA325 ciment portland artificiel de classe325
- 400 l de sable DG<5mm
- 800 l de gravillons 5mm<Dg<25mm
- 175 l d'eau de gâchage

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

a. La résistance la résistance mécanique élevée .
b. Un retrait minimum.
c. Une bonne tenue dans le temps

B. Résistance du béton

- $f_{c28} = 25$ MPa $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 MPa$:
- $E_{i28} = 32164.195$ MPa
- $E_{v28} = 10818.9$ MPa
- **Coefficient de POISSON (υ)**
- $\upsilon = 0.2$ **Pour le calcul des déformations (ELS)**
- $\upsilon = 0$ **Pour le calcul des sollicitations (ELU)**

le coefficient partiel de sécurité pour le béton :

$\gamma_b = 1.5$ **Pour une situation durable**

$\gamma_s = 1.15$ **Pour une situation accidentelle**

ρ=25KN/m^3

- Fissuration peu nuisible :

$$\textbf{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} : \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\textbf{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} : \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

I.5.2 Classification du matériau acier :

I.5.2.1 Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie fe sera résumé dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	f_e (MPa)
Barre rond lisse	Armatures transversales	Fe E215	Ø6 et Ø8	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	Ø6	520

Tableau I 01: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances



Figure I 02 : Façade principale

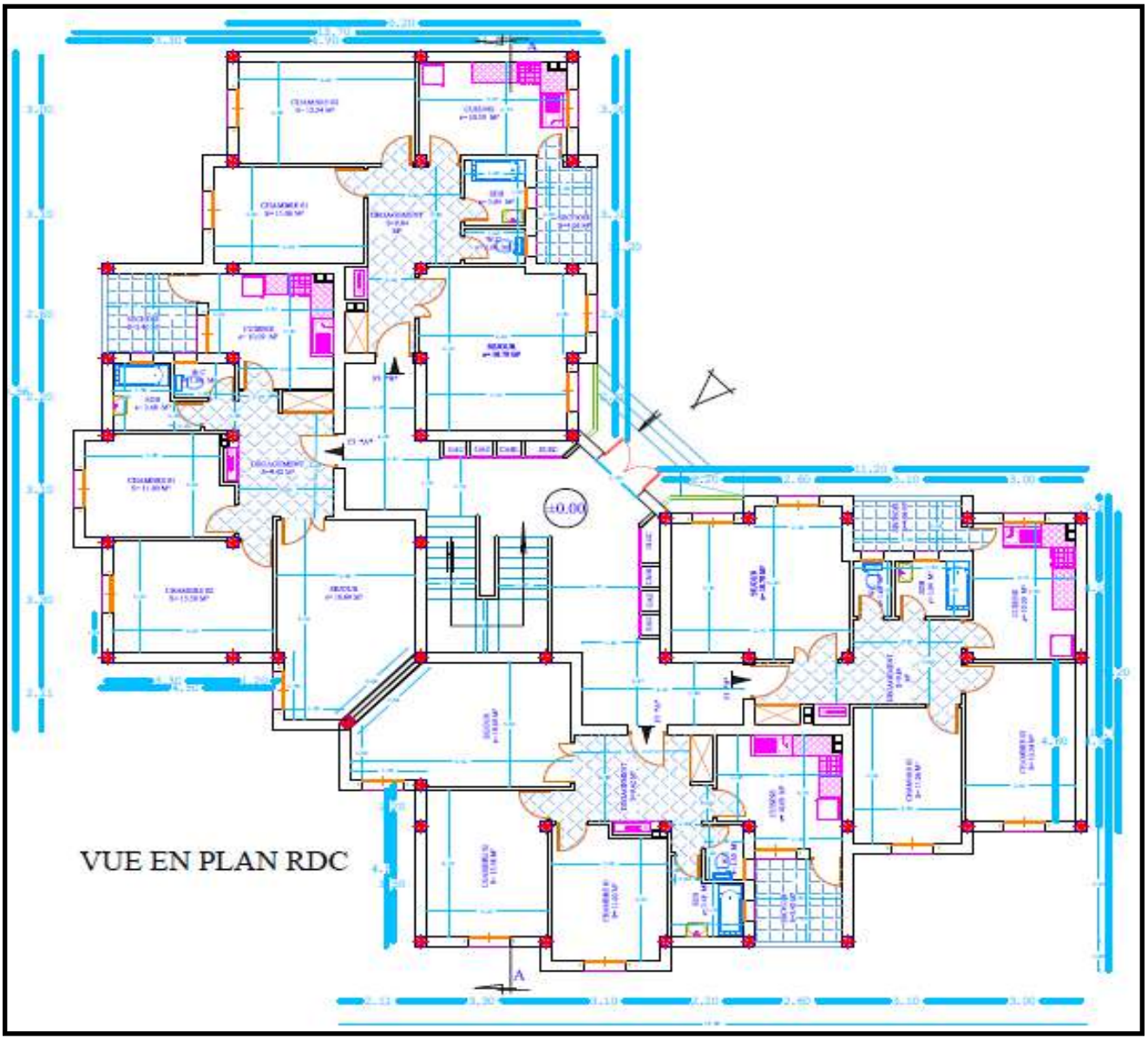


Figure I 03 : Vue en plan du RDC

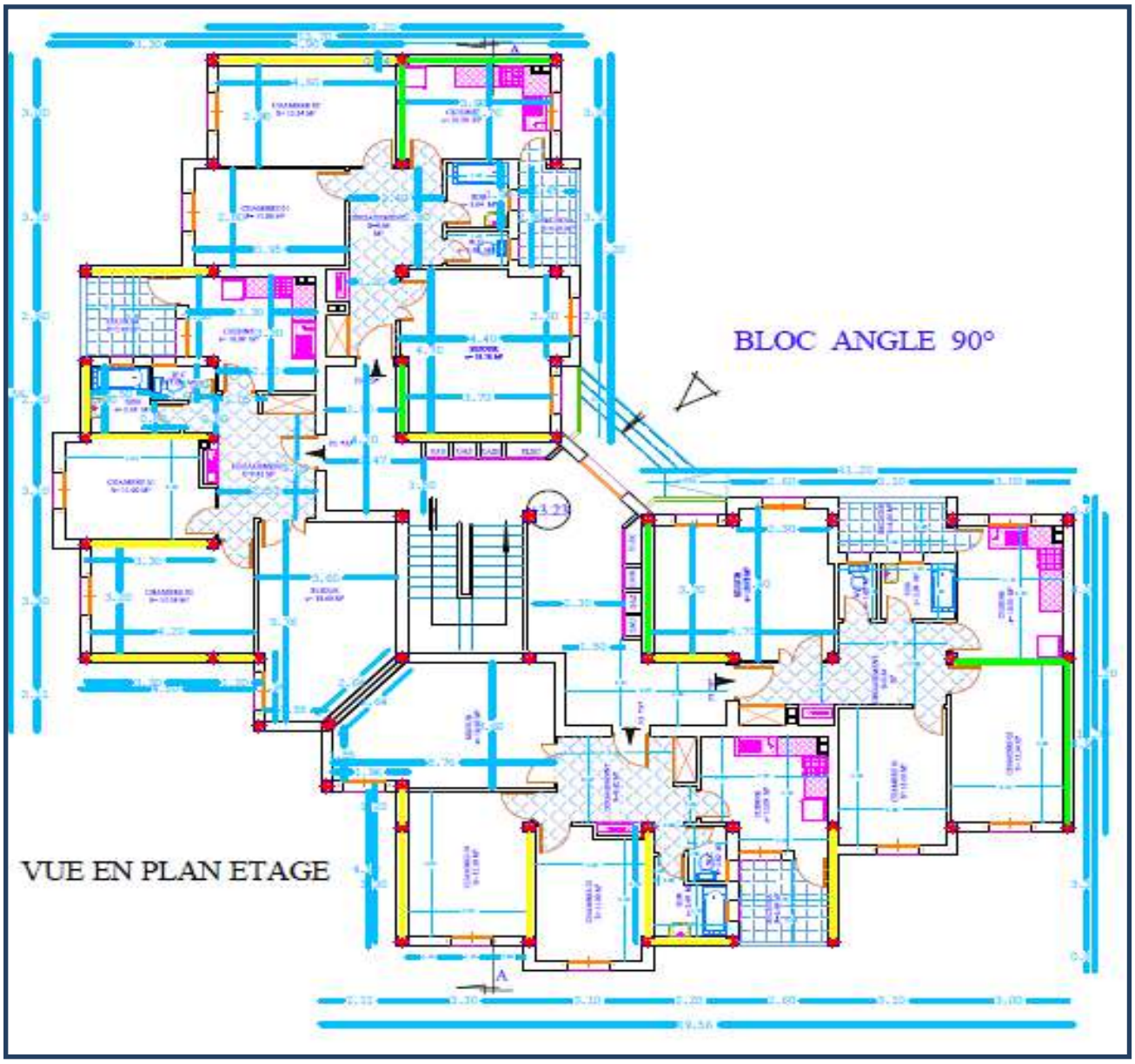


Figure I 04 : Vue en plan des étages.

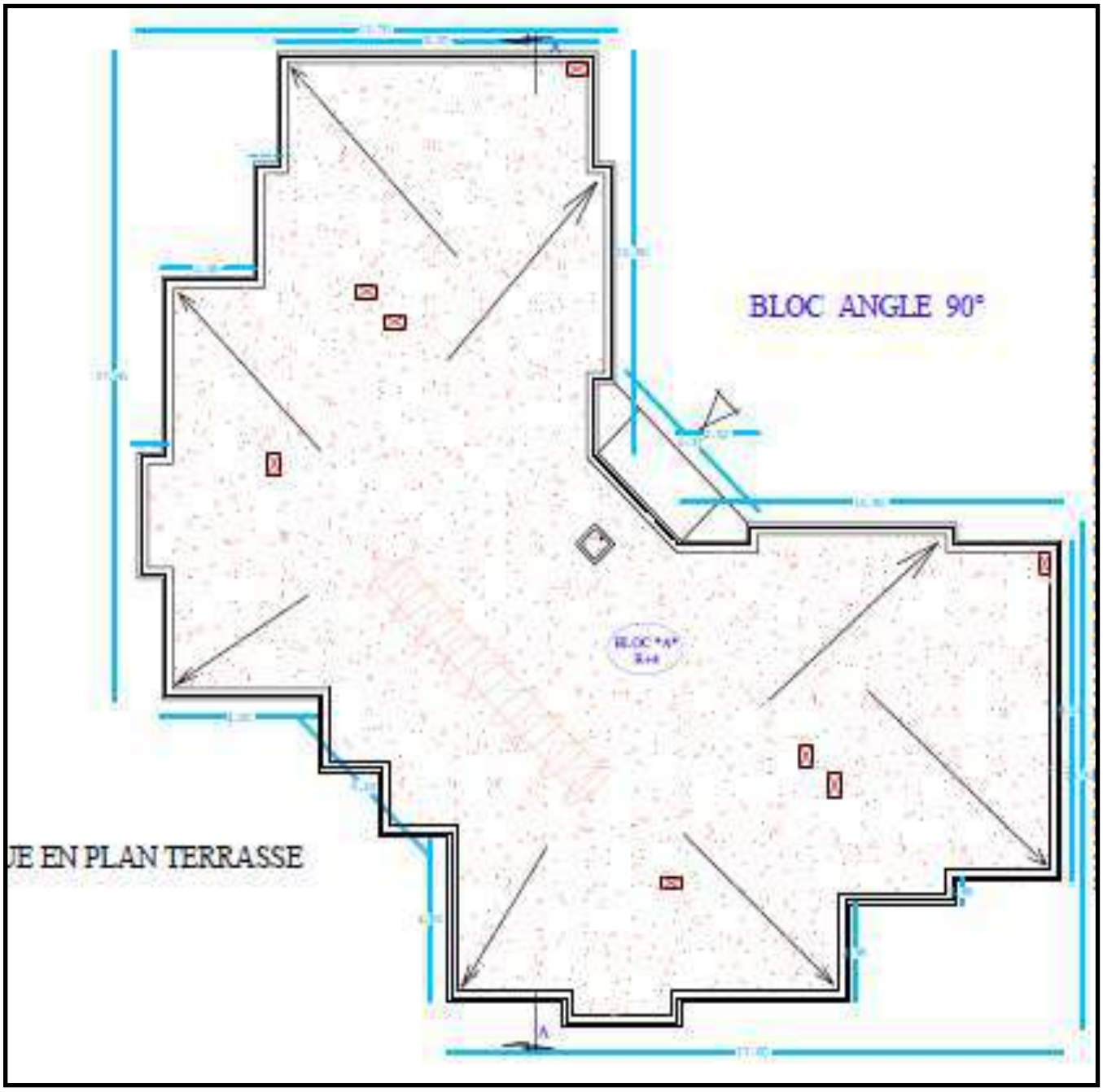


Figure I 05 : Vue en plan du terrasse.

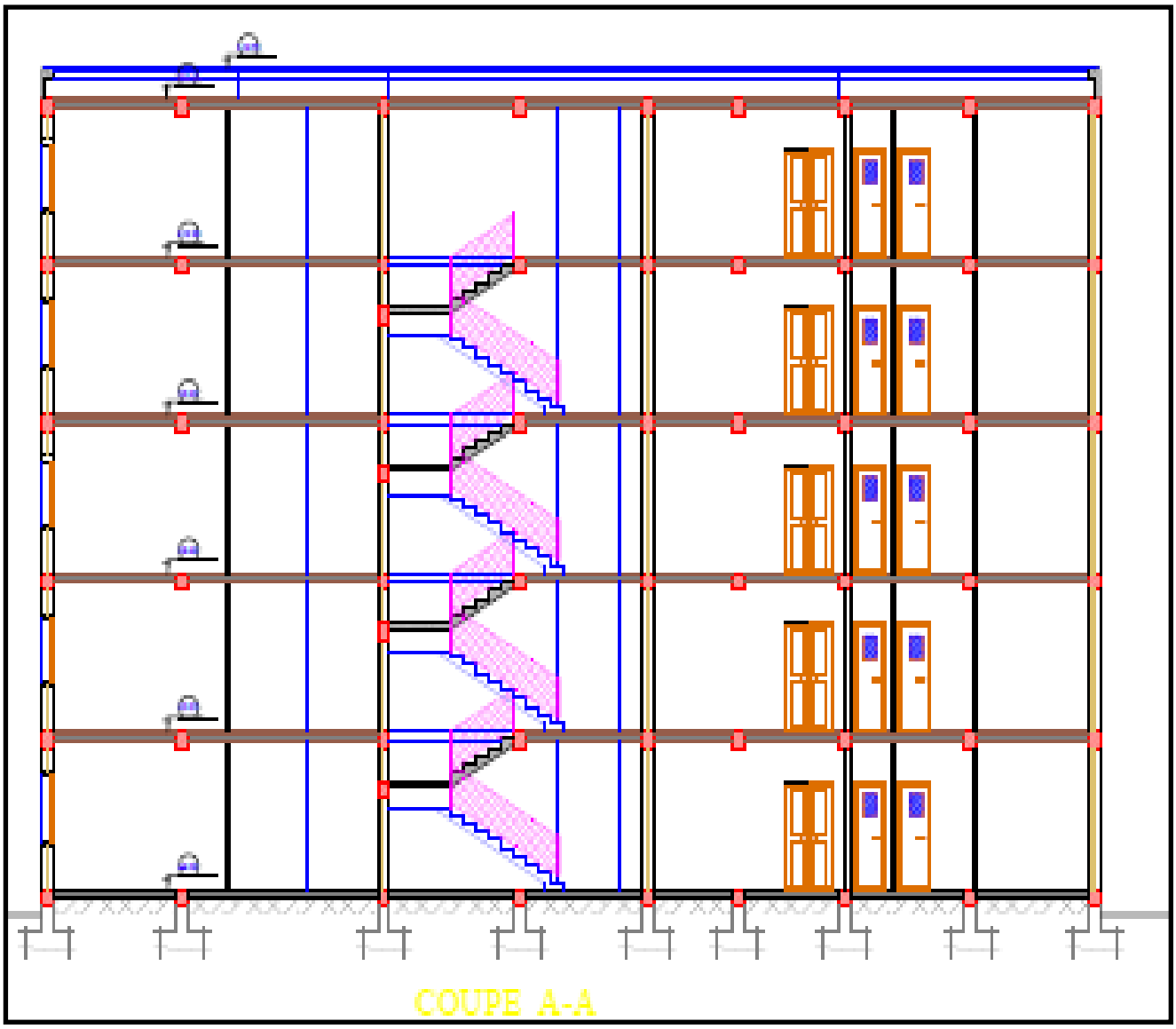


Figure I 06: Coupe A-A.

II.1Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différents charge agissant sur ces éléments afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le **CBA93** et le **RPA99V2003,** mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique**.**

II.2La descente de charge

II.2.1Plancher terrasse inaccessible.

Charges permanentes et exploitations (corps creux) :

- Gravillon de protection(e=4cm ;ρ=17 KN/m ^{3}…….....0.80KN/ m^2.
- Etanchéité multicouche(e=2cm ;ρ=6 KN/m ^{3}…….....….0.12 KN/ m^2.
- Papier Kraft……..…….……....0.05 KN/ m^2.
- Forme de pente (e_{moy}=10cm ;ρ=22KN/m ^{3}…….…..2.20 KN/ m^2.
- Polyane…….....…...0.01 KN/ m^2.
- Isolation thermique (liège)(e=4cm ; ρ=4 KN/m ^{3})……...…0.16 KN/ m^2.
- Dalle de compression +corps creux (20+4)…….……2.80 KN/ m^2.
- Pare vapeur……0.06 KN/ m^2.
- Enduit en plâtre (e=2cm ;ρ=10 KN/m ^{3}…….……...……...…0.20 KN/ m^2.

G=6.40 KN/ m^2.

Q=1.00KN/ m^2.

II.2.2Plancher étage courant :

Charges permanentes et exploitations (corps creux) :

- Carrelage(e=2cm) ; ……..…….....0.40KN/ m^2.
- Mortier de pose (e=2cm ;ρ=20KN/m^3……0.40 KN/ m^2.
- Lit de sable (e=3cm ;ρ=18KN/m^3…….…...0.54 KN/ m^2.
- Dalle de compression +corps creux (20+4)……..... …….2.80 KN/ m^2.
- Enduit en plâtre (e=2cm ;ρ=10 KN/m^3…….……..…0.20 KN/ m^2.
- Cloisons de distribution(e=10KN/m^3)…….....….1.62 KN/ m^2.

G=5.96 KN/ m^2.

Q=1.50KN/ m^2.

II.2.3Plancher terrasse inaccessible.

Charges permanentes et exploitations (dalle pleine) :

- Gravillon de protection(e=4cm ;ρ=20 KN/m^3……..…....0.80KN/ m^2.
- Etanchéité multicouche(e=2cm ;ρ=6 KN/m^3…….……0.12 KN/ m^2.
- Papier Kraft…….…...0.05 KN/ m^2.
- Forme de pente (e_{moy}=10cm ;ρ=22KN/m^3……..…..……...2.20 KN/ m^2.
- Polyane…….…...…...0.01 KN/ m^2.
- Isolation thermique (liège)(e=4cm ; ρ=4 KN/m^3)……..…...….0.16 KN/ m^2.
- Pare vapeur……...…….……0.06 KN/ m^2.
- Dalle pleine (15 cm)……...…….…….3.75 KN/ m^2.
- Enduit en plâtre (e=2cm ;ρ=10 KN/m^3…….……...…0.20 KN/ m^2.

G=7.35 KN/ m^2.

Q=1.00KN/ m^2.

II.2.4Plancher étage courant :

Charges permanentes et exploitations (dalle pleine) :

- Carrelage(e=2cm) ; ……..…….....0.40KN/ m^2.
- Mortier de pose (e=2cm ;ρ=20KN/m^3……....……0.40 KN/ m^2.
- Lit de sable (e=3cm ;ρ=18KN/m^3……...0.54 KN/ m^2.
- Dalle pleine (15cm)……..…..……..….3.75 KN/ m^2.
- Enduit en plâtre (e=2cm ;ρ=10 KN/m^3…….....….0.20 KN/ m^2.
- Cloisons de distribution(e=10KN/m^3)…….....…1.62 KN/ m^2.

G=6.91 KN/ m^2.

Q=1.50KN/ m^2.

II.2.5Maçonnerie :

Murs extérieurs

- Enduit de ciment(e=2cm ;ρ=18KN/m^3) ; …….....0.36KN/ m^2.
- Brique creuse (e=10cm); ……..……..…….……0.90 KN/ m^2.
- Enduit de ciment(e=2cm ;ρ=18KN/m^3) ; …….....0.36KN/ m^2.

G=1.62 KN/ m^2.

Murs extérieurs

- Enduit de ciment(e=2cm ;ρ=18KN/m^3) ; …….....0.36KN/ m^2.
- Brique creuse(e=10cm);……..……...……0.90 KN/ m^2.
- Amed'air (e=5cm) ……..……...0.00 KN/ m^2.
- Enduit de ciment(e=2cm ;ρ=18KN/m^3) ; …….....0.36KN/ m^2.

G=1.42 KN/ m^2.

II.2.6Balcon

- Carrelage(e=2cm) ; ……..…….…….....0.40KN/ m^2.
- Mortier de pose (e=2cm ;ρ=20KN/m^3……...……..…0.40 KN/ m^2.
- Lit de sable (e=3cm ;ρ=18KN/m^3……..……...0.54 KN/ m^2.
- Dalle de compression +corps creux (16+4)……..…..…..…….2.80 KN/ m^2.
- Enduit en ciment (e=2cm ;ρ=20 KN/m^3……..……..…..…0.40 KN/ m^2.

G=5.04 KN/ m^2.

Q=3.50KN/ m^2.

II.2.7 Escalier :

1-Palier

- Carrelage(e=2cm) ; ……..…….…….....0.44KN/ m^2.
- Mortier de pose (e=2cm ;ρ=20KN/m^3)…….……..……0.40 KN/ m^2.
- Lit de sable (e=3cm ;ρ=18KN/m^3)…….…..…...0.54 KN/ m^2.
- Dalle pleine e=15cm ;ρ=25KN/m^3)…….…….…….3.75 KN/ m^2.
- Enduit en ciment (e=2cm ;ρ=20KN/m^3…….…..……..…0.40 KN/ m^2.

G=5.53KN/ m^2.

Q=2.50KN/ m^2.

2-Volée (paillasse) :

- Carrelage(e=2cm) ..……..…….…….....0.44KN/ m^2.
- Mortier de pose (e=2cm ;ρ=20KN/m^3…….……..…...0.40 KN/ m^2.
- Lit de sable (e=3cm ;ρ=18KN/m^3……..……...0.54 KN/ m^2.
- paillasse (e=15cm);……..……...…25.00*0.15/Cos30.11=4.33KN/ m^2.
- Marche (e=18cm ;ρ=25KN/m^3)……...……..…...2.25 KN/ m^2.
- Enduit en ciment(e=2cm ;ρ=18KN/m^3…….....……0.36 KN/ m^2.

G=8.32 KN/ m^2.

Q=2.50KN/ m^2.

II.2.8Acrotère:

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse, soumise à son poids propre et à une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m .

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de : G=ρ*S

- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ: le poids volumique tel que ρ=25KN/m^3

S=(0.10*0.60)+(0.07*0.10)+(0.1*0.03/2)=0.069m^2

D'où

- **Le poids des éléments en béton armé :** G_1=25*0.069=1.725KN/ml
- **Le poids du revêtement :**G_2=2*0.015*0.6*18=0.324KN/ml

$G_{tot}=G_1+G_2=2.05$

II.3Pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

II.3.1Pré dimensionnement des planchers :

❖ **Pré dimensionnement de plancher à corps creux :**

Les planchers sont constitués depoutrelle préfabriquées associés aux corps creux, pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera les formules suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{10}$$

Avec

e:epaisseur de la dalle de compression corps creux.

L la distance maximale de la poutre.

L_{max}**=4.60m⇒18.40**$cm \leq e \leq 23cm$

On vérifie aussi $e \geq \frac{L}{22.5} \Leftrightarrow \frac{460}{22.5}$**=20.44cm**

Danc on adopte **:** **e=16+4 cm**

Sécurité contre l'incendie :

$\mathbf{e_p}$=7cm pour assurer un coupe-feu d'une heure.

$\mathbf{e_p}$=11cm pour assurer un coupe-feu de deux heures.

$\mathbf{e_p}$=17.5cm pour assurer un coupe-feu de quatre heures.

On admet : $\mathbf{e_p}$=11cm

Condition d'isolation acoustique :

Condition d'isolation acoustique **:$\mathbf{e_p}$=15cm**

II.3.2Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

Choix des sections des poutres selon les formules empiriques selon **RPA99V2003**

Vérifier de la flèche pour la section choisie

a) **Poutres principales (sens porteur) :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: la largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur ≪ h ≫**

On a : L=4.60m

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \mapsto 30.66cm \leq h \leq 46cm$$

$$\boldsymbol{on\ prend \qquad h = 40cm}$$

- **Détermination de la largeur ≪ b ≫ :**

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

$$12cm \leq b \leq 28cm$$

On prend : b=30cm

Vérification selon le RPA99V2003 : zone sismique III

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-apris :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \ \ b = 30cm \ \geq 20cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifié \\ h \geq 30cm \ \ h = 40cm \geq 30cm \ldots\ldots\ldots\ldots vérifié \\ \frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{40}{30} = 1.33 \ < 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifié \end{cases}$$

Condition de rigidité :

on doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \qquad \Rightarrow \qquad \frac{40}{460} = \mathbf{0.0695} > 0.0625$$

b) Poutres secondaires (sens non porteur) :

$$\boldsymbol{\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}}$$

$$\boldsymbol{0.3h \leq b \leq 0.7h}$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: la largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur $\ll h \gg$**

  On a : L=4.50m

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \mapsto 30cm \leq h \leq 45cm$$

$$\boldsymbol{on\ prend \qquad h = 35cm}$$

- **Détermination de la largeur $\ll b \gg$:**

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

$$10.5cm \leq b \leq 24.5cm$$

On prend : **b=30cm**

Vérification selon le RPA99V2003 : zone sismique III

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-apris :

$$\begin{cases} \boldsymbol{b \geq 20cm\ \ b = 30cm\ \geq 20cm} \ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{vérifié} \\ \boldsymbol{h \geq 30cm\ \ h = 35cm \geq 30cm} \ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{vérifié} \\ \boldsymbol{\frac{h}{b} \leq 4\ \Rightarrow\ \frac{35}{30} = 1.16\ } < 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{vérifié} \end{cases}$$

Condition de rigidité : on doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \qquad \Rightarrow \qquad \frac{35}{460} = \mathbf{0.0777} > 0.0625$$

Vérification de la flèche selon CBA93

On doit vérifier que : $\mathbf{f_{max} \leq f_{adm}}$

Avec $$\mathbf{f_{adm}} = \begin{cases} \boldsymbol{0.5 + \frac{Lcm}{1000}} & \boldsymbol{si\ L > 5m} \\ \boldsymbol{\frac{Lcm}{500}} & \boldsymbol{si\ L \leq 5m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie : lafléche maximale est donnée par :

On a :

$$\boldsymbol{f_{max} = \frac{5qL^4}{384EI}}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre .

f_{max}**:** la flèche maximale de la poutre.

q: Charge uniformément répartie déterminée à ELS q=G+Q.

G : charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par poutre.

I : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion **I=** $\frac{bh^3}{12}$

E : Module d'élasticité différé du béton armé (E=10818.86MPa).

I. Sens porteur (L=4.90m)

$\bar{f} = \frac{490}{500}$**=0.98;** **E=10818.86MPa;** **I=160000cm^4**

✓ **Plancher terrasse:**

q=G+Q=(6.84+0.30*0.40*25)+1=10.84KN/ml

$$f_{max} = 0.47 < 0.98cm \dots\dots\dots\dots\dots\dots vérifiée$$

✓ **Plancher courant:**

q=G+Q= (5.84+0.30*0.40*25)+1=10.34KN/ml

$$f_{max} = 0.41 < 0.98cm \dots\dots\dots\dots\dots\dots vérifiée$$

II. Sens non porteur (L=4.80m)

$\bar{f} = \frac{480}{500}$**=0.96;** **E=10818.86MPa;** **I=1071875000cm^4**

✓ **Plancher terrasse:**

q=G+Q=(6.84+0.30*0.35*25)+1=10.47KN/ml

$$f_{max} = 0.42 < 0.96cm \dots\dots\dots\dots\dots\dots vérifiée$$

✓ **Plancher courant:**

q=G+Q=(5.84+0.30*0.35*25)+1.5=9.97KN/ml

$$f_{max} = \mathbf{0.40} < 0.96cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

Conclusion:

-poutres porteuses ……..… (b*h)= (30*40) cm^2

-poutres secondaire……..…… (b*h)= (30*35) cm^2

II.3.3Pré dimensionnement des poteaux:

II.3.3.1 Principe :

Les poteaux sont pré dimensionnées compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire , un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant.et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.3.3.2 Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime vis-à-vis de la compression simple du poteau.

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par la RPA99V2003: ►► [Art 7.4.1] ◄◄
- Vérifier la section à l'état limite de service

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) en zone III :

$$\begin{cases} Min\,(b_1, h_1) \geq 30\ cm \\ Min\,(b_1, h_1) \geq \dfrac{h_e}{20} \\ 1/4 < b_1, h_1 < 4 \end{cases}$$

Et on doit respecter la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha\left(\frac{B_r \cdot f_{C28}}{0.9\,\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right) = \bar{N}$$

A: la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. $A = B/1000$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle en cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si} \quad 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0.7\,l_0 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{b^2}}$$

λ: L'élancement mécanique;

l_f : Longueur de flambement**.**

i: Rayon de giration;

l_0: Longueur du poteau;

Dans notre projet**,** $l_0 = 3.23\ m$ pour tous les étages**.**

I : Moment d'inertie du poteau**;**

b : Largeur du poteau.

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad ; \quad b = h \quad \Rightarrow \quad I = \frac{b^4}{12} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$f_{C28} = 25\ MPa$; $f_e = 400\ MPa$; $Situation\ durable$: ($\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$)

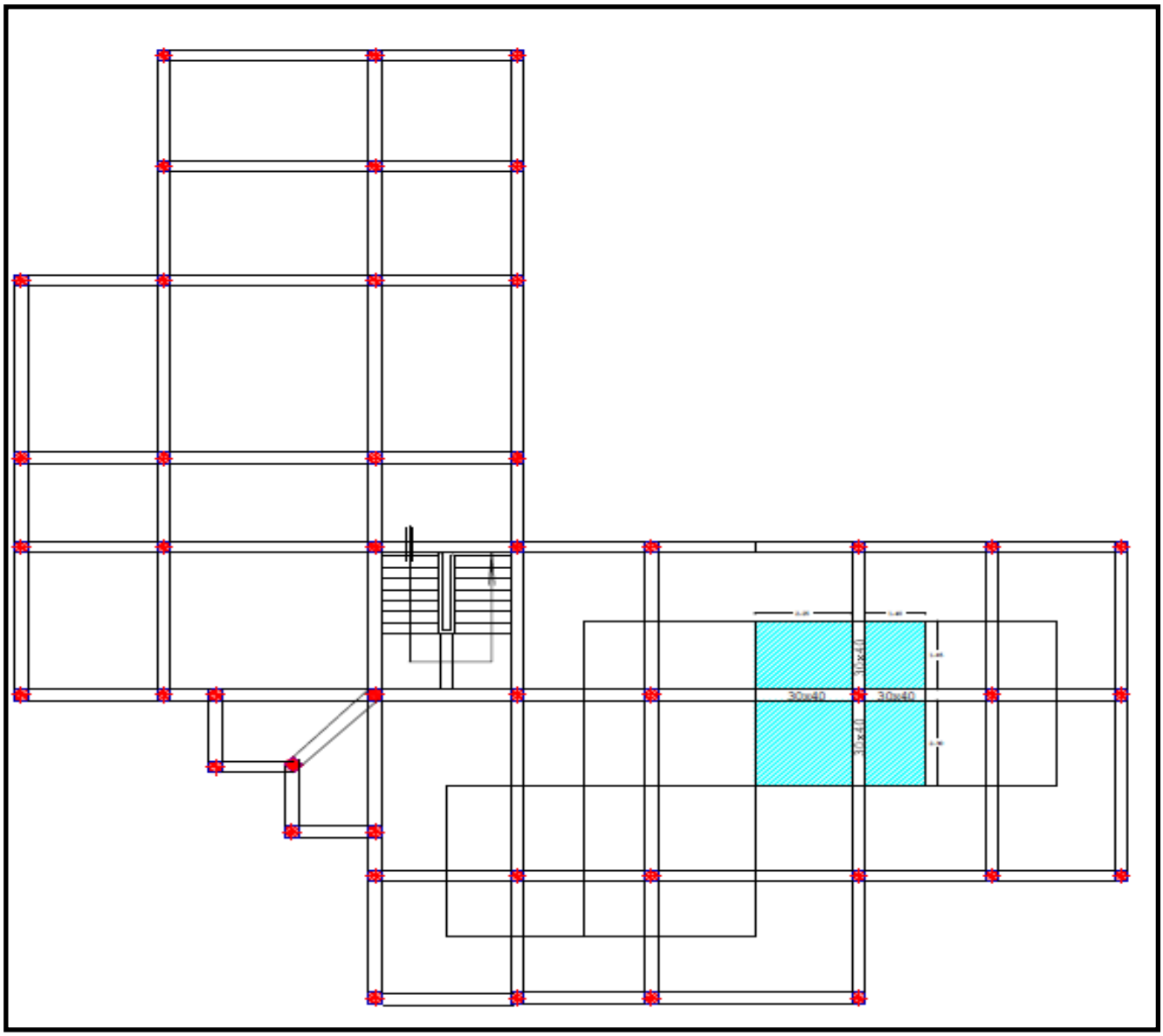
II.3.3.3 Calcul de l'effort normal $\bar{N}$:

Tableau II 01 : *Effort normal $\bar{N}$ pour chaque section de poteau.*

Niveau	$B(mm^2)$	$B_r(mm^2)$	$l_f(m)$	$i(m)$	λ	α	$A_s(mm^2)$	$\bar{N}\ (kN)$
5ème	**300×300**	**78400**	**2.142**	**0.087**	**24.620**	**0.773**	**90**	**1358.97**
4ème	**300×300**	**78400**	**2.142**	**0.087**	**24.620**	**0.733**	**90**	**1358.97**
3ème	**300×300**	**78400**	**2.142**	**0.101**	**24.620**	**0.792**	**90**	**1358.97**
2ème	**350×350**	**108900**	**2.142**	**0.101**	**21.208**	**0.792**	**122.5**	**1929.80**
1er	**350×350**	**108900**	**2.142**	**0.115**	**21.208**	**0.804**	**122.5**	**1929.80**
RDC	**400×400**	**144400**	**2.142**	**0.115**	**18.626**	**0.804**	**160**	**2584.48**

II.3.3.4 Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est un poteau intermédiaire, situé comme la **Figure II.01**



FigureII 01 : Représentation du poteau le plus sollicité.

II.3.3.5Calcul de la surface reprise par le poteau :

$$S_{totale} = (4.45 \times 3.95) \Rightarrow \quad \boldsymbol{S_{totale} = 17.75\ m^2}$$

$$S_{planc\ her} = (2.23 + 1.85) \times (1.40 + 2.25) \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{S_{plancher} = 15.07\ m^2}$$

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

$S_{planc\ her}$: Surface du plancher seulement.

Charges permanentes :

Tableau II 02 : Charges *permanentes cumulées des surfaces reprises*.

Niveau	$G_{Plancher}$ (kN)	$G_{P.P}$ (kN)	$G_{P.S}$ (kN)	G_{Poteau} (kN)	G_{Niveau} (kN)	$G_{Cumulé}$ (kN)
5ème	110.81	12.30	8.89	7.27	139.26	139.26
4ème	94.61	12.30	8.89	7.27	123.06	262.33
3ème	94.61	12.30	8.89	7.27	123.06	385.39
2ème	94.61	12.30	8.89	9.90	125.70	511.08
1er	94.61	12.30	8.89	9.90	125.70	636.76
RDC	94.61	12.30	8.89	12.24	128.72	765.48

La loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément. On applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.50Q.

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

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

Pour le 5ème étage : Q_0=**1 kN/m^2**

Pour le 4ème étage : $Q_0 + Q_1 =$ **2.5 kN/m^2**

Pour le 3ème étage : $Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$=**3.85 kN/m^2**

Pour le 2ème étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$=**5.05 kN/m^2**

Pour le 1er étage : $Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$=**6.10 kN/m^2**

Pour le RDC : $Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$=**7.00 kN/m^2**

$$Q_0 = 1\ kN/m^2 \quad (terrasse\ inaccessible)$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1.5\ kN/m^2 \quad (étage\ courant)$$

Tableau II 03 : *Charges d'exploitation cumulées des surfaces reprises*

Niveau	5ème	4ème	3ème	2ème	1ère	RDC
Q(kN)	17.57	61.50	66.76	86.98	104.54	119.50

II.3.3.6 L'effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q \quad , \quad N_u{}^* = 1.1\ N_u$$

Tableau II 04 : *Vérification de l'effort normal des poteaux*.

Niveau	G	Q	Nu	1.1NU	$\bar{N}\ (kN)$	$1.1N_u \leq \bar{N}$
5ème	139.30	16.20	227.01	249.71	1358.97	vérifié
4ème	262.33	40.50	443.50	487.82	1358.97	vérifié
3ème	385.40	62.37	659.94	725.94	1358.97	vérifié
2ème	511.07	81.81	879.95	967.95	1929.80	vérifié
1ère	636.80	98.82	1099.97	1209.96	1929.80	vérifié
RDC	765.50	113.10	1324.07	1456.47	2584.48	vérifié

Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes

II.3.3.7Vérification selon le RPA99 version2003 :

Tableau II 05 : Vérification des sections selon le RPA99Version2003

Conditions	Vérification	Remarque
Zone **III** $\boldsymbol{min(b_1, h_1) \geq 30cm}$ $\boldsymbol{min(b_1, h_1) \geq h_e/20}$ $\boldsymbol{1/4 < b_1/h_1 < 4}$	**5ème 4ème, 3ème étage :** $\boldsymbol{min(b_1, h_1) = 30cm}$ $\boldsymbol{h_e/20 = (323 - 40)/20 = 14.5cm}$ $\boldsymbol{b_1/h_1 = 1}$	**Conditions Vérifiées**
	1er ,2ème étage : $\boldsymbol{min(b_1, h_1) = 35cm}$ $\boldsymbol{h_e/20 = (3023 - 40)/20 = 14.5cm}$ $\boldsymbol{b_1/h_1 = 1}$	**Conditions Vérifiées**
	RDC : $\boldsymbol{min(b_1, h_1) = 40cm}$ $\boldsymbol{h_e/20 = (323 - 40)/20 = 14.5cm}$ $\boldsymbol{b_1/h_1 = 1}$	**Conditions Vérifiées**

II.3.3.8Vérification aux zones nodales :

Tableau II 06 :*Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003*

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ $d \leq max(b_1/2, h_1/2)$	**5ème 4ème, 3ème étage :** $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 75\ cm$ $d = 0\ cm\ ; max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 15\ cm$	**Conditions Vérifiées**
	1er ,2ème étage : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 87.5\ cm$ $d = 2.5\ cm\ ; max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 17.5\ cm$	**Conditions Vérifiées**
	RDC : $b_{max} = 30\ cm\ ; 1.5h_1 + b_1 = 100\ cm$ $d = 5\ cm\ ; max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right) = 20\ cm$	**Conditions Vérifiées**

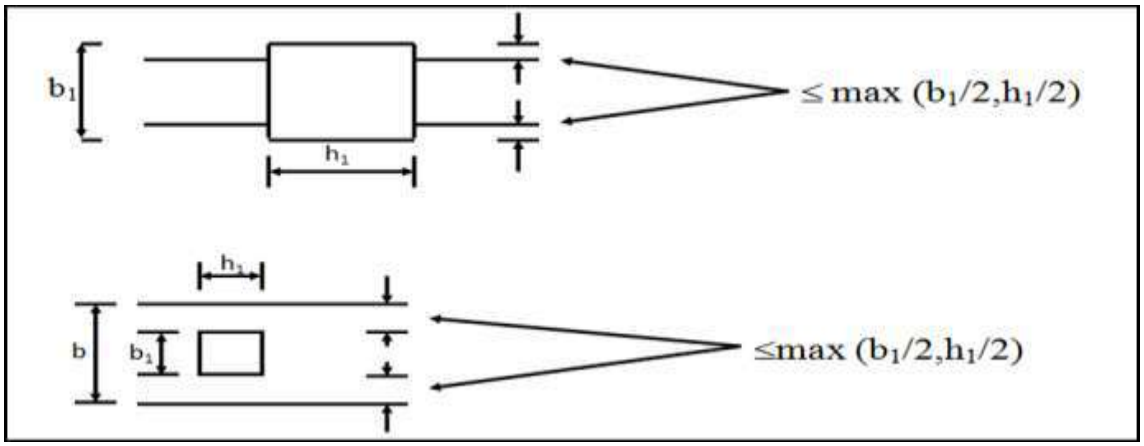


Figure II 02 : Conditions aux zones nodales

II.3.4. Pré dimensionnement des voiles:

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

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

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

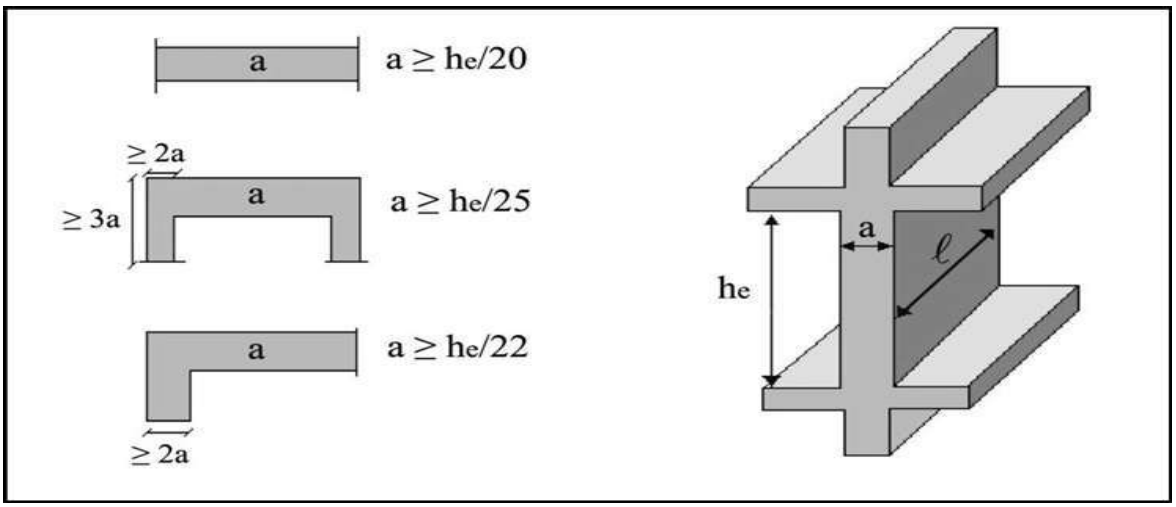


Figure II 03 : Vue en plan et vue en 3D du voile

$$a \geq Max\left(15cm\,;\,\frac{h_e}{25}\,;\,\frac{h_e}{22}\right) \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left(15cm\,;\,\frac{h_e}{22}\right)$$

Pour tous les étages, on a $h_e = 323 - 40 = 283\ cm$

$$\mathbf{\frac{h_e}{22} = \frac{283}{22} = 12.86\ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour les voiles une épaisseur de **15 cm.**

III.1 INTRODUCTION :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément secondaire son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

III.2.1 Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

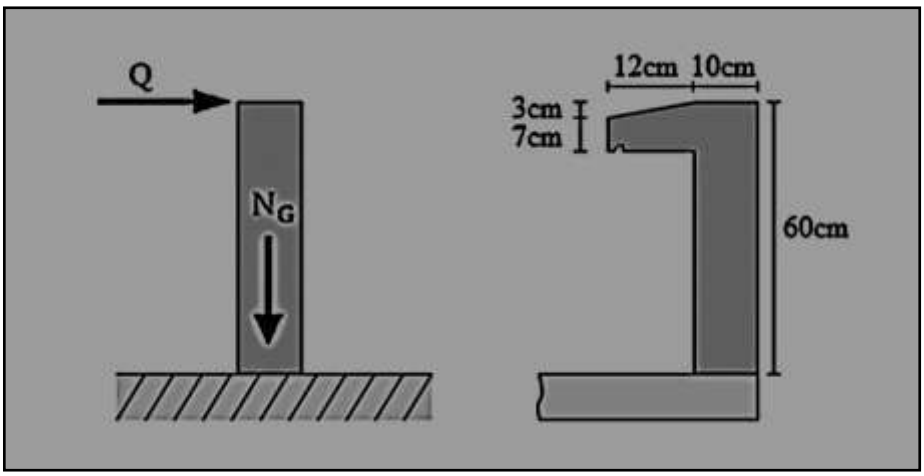


Figure III 01 : Acrotère (dimensions et charges exercées)

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III 01 : Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère

Charges permanentes	
$\mathbf{G = [(0.6 * 0.1) + (0.07 * 0.12) + (0.03 * 0.12/2)] \times 25 = 1.76\ kN/ml}$	
Revêtement en ciment(e=2cm ;ρ=18KN/m^3)	
$\mathbf{G = 2 * 0.02 * 0.6 * 18 = 0.32 KN/ml}$	
Charges d'exploitation	**Charges permanentes totale**
$\mathbf{Q = 1\ kN/ml}$	**G=2.08 kN/ml**

L'action des forces horizontales Qh : Fp

D'après le **RPA99V2003 ►► [Art 7.4.1] ◄◄** les éléments non structuraux doivent étre calculés sous l'action horizontale suivante :

FP=4 A CP WP

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **4-1** pour la zone et legroupe d'usage appropriés **A=0.25…..zone III groupe [2]**

CP : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6-1 [Cp=0.8]

WP : le poids de l'acrotère=2.81KN.

FP=4*0.25*0.8*2.08=1.66 KN.

Qu=Max(1.5Q ;Fp) **Qu=Max(1.5KN ;1.66KN)**

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2.08KN/ml ; Q=1.66KN

III.2.3 Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III 02 : Les données sur l'acrotère

f_{c28}	25 MPa	C_1	2.5 cm	N_u	2.81 kN
f_e	400 MPa	C_2	2.5 cm	M_u	1.49kN.m
b	100 cm	l_0	0.60 m	N_{ser}	2.08 kN
h	10 cm	l_f	1.20 m	M_{ser}	0.99 kN.m

III.2.3.1 L'état limite ultime (ELU) :

.

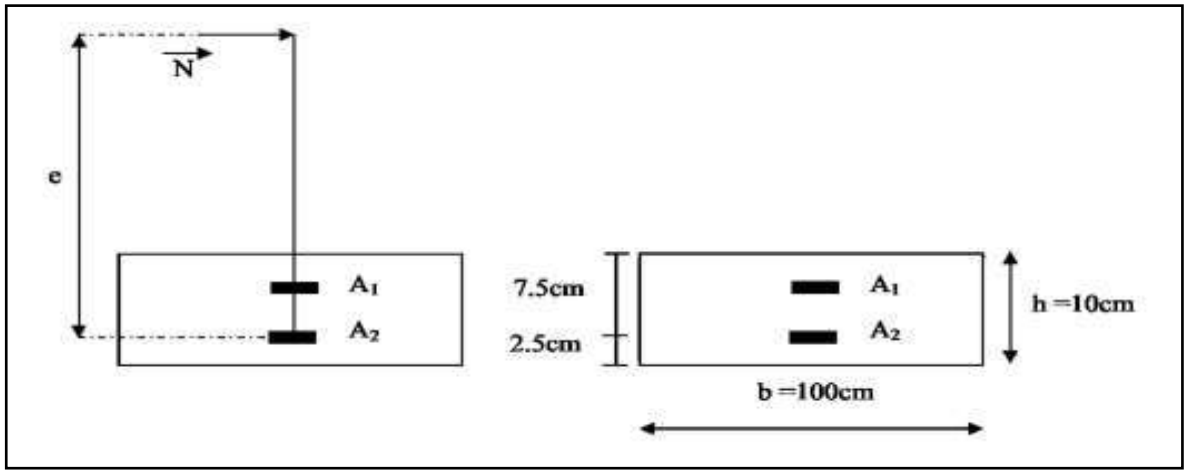


Figure III 02 : Section de béton armé dans l'acrotère

Tableau III 03 : détermination des sections pour l'acrotère

e_0 cm	C_{12} cm	M_1 KN.m/ml	μ_-	$A_1 = A'_1$ cm^2	A_1 cm^2	A cm^2	$A_{min} > A$	S_t cm	$S_{rép}$ Cm
53.02	2.5	1.49	0.018	0	0.57	0.57	1> 0.57	25	15
Résultats : on adopte			A =2.01 cm^2 4HA8				$A_{rép}$=1.50 cm^2 3HA8		

III.2.3.2 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.99}{2.08} = 0.476m \quad \Rightarrow \quad e_0 = 47.60\ cm$$

Tableau III 04 :Vérification à l'état limite de service (ELS).

e_0	B_0	υ_1	υ_2	p	q	$\Delta < 0$	$S_{XX'}$	K
47.60	1008.55	4.97	5.03	−3079.4	88719.2	−10132790	36.40	0.0456
Vérifications: $\begin{cases}\sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s\end{cases}$					On adopte les sections qu'elle sont calculées à l'état limite de ultime			

III.2.4Vérification de l'effort tranchant :

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.99}{0.9 \times 0.075} \quad \Rightarrow \quad F = -11.83\ kN$$

$F < 0$, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

III.2.5Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \qquad (C.V)$$

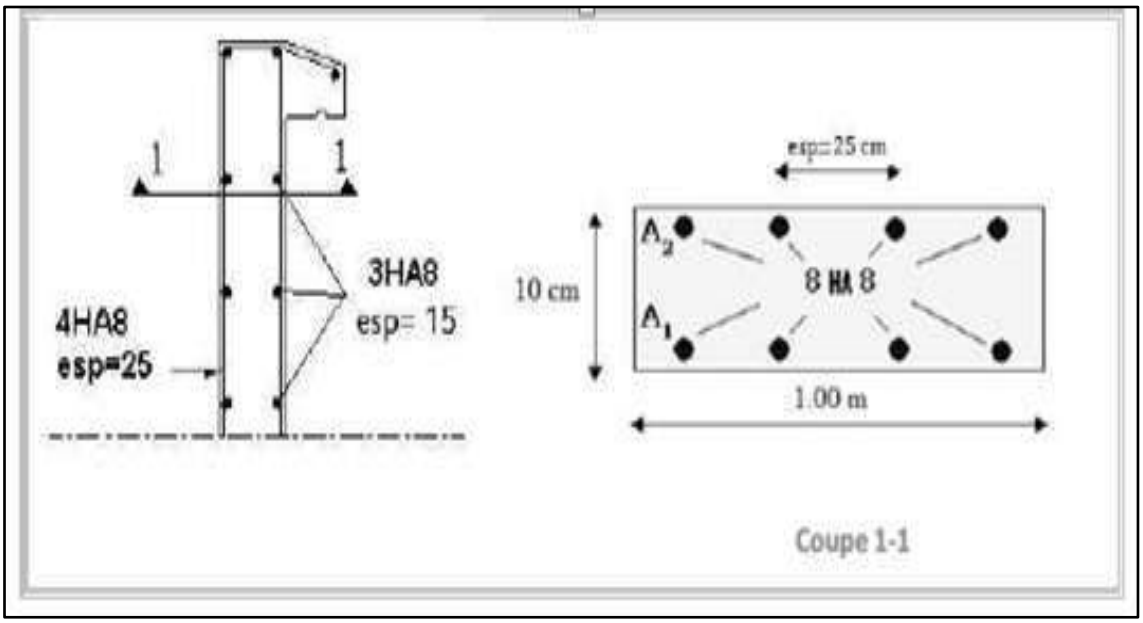


Figure III 03 : Ferraillage de l'acrotère.

III.3 PLANCHER A CORPS CREUX :

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1 La dalle de compression

La dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle; On prévoit un ferraillage en quadrillage. Cette dalle a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre les poutrelles. La section d'armatures à prévoir doit satisfaite aux conditions suivantes : ►►CBA93 Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : $a_1 \leq 20$ cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : $a_2 \leq 33$ cm

On choisira :

$$A_{\perp} = 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2 \quad ; \quad esp = 20\ cm$$

$$A_{/\!/} = 5\ Ø5 = 0.98\ cm^2 \quad ; \quad esp = 20\ cm$$

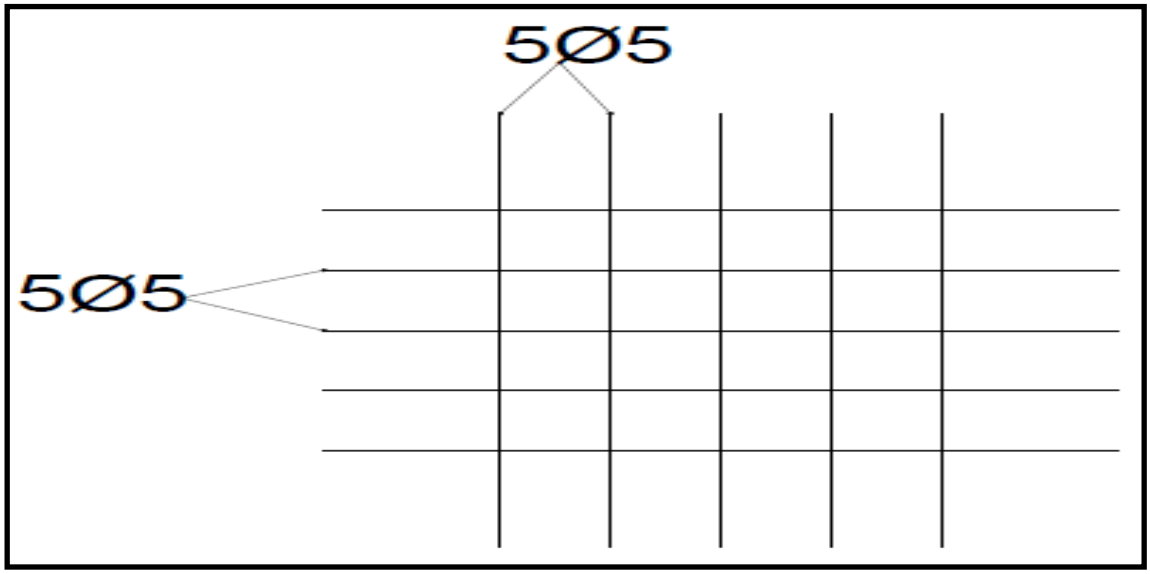


Figure III 04 : Disposition des armatures de la dalle de compression.

III.3.2Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

III.3.2.1 Avant coulage :

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

L(m)	Q(kN)	G(kN)		$\bar{f}$	f_{max}	vérification
4.80	2.4	Poids du poutrelle	Poids du corps creux	0.96 cm	79.94	C.N.V
		$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$0.65 \times 1 = 0.65$	Observation : il faut ajouter des étaiements		
		0.77				

On a: $L = 4.00\ m \Rightarrow \bar{f} = \frac{480}{500} = 0.96\ cm$; $f_{max} = \frac{5GL^4}{384EI} + \frac{QL^3}{48EI}$

Calcul des étaiements :

a) Pour un seul étai au milieu :

Tableau III 05 : Calcul de un seul étai au milieu.

L(m)	Q(kN)	G(kN)		$\bar{f}$	f_{max}	véfication
2.4	1.2	Poids du poutrelle	Poids du corps creux	0.96 cm	4.99	C.N.V
		$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$0.65 \times 1 = 0.65$	Observation : un étai n'est pas suffisant suffisant		
		0.77				

b) Pour deux étais :

Tableau III 06 : Calcul de deux étais.

<table>
<tr><th>L(m)</th><th>Q(kN)</th><th colspan="2">G(kN)</th><th>$\bar{f}$</th><th>f_{max}</th><th>vérification</th></tr>
<tr><td rowspan="3">1.60</td><td rowspan="3">1.00</td><td>Poids du poutrelle</td><td>Poids du corps creux</td><td rowspan="2">0.96 cm</td><td rowspan="2">0.012</td><td rowspan="2">C.V</td></tr>
<tr><td>$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$</td><td>$0.65 \times 1 = 0.65$</td></tr>
<tr><td colspan="2">0.77</td><td colspan="3">Observation : Il faut prévoir deux étais le long de la travée espacés de 1.60 m</td></tr>
</table>

III.3.2.2 Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. On a trois types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 4 travées.
- Poutrelle à 5 travées.

La Conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on va passer directement à la <u>Méthode de CAQUOT :</u>

Tableau III 07 : Méthode de CAQUOT.

Moment isostatique M_0	$\frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_0 - \left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui M_a	Appuis de rive	$0.2\ M_0$
	Appuis intermédiaires	$\frac{q_w \cdot l'^3_w + q_e \cdot l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$
Longueur fictive l'	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	$0.8\ L$
Effort tranchant T	T_w	$\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$
	T_e	$-\frac{ql}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{l}\right)$

a) poutrelle à trois travées :

Tableau III 08 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées à l'E.L.U.

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	17.66	3.53	13.96	7.14	11.80	-6.47
B-C	3.84	13.96	10.94	-15.60	16.07	1.42
C-D	11.93	10.94	2.38	-0.20	23.20	-2.61

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$

A-B	**6.36**	**1.27**	**5.02**	**2.57**	**11.55**	**-6.30**
B-C	**6.83**	**5.02**	**8.08**	**-2.23**	**17.68**	**-1.85**
C-D	**17.66**	**8.08**	**8.05**	**5.54**	**25.60**	**-5.18**
D-E	**3.84**	**8.05**	**0.80**	**-4.60**	**15.74**	**1.09**

Tableau III 09: Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U.

Tableau III 10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.U

Travée	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	**6.36**	**1.27**	**5.02**	**2.57**	**11.55**	**-6.30**
B-C	**6.83**	**5.02**	**8.08**	**-2.23**	**17.68**	**-1.85**
C-D	**17.66**	**8.08**	**10.94**	**4.11**	**25.60**	**-5.18**
D-E	**3.84**	**8.05**	**0.80**	**-4.60**	**15.74**	**1.09**
E-F	**11.93**	**10.94**	**2.38**	**-0.20**	**23.20**	**-1.32**

Tableau III 11 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à quatre travées à l'E.L.S

Travée	$\mathbf{M_0(kN.m)}$	$\mathbf{M_w(kN.m)}$	$\mathbf{M_e(kN.m)}$	$\mathbf{M_t(kN.m)}$
A-B	**4.64**	**0.92**	**3.67**	**1.90**
B-C	**4.99**	**3.67**	**5.90**	**-1.63**
C-D	**12.89**	**5.90**	**5.83**	**4.08**
D-E	**2.81**	**5.83**	**0.56**	**-3.31**

Récapitulation :

Tableau III 12 : les sollicitations max en travée et en appuis

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	13.96	7.14	25.60	5.90	4.08
Référence	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 4 travées	Poutrelle à 4travées

III.4 Calcul de ferraillage :

III.4.1 Armatures longitudinales :

Tableau III 13 : Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U.

	En travée	Aux appuis
$M_u\ (kN.m)$	7.14	13.96
$M_0\ (kN.m)$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6(0.18 - 0.02)$ $= 73.84$	
	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 24)cm^2$	$M_u < M_0$ L'axe neutre appartient à la table Etude d'une section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 24)cm^2$
μ	0.0159	0.0312
μ_l	0.392	
$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
β	0.989	0.985
$A'\ (cm^2)$	0	0
$A\ (cm^2)$	0.94	1.86
$A_{min}\ (cm^2)$	1.30	0.24

A_{adopt} (cm^2)	3HA8=1.51	3HA8=1.51

Vérification à l'E.L.S :

Tableau III 14 :Vérification des poutrelles à l'E.L.S

	En travée	Aux appuis
M_{ser} $(kN.m)$	4.08	5.90
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	15	15
y (mm)	3.65	5.12
I (cm^4)	8984.14	9601.40
K (N/mm^3)	0.043	0.054
σ_b (MPa)	1.95	3.19
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III 15 : Armatures longitudinales des poutrelles

Section d'armatures	En travée	Aux appuis
	$3HA8 = 1.51\ cm^2$	$3HA8 = 1.51\ cm^2$

III.4.2 Armatures transversales :

Tableau III 16 : Armatures transversales des poutrelles.

Armatures transversales	Espacement
2ϕ6	**15cm**

Tableau III 17 : Vérification au cisaillement**&** Vérification de la compression dans la bielle de béton :

Vérification au cisaillement :	**Vérification de la compression dans la bielle de béton :**
$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{25.60 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.64$ MPa	$V_u \leq 0.4 b_0 a \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right)$=78KN
$\leq \bar{\tau}_u = 3.33$ MPa $(\mathbf{C.V})$	$25.60 \leq 78.40 (\mathbf{C.V})$

Vérification préliminaire de la flèche :

Tableau III 18 : Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles

1ère Condition	**2ème Condition**
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15\, M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{20}{450} = 0.044 \geq \frac{4.80}{15 \times 7.58} = 0.0211$	$\frac{1.51}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.0090$
C.V	**C.V**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc :On garde l'épaisseur de pré dimensionnement $h_t = (16 + 4)$ cm du plancher à corps creux avec le ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

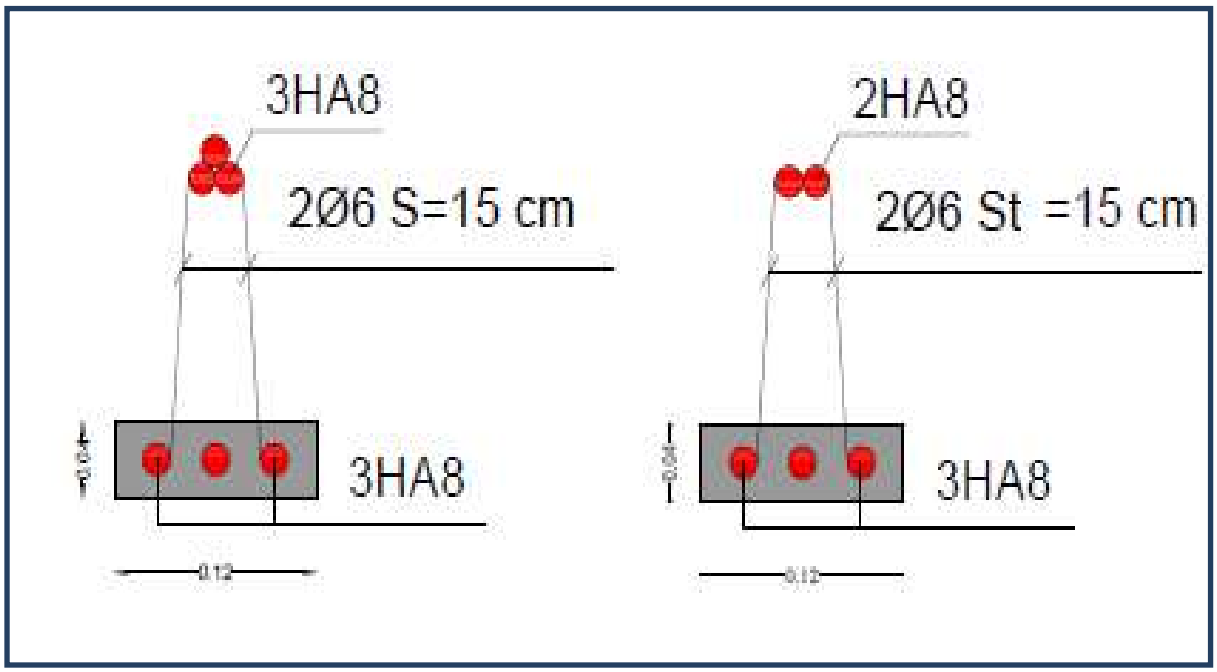


Figure III 05 : Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite).

III.5 LES ESCALIERS :

III.5.1 Terminologie :

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément et sans danger.

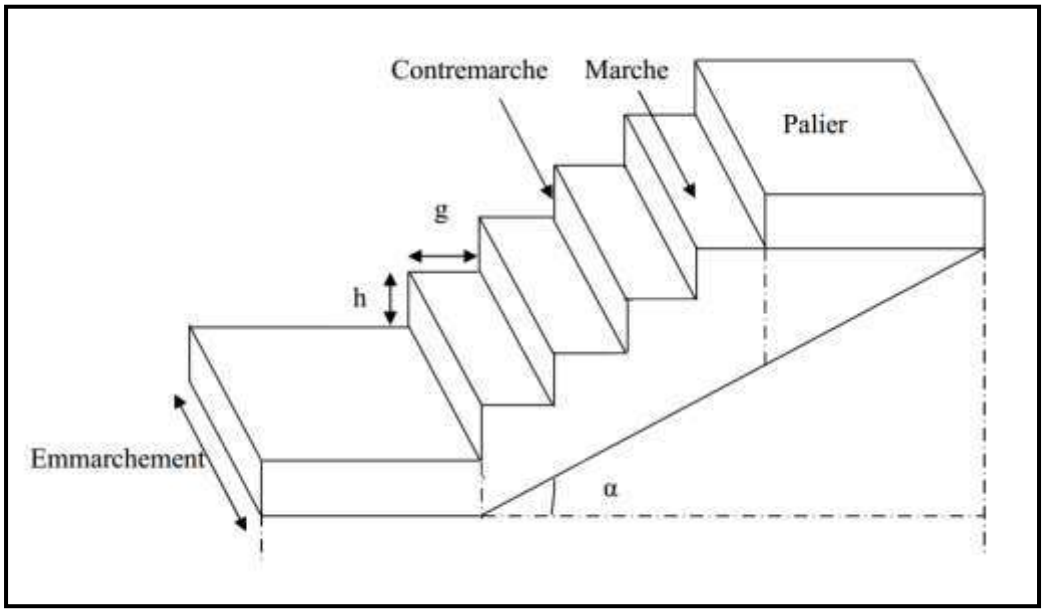


Figure III 06: Représentation d'un escalier

III.5.2 Dimensionnement :

Dans notre bloc, On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires

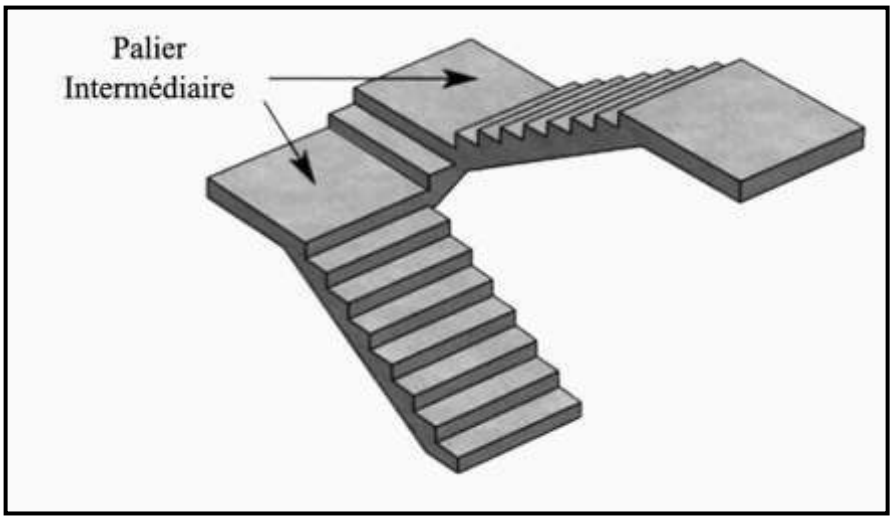


Figure III 07: Escalier droit à trois volées.

Tableau III 19:les caractéristiques géométriques pour les deux volées.

	$\text{tng}\,\alpha = \frac{H}{L}$	α°	L_0 (cm)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)

1ère volée	0.58	30.11	2.88	8	18	30	15
2éme volée	0.58	30.11	2.88	8	18	30	15

Tableau III 20 : Combinaisons des charges dans l'escalier.

	G(kN/ml)	Q(kN/ml)	P_u(kN/ml)	P_{ser}(kN/ml)
Paillasse	8.32	2.5	14.98	10.82
Palier	5.53	2.5	11.21	8.0.3

Récapitulation :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III 21: Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis.

	E.L.U			E.L.S	
	$M_{a.u}(kN.m)$	$M_{t.u}(kN.m)$	$T_u(kN)$	$M_{a.ser}(kN.m)$	$M_{t.ser}(kN.m)$
Sollicitation	15.86	26.97	29.18	11.41	19.41

III.5.3 Ferraillage :

III.5.3.1Armatures longitudinales :

Tableau III 22: Caractéristiques de l'escalier et des matériaux.

Béton	$f_{c28} = 25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.17MPa$	$c = 2cm$
	$f_{t28} = 2.1\ MPa$	$b = 100\ cm$	$h = 15\ cm$	$d = 13\ cm$
Acier	Fe E400	$f_e = 400\ MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348\ MPa$

Tableau III 23: Section d'armatures longitudinales dans l'escalier.

	$M_u\ (kN.m)$	μ	β	$A\ (cm^2)$	$A'\ (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
En travée	26.97	0.104	0.0.989	5.80	0	6HA12=6.79
En appuis	15.86	0.061	0.984	3.43	0	5HA10=3.93

Tableau III 24 :Vérification de la section d'armatures.

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A > A_{min}$
En travée	6.79	1.5	Oui
En appuis	3.93	1.5	Oui

III.5.3.2 Armatures de répartition :

Tableau III 25 : Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép} = A/4$ (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	Armatures longitudinales	Armatures longitudinales
En travée	**1.69**	**3HA10=2.36**	$S_t = 33cm$	S_t=45cm
En appuis	**0.98**	**3HA10=2.36**	S_t=33cm	S_t=45cm

III.5.3.3 Vérification à l'ELS :

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

Tableau III 26:Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS.

	A (cm^2)	$M_{ser}(kN.m)$	y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	**5.65**	**19.41**	**4.01**	**9781.96**	**7.96**	**15**	**C.V**
En appuis	**3.92**	**11.41**	**3.44**	**7307.70**	**5.37**	**15**	**C.V**

III.5.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{29.18 \times 10^3}{1000 \times 130} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.22\ MPa$$

$$\tau_u = 0.22\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \Rightarrow \quad C.V$$

III.5.3.5 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\,M_0} \quad , \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.00} = 0.038 \geq \frac{M_t}{20\,M_0} = \frac{26.97}{20 \times 31.72} = 0.043 \quad (C.N.V)$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad (C.V)$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \;\; si \;\; L \leq 5m \\ 0.5\,cm + \frac{L}{1000} \;\; si \;\; L > 5m \end{cases}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} \quad , \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20\ MPa \quad , \quad E_v = E_i/3 = 10721.40\ MPa$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad , \quad I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad , \quad \lambda_v = \frac{0.02\, f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(y^3 + (h-y)^3) + 15\,A(y-d)^2$$

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15\,A.d}{b.h + 15}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\, f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

Si la valeur donnée par cette expression est négative, on prend $\mu = 0$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A.d} \quad , \quad \rho = \frac{A}{b_0.d}$$

Tableau III 27: Vérification de la flèche de l'escalier.

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
5.65	19.41	0.43	232.13	0.397	8.15	30752.28
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
13295.25	20941.29	2.84	5.4	5.515	7.82	C.V

III.6 LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est la poutre située au niveau du palier de repos, elle a pour rôle de supporter le poids de l'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

Dans notre projet la poutre palière est une poutre brisée.

III.6.1 Pré dimensionnement :

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

Tableau III 28: Pré dimensionnement de la poutre palière

Conditions de résistance	$L = 3.30$ cm $\Rightarrow 22$ cm $\leq h \leq 33$ cm⇒On adopte : $h = 30$ cm $\Rightarrow 6.6$ cm $\leq b \leq 15.4$ cm⇒On adopte : $b = 30$ cm
Vérification selon le RPA	$b = 30$ cm ≥ 20 cm $h = 30$ cm ≥ 30 cm $h/b = 1 \leq 4.0$ Conditions vérifiées
Conclusion	$b = 30$cm ; $h = 30$cm

III.6.2 Charges revenant à la poutre :

- Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

$$R_u = 25.35 \text{ kN} \ , \ R_{ser} = 17.97 \text{ kN}$$

- Poids propre de la poutre palière : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25\ \text{kN/ml}$
- Poids du mur double cloison : $2.52 \times 1.465 = 3.69\ \text{kN/ml}$

$$P_u = 1.35(3.69 + 2.25) + R_u \quad \Rightarrow \quad P_u = 32.77\ \text{kN/ml}$$

$$P_{ser} = (3.245 + 2.25) + R_{ser} \quad \Rightarrow \quad P_{ser} = 23.47\ \text{kN/ml}$$

III.6.3 Calcul des efforts :

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$M_a = -0.5\ M_0$$

$$M_t = 0.8\ M_0$$

$$T_{max} = R_A = R_B = \frac{PL}{2}$$

Tableau III 29: Sollicitations de la poutre palière

	E.L.U	**E.L.S**
$\mathbf{T_{max}(kN)}$	**54.73**	**-**
$\mathbf{M_t\ (kN.m)}$	**36.56**	**26.18**
$\mathbf{M_a\ (kN.m)}$	**22.85**	**16.37**

III.6.4 Ferraillage de la poutre palière :

III.6.4.1 Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Tableau III 30: Le calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Fe E400	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$\sigma_b = 14.17$ MPa
$b = 30$ cm	, $h = 30$ cm	$d = 27.5$ cm	, $c = 2.5$ cm	**Fissuration peu nuisible**

Tableau III 31: Ferraillage de la poutre palière

	M (kN. m)	μ	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	**36.56**	**0.114**	**0.939**	**4.07**	**0.90**	**3HA14=4.62**
En appuis	**22.85**	**0.072**	**0.963**	**2.48**	**0.90**	**3HA12=3.39**

a) Vérification à l'E.L.S :

$$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III 32:Vérification de la poutre palière à l'E.L.S

	M_{ser}(kN. m)	A(cm^2)	y(mm)	I(cm^4)	K	σ_b(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	**26.18**	**4.62**	**91.96**	**30994.8**	**0.084**	**7.77**	**Oui**
En appuis	**16.37**	**3.39**	**81.08**	**24452.3**	**0.067**	**5.43**	**Oui**

b) Vérification selon RPA99 version2003 : ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

$A_{min} = 0.5\%\ b.h$

$A_{max} = 4\%\ b.h$ (zone courante)

$A_{max} = 6\%\ b.h$ (zone de recouvrement)

Tableau III 33:Vérification de la poutre palière selon le RPA99 v2003

	$A\ (cm^2)$	$A_{min}\ (cm^2)$	$A_{max}\ (cm^2)$	$A_{adopt}\ (cm^2)$
En travée	**4.62**	**4.50**	**36**	**3HA14=4.62**
En appuis	**3.39**	**4.50**	**36**	**3HA14=4.62**

Vérification de l'effort tranchant $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$		**Vérification des armatures longitudinales :** $A_l \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$		**Vérification de compression dans la bielle de béton :** $V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$	
3.33	**0.68**	**4.62cm²**	**1.57cm²**	**57.73 KN**	**495KN**
Condition vérifié		**Condition vérifié**		**Condition vérifié**	

$A_t = a_t . n_t \quad (n_t = 4)$	$S_t \leq \bar{S}_t$	$A_t =\geq A_{min}$
$A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$	$419.48 \leq 24.7$	$2.01\ cm^2 \geq 0.73\ cm^2$
	Condition vérifié	**Condition vérifié**

c)Vérification selon le RPA99 v2003 : ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

Vérification d'espacement:	Vérification de la flèche :
$S_t \leq Min\left[\frac{h}{4} = 7.5cm \ ; \ 12\emptyset_l = 16.8cm\right]$ $= 7.5\ cm \quad (zone\ nodale)$ $A_{t\,min} \leq A_t \ ; \ A_{t\,min} = 0.003\, S_t.b$ $= 0.003 \times 15 \times 30$ $1.35\ cm^2 \leq 2.01$	$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.0898 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V)$ $\frac{h}{L} = 0.0898 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.080 \quad (C.V)$ $\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.62}{30 \times 27.5} = 0.0057 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad (C.V)$
Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire	

III.7 LES DALLES PLEINES :

III.7.1 Définition :

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on distingue un seul type de dalle pleine :

- Type: dalle pleine triangulaire encastrée sur trois côtés de$(2.65 \times 2.68 \times 3.77)m$

III.7.2 Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

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

C'est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines, valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à poser l'équation d'équilibre : la somme des travaux égale à zéro.

$$\sum des\ Travaux\ Externes - \sum des\ Travaux\ Internes = 0$$

a) Travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = q.S.f$ (cas d'une charge répartie).

Avec : P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge

f : Déplacement du centre de gravité de la surface.

b) Travail interne :

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

$T_{int} = M.l.\theta$

Avec : M: Moment de flexion.

l: Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

Calcul des actions :

Tableau III 34: Calcul des actions pour les dalles triangulaires

	$G(kN/m^2)$	$Q(kN/m^2)$	$q_u(kN/m^2)$	$q_{ser}(kN/m^2)$
Terrasse	7.35	1	11.42	8.35
Etage courant	6. 91	1.5	11.58	8.09

On choisit la sollicitation la plus défavorable, celle du plancher terrasse, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

III.7.3.1 Calcul de dalle pleine:



Figure III 08: Schéma du 1er type de dalle pleine.

- **Travail externe :** $T_{ext} = q\, f\, S$

$T_{ext} = \sum T_{ext\,i}$ $T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext}$

$T^1_{ext} = q\frac{f}{3}S_1$

$T^2_{ext} = q\frac{f}{3}S_2$ $T_{ext} = q\frac{f}{3}(S_1 + S_2)$

$T_{ext} = q\frac{f}{3}S_t = q\frac{f}{3}\left(\frac{(2.68)+(2.68)}{2}\right)$

$T_{ext} = 1.18\, q\, f$

- **Travail interne :** $T_{int} = M_i\, L_i \theta_i$

$\theta_1 = \theta_2 = \frac{f}{y}$

$T_{int} = \sum T_{int\,i} = T^1_{int} + T^2_{int}$

$T^1_{int} = M\, y\, (\frac{f}{y}) + M\,(2.68)\ \frac{f}{y} T^1_{int} = M\, f\ (1 + \frac{2.68}{y})$

$T^2_{int} = M\, y\, (\frac{f}{y}) + M\,(2.65)\ \frac{f}{y} T^2_{int} = M\, f\ (1 + \frac{2.65}{y})$

$T_{int} = M\, f\ (1 + \frac{2.68}{y} + 1 + \frac{2.65}{y})$

$\mathbf{T_{int} = M\, f\,(2 + \frac{5.33}{y})}$

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne $(\sum T_{ext\,i} = \sum T_{int\,i})$

$1.18\, q f = M\, f\,(2 + \frac{5.33}{y})$; $\mathbf{M = q\,[\frac{1.18}{2+\frac{5.33}{y}}]}$

Calcul de y :

$\frac{2.68-y}{3} = \frac{y}{2.65}$ ➡ **y = 1.33m**

On remplace " y " on trouve : **M = 0.2 q**

Tableau III 35 : Les efforts internes.

E.L.U	E.L.S
q_u = 11.58 KN	q_s = 8.09 KN
$M_u = M = 0.2\, q_u$	$M_s = M = 0.2\, q_s$
$M_{tx} = M_{ty} = M$ =2.32KN.m $M_{ax} = M_{ay} = M$ =2.32KN.m	$M_{tx} = M_{ty} = M$ =1.62KN.m $M_{ax} = M_{ay} = M$ =1.62KN.m

III.7.3.2 Calcul du ferraillage:

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.65}{2.68} = 0.98 > 0.4$ donc la dalle travaille suivant deux directions.

Tableau III 36 : Calcul du ferraillage.

		M (KN.m)	μ	ß	μ_l	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$	A (cm^2)	A choisi (cm^2)
En Travée	**X**	2.32	0.010	0.995	0.392	C.V	0	0.54	2.5	C.N.V	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.011	0.994		C.V	0	0.56	2.5	C.N.V	2.5	**4HA10 = 3.14**
En Appuis	**X**	7.22	0.010	0.995	0.392	C.V	0	0.54	2.5	C.N.V	2.5	**4HA10 = 3.14**
	Y		0.011	0.994		C.V	0	0.56	2.5	C.N.V	2.5	**4HA10 = 3.14**

III.7.3.3 Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_t \leq min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$$

En travée : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

En appuis : $S_t = 25\ cm \leq \min[3h = 45\ cm; 33\ cm] = 33\ cm \quad (C.V)$

III.7.3.4Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III 37:Vérification des contraintes à l'ELS.

	M (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Y (cm)	σ_b (MPA)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

			)	)							
En Travée	**X**	1.62	3.14	0	3.06	0.88	**15**	**CV**	43.04	**201.63**	**CV**
	Y		3.14	0	2.92	1.00		**CV**	46.77		**CV**
En Appuis	**X**	1.62	3.14	0	3.06	0.88	**15**	**CV**	43.04	**201.63**	**CV**
	Y		3.14	0	2.92	1.00		**CV**	46.77		**CV**

III.7.3.5 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$Avec: \quad \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

$$V_{ux} = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{P \times L_x \times L_y}{3L_y}$$

Tableau III 38:Vérification au cisaillement.

	Suivant x	Suivant y
V_u	10.27	10.23
τ_u	0.079	0.85
$\overline{\tau_u}$	1.17	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{300} = 0.05 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{2.32}{20\ x\ 2.32} = \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{CV}$$

$\frac{A_x}{b.d_x} = \frac{3.14}{100\ x\ 130} = 0.0002 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$..... **CV**

$\frac{A_y}{b.d_y} = \frac{3.14}{100\ x\ 120} = 0.003 \leq \frac{2}{FeE} = \frac{2}{400} = 0.005$.....**CV**

Commentaire :

Lorsque les deux conditions sont vérifiées ; donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.1INTRODUCTION :

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

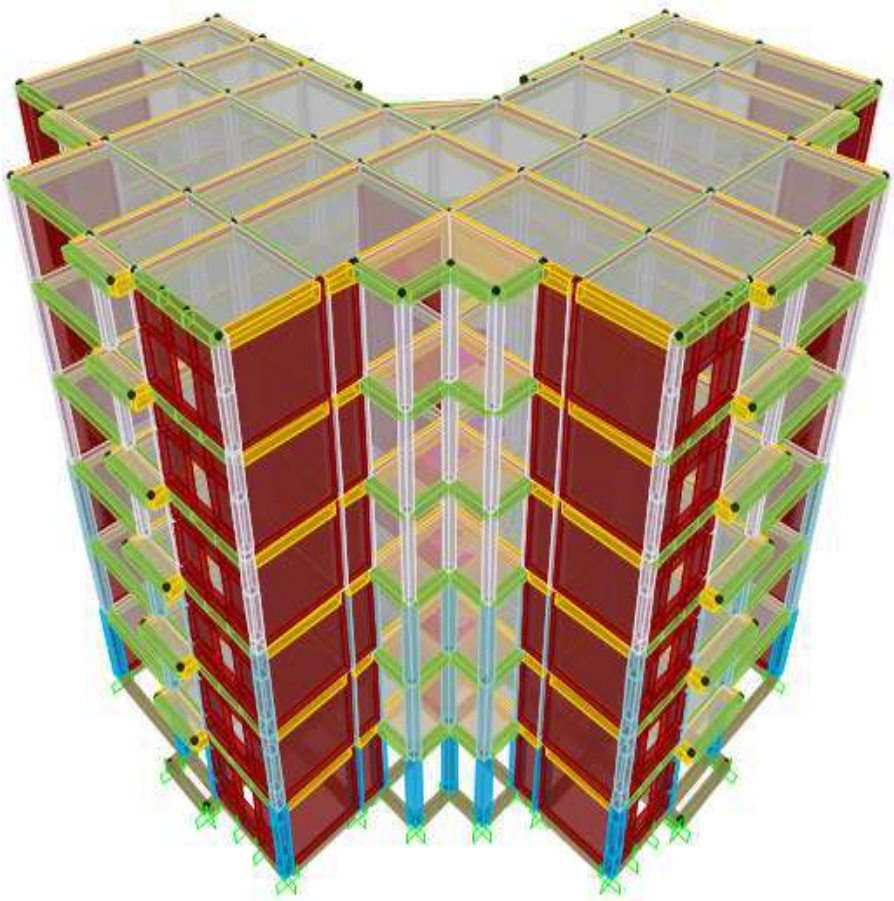


Figure IV 01 : *Vue en 3D de la structure*

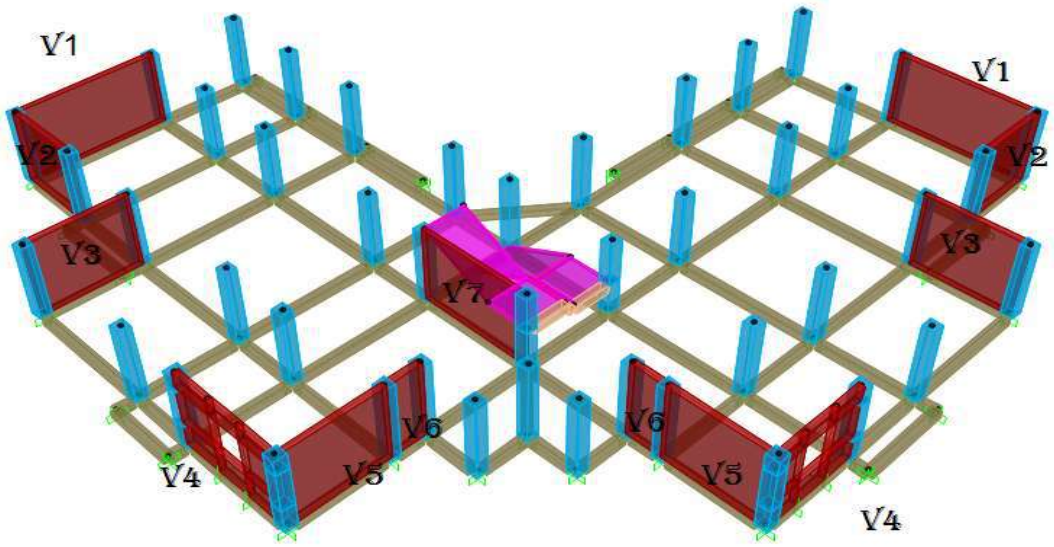


Figure IV 02 : Disposition des voiles

IV.2CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE :

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

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.2 .1Centre de masse :

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…) ; Il est défini par la formule suivante :

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

Tableau IV 01 : Centre de masse.

Niveau (m)	$\sum W_i\ (kN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$
19.38	**3984.66**	**45278.12**	**44909.54**	**11.36**	**11.271**
16.15	**4718.40**	**53436.36**	**53285.37**	**11.32**	**11.293**
12.92	**4726.2**	**53526.15**	**53403.74**	**11.32**	**11.299**
9.69	**4778.76**	**54121.39**	**54005.27**	**11.3**	**11.301**
6.46	**4831.14**	**54712.18**	**54603.96**	**11.32**	**11.303**
3.23	**4891.64**	**55397.82**	**55298.03**	**11.33**	**11.305**

IV.2 .2 Centre de torsion :

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Tableau IV 02 : Centre de torsion.

Niveau (m)	$\sum I_{Xi}\ (m^4)$	$\sum I_{Yi}\ (m^4$	$\sum I_{Yi} . X_i$	$\sum I_{Xi} . Y_i$	$X_R\ (m)$	$Y_R\ (m)$
19.38	13.0510	12.3596	252,93	239,52	13.05	12.36
16.15	12.7707	11.8732	206,25	191,75	12.77	11.87
12.92	12.5953	11.6073	162,73	149,97	12.60	11.60
9.69	12.4638	11.4302	120,77	110,76	12.46	11.43
6.46	12.3539	11.2938	79,806	72,958	12.35	11.43
3.23	12.2571	11.1778	39,59	36,104	12.26	11.18

IV.2.3Excentricité :

IV.2.3.1Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_X = |X_G - X_R| \quad ; \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

Tableau IV 03 :Excentricité théorique.

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$X_G\ (m)$	$X_R\ (m)$	$E_X\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$Y_R\ (m)$	$E_Y\ (m)$
19.38	11.33	13.05	1.726	11.30	12.36	1.055
16.15	11.32	12.77	1.446	11.30	11.87	0.571
12.92	11.33	12.60	1.270	11.30	11.60	0.306
9.69	11.33	12.46	1.139	11.29	11.43	0.131
6.46	11.33	12.35	1.029	11.29	11.43	0.001
3.23	11.36	12.26	0.894	11.28	11.18	0.093

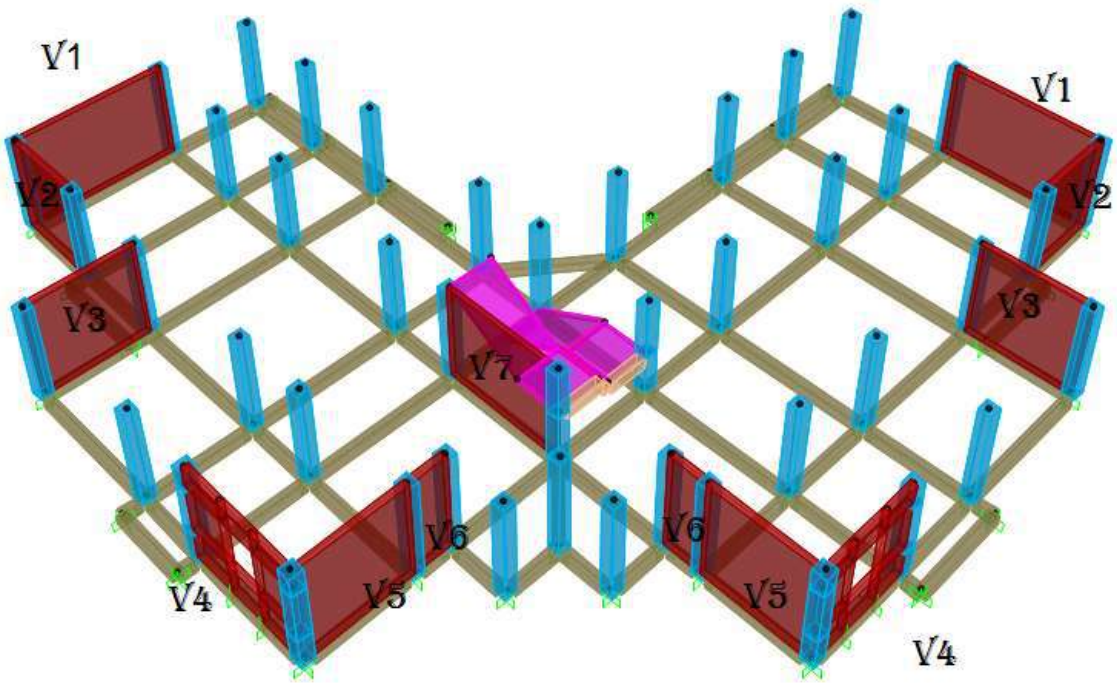


Figure IV 03: Excentricité théorique.

IV.2.3.2Excentricité accidentelle :

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

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

$$\begin{cases} E_X = 0.05\ L_X \\ E_Y = 0.05\ L_Y \end{cases}$$

IV.2.3.3Effets de la torsion accidentelle :

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

Tableau IV 04 : Excentricité totale.

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{X\ théo}\ (m)$	$E_{X\ acc}\ (m)$	$E_{X\ tot}\ (m)$	$E_{Y\ théo}\ (m)$	$E_{Y\ acc}\ (m)$	$E_{Y\ tot}\ (m)$
19.38	1.726	1.31	3,036	1.055	1.31	2,365
16.15	1.446	1.31	2,7558	0.571	1.31	1,8807
12.92	1.270	1.31	2,5799	0.306	1.31	1,6162
9.69	1.139	1.31	2,4485	0.131	1.31	1,4408
6.46	1.029	1.31	2,3388	0.001	1.31	1,3107
3.23	0.894	1.31	2,204	0.093	1.31	1,4955

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 accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

(Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000v19.1.0")

IV.3.2Méthode dynamique modale spectrale : [RPA99] ►► [Art 4.3] ◄◄

IV.3.2.1Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des 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.

IV.3.2.2Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le " **SAP2000v19.1.0**" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.3.2.3Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & Pour \quad 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\frac{Q}{R} & Pour \quad T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T_2 \le T \le 3.0\,s \\ 2.5\eta(1.25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & Pour \quad T \ge 3.0\,s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99] ►► [Tab 4.1] ◄◄

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

$$A = 0.25$$

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.Donc le système utiliser est système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé : $R = 3.5$

Tableau IV 05 : Justification du coefficient de comportement R suivant X.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{x.(poteau)}$ (%)	$T_{x.(voile)}$ (%)
19.38	77.047	22.953	0.000	100.000
16.15	76.652	23.348	0.000	100.000
12.92	76.809	23.191	0.000	100.000
9.69	78.724	21.276	0.000	100.000
6.46	78.982	21.018	0.000	100.000
3.23	80.893	20.350	0.000	100.000

Tableau IV 05 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales		Sollicitations dues aux charges horizontales	
	$N_{z.(poteau)}$ (%)	$N_{z.(voile)}$ (%)	$T_{y.(poteau)}$ (%)	$T_{y.(voile)}$ (%)
18.36	70.114	29.886	0.000	100.000
15.30	69.600	30.400	0.000	100.000
12.24	69.814	30.186	0.000	100.000
9.18	72.208	27.792	0.000	100.000
6.12	72.614	27.386	0.000	100.000
3.06	75.028	24.972	*0.000*	*100.000*

d) Facteur de qualité Q :

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

Tableau IV 06 : Facteur de qualité Q.

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	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
Total	0.05		0.05	
Q	1.05		1.05	

IV.4Résultats et vérifications de l'analyse dynamique.

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire de faire les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements inter-étage.
- Vérification des déplacements en tête.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification de l'effort normal réduit de compression.

- Vérification de cisaillement des éléments.

IV.4.1 Vérifications de comportement pour les trois premiers modes :

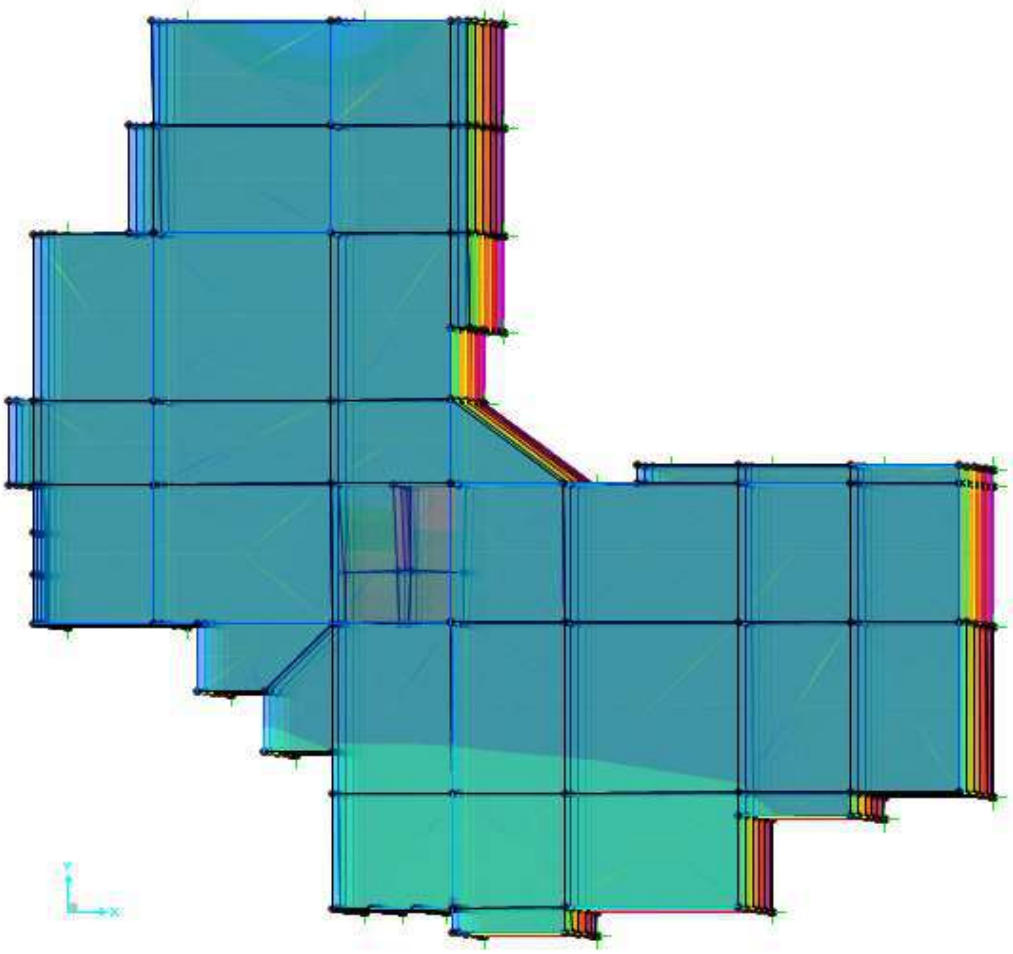


Figure IV04: Comportement du 1er mode

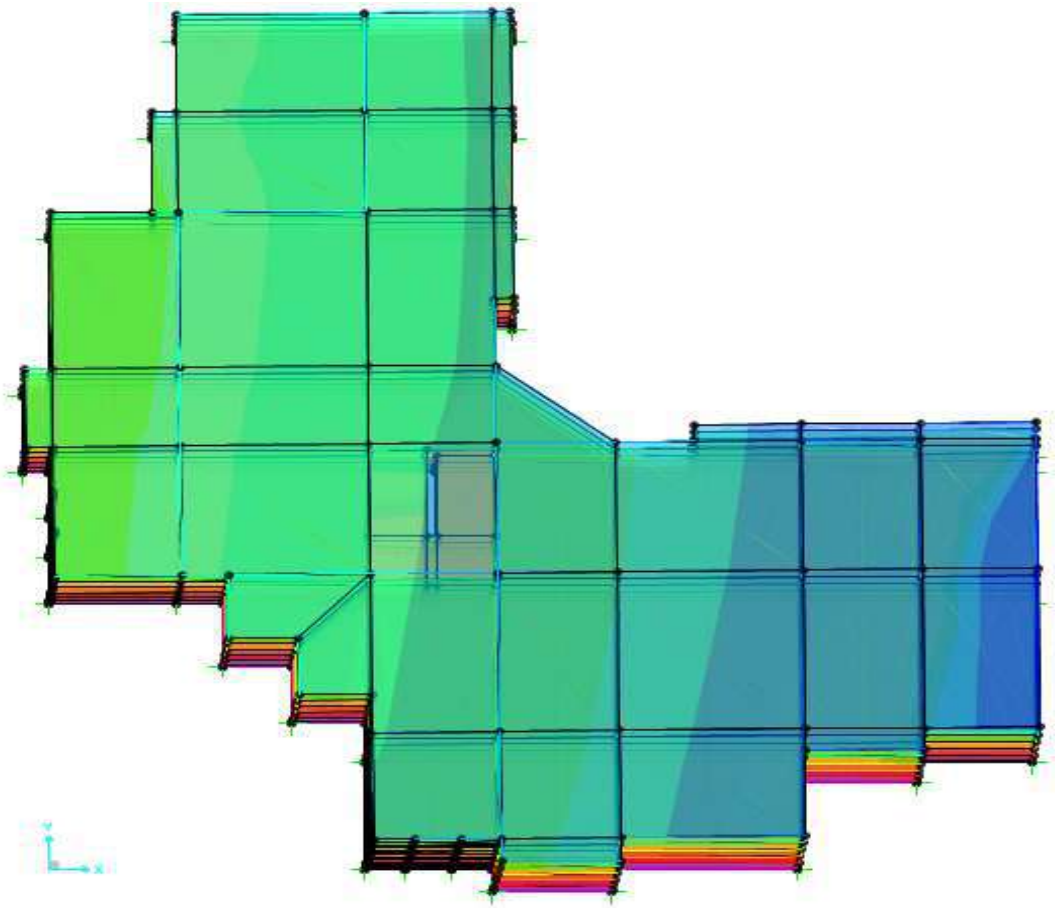


Figure IV 05 :*Comportement du 2ème mode*

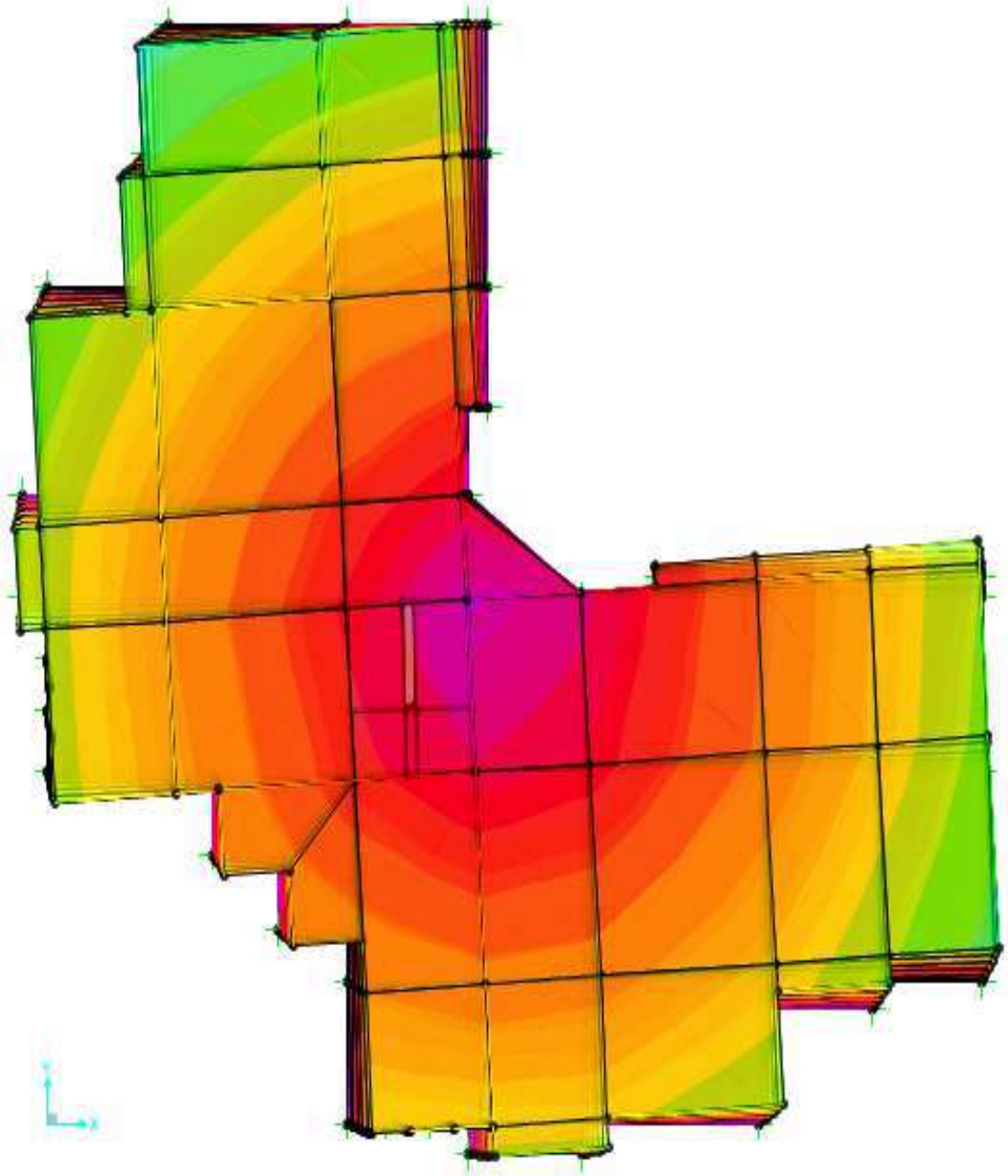


Figure IV 06 : Comportement du 3ème mode.

Tableau IV 07 : Comportement des trois premiers modes..

Mode N°	Période (s)	Participation massique U_x (%)	Participation massiqueU_y (%)	Participation massique R_z (%)	Comportement
1	0.37	67.76%	0.89%	0.03%	Translation suivant l'axe X
2	0.34	0.92%	66.60%	0.78%	Translation suivant l'axe Y
3	0.24	0.03%	0.96%	67.71%	Rotation autour d e l'axe Z

IV.4.2Vérification 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 considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20\ sec$

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

Tableau IV 08:Vérification de la participation massique

Mode N°	Période (s)	Cumule des périodes (s)	Cumule des masses modales effectives (%)		
			U_X	U_Y	R_Z
1	0.372	0.372	0.20	15.63	0.03
2	0.339	0.713	16.32	15.8	0.81
3	0.237	0.949	16.54	15.87	68.53
4	0.091	1.041	16.75	27.02	68.58
5	0.086	1.127	16.78	30.92	68.58
6	0.082	1.209	33.05	30.97	68.58
7	0.082	1.291	33.36	31.55	68.61
8	0.080	1.371	33.90	31.62	68.61
9	0.077	1.448	34.01	34.15	68.61
10	0.074	1.522	35.89	34.49	68.63
11	0.073	1.596	39.33	36.32	68.67
12	0.072	1.668	39.56	38.94	68.70
13	0.069	1.737	39.96	40.89	68.70
14	0.067	1.805	41.51	41.40	68.73
15	0.065	1.871	42.13	41.57	68.85
16	0.064	1.935	42.69	41.68	68.88
17	0.064	1.999	44.13	42.05	69.39
18	0.063	2.062	44.40	43.72	69.46

19	0.061	2.124	45.33	44.10	71.18
20	0.061	2.185	45.36	44.60	82.99
21	0.060	2.245	45.76	44.70	83.02
22	0.060	2.306	45.98	44.71	83.12
23	0.059	2.365	46.56	45.70	90.26
24	0.056721	2.422	47.33	46.18	90.56
25	0.056531	2.478	47.47	46.18	90.60
26	0.0563	2.535	47.48	46.28	90.63
27	0.0561	2.591	47.61	47.32	90.77
28	0.0550	2.646	47.61	47.32	90.77
29	0.0548	2.701	47.62	47.32	90.77
30	0.0548	2.756	47.62	47.33	90.77
31	0.0546	2.810	47.62	47.33	90.77
32	0.0546	2.865	47.63	47.33	90.77
33	0.0544	2.919	47.63	47.33	90.77
34	0.0524	2.972	47.67	47.63	90.77
35	0.0497	3.022	48.01	47.66	90.78
36	0.0473	3.069	48.10	47.67	90.78
37	0.0463	3.115	48.10	47.86	90.78
38	0.0444	3.160	48.29	48.12	90.78
39	0.0430	3.203	48.75	56.06	90.78

40	**0.0414**	**3.244**	**51.35**	**57.91**	**90.78**
41	**0.3729**	**3.286**	**0.20**	**15.63**	**90.03**
42	**0.3396**	**3.326**	**16.32**	**15.87**	**90.81**
43	**0.2370**	**3.3654**	**16.54**	**15.87**	**68.53**

IV.4.3Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{V_t}{V} > 0.8$$

Calcul de la force sismique totale V :

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W \quad , \quad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

$T_2 = 0.5\ s$ (Site S3)

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \quad ; \quad \xi = 7\% \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

T : période fondamentale suivant les deux directions..

$$\boldsymbol{T = 0.09h_N/\sqrt{D}} \quad ; \quad \boldsymbol{T_X = T_Y = 0.33\ s} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{D_X = D_Y = 2.205}$$

$$\boldsymbol{R = 3.5} \quad ; \quad \boldsymbol{Q_X = Q_Y = 1.05} \quad ; \quad \boldsymbol{W = 31001.472\ kN}$$

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad ; \quad W_i = W_{G.i} + \beta W_{Q.i} \quad ; \quad (\beta = 0.2) \quad \Rightarrow$$

Tableau IV 09: La force sismique par la méthode statique équivalente

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	$W\ (kN)$	$V_X\ (kN)$	$V_Y\ (kN)$
0.25	**2.205**	**2.205**	**3.5**	**1.05**	**1.05**	**31001.472**	**5126.868**	**5126.868**

Tableau IV 10:*Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

	$V\ (kN)$	$V_t\ (kN)$	V_t/V	$V_t/V \geq 0.8$
Sens X	5126.868	4423.174	0.86	OUI
Sens-Y	5126.868	4352.77	0.84	OUI

IV.4.4Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égal :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} M_{rxi} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i \quad ; \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} M_{ryi} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i$$

Le moment de stabilité égal :

$$M_{Sx} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.Y_{Gi} \quad ; \quad M_{Sy} = \sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} W_i.X_{Gi}$$

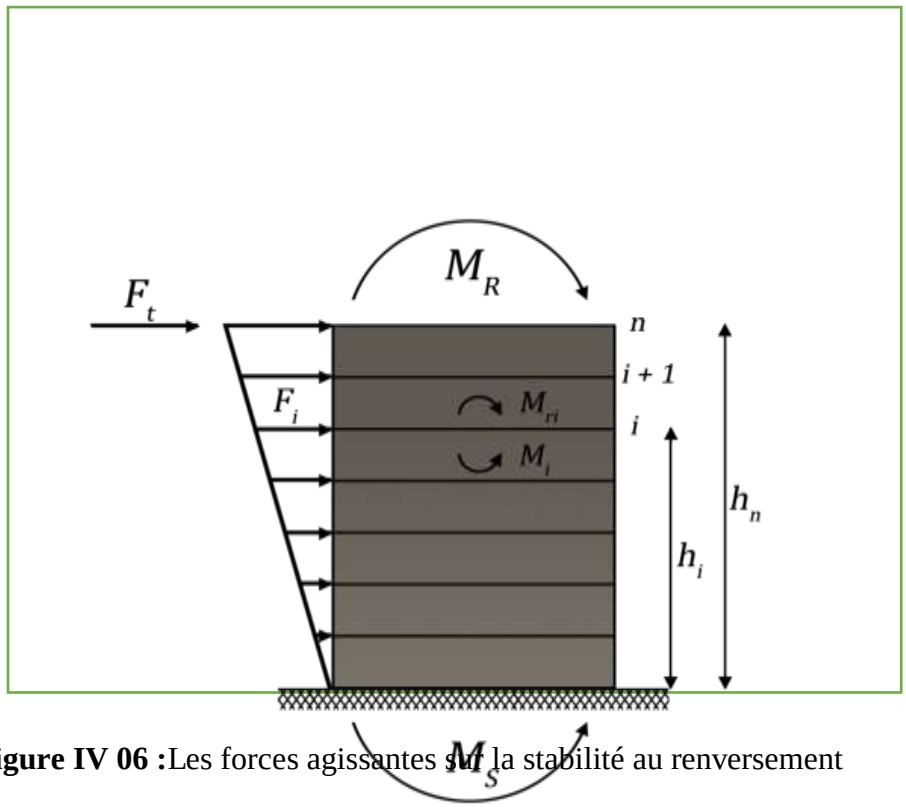


Figure IV 06 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i . h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i . h_i}(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\, T.V \leq 0.25\, V & si \quad T \geq 0.7\, s \\ 0 & si \quad T < 0.7\, s \end{cases}$$

On a : $T_x = T_y = 0.33\, s \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

Tableau IV 11 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

$h_i\ (m)$	$W_i\ (kN)$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$
19.38	**3984.66**	**77222.77**	**1109.70**	**1092.04**
16.15	**4718.40**	**76202.18**	**1095.03**	**1077.61**
12.92	**4726.25**	**61063.10**	**877.48**	**863.52**
9.69	**4778.76**	**46306.20**	**665.43**	**654.83**
6.46	**4831.14**	**31209.16**	**448.48**	**441.34**
3.23	**4891.64**	**15800.00**	**227.05**	**223.43**

Tableau IV 12 : Moment de renversement suivant les deux directions X et Y

Niveau (m)	$F_{ix}\ (kN)$	$F_{iy}\ (kN)$	$M_{Rxi}\ (kN.m)$	$M_{Ryi}\ (kN.m)$
19.38	1109.70	1092	21506.00	21163.69
16.15	1095.03	1077.6	17684.81	17403.32
12.92	877.48	863.52	11337.10	11156.65
9.69	665.43	654.83	6447.98	6345.35
6.46	448.48	441.34	2897.18	2851.06
3.23	227.05	223.43	733.36	721.69
$\sum M_R$			60606.44	59641.76

Tableau IV 13 : Moment stabilisant suivant les deux directions X et Y.

Niveau (m)	$W_i\ (kN)$	$X_G\ (m)$	$Y_G\ (m)$	$M_{Sxi}\ (kN.m)$	$M_{Syi}\ (kN.m)$
19.38	3984.663	11.3631	11.2706	45278.12	44909.54
16.15	4718.401	11.3251	11.2931	53436.36	53285.37
12.92	4726.246	11.3253	11.2994	53526.15	53403.74
9.69	4778.762	11.3254	11.3011	54121.39	54005.27
6.46	4831.14	11.3249	11.3025	54712.18	54603.96
3.23	4891.64	11.325	11.3046	55397.82	55298.03
$\sum M_S$				316472.03	315505.92

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

Tableau IV 14 :Vérification de la stabilité au renversement.

	$M_S\ (kN.m)$	$M_R\ (kN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$
Au tour de X	**316472.03**	**60606.44**	**5.22**	**Oui**
Au tour de Y	**315505.92**	**59641.76**	**5.29**	**Oui**

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions

IV.4.5Vérification des déplacements inter-étage :

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

$\delta_K = R.\delta_{ek}$ [RPA99] ►► [Art 4.4.3] ◄◄

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon le [RPA: Art 5.10], le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible :

$$\Delta_{k(adm)} = 0.01\ h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage .

Tableau IV 15 :Vérification des déplacements inter-étage suivant X

Niveau (m)	$\delta_{ek}\ cm$	$\delta_k\ cm$	$\Delta_k\ cm$	$\Delta_{k(adm)}\ cm$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$

19.38	**1.14**	**3.99**	**0.84**	**3.23**	**Oui**
16.15	**0.90**	**3.15**	**0.87**	**3.23**	**Oui**
12.92	**0.65**	**2.28**	**0.81**	**3.23**	**Oui**
9.69	**0.42**	**1.47**	**0.7**	**3.23**	**Oui**
6.46	**0.22**	**0.77**	**0.49**	**3.23**	**Oui**
3.23	**0.08**	**0.28**	**0.28**	**3.23**	**Oui**

Tableau IV 16: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Niveau (m)	$\boldsymbol{\delta_{ek}\ cm}$	$\boldsymbol{\delta_k\ cm}$	$\boldsymbol{\Delta_k\ cm}$	$\boldsymbol{\Delta_{k(adm)}\ cm}$	$\Delta_k \leq \Delta_{k(adm)}$
19.38	**1.05**	**3.68**	**0.77**	**3.23**	**Oui**
16.15	**0.83**	**2.91**	**0.77**	**3.23**	**Oui**
12.92	**0.61**	**0.14**	**0.77**	**3.23**	**Oui**
9.69	**0.39**	**1.37**	**0.67**	**3.23**	**Oui**
6.46	**0.2**	**0.7**	**0.45**	**3.23**	**Oui**
3.23	**0.07**	**0.25**	**0.25**	**3.23**	**Oui**

IV.4.6Vérification des déplacements en tête:

$$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique} \quad , \quad \delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{19.38}{250} = 7.34\ cm$$

Tableau IV 17: Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions.

	$\delta_{théorique}(cm)$	$\delta_{réel}\ (cm)$	$\delta_{limite}\ (cm)$	$\delta_{réel} \leq \delta_{limite}$
Suivant X	**1.14**	**3.99**	**7.75**	**Oui**
Suivant Y	**1.05**	**3.675**	**7.75**	**Oui**

IV.4.7Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

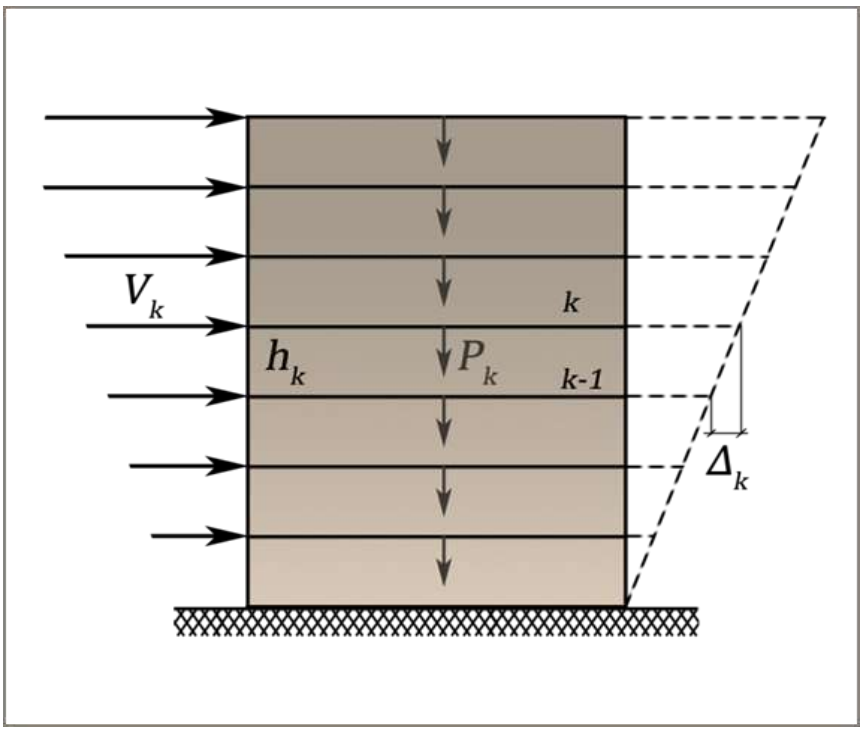


Figure IV 07 :L'effet P-Δ

Si $0.10 \leq \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur : $1/(1-\theta_k)$

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

Tableau IV 18: Vérification de l'effet P-Δ suivant X

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
323	3984.660	1109.70	0.84	0.0093	Oui
323	4718.400	1095.03	0.87	0.0116	Oui
323	4726.250	877.49	0.81	0.0135	Oui
323	4778.760	665.43	0.70	0.0156	Oui
323	4831.140	448.48	0.49	0.0163	Oui
323	4891.640	227.05	0.28	0.0187	Oui

Tableau IV 19: Vérification de l'effet P-Δ suivant Y

$h_k\ (cm)$	$P_k\ (kN)$	$V_k\ (kN)$	$\Delta_k\ (cm)$	θ	$\theta < 0.10$
323	3984.660	1092.04	0.77	0.0087	Oui
323	4718.400	1077.61	0.77	0.0104	Oui
323	4726.250	863.52	0.77	0.0130	Oui
323	4778.760	654.83	0.63	0.0142	Oui
323	4831.140	441.34	0.49	0.0166	Oui
323	4891.640	223.43	0.25	0.0169	Oui

IV.4.8Vérification de l'effort normal réduit de compression :

On doit vérifier que :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau IV 20:Vérification de l'effort normal réduit suivant X

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	v	$v \leq 0.3$
19.38	159.738	144400	0.04	Oui
16.15	324.746	144400	0.09	Oui
12.92	490.882	184900	0.11	Oui
9.69	661.034	184900	0.14	Oui
6.46	832.53	184900	0.18	Oui
3.23	1008.537	230400	0.18	Oui

Tableau IV 21: Vérification de l'effort normal réduit suivant Y

Niveau (m)	$N_d\ (kN)$	$B_c\ (mm^2)$	v	$v \leq 0.3$
19.38	158.76	144400	0.04	Oui
16.15	323.37	144400	0.09	Oui
12.92	489.048	184900	0.11	Oui
9.69	658.891	184900	0.14	Oui
6.46	830.267	184900	0.01	Oui
3.23	1006.316	230400	0.14	Oui

IV.4.9Vérification de cisaillement des éléments :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

a- Les Poutres :

Selon [CBA93] ►► [Art A.5.1] ◄◄

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

b_0 : La largeur de la poutre

d : La hauteur utile

$$\bar{\tau} = Min\left[0.20\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right] \qquad (fissuration\ peu\ nuisible)$$

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

Le type de fissuration est en fonction de l'environnement, l'élément, et la position de l'élément.

Tableau IV 22: Vérification de cisaillement des poutres

Elément	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	Combinaison	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutre principale	30×40	112.773	1.35G+1.5Q	1.00	3.33	Oui
Poutre secondaire	30×35	62.74	G+Q+Edy	0.64	4.35	Oui
Poutre palière	30×30	42.66	G+Q+Ex	0.51	4.35	Oui
Longrine	30×30	27.44	1.35G+1.5Q	0.33	3.33	Oui

b- Les Poteaux :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Selon [RPA99] ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

Cisaillement des poteaux : le système de contreventement choisi (système de contreventement de structure Im portique par des voiles en béton arme)

T voiles = 100%

T poteaux = 0%

c- Les Voiles :

la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvée à la base du voile majorée de 40%.

$$\tau_u = \frac{1.4\, V_u}{b_0 . d}$$

La contrainte limite est égale : $\bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Tableau IV 23: Vérification de cisaillement des voiles.

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$V_u\ (kN)$	$b_0\ (cm)$	$d\ (cm)$	$\tau_u (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa$	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
RDC	V1	15×490	2045.55	20	441	3.25	5	Oui
	V2	15×300	1407.67	20	270	3.6	5	Oui

	V3	15 × 330	1356.41	20	297	3.19	5	Oui
	V4	15 × 400	1839.85	20	360	3.58	5	Oui
	V5	15 × 450	1751.79	20	4.05	3.02	5	Oui
	V6	15 × 400	1403.29	20	360	2.73	5	Oui
1er, 2ème et 3ème étage	V1	15 × 490	1702.33	20	441	2.70	5	Oui
	V2	15 × 300	1037.09	20	270	2.69	5	Oui
	V3	15 × 330	1041.45	20	297	2.45	5	Oui
	V4	15 × 400	1652.99	20	360	3.21	5	Oui
	V5	15 × 450	1414.44	20	4.05	2.44	5	Oui
	V6	15 × 400	1128.03	20	360	2.44	5	Oui
4ème et 5ème étage	V1	15 × 490	795.7	20	441	1.37	5	Oui
	V2	15 × 300	409.33	20	270	1.06	5	Oui
	V3	15 × 330	462.26	20	297	1.08	5	Oui
	V4	15 × 400	617.61	20	360	1.20	5	Oui
	V5	15 × 450	653.06	20	4.05	1.12	5	Oui
	V6	15 × 400	552.95	20	360	1.07	5	Oui

CONCLUSION :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants

Tableau IV 24 : Dimensions finales des elémentspourteuse et non porteuse.

Elément	Section (cm^2)

Poutre principale	**30×40**
Poutre palière	**30×30**
Longrine	**30×30**

Tableau IV 25 : Dimensions finales des poteaux.

Elément	Section (cm^2)
et $3^{ème}$ étage et $4^{ème}$, $5^{ème}$ étage	**30×30**
1^{er} et $2^{ème}$	**35×35**
RDC	**45×45**

V.1 INTRODUCTION :

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 version2003 en utilisant leurs combinaisons.

V.1.1 Combinaisons données par le CBA93 :

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

V.1.2 Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Tableau V 01 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400	$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400
$\sigma_b = 14.17$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1 Introduction :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales, poutres secondaires) avec les deux situations.

V.2.2 Recommandations du RPA99 version2003 ►► [Art A.7.5.2] ◄◄ :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en Zone III.

V.2.2.2 Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0.003 St.b

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

St ≤ h/2 en zone courante.

St ≤min (h/4 ; 12Ø) en zone nodale.

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence Fe E400.

Tableau V 02 : Ferraillage longitudinal des poutres (30×40)

Endroit	Position	M_u (kN. m)	Combinaison	A' (cm^2)	A (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{tendue} (cm^2)	$\geq A_{min} = 1.2\ cm^2$
Rive	Travée	59.03	0.8G+ Ex	0	4.74	3HA14 +ch2HA12=6 .88	6.88	Oui
	Appui	-93.80	G+Q+Ex	0	7.81	3HA14+ch3H A12=8.01	8.01	Oui
Intermédiaire	Travée	75.47	1.35G+1.5Q	0	6.10	3HA14+2HA 12=6.88	6.88	Oui
	Appui	-106.69	1.35G+1.5Q	0	9.06	3HA14+ 3HA14=9.24	9.24	Oui

Puisque nous avons un bloc d'angle on peut considérer toutes les poutres sont des poutres principale de (30×40)

V.2.3.1 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification L'E.L.S est nécessaire, Les contraintes sont calculées L'E.L.S sous M_{ser} .

- **Béton :**

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

Dans les poutres de rive, on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\,; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n' ya pas de vérification.

Tableau V 03 : Vérification des contraintes à l'E.L.S des poutres (30×40).

Endroit	Position	M_{ser} (kN. m)	Type de fissuration	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	Travée	20.23	préjudiciable	6.88	3.71	158.65	Oui	Oui
	Appui	-33.20	préjudiciable	8.01	4.48	149.35	Oui	Oui
Intermédiaire	Travée	34.04	peu nuisible	6.16	6.43	-	Oui	-
	Appui	-69.13	peu nuisible	9.24	7.34	-	Oui	-

V.2.3.2Vérification des poutres selon les conditions du RPA et CBA

Il faut vérifier que :

$$A_{tendue} \geq A_{min} = 0.1\%\ (b \times h)$$

$A_{min} \leq A_{travée} \leq A_{max}$

$$A_{min} \leq A_{appui} \leq A_{max}$$

Avec :

$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

$A_{max} = 4\%(b \times h)$[RPA99v2003] ►► [Art A.7.5.2.1] ◄◄

Tableau V 04:Vérification des poutres principales selon le RPA

Endroit	Position	RPA		
		A_{total} (cm^2)	$\geq A_{min} = 6\ cm^2$	$\leq A_{max} = 48\ cm^2$
Rive	Travée	10.37	Oui	Oui
	Appui	12.63	Oui	Oui
Intermédiaire	Travée	10.78	Oui	Oui
	Appui	13.85	Oui	Oui

.

V.2.3.3Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

V_u : Effort tranchant.

Tableau V 05 : Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$

	Poutre de rive	Poutre intermédiaire
Type de fissuration	Préjudiciable	Peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\text{Min}\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ \text{MPa}\right]$	$\text{Min}\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 5\ \text{MPa}\right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.50\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3.33\ \text{MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\ \text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4.35\ \text{MPa}$

Tableau V 06: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Endroit	Position	V_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Rive	Appui	70.85	G+Q+Ey	0.63	3.26	Oui
Intermédiaire	Appui	112.77	1.35G+1.5Q	1.00	3.33	Oui

V.2.4 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haute adhérence FeE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives et la section d'armatures transversales donnée par les formules suivantes :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 \times b} \\ S \leq Min\left(\dfrac{h}{4}\ et\ 12\ \emptyset\right) & zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} & zone\ courante \end{cases}$$

D'après le CBA93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.K)}{0.9\, f_e(cos\,\alpha + sin\,\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Tableau V 07 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements

Elément	τ_u (MPa)	CBA93		RPA99 version2003			$S_{adopté}$ (cm)		A_tChoisie(cm^2)
		S_t(cm)	A_t(cm^2)	S(cm)	S′(cm)	A_t(cm^2)	S(cm)	S′(cm)	
Poutre (30 × 40)	1.00	33.75	2.01	10	20	0.90	10	15	4Ø8=2.01

V.2.5 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.80$

Tableau V 08 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres

Elément	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{\frac{A}{b_0.d}}{\geq \frac{4.2}{f_e}}$
P.P (30 × 40)	0.087	0.0625	Oui	0.087	0.080	Oui	0.004	0.011	Non

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc il est nécessaire de faire le calcul de vérification de la flèche des poutres principales et secondaires.

Tableau V 09: Vérification de la flèche des poutres

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
5.75	36.91	0.41	236.72	0.386	21.85	181177.69
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
66978.84	111325.83	3.63	6.54	2.92	9.20	Oui

Conclusion :

Les flèches des poutres sont inférieures aux flèches admissibles, donc on garde les dimensions et les sections d'armatures calculées.

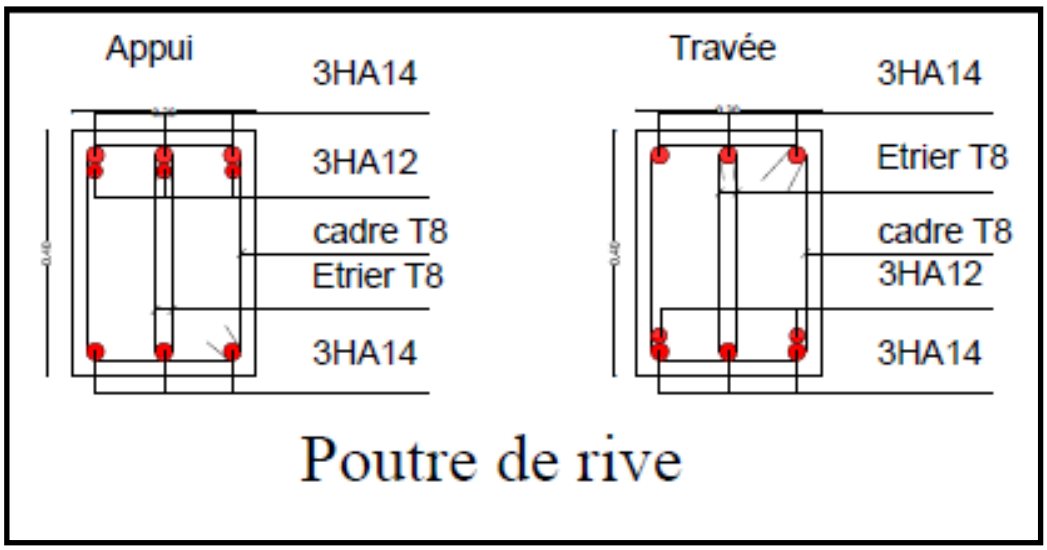


Figure V.01 : Ferraillage des poutres principales de rive**.**

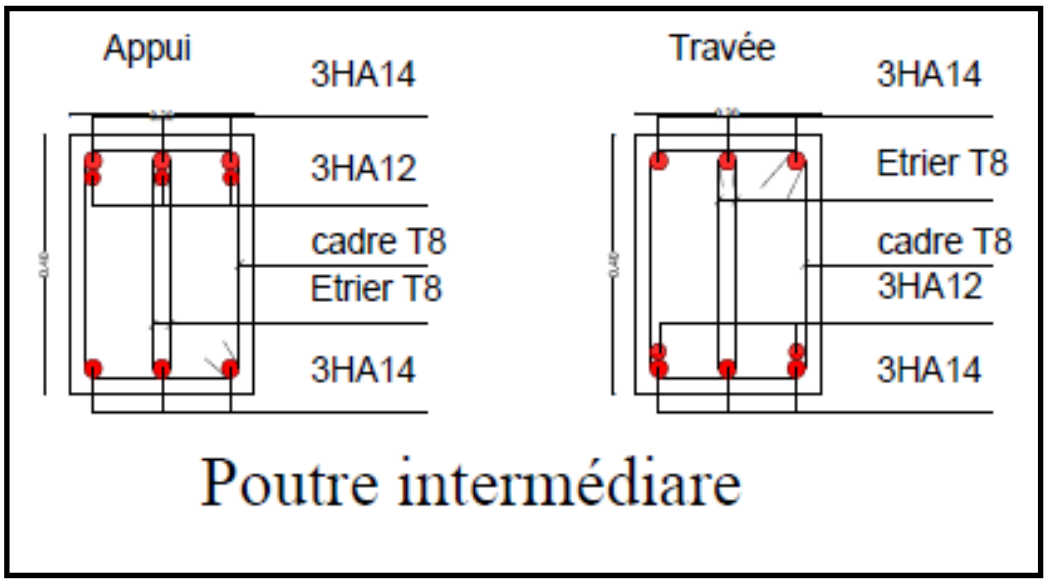


Figure V.02 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires.

V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Dans notre projet les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composée.

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

a) Selon le [CBA93] ►► [Art A.7.1.2] ◄◄

La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm^2 par mètre de longueur de parement :

$$A_l(cm^2) \geq 4u\ (m)$$

u : Périmètre de la section droite.

Le pourcentage d'armatures est compris entre $0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 4\%$

B : Section de béton comprimé.

b) Selon le RPA99 version2003 : [Art 7.4.2.1]

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

- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\% \qquad \text{(Zone courante).}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \qquad \text{(Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h′.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1ère cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé se fait avec le moment maximal M_{max} et son effort normal correspondant N_{corres} avec la combinaison $G + Q \pm E$ ou $0.8G \pm E$.

2ème cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal maximal N_{max} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison$1.35G + 1.5Q$.

3ème cas : Effort normal minimal :

Le calcul en flexion composé se fait l'effort normal minimal N_{min} et son moment correspondant M_{corres} avec la combinaison $0.8G \pm E$.

V.3.1.3 Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u.(e_1 + e_2 + e_a)$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \quad , \quad e_2 = \frac{3\,L_f^{\,2}(2 + \alpha\emptyset)}{10000\,h} \quad , \quad e_a = \text{Max}\left[\frac{L_0(cm)}{250}\,;2\,cm\right]$$

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoquée par le moment de flexion.

e_2 : Excentricité du 2ème ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{\text{déformation finale due au fluage}}{\text{déformation instantanée du béton}} = 2$$

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment total}} = \frac{M_G}{M_u}$$

L_f : Longueur de flambement.

h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.

L_0 : Longueur libre.

Tableau V 10: Ferraillage des poteaux.

Niveau	Cas	Combinaison	N (kN)	M_x (kN. m)	A' (cm^2)	A (cm^2)	A_1	A_2	section	frame	M_G
5éme (30 × 30)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	-646.37	3.80	0.40	0.00	-	-	SPC	502	1.73
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	-146.83	11.71	1.24	0.00	-	-	SPC	769	6.37
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	-35.66	8.55	-	-	0.90	0.00	SEC	508	4.67
2éme (35 × 35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	-1095.31	4.64	-31.00 =1.23	0.00	-	-	SPC	224	0.98
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	-716.83	14.18	**-20.12 =1.23**	0.00	-	-	SPC	378	9.05
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	-98.12	11.30	-	-	1.01	0.00	SEC	250	5.86
RDC(45 × 45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	-1329.18	2.49	-37.20 =2.03	0.00	-	-	SPC	27	2.71
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1.35G+1.5Q	-1113.90	10.50	-31.01 =2.03	0.00	-	-	SPC	32	9.94
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	1.35G+1.5Q	-168.13	13.41	-3.82 =2.03	0.00	-	-	SPC	33	8.98

Tableau V 11: Le choix de section des poteaux.

Niveau	A_1 (cm^2)	$A_{min} = \frac{B}{1000}$	A_x	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ Dans toute la section de poteau (cm^2)	A_{min}RPA (cm^2)	A adopter
$5^{éme}(30 \times 30)$	0.40	-	-	3HA12=3.39	8HA12=9.05	8.10	9.05
	1.24	-	-			8.10	9.05
	-	-	0.90			8.10	9.05
$2^{éme}(35 \times 35)$	-31.00	1.23	-	3HA14=4.62	8HA14=12.32	11.025	12.32
	-20.12	1.23	-			11.025	12.32
	-	-	1.01			11.025	12.32
$RDC(45 \times 45)$	-37.20	2.03	-	4HA14=3.39	12HA12=18.47	18.22	18.47
	-31.01	203	-			18.22	18.47
	-3.82	2.03	-			18.22	18.47

V.3.1.4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on doit faire la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser} , N_{ser}) selon les règles B.A.E.L; concernant la flexion composée.

Contrainte limite du béton :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa}$$

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

Contrainte limite d'acier :

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63\ \text{MPa}$$

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

Tableau V 12: Vérification des poteaux à l'E.L.S.

Niveau	Cas	N (kN)	M_x (kN. m)	$A_{xchoisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
$5^{éme}$ (30 × 30)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-471.36	2.71	9.05	6.17	-	88.04	15	201.6	Oui SEC
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-107.56	8.52	9.05	4.45	58.30	26.47	15	201.6	Oui SPC
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-26.40	6.17	9.05	1.03	13.58	5.52	15	201.6	Oui SPC
$2^{éme}$ (35 × 35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-798.20	3.31	12.31	7.49	-	0.00	15	201.6	Oui AUCUNE V2RIFICATION
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-445.21	11.64	12.31	5.12	-	0.00	15	201.6	Oui AUCUNE V2RIFICATION
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-49.94	9.38	12.31	1.42	-	0.00	15	201.6	Oui AUCUNE V2RIFICATION
RDC(45 × 45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-968.50	1.80	18.47	8.84	-	0.00	15	201.6	Oui AUCUNE V2RIFICATION
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-816.09	7.75	18.47	7.97	-	0.00	15	201.6	Oui AUCUNE V2RIFICATION
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-124.03	8.89	18.47	3.88	-	0.00	15	201.6	Oui AUCUNE V2RIFICATION

Tableau V 13: Vérification de ferraillage des poteaux avec le CBA

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Vérification
5éme	(30×30)	9.05	0.9	Oui
4éme	(30×30)	9.05	0.9	Oui
3éme	(30×30)	9.05	0.9	Oui
2éme	(35×35)	12.31	1.23	Oui
1ér	(35×35)	12.31	1.23	Oui
RDC	(45×45)	18.47	2.03	Oui

Tableau V 14: Vérification de ferraillage des poteaux avec le RPA

Niveau	Section (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
5éme	(30×30)	9.05	8.10	Oui
4éme	(30×30)	9.05	8.10	Oui
3éme	(30×30)	9.05	11.03	Oui
2éme	(35×35)	12.31	11.03	Oui
1ér	(35×35)	12.31	11.03	Oui
RDC	(45×45)	18.47	18.23	Oui

V.3.1.5 Vérification de l'effort tranchant des poteaux :

Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte du cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section. La contrainte de cisaillement est en fonction de dimensions de la section ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donné par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

a) Contrainte limite de cisaillement selon CBA93 :

Selon le CBA93, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée précédemment dans le tableau V.11.

b) Contrainte limite de cisaillement selon RPA99 version2003 :

Selon le RPA99 version2003, la contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & si \quad \lambda > 5 \\ 0.04 & si \quad \lambda \leq 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

λ : Élancement mécanique ; L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration ; I : Moment d'inertie du poteau

B : Section du poteau

Tableau V 15: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux

Section (cm^2)	$T_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	λ	ρ_d	$\tau_{bu}\ CBA\ (MPa)$	Vérification
(30 × 30)	55.90	0,68	26.11	0.075	3.26	Oui
(35 × 35)	46.88	0,41	22.40	0.075	3.26	Oui
(45 × 45)	32.12	0,17	14.41	0.075	3.26	Oui

Tableau V 16: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Section (cm^2)	$T_u\ (kN)$	$\tau_u\ (MPa)$	λ	ρ_d	$\tau_{bu}\ RPA\ (MPa)$	Vérification
(30 × 30)	55.90	0,68	26.11	0.075	1.875	Oui
(35 × 35)	46.88	0,41	22.40	0.075	1.875	Oui
(45 × 45)	32.12	0,17	14.41	0.075	1.875	Oui

V.3.2 Armatures transversales :

D'après le RPA99 version2003 [Art A.7.4.2.2] les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a . t . T_u}{h_1 . f_e}$$

T_u : Effort tranchant

h_1 : Hauteur totale de la section brute

t : Espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} 10\ cm \text{zone nodale} \\ Min[b_1/2\ ;\ h_1/2\ ; 10\emptyset_l] \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimale des armatures longitudinales

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si} \quad \lambda > 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si} \quad \lambda \leq 5$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{t . b_1} \geq 0.3\% \quad \text{si} \quad \lambda > 5$$

$$0.3\% \leq \frac{A_t}{t . b_1} \leq 0.8\% \quad \text{si} \quad 3 \leq \lambda \leq 5$$

$$\frac{A_t}{t . b_1} \geq 0.8\% \quad \text{si} \quad \lambda \leq 3$$

Tableau V 17: Ferraillage transversal des poteaux.

Section (cm^2)	T_u (kN)	λ	Zone	$S_t(cm)$ RPA	$A_{t\ calc}$ (cm^2)	$S_{t.choisie}$ (cm)	$A_{t.choisie}$ (cm^2)
(30×30)	55.90	26.11	Nodale	10	1.16	10	4Ø8=2.01
			Courante	14	1.97	15	4Ø8=2.01
(35×35)	46.88	22.40	Nodale	10	0.83	10	4Ø8=2.01
			Courante	14	1.86	15	4Ø8=2.01
(45×45)	32.12	14.41	Nodale	10	0.45	10	4Ø8=2.01
			Courante	16	1.36	15	4Ø8=2.01

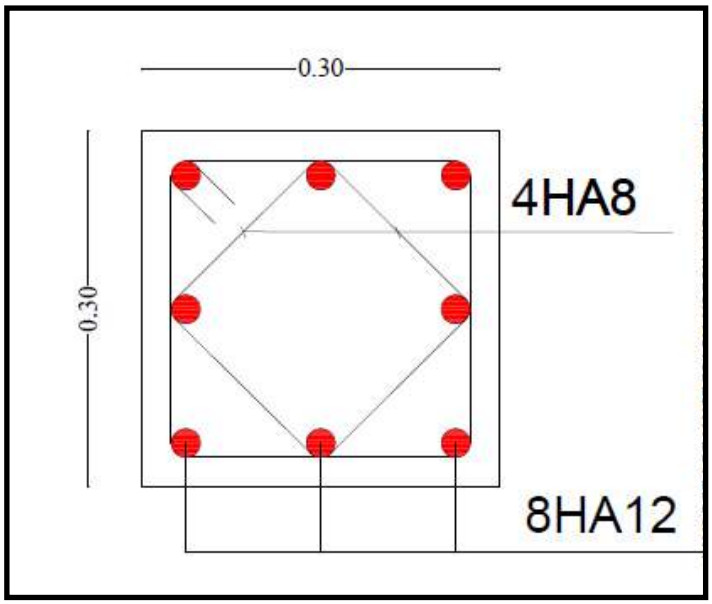


Figure V.03 : Ferraillage poteaux(30×30).

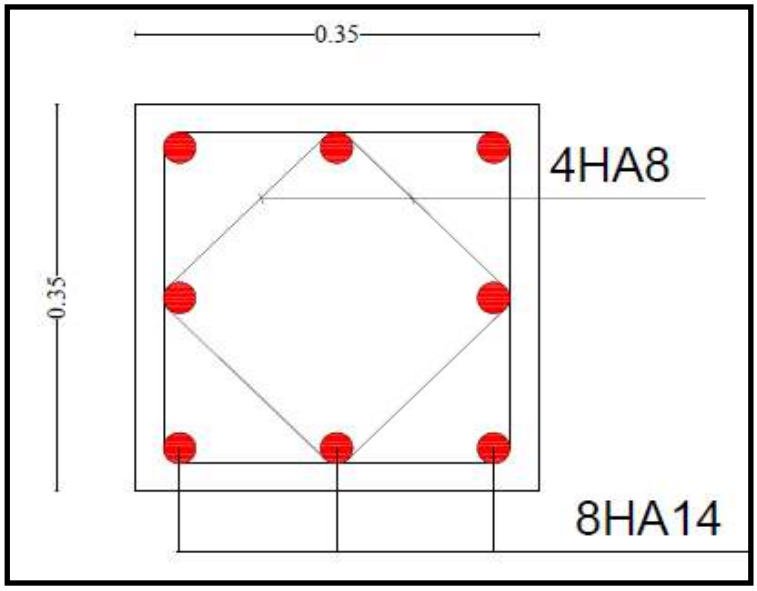


Figure V.04 : Ferraillage poteaux (35×35).

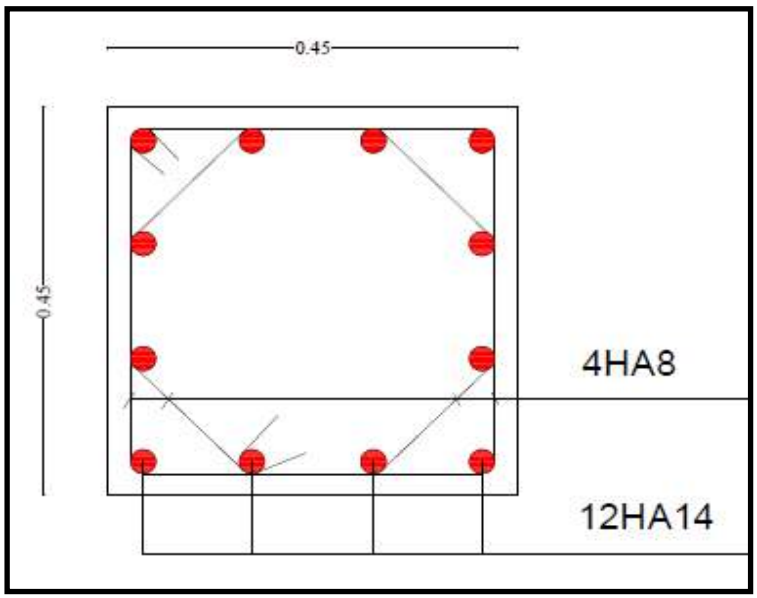


Figure V.05 : Ferraillage poteaux(45×45).

La zone de recouvrement des poteaux est :

$$L_r = 50\ \emptyset = \begin{cases} 70\ \text{cm pour } \emptyset = 14\text{mm} \\ 80\ \text{cm pour } \emptyset = 16\text{mm} \end{cases}$$

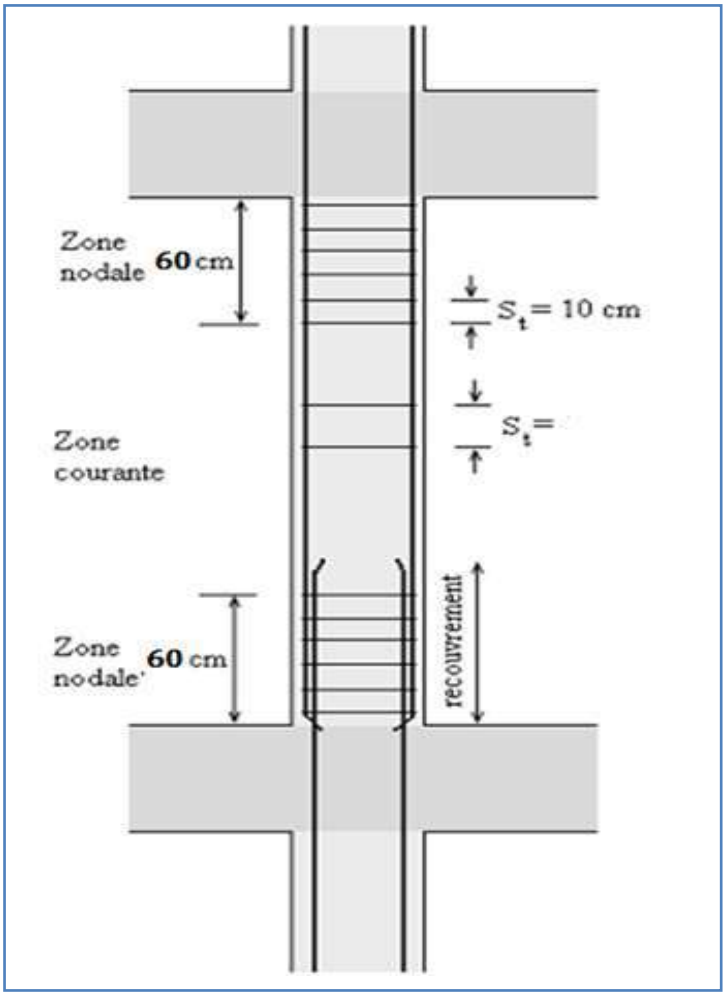


Figure V.06 : Disposition des armatures dans les poteaux.

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés pour :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer la stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

V.4.1 Les voiles pleins :

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

V.4.2 Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.1 Les trumeaux :

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé CBA93.

- Le calcul en flexion composé avec M et N permet de déterminer les aciers verticaux.
- Le calcul en effort tranchant V permet de déterminer les aciers horizontaux.

V.4.2.1 Les linteaux :

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

On à : $\tau_b = \dfrac{1.4\, V_u}{b_0 \times d}$

On distingue deux cas :

a) Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion(A_l).
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

b) Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D)à disposer obligatoirement.

V.4.3 Recommandation selon les règlements :

V.4.3.1 Armatures verticales :

a) Selon le CBA93 :

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 5\%$$

A_v : Section d'armatures verticales

a : épaisseur du voile

b : largeur de la zone tendue du voile

b) Selon le RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.4] ◄◄ :

$A_{min} \geq 0.20\% \times B_t$ (B_t: la section horizontale tendue du voile).

$A_{min} \geq 0.15\% \times B$ (B: la section globale du voile).

$A_{min} \geq 0.10\% \times B_c$ (B_c: lasection courante du voile).

$S_v \leq \text{Min}[1.5a\ ;\ 30cm]$ (S_v: l'espacement des barres verticales).

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(Zone courante)} \\ S_v/2 & \text{(Zone d'extrémité= } L/10\text{)} \end{cases}$$

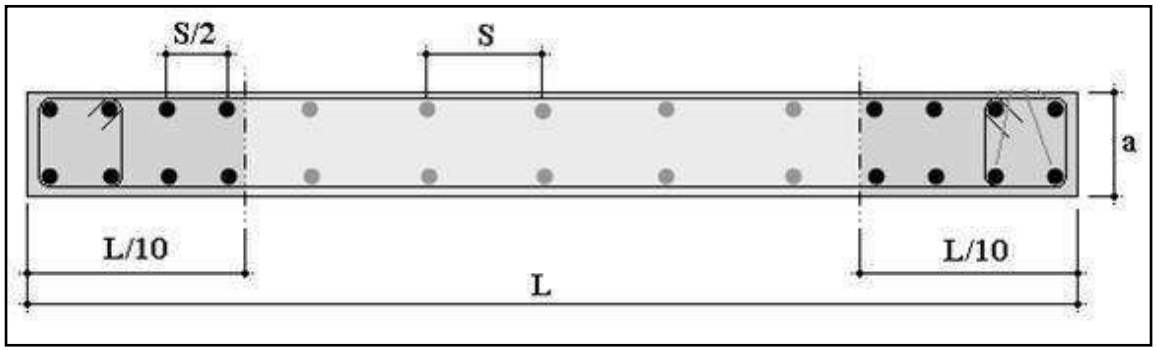


Figure V.07 : Disposition des armatures verticales des voiles.

V.4.3.2 Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h)disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

a) Selon le CBA93 :

$$\emptyset_h \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$$

$\emptyset_h$: Diamètre d'armatures horizontales

$\emptyset_v$: Diamètre d'armatures verticales

$$S_h \leq \text{Min}[0.9d\,;\ 40cm] \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . f_e}{0.4\ a} \quad , \quad S_h \leq \frac{0.9\ f_e}{\gamma_s . a . \tau_b}$$

$$\overline{\tau_b} = \text{Min}\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right] \quad \text{(fissuration préjudiciable)}$$

b) Selon le RPA99 version2003 :

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq \text{Min}[1.5a\,;\ 30cm]$$

V.4.3.3 Armatures transversales :

les armatures transversales des voiles sont des armatures rondes lisses de nuance FeE235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures. Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile.

Autres recommandations : (CBA93 et RPA99 version2003)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40∅ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20∅ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

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

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

Tableau V 18: Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400	$f_{c28} = 25$ MPa	Fe E400
$\sigma_b = 14.17$ MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_b = 18.48$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa

V.4.4 Ferraillage des voiles pleins :

V.4.4.1 Armatures verticales :

Tableau V 19: Calcul des armatures verticales des voiles pleins

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	A_{calcul} (cm^2)	S_{tca} $(c$	$A_{choisie}$ (cm^2)	MG
RDC	V1	20 × 445	4652.06	11515.09	20.60	12.77	14HA14=21.55+ 28 armature de montage	372.76
	V2	20 × 255	4083.58	4281.06	13.00	10.93	10HA14=15.39+ 18 armature de montage	119.52
	V3	20 × 285	1979.52	5177.60	14.20	11.05	10HA14=15.39+ 20 armature de montage	174.27
	V5	20 × 405	4210.35	9417.84	19.00	11.36	14HA14=21.55+ 28 armature de montage	509.39
	V6	20 × 355	2749.51	5915.24	17.00	11.64	12HA14=18.47+ 23 armature de montage	156.41
1^{er}, $2^{ème}$ et étage	V1	20 × 455	3851.30	9034.98	20.20	13.00	14HA14=21.55+ 28 armature de montage	329.99

	V2	20 × 265	3175.06	2757.99	12.60	10.05	10HA14=15.39+ 20 armature de montage	160.18
	V3	20 × 295	1671.06	3301.56	13.80	11.55	10HA14=15.39+ 20 armature de montage	78.44
	V5	20 × 415	3502.77	6818.70	18.60	11.70	14HA14=21.55+ 28 armature de montage	396.94
	V6	20 × 365	2344.83	3973.00	16.60	11.95	14HA14=21.55+ 28 armature de montage	152.15
3ème 4ème 5ème étage	V1	20 × 460	1942.16	4206.30	20.00	13.20	14HA14=21.55+ 28 armature de montage	233.02
	V2	20 × 270	1391.02	1113.83	12.40	10.30	10HA14=15.39+ 18 armature de montage	168.77
	V3	20 × 300	1004.27	1245.26	13.60	11.80	10HA14=15.39+ 20 armature de montage	12.77
	V5	20 × 420	1812.37	2904.91	18.40	14.24	12HA14=18.47+ 23 armature de montage	206.76
	V6	20 × 360	1055.99	1633.69	16.00	12.24	12HA14=18.47+ 23 armature de montage	79.75

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15\ \text{MPa} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63\ \text{MPa}$$

Alors on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V 20: Vérification des contraintes à l'E.L.S

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V1	20 × 445	1762.87	468.46	21.55	1.88	28.17	Oui
	V2	20 × 255	914.76	147.47	15.39	1.48	22.17	Oui
	V3	20 × 285	1717.12	215.32	15.39	2.42	36.24	Oui
	V5	20 × 405	1725.16	606.55	21.55	2.15	32.20	Oui
	V6	20 × 355	2584.31	206.86	18.47	2.86	42.86	Oui
1er, 2ème et 3ème étage	V1	20 × 455	1492.98	408.99	21.55	1.78	26.57	Oui
	V2	20 × 265	914.84	147.47	15.39	1.78	26.60	Oui
	V3	20 × 295	1422.44	94.19	15.39	2.12	31.70	Oui
	V5	20 × 415	1437.60	469.58	21.55	1.97	29.41	Oui
	V6	20 × 365	2181.62	182.29	21.55	2.86	40.14	Oui
4ème et 5ème étage	V1	20 × 460	903.76	288.33	21.55	1.16	17.38	Oui
	V2	20 × 270	382.76	203.33	15.39	1.15	17.03	Oui
	V3	20 × 300	814.21	11.31	15.39	1.18	17.67	Oui
	V5	20 × 420	850.85	244.23	18.47	1.17	17.80	Oui
	V6	20 × 360	1316.61	82.69	18.47	1.71	25.57	Oui

Tableau V 21: Vérification selon les règlements CBA93

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V1	20 × 445	14HA14=21.55+28 armature de montage	8.90	Oui
	V2	20 × 255	10HA14=15.39+18 armature de montage	5.10	Oui
	V3	20 × 285	10HA14=15.39+20 armature de montage	5.70	Oui
	V5	20 × 405	14HA14=21.55+28 armature de montage	8.10	Oui
	V6	20 × 355	12HA14=18.47+23 armature de montage	7.10	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ étage	V1	20 × 455	14HA14=21.55+28 armature de montage	9.10	Oui
	V2	20 × 265	10HA14=15.39+20 armature de montage	5.30	Oui
	V3	20 × 295	10HA14=15.39+20 armature de montage	5.90	Oui
	V5	20 × 415	14HA14=21.55+28 armature de montage	8.30	Oui
	V6	20 × 365	14HA14=21.55+28 armature de montage	7.30	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ étage	V1	20 × 460	14HA14=21.55+28 armature de montage	9.20	Oui
	V2	20 × 270	10HA14=15.39+18 armature de montage	5.40	Oui
	V3	20 × 300	10HA14=15.39+20 armature de montage	6.00	Oui
	V5	20 × 420	12HA14=18.47+23 armature de montage	8.4	Oui
	V6	20 × 360	12HA14=18.47+23 armature de montage	7.20	Oui

Tableau V 22: Vérification selon les règlements RPA99 version2003

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V1	20×445	14HA14=21.55+28 armature de montage	13.55	Oui
	V2	20×255	10HA14=15.39+18 armature de montage	7.65	Oui
	V3	20×285	10HA14=15.39+20 armature de montage	8.55	Oui
	V5	20×405	14HA14=21.55+28 armature de montage	12.15	Oui
	V6	20×355	12HA14=18.47+23 armature de montage	10.05	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ et $3^{ème}$ $étage$	V1	20×455	14HA14=21.55+28 armature de montage	13.35	Oui
	V2	20×265	10HA14=15.39+20 armature de montage	7.95	Oui
	V3	20×295	10HA14=15.39+20 armature de montage	8.85	Oui
	V5	20×415	14HA14=21.55+28 armature de montage	12.45	Oui
	V6	20×365	14HA14=21.55+28 armature de montage	10.95	Oui
$4^{ème}$ et $5^{ème}$ $étage$	V1	20×460	14HA14=21.55+28 armature de montage	13.80	Oui
	V2	20×270	10HA14=15.39+18 armature de montage	8.10	Oui
	V3	20×300	10HA14=15.39+20 armature de montage	9.00	Oui
	V5	20×420	12HA14=18.47+23 armature de montage	7.20	Oui
	V6	20×360	12HA14=18.47+23 armature de montage	10.8	Oui

V.4.4.2 Armatures horizontales :

Tableau V 23: Calcul des armatures horizontales des voiles pleins

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calcul\ ée}\ (cm^2/ml)$	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}\ (cm^2/ml)$
RDC	V1	20 × 445	11,31	15	2×5HA12=11.31
	V2	20 × 255	6,50	15	2×5HA12=11.31
	V3	20 × 285	7,35	15	2×5HA12=11.31
	V5	20 × 405	10,18	15	2×5HA12=11.31
	V6	20 × 355	8,48	15	2×5HA12=11.31
1^{er}, $2^{ème}$ et $Etage$	V1	20 × 455	11,31	15	2×5HA12=11.31
	V2	20 × 265	6,79	15	2×5HA12=11.31
	V3	20 × 295	7,64	15	2×5HA12=11.31
	V5	20 × 415	10,46	15	2×5HA12=11.31
	V6	20 × 365	9,33	15	2×5HA12=11.31
$3^{ème}$ $et 4^{ème}$ $5^{ème}$ $Etage$	V1	20 × 460	11,59	15	2×5HA12=11.31
	V2	20 × 270	6,79	15	2×5HA12=11.31
	V3	20 × 300	7,64	15	2×5HA12=11.31
	V5	20 × 420	10,75	15	2×5HA12=11.31
	V6	20 × 360	9,05	15	2×5HA12=11.31

V.4.4.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles). Ces derniers sont destinés pour empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

Dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$ est tel que $\emptyset_t \geq \emptyset_v/3$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles.

$\emptyset_v = 14mm \Rightarrow \emptyset_t \geq 14/3 = 4.66mm \Rightarrow Onadopte : \emptyset_t = 6mm.$

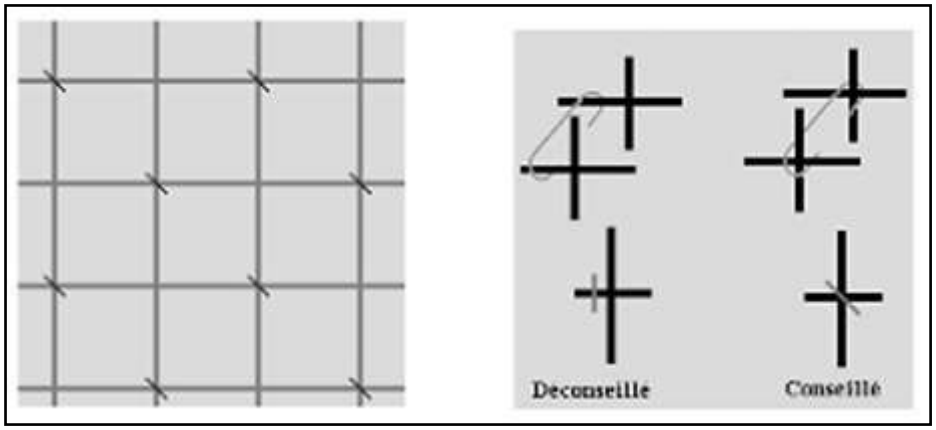


Figure V.08: Disposition des épingles.

La zone de recouvrement des voiles est : $L_r = 50\,\emptyset = 50\,cm$

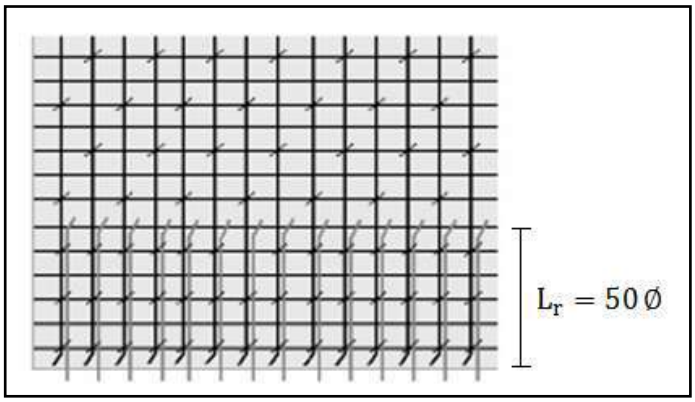


Figure V.09 : La zone de recouvrement des voiles.

V.4.5 Ferraillage des voiles avec files d'ouvertures :

V.4.5.1 Les trumeaux :

V.4.5.1.1 Armatures verticales :

Tableau V24: Calcul des armatures verticales des trumeaux

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2)	$S_t\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V4	20 × 355	1511.10	519.88	15	15	2×7HA12=15.84
1^{er}, $2^{ème}$ $Etage$	V4	20 × 365	1027.87	362.19	15.40	15	2×7HA12=15.84
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ $Etage$	V4	20 × 370	387.62	215.35	15.60	15	2×7HA12=15.84

Tableau V 25: Vérification des contraintes à l'E.L.S des trumeaux

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V4	20 × 355	378.47	134.89	15.84	0.77	11.47	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ $étage$	V4	20 × 365	302.30	110.95	15.84	0.60	8.94	Oui
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ $Etage$	V4	20 × 370	175.82	69.30	15.84	0.35	5.24	Oui

Tableau V 26: Vérification selon les règlements CBA93

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ CBA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V4	20×355	2×7HA12=15.84	7.10	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ $étage$	V4	20×365	2×7HA12=15.84	7.30	Oui
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ $Etage$	V4	20×370	2×7HA12=15.84	7.40	Oui

Tableau V 27: Vérification selon les règlements RPA99 version2003

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	$A_{min}\ RPA$ (cm^2)	Vérification
RDC	V4	20×355	2×7HA12=15.84	10.65	Oui
1^{er}, $2^{ème}$ $étage$	V4	20×365	2×7HA12=15.84	10.95	Oui
$3^{ème}$ $4^{ème}$ et $5^{ème}$ $Etage$	V4	20×370	2×7HA12=15.84	11.10	Oui

V.4.5.1.2 Armatures horizontales :

Tableau V 28: Calcul des armatures horizontales des trumeaux

Niveau	Voile	$S\ (cm^2)$	$A_{calcul\ ée}$ (cm^2/ml)	$S_t\ (cm)$	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)
RDC	V4	20×355	3.96	20	2×6HA10=9.42
1^{er}, $2^{ème}$ $étage$	V4	20×365	2.75	20	2×6HA10=9.42
$3^{ème}\ et\ 4^{ème}$ $5^{ème}$ $étage$	V4	20×370	2.75	20	2×6HA10=9.42

V.4.5.2 Les linteaux :

V.4.5.2.1 Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$:

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{(h - 2d').f_e}$$

$$M = 1.4\ M_u$$

h : La hauteur totale du linteau.

d' : La distance d'enrobage.

b) Aciers transversaux :

$$\lambda = \frac{l}{h} \begin{cases} \lambda > 1 \Rightarrow \text{Linteaux longs} \\ \lambda \leq 1 \Rightarrow \text{Linteaux courts} \end{cases}$$

l : Portée du linteau.

- **Linteaux longs :**

$$S \leq \frac{A_t\ .f_e(h - 2d')}{1.4\ V_u}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

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

- **Linteaux courts :**

$$S \leq \frac{A_t \,.\, f_e \,.\, l}{V + A_t \,.\, f_e}$$

$$V = Min\left[2V_u \;\; ; \;\; \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}\right]$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \,.\, f_e (h - 2d')$$

V.4.5.2.1 Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$:

$$A_D = \frac{V}{2f_e \, sin\alpha} \qquad ; \qquad tg\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

Ferraillage minimal selon RPA99 version2003 ►► [Art 7.7.3.3] ◄◄ :

$$(A_l \,; A'_l) \geq 0.0015 \; b.h$$

$$A_c \geq 0.0020 \; b.h$$

$$A_t \geq 0.0015 \; b.S si \tau_b \leq 0.025 \; f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 \; b.S si \tau_b > 0.025 \; f_{c28}$$

$$A_D \geq 0.0015 \; b.h si \tau_b > 0.06 \; f_{c28}$$

$$A_D \geq 0 \qquad si \tau_b \leq 0.06 \; f_{c28}$$

Tableau V 29: Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

Niveau	Voile	e (cm)	h (cm)	l (cm)	V (kN)	M $(kN.m)$	τ_b (MPa)	**Le cas de calcul**
RDC - 1er	V4	20	163	120	173.38	101.77	0.98	On n'est pas besoin des diagonale
1er - 2ème	V4	20	163	120	214.55	130.99	1.22	On n'est pas besoin des diagonale
2ème - 3ème	V4	20	163	120	194.16	132.21	1.10	On n'est pas besoin des diagonale
3ème - 4ème	V4	20	163	120	149.72	111.52	0.85	On n'est pas besoin des diagonale
4ème - 5ème	V4	20	163	120	99.31	93.56	0.56	On n'est pas besoin des diagonale
5ème	V4	20	62	120	47.20	34.80	0.26	On n'est pas besoin des diagonale

Tableau V30: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux.

Niveau	voile	A_l	$\lambda = \frac{l}{h}$	M_c	V	S	$A_l\ (cm^2)$	$A_t\ (cm^2)$
RDC - 1er	V4	2.19	0.74	142.48	237,46	12	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01
1er - 2ème	V4	2.82	0.74	183.40	305,64	12	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01
2ème - 3ème	V4	2.85	0.74	185.09	308,49	12	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01
3ème - 4ème	V4	2.40	0.74	156.13	260,21	12	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01
4ème - 5ème	V4	2.02	0.74	130.98	198,62	12	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01
5ème	V4	2.00	1.94	48.72	81,20	12	2×2HA12 =4.52	2Ø8 =1.01

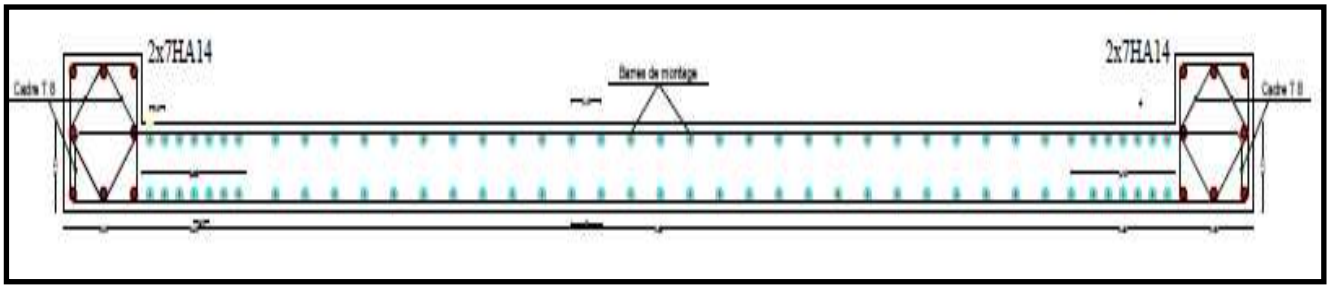


Figure V.10 : Ferraillage du voile V1

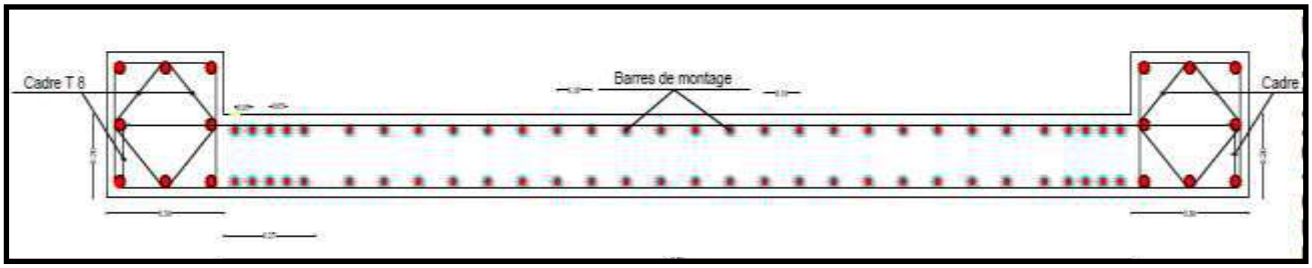


Figure V.11: Ferraillage du voile V2

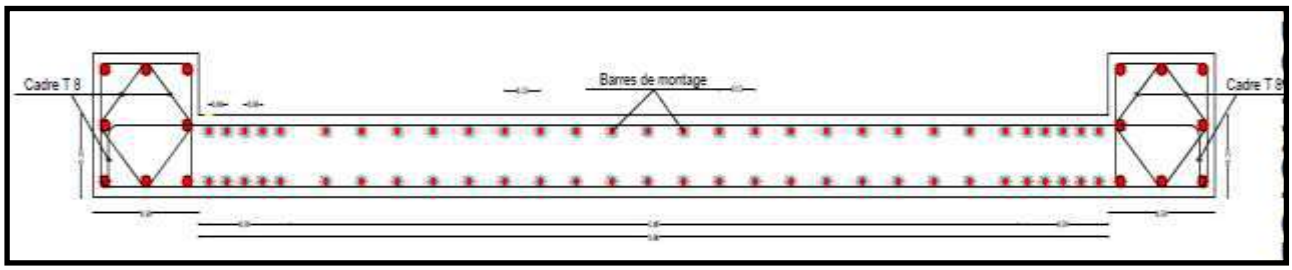


Figure V.12: Ferraillage du voile V3

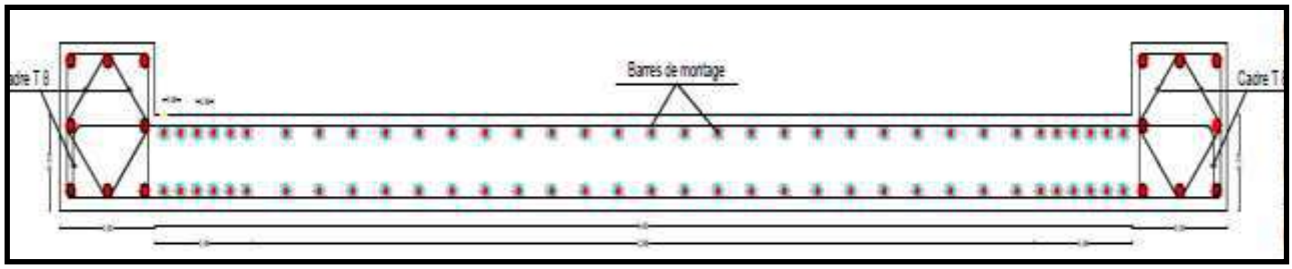


Figure V.13: Ferraillage du voile V5

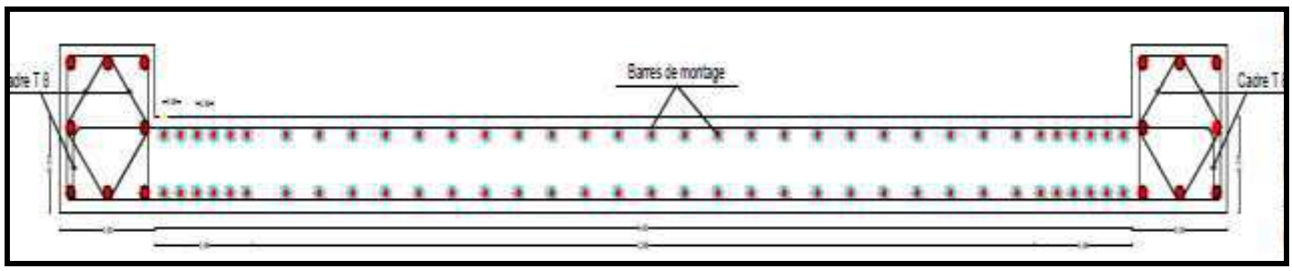


Figure V.14: Ferraillage du voile V6

VI.1 INTRODUCTION :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auxquelles elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Le dimensionnement des fondations doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2TYPES DE FONDATIONS :

Les fondations peuvent être classées en trios 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, ...)
- Fondations semi profondes (puits)
- Fondations profondes (pieux)

VI.3CARACTERISTIQUES DU SOL :

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

Les caractéristiques du sol sont déterminées dans le rapport du sol donné par le laboratoire "SETAM de Médéa".

VI.3.1Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée q_L, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. Elle est donnée par :

$$q_L = R_P/\beta$$

Avec β : coefficient de portance compris entre 5 et 7.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prenne en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée q_{adm} et telle que : $q_{adm} = q_L/F$; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

En tenant compte de ces deux coefficients (β et F), la valeur de q_{adm} peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_P}{25}$$

En tenant compte de la valeur adoptée de la résistance équivalente $\mathbf{R_p = 40\ bars}$ à partir de la profondeur $z = 2.00m$ (voir ci-dessus), la valeur calculée de la pression admissible à partir de cette profondeur est :

$$\mathbf{q_{adm} = 1.77\ bars}$$

VI.3.2Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondante à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à deux mètres (2.00m) à partir du niveau du terrain naturel ; soit :

$$\mathbf{D = 2.00m}$$

Les caractéristiques de ce sol sont : $\varphi = 22°$, $C = 0.43$ bars ,
$\gamma_h = 18.00 kN/m^3$

On doit justifier le choix du type de fondation correspondante à la capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 1.50$ bar avec un ancrage de 2.00 m du niveau du terrain naturel.

VI.4CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1 Semelle isolée sous poteau :

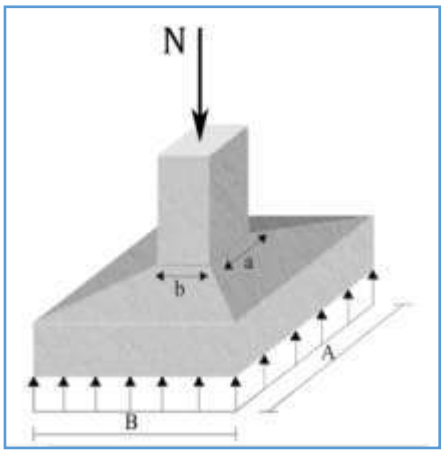


Figure VI 01 : Semelle isolée sous poteau.

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

$$\sigma_{sol} = 0.150\ MPa \quad , \quad a = b = 50\ cm \quad , \quad c = 3\ cm$$

Tableau VI 01 : Dimensionnement des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (kN)	A (m)	B (m)	$A_{choisie}$ (m)	$B_{choisie}$ (m)	h (m)
S1	998.37	2.60	2.60	3.00	3.00	0.70
S2	697.20	2.20	2.20	2.5	2.5	0.55
S3	397.64	1.60	1.60	1.80	1.80	0.35
S4	188.64	1.10	1.10	1.40	1.40	0.30

Vérification du chevauchement des semelles

$$L \geq \frac{1.5(B + B')}{2}$$

$$L = 3.10\ m \quad , \quad \frac{1.5(B + B')}{2} = \frac{1.5(3.00 + 3.00)}{2} = 4.50\ m \quad (Condition\ non\ verifier)$$

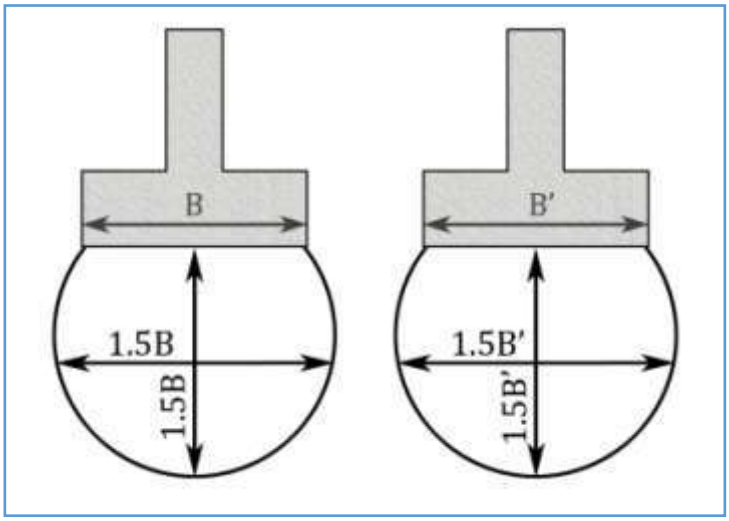


Figure VI 02 : Les bulles de pression.

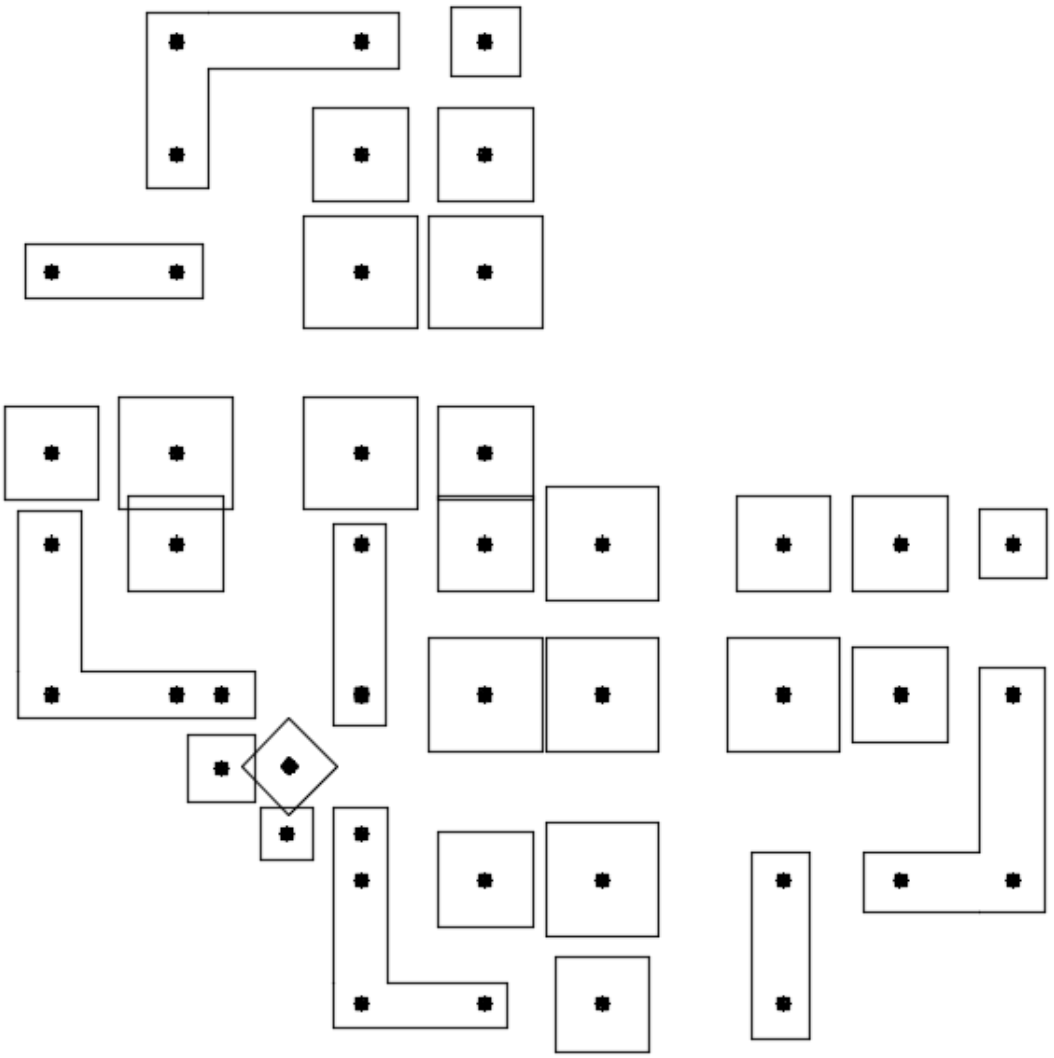


Figure VI 03 : La proposition des semelles isolées.

Il y a un chevauchement des semelles, donc on passe aux semelles filantes.

VI.4.2 Semelle filante sous poteaux :

On retrouve ce type de semelle dans le cas de chevauchement des semelles isolées, ce dernier peut être causé soit par des charges importantes, soit par un faible résistante du sol, au même par la nature du sol qui pourra provoquer un tassement différentiel.

Pour faire la continuité entre les poteaux, la semelle elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone mi- travée « entre les poteaux ». Pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continuée.
- La poutre de libage.

Les calculs de dimensionnement et de détermination des armatures se divisera en deux parties transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinalement pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

VI.4.2.1 Dimensionnement transversalement :

Transversalement la semelle sera considérée comme une semelle isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux liés a cette semelle filante.

Ainsi que le moment $\mathbf{M_b}$parallèle la dimension transversale B.

$$A=\frac{\mathbf{l_i+l_{i+1}}}{\mathbf{2}}+\mathbf{b}A=\frac{\mathbf{3.70+4.60}}{\mathbf{2}}+\mathbf{0.45}A=4.60\ \text{m}$$

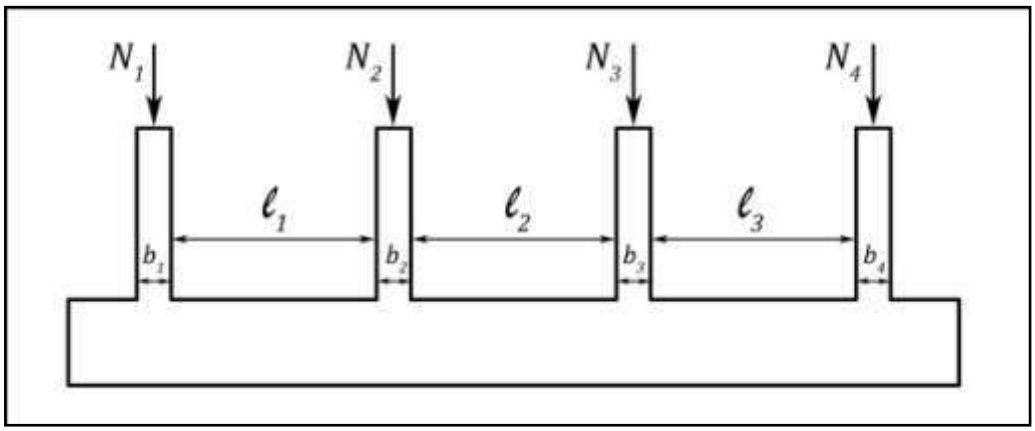


Figure VI 04 : Semelle filante sous poteaux.

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

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

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.15$ MPa (Donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad ; \quad S = A \times B$$

L : La longueur totale de la semelle filante mesurée entraxe des poteaux.

d_1 ; d_2 : Le débord à gauche et à droite de la semelle filante.

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{N_{ser}}{A \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_{ser}}{A \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en cm})$$

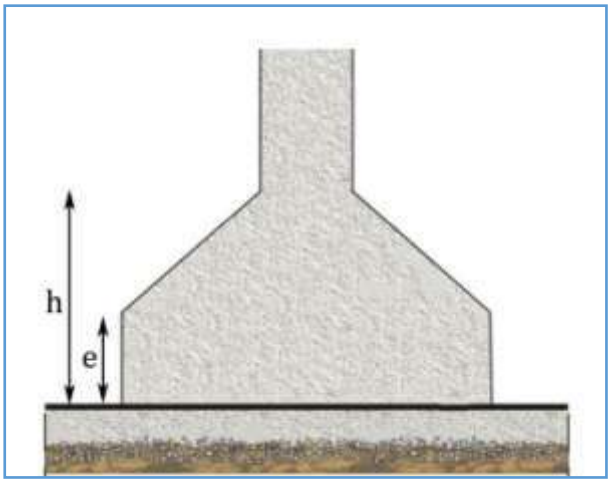


Figure VI 05 : Hauteur du patin "e

Tableau VI 02 : Dimensionnement transversalement.

$[\sigma_{sol}]$	σ	A m	B m	d_b cm	d_a cm	e cm	h cm
0.15	0.145	4.60	1.50	26.40	25.20	13.2	30

Vérifications des contraintes :

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids des semelles, remblai et les amorces poteaux, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{se\,melle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ poteaux} + +P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ \text{MPa}$$

Calcul des semelles filantes :

Tableau VI 03 : Semelle filante SF1.

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	$\sum Ni$
Valeur	164.10	257.01	360.89			391.00
Semelle	9.75	1.80	0.40	25		175.50
A. Poteaux	3	0.45	0.45	1.30	25	19.74
Remblai	9.75	1.80	1.30	18		396.45
Somme						982.45
Contrainte sous semelle						0.14

Tableau VI 04: Semelle filante SF2.

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	$\sum Ni$
Valeur	147.54	648.21	564.77			680.26
Semelle	9.75	1.20	0.30	25		87.75
A.Poteaux	4	0.45	0.45	1.40	25	28.35
Remblai	9.75	1.20	1.40	1.18		274.43
Somme						1070.79
Contrainte sous semelle						0.15

Tableau VI 05 : Semelle filante SF3

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	$\sum Ni$
Valeur	228.61	317.12	833.58	770.52		960.4
Semelle	13.10	2.00	0.45	25		294.75
A.Poteaux	4	0.45	0.45	1.25	25	25.31
Remblai	13.10	2	1.25	18		571.28
Somme						3137.64
Contrainte sous semelle						0.10

Tableau VI 06 : Semelle filante SF4

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	$\sum Ni$
Valeur	508.65	776.44	777.35	673.73		1018.09
Semelle	13.10	1.60	0.35	25		183.40
A. Poteaux	4	0.45	0.45	1.35	25	27.34
Remblai	13.10	1.60	1.35	18		489.65
Somme						1718.47
Contrainte sous semelle						0.9

Tableau VI 07 : Semelle filante SF5

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	$\sum Ni$
Valeur	220.62	666.30	398.06	567.90	92.35	833.39	609.39	397.64	2039.45
Semelle	27.55	1.60	0.35	25					385.70
A.Poteaux	8	0.45	0.45	1.35	25				54.68
Remblai	27.55	1.60	1.35	18					1031.78
Somme									3511.60
Contrainte sous semelle									0.11

Tableau VI 08 : Semelle filante SF6.

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	$\sum Ni$

Valeur	195.01	676.81	851.44	310.32	177.75	1171.85
Semelle	19.10	1.60	0.35	25		267.40
A.Poteaux	6	0.45	0.45	1.35	25	41.01
Remblai	19.10	1.60	1.35	18		713.08
Somme						2798.05
Contrainte sous semelle						0.12

Tableau VI 09 : Semelle filanteSF7.

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	$\sum Ni$
Valeur	143.99	250.92	586.41	236.54		608.93
Semelle	13	1.60	0.35	25		182.00
A. Poteaux	4	0.45	0.45	1.35	25	27.34
Remblai	13	1.60	1.35	18		485.76
Somme						1885.82
Contrainte sous semelle						0.142

VI.4.2.2 Ferraillage :

Pour les semelles filantes sous poteaux, on utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles,.

Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F = \frac{N}{8}\frac{(B-b)}{d} \quad , \quad F = A.\overline{\sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{F}{\overline{\sigma_s}} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

Le calcul de A se fait aux 2 Etats limite ELU et ELS on retiendra le maximum de 2 résultats.

A= **Max** $[A_{ELU} \quad ; \quad A_{ELS}]$

Pour déterminer la longueur des barres en pratique on compare la longueur de 50Φ avec

50Φ >B/4. Donc toute la barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages.

« C'est le cas le plus défavorable »

Tableau VI 10 : Armatures principales des semelles filantes sous poteaux.

Semelle	B (m)	A (m)	N_u (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF4	1.50	4.60	**1378.51**	**19.25**	18HA12=20.36	10

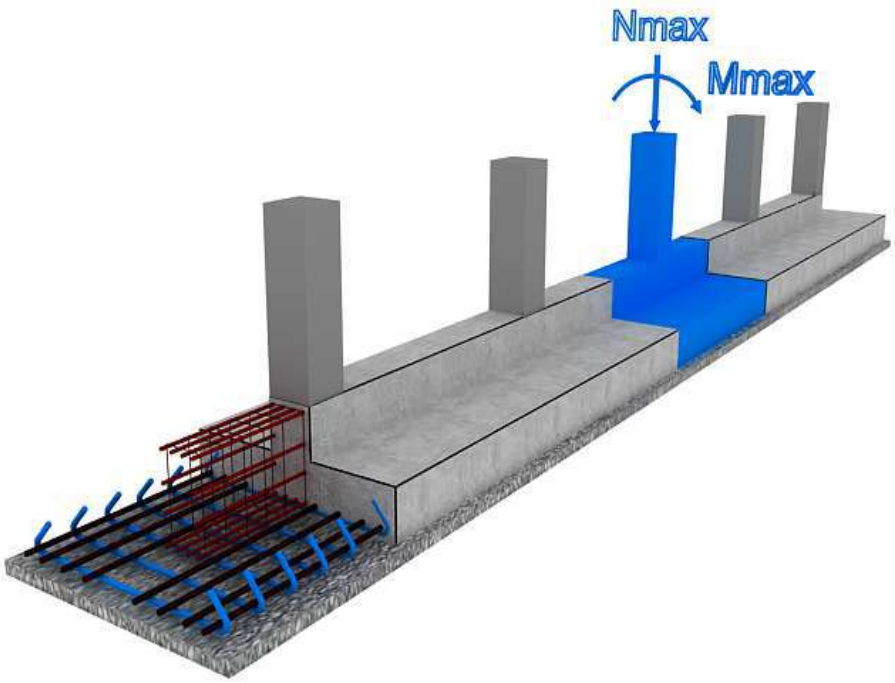


Figure VI 06 ::détermination deN_{max} **et** M_{max}.

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A/1ml \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en [m]} \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en [cm}^2\text{]}$$

Tableau VI 11 : Armatures de répartition.

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF4	7.64	7HA12=7.92	15

VI.4.3 Poutre de libage :

VI.4.3.1 Dimensionnement longitidunalement:

La poutre de libage utilisée pour rigidifier la semelle et pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle.

Elle travaille en flexion simple comme des poutres renversées. Sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\,E.I}{k.b}} \quad ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48\,l^4\,k}{\pi^4.E}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton ($E = 10818.87$ MPa)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol ($k = 4$ kg/cm^3)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I = b.h_p{}^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage$h_p = h$.

Les poutres de libage (PL3,PL4, PL5 et PL6) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF3,SF4, SF5 et SF6) respectivement.

Tableau VI 12 : Dimensionnement des poutres de libages.

Elément	$\mathbf{b\ (m)}$	$\mathbf{l\ (m)}$	$\mathbf{h_p (m)}$	$\mathbf{I\ (cm^4)}$	$\mathbf{\frac{\pi}{2} l_e\ (m)}$	$\mathbf{l \leq \frac{\pi}{2} l_e}$
PL4	45	4.90	1.00	3750000	2.72	Oui

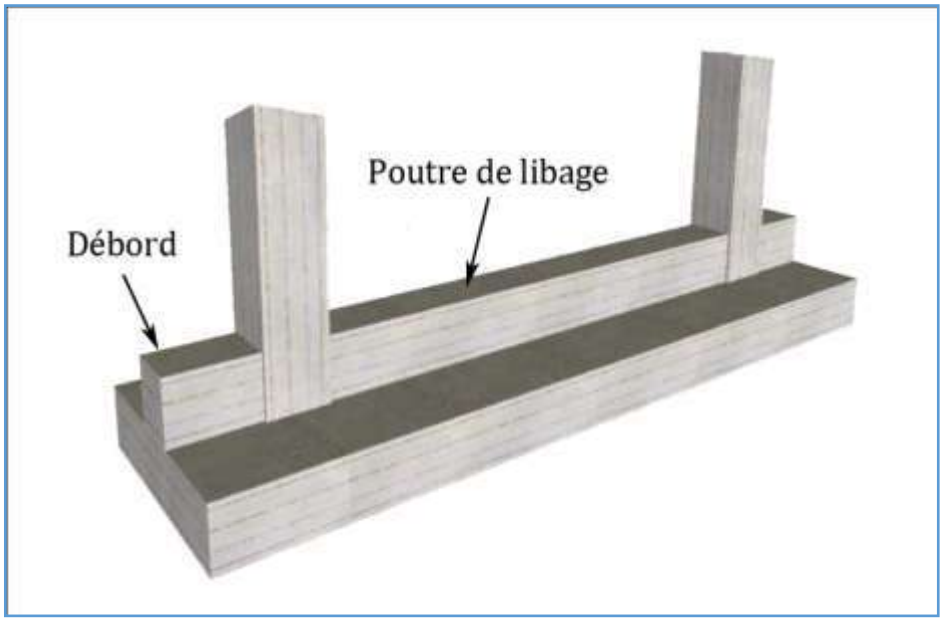


Figure VI 07: Poutre de libage .

VI.4.3.2 Ferraillage :

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées (∑ Ni) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage.

$$q = \frac{\sum N_i}{L}$$

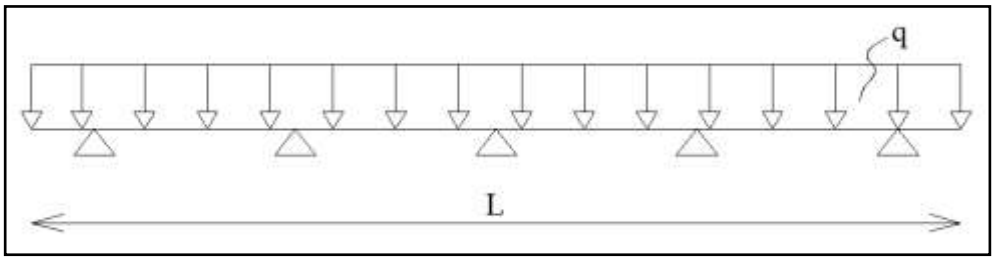


Figure VI 08: La charge répartie sur la poutre de libage.

Tableau VI 13 : Détermination des charges.

Elément	**l (m)**	**∑ N_u (kN)**	**∑ N_{ser} (kN)**	**q_u (kN/ml)**	**q_{ser} (kN/ml)**
PL4	13.10	4830.56	3167.64	**368.75**	**241.80**

Remarque :

La section d'armatures inférieures est calculée à l'aide du moment négatif maximum à l'appui.

La section d'armatures supérieures est calculée à l'aide du moment positif maximum en travée.

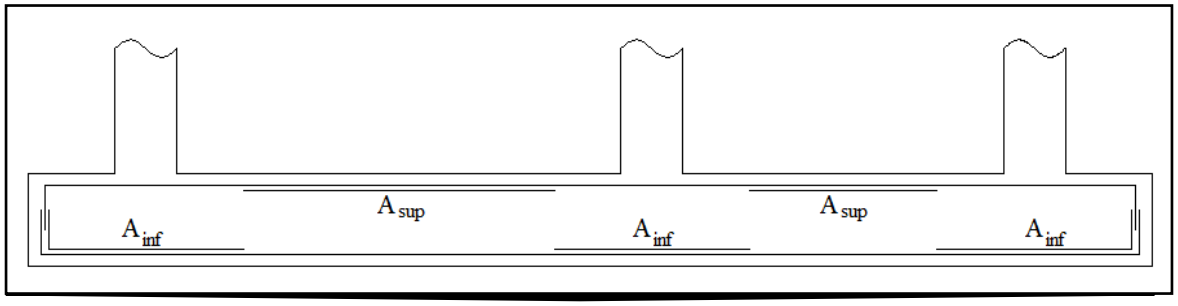


Figure VI 09 : Disposition des armatures longitudinales supérieures et inférieures.

a) Armatures longitudinales :

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Vérification du Cisaillement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2 :

Tableau VI 14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.

Semelle		$M_u\ (kN.m)$	$d\ (cm)$	$A\ (cm^2)$	$A'\ (cm^2)$	$A_{choisie}\ (cm^2)$
PL4	Travée	756.16	97	23.85	0	4HA20+ch4HA20 =25.13 cm²
	Appui	-851.01	97	27.08	0	4HA20+ch6HA20 =31.42 cm²

VI.4.4 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sousM_{ser}.

- Béton :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 201.63$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI 15 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

Semelle		$A_{choisie}\ (cm^2)$	$M_u\ (kN.m)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\sigma_s\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL4	Travée	25.13	504.21	6.39	85.88	oui
	Appui	31.42	-569.46	6.72	91.28	oui

b) Armatures transversales :

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI 16 : Armatures transversales de la poutre de libage.

Elément	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	A_t (cm^2)	Espacement	
					Zone nodale	Zone courante
PL4	**1107.76**	2.28	2.50	6HA8=2.51	10	15

c) Armatures de peau :

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

2 barres si $h \geq 60$ cm

4 barres si $h \geq 70$ cm

6 barres si $h \geq 80$ cm

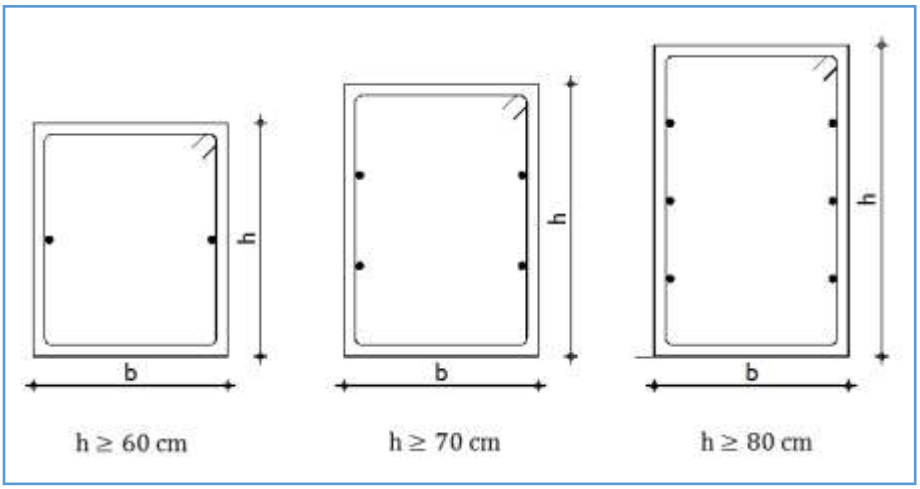


Figure VI 10: Armatures de peau.

Dans notre projet, on a une hauteur $h = 100$ cm, donc on utilise des armatures de peau$6HA16 = 12.06\ cm^2$.

VI.4.4 Semelle filante sous voiles:

Dans le cas d'une semelle filante sous un mur soumise un effort normale N et un moment de flexion M suivant la direction du mur

Il suffit de poser la dimension « A=1 m » donc faire les calculs pour un mètre de largeur du mur et reprendre toutes les formules de dimensionnement et ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la largeur B de la semelle et la quantité $\boldsymbol{A_b}$ de ferraillage parallèle B « par mètre ».

VI.4.4.1 Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donner qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

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

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}]$$

$[\sigma_{sol}] = 0.15$ MPa (Donnée par le rapport du sol)

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad ; \quad S = (1000) \times B$$

L : La longueur totale de la semelle filante mesurée entraxe des poteaux.

d_1 ; d_2 : Le débord à gauche et à droite de la semelle filante.

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

$$\frac{N}{(1000) \times B} \leq [\sigma_{sol}] \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N}{(1000) \times [\sigma_{sol}]}$$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$$d \geq \frac{B - b}{4} \quad , \quad h = d + c$$

d) Hauteur " e " du patin :

La hauteur " e " du patin doit être suffisante pour que le bétonnage de la semelle puisse se faire de manière homogène et pour que les crochets d'ancrage des armatures soient bien enrobés.

$$e \approx \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3} \quad , \quad e \geq 6\emptyset + 6 \quad (\emptyset \text{ en cm})$$

VI.4.4.2 Ferraillage :

Tableau VI 17 : Armatures principales des semelles filantes sous mur.

Semelle	B (m)	A (m)	N_u (kN)	$A_{calculée}$ (cm^2/ml)	$A_{choisie}$ (cm^2/ml)	Esp (cm)
SF4	1.20	1.00	**1719.99**	**17.55**	16HA12=18.10	10

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$$A_{rép} = \frac{A \times B}{4} \quad ; \quad B \text{ en [m]} \quad , \quad A \text{ et } A_{rép} \text{ en } [cm^2]$$

Tableau VI 18 : Armatures de répartition.

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF4	5.43	6HA12=6.79	15

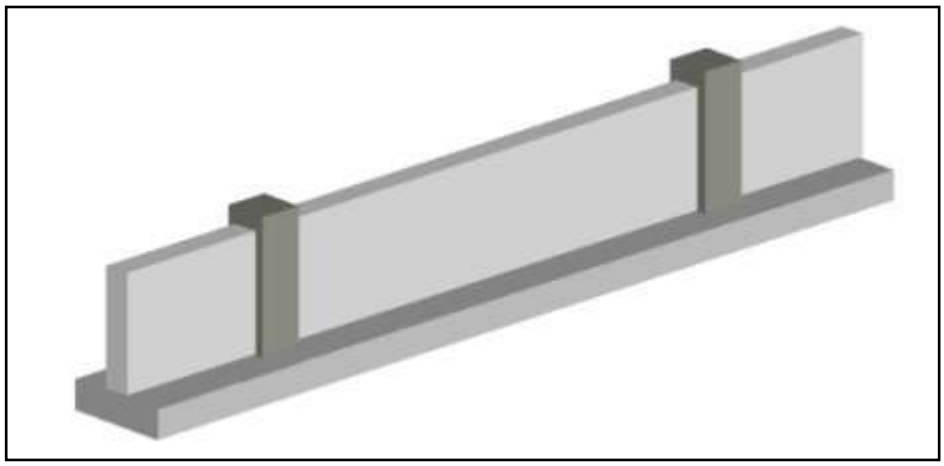


Figure VI 11 : Semelle filante sous voiles.

Vérifications des contraintes :

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte du poids des semelles, remblai et les amorces poteaux, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Il faut vérifier que : $\sigma \leq [\sigma_{sol}]$

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorces\ voiles} + P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

$$[\sigma_{sol}] = 0.15\ MPa$$

Calcul des semelles filantes :

Tableau VI 18 : Semelle filante SF1.

Ni	N1	N2	N3	N4	$\sum Ni$

Valeur	164.10	257.01	360.89		391.00
Semelle	9.75	1.80	0.40	25	175.50
voile	1341.76				1341.76
Remblai	9.75	1.80	1.30	18	396.45
Somme					2304.46
Contrainte sous semelle					0.02

Tableau VI 19 : Semelle filante SF3

Ni	N1	N2	N3	N4	$\sum Ni$
Valeur	228.61	317.12	833.58	770.52	1074.92
Semelle	13.10	2.00	0.45	25	294.75
voile	1171.39				1171.39
Remblai	13.10	2	1.25	18	571.28
Somme					3112.34
Contrainte sous semelle					0.03

Tableau VI 20: Semelle filante SF6

Ni	N1	N2	N3	N4	N5	$\sum Ni$
Valeur	195.01	676.81	851.44	310.32	177.75	1171.85
Semelle	19.10	1.60	0.35	25		267.40
voile	604.71	0				604.71
Remblai	19.10	1.60	1.35	18		713.08
Somme						2757.04
Contrainte sous semelle						0.02

Tableau VI 21 : Semelle filanteSF7.

Ni	N1	N2	N3	N4	$\sum Ni$

Valeur	143.99	250.92	586.41	236.54	608.93
Semelle	13	1.60	0.35	25	182.00
voile	581.80	0			581.80
Remblai	13	1.60	1.35	18	485.76
Somme					1858.43
Contrainte sous semelle					0.01

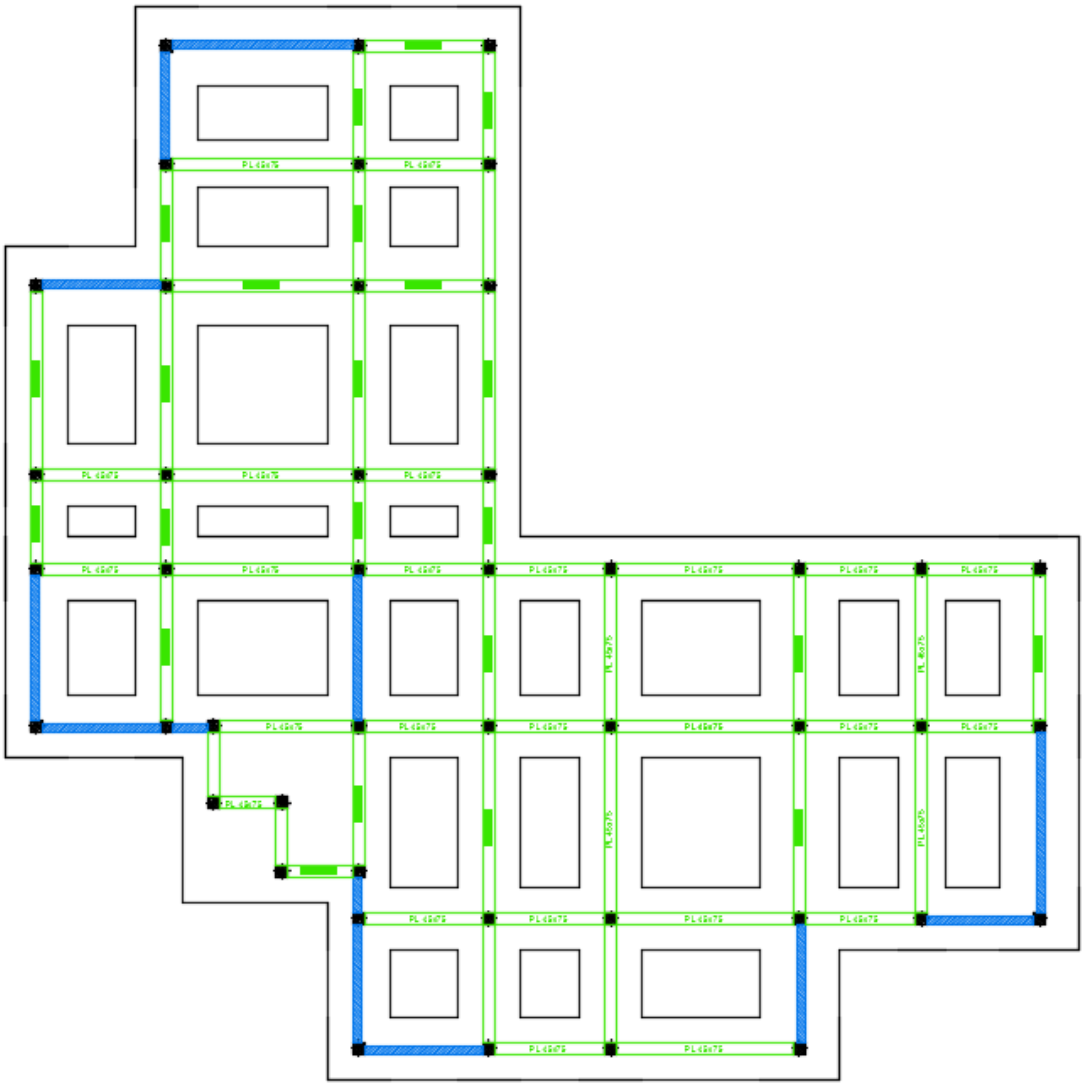


Figure VI 12 : Plan de fondation.

VI.5LES LONGRINES :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et relie les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1 Dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont(25×30) cm^2. On a choisi une section de dimensions (30×30) cm^2.

VI.5.2 Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} \quad ; \quad A = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

N_u : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : Coefficient du site en fonction de la zone sismique $\alpha = 10$ (zone III)

VI.5.2.1 Armatures longitudinales :

- Selon le CBA93 : $A_{min} = 0.1\%\ b.h = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.90$ cm^2
- Selon le RPA99 version2003 : $A_{min} = 0.6\%\ b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.40$ cm^2

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1370.43}{10} = 137.043 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{137.043 \times 10^3}{347.83} = 393.99 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad A = 3.94 \text{ cm}^2$$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : $A = 6HA14 = 9.24$ cm^2

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[(2/3)f_e\ ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63\ MPa$$

$$N_{ser} = 998.37\ kN \ ; \ F = \frac{998.37}{10} = 99.837\ kN$$

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}} = \frac{99.837 \times 10^3}{924} = 108.05\ MPa$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

VI.5.2.2 Armatures transversales :

$$A_t = 0.003\, S_t'.b$$

On choisit l'espacement$S_t' = 15$ cm, donc : $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1.35\ cm^2$

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01\ cm^2$

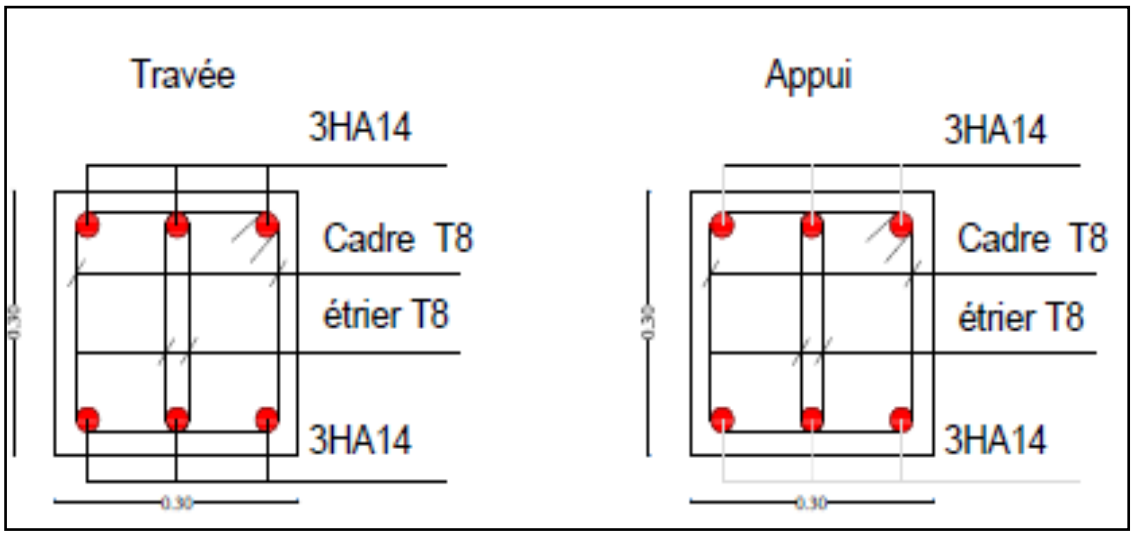


Figure VI 13: Ferraillage des longrines