

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**FERARHA Abdelmadjid
DJOUABI Djamel**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil**

Option : **Bâtiment**

Thème

**Etude d'une immeuble d'hôtel 4* étoile en (RDC et 10 étages avec
Sous-sol) en béton armé**

Devant le jury composé de

Hammi Brahim
Aouari Issame
Boumaiza Malika
Ait ahmed Fatiha

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Promoteur
Examinatrice
Examinatrice

Année Universitaire 2017/2018

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions sincèrement et vivement Mrs : AOUARI.I et ABDELHAMID.A

Respectivement notre promoteur pour nous avoir pris en charge dans leur équipe et pour tout ce qu'ils ont fait pour nous avoir facilité notre tâche pour la mener à bien avec tous leurs précieux conseils ,leurs aide et disponibilité en tout temps.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

Dédicace

A mes très chers parents

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui a sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite (Ma Chère Mère) à mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes mes années d'études, et qui a veillé tout au long de sa vie à m'encouragé, à me donner l'aide et à me protégé. Que dieu les gardent et les protègent.

A mon frère et sa femme & ma sœur

A la famille ferarha

A mes meilleurs amis

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement

A toute la famille Génie Civile Etudiants – Enseignants

ABDELMADJID

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

-A mes chers parents qui m'ont soutenu et encouragé toujours

-A Toute ma famille sans exception.

-Mon binôme MADJID et sa famille.

- Tout mes amis.

-Toute la promotion de génie civil 2017/2018.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple et qui présente une forme irrégulière. L'ouvrage est composé d'un sous-sol, d'un Rez de chaussée plus (10) étages.

Notre Bâtiment est implanté à la commune de BOUIRA, classée comme une zone de moyenne sismicité zone (IIa) selon le **RPA 99 version 2003**.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement en voiles porteurs.

L'analyse dynamique de la structure a été menée en utilisant la méthode des éléments finis implémentée dans le logiciel (ETABS).

Le dimensionnement des éléments a été établi conformément aux règles du **BAEL91 ; CBA93 et du RPA99/version2003**.

Le type de fondation choisi est un radier général, qui a été étudié et calculé.

Mots clés : Bâtiment, forme irrégulière, analyse dynamique, contreventement en voiles porteurs, radier générale.

ABSTRACT :

This project is a detailed study of a building for different uses, with an irregular shape.

This structure is composed of an underground level, basement + 10 floors.

Our building has been implemented in Bouira town, classified as a medium seismicity zone (IIa) according to **RPA 99 version 2003**.

A portal shear wall bracing system ensures the structural strength against vertical and horizontal loads.

The dynamic study was been ensured by using the finite element method implemented in ETABS software.

Sizing and calculation of all resistance elements were been established according to the Algerian rules **BAEL91; CBA93 et du RPA99/version2003**.

Foundation system chosen was a general raft that has been designed and calculated.

Key words: Building, irregular shape, Dynamic analysis, bracing system with Portal shear wall, General Raft.

ملخص:

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة تفصيلية لبناية ذات استعمال متعدد والتي تمثل شكل غير منتظم . المنشأ يتضمن لطابق تحت أرضي بالإضافة إلى لطابق أرضي وعشر طوابق علوية. هذه البناية يتم بناؤها في بلدية (البويرة) المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا IIa. و ذلك حسب القانون الزلزالي

الجزائري. RPA 99 version 2003

مقاومة البناية لكل الحملات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام جدران القص الحاملة. تمت الدراسة الديناميكية تمت باستعمال طريقة العناصر المنتهية وذلك باستعمال برنامج (ETABS) قياس الأبعاد وحساب كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر على غرار

القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل. (CBA93, BAEL et RPA99 version 2003). نظام الأساسات المعتمد في هذه الدراسة هو عبارة عن لبشة عامة التي تمت بدورها دراستها وحسابها. **الكلمات المفتاحية:** عمارة، شكل غير منتظم، دراسة ديناميكية، جدران قص حاملة، لبشة عامة.

introduction générale

Des investissements accrus dans le renforcement de la capacité hôtelière et dans les ressources humaines devraient stimuler la croissance du secteur touristique algérien, à l'heure où le pays cherche à doper son nombre de visiteurs dans le cadre d'une stratégie globale de diversification de son économie.

Notre projet fait partie de 1812 projet annoncé par le Ministre du Tourisme et de l'Artisanat pour la réalisation de nouvelles infrastructures hôtelières qui ont été agréés par le Ministère. Cette série de projets devraient porter la capacité d'accueil à 240 000 lits, contre 100 000 lits actuellement, et créer 99 000 emplois. 582 des projets agréés, dont le montant global s'élève à 1,1 milliard de dinars (8,2 millions d'euros), sont déjà en cours de construction, avec à la clé 75 300 lits supplémentaires et la création d'environ 36 000 emplois directs. En tout, ce sont 110 projets qui devraient être achevés d'ici la fin de l'année.

Les nouveaux lits permettant non seulement de renforcer la capacité d'accueil générale mais également de faire baisser les prix et de diversifier l'offre hôtelière. La faible capacité hôtelière constitue depuis longtemps un obstacle majeur au développement du secteur. Selon les estimations publiées, l'Algérie compterait 0,1 chambre d'hôtel pour 100 habitants, se classant dans cette catégorie à la 111^{ème} place sur 136 pays.

Notre projet est inscrit dans cette démarche de renforcer les capacités touristique de la wilaya de Bouira par l'implantation des hôtels tel que l'hôtel Sofy de quatre étoiles (****). L'hôtel accueillera plus de 200 hébergés et sera doté de plusieurs commodités tel que une réception, deux restaurants, salle de sport, des boutiques et 100 chambre de différentes types.

Notre projet est un bloc qui constitue la partie principale de l'hôtel parmi les trois blocs. C'est une structure élancée en forme de « L » présente des irrégularités en plan et en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques.

L'étude de la première partie de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser ;
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment ;
- Le troisième chapitre portera sur le calcul des planchers, des éléments non structuraux et leurs ferraillements (acrotère, escalier) ;
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul Etabs Ver.9.7.0.1 de la compagnie CSI ;
- Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferraillement des éléments structuraux ;

Introduction générale

- Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure ;
- On terminera le travail par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du

projet

I.1 Introduction

Notre travail consiste à étudier un Hôtel on (R+10+sous-sol) de forme irrégulière à usage multiple composé de :

L'ouvrage est situé dans la commune de BOUIRA, étant une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), classée selon le **RPA 99 / version 2003**

- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** (La hauteur ne dépasse pas 48 m).
- Le site est considéré comme meuble (**S3**).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00$ bars

I.2 Situation du projet

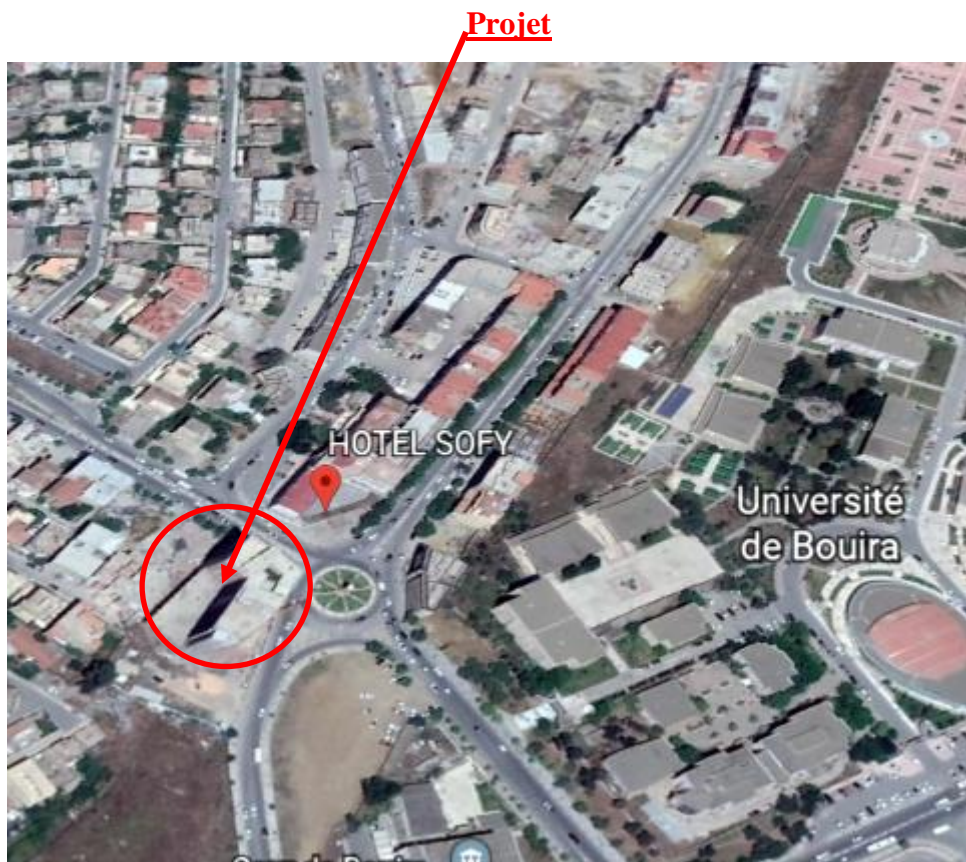


Figure I.1 : Plan de situation géographique du projet

I.3. caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.3.1 dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale de bâtiment H = 40.50 m.
- ✓ Hauteur de sous-sol, RDC, 1^{ier}, 2^{ème} et 10^{ème} étage h = 04.08 m.
- ✓ Hauteur de 3^{ème} jusqu'à 9^{ème} étage h = 03.40 m.

I.3.2 dimensions en plans

- ✓ Longueur longitudinal $L_{long} = 31.58$ m
- ✓ Longueur transversal $L_{trans} = 27.87$ m

I.3.2.1. vérification de la régularité de bâtiment selon RPA

- ✓ Régularité en plan : D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003

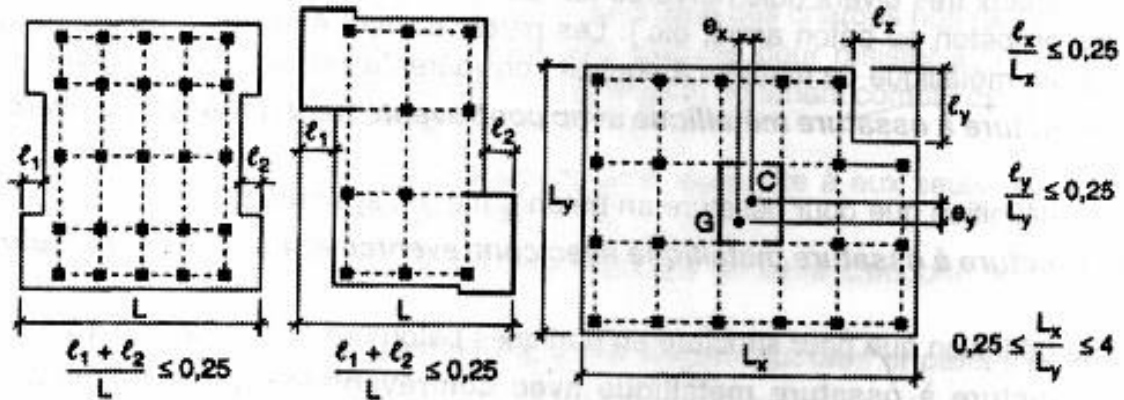


Figure I.2 : Limite des décrochements

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{11}{31,58} = 0.35 \leq 0.25 \quad \text{CNV} \dots \dots \dots \quad (I.1)$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{13,17}{27,87} = 0.47 \leq 0.25 \quad \text{CNV} \dots \dots \dots \quad (I.2)$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow 0.25 \leq 1.13 \leq 4 \quad \text{CV} \dots \dots \dots \quad (I.3)$$

Donc : On a irrégularité en plan.

✓ **Régularité en élévation** : D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003

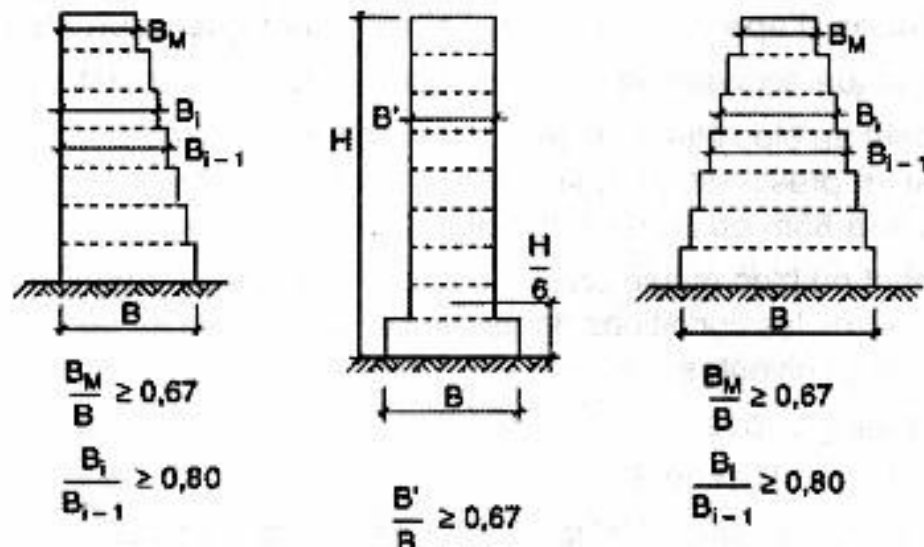


Figure I.3 : Limites des décrochements en élévation

$$\frac{B_m}{B} \geq 0.67 \Rightarrow 0.18 \geq 0.67 \quad \text{CNV} \dots \dots \dots (I.4)$$

Donc : On a irrégularité en élévation

Remarque

Après vérification de la régularité de bâtiment selon RPA99/version2003 la structure irrégulier

I.4. Conception de la structure du bâtiment

I.4.1 Ossature :

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 17m.la stabilité de notre structure est assuré par un système ossature mixte formée de portiques et de voiles avec interaction (RPA art 3.4.A.1.a).

I.4.2 Planchers

On a opté pour un plancher semi préfabriqué composé de (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il assure l'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

I.4.3 Maçonnerie

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.4.4 Terrasse

Dans notre projet la terrasse est inaccessible

I.4.5 Escaliers

Les escaliers permettent la circulation verticale des personnes, notre structure comporte des escaliers de type escaliers à paillasse.

I.5. Système de contreventement

D'après les conditions de (l'article 3.4.A des règles RPA) pour les structures en béton armé on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification éventuelle d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il y a lieu de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

Dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les

Portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre les autres sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.6. Présentation des règles CBA

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", en abrégé "C.B.A. 93", a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement au bâtiment courant.

I.6.1. Etat limite

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites :

➤ **Etat Limite Ultime (ELU)**

Correspondant à la limite :

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ✓ Soit de la stabilité de forme.
- ✓ **Etat Limite de Service (ELS)**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

❖ **Actions et combinaisons d'actions**

a) Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et à la déformation imposée, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des actions accidentelles.

b) Les actions permanentes G

- Les charges amenées par le poids propre de la structure.
- Les charges amenées par les poids des autres éléments.
- Les poussées des terres et les pressions éventuelles de liquides.
- Les actions dues aux actions différées (dilatation / retrait).

c) Les actions variables Q

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques.
- Les charges amenées en cours d'exécution.
- Les actions de la température

d) Les actions accidentelles

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

e) Combinaison d'actions

Les sollicitations, éléments de réduction des forces extérieures et des couples appliqués aux éléments de structure, sont déterminées après combinaisons des actions proposées dans le BAEL et RPA99 version 2003

Tableau I.1 : combinaison d'action possible selon BAEL et RPA

Situations durables :	ELU : $1.35G + 1.5 Q$	(Art B.6.1.21) BAEL91/99
	ELS : $G + Q$	
Situations accidentelles	$G + Q \pm E$	(Art.5.2 RPA99/2003)
	$0.8G \pm E$	
	$G + Q \pm 1.2E$	

G : charge permanente, **Q** : surcharge d'exploitation, **E** : effort sismique.

I.7. Caractéristique des matériaux :

I.7.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulat et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.7.1.1 Les composants du béton

a) Le Ciment

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le "cru ", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de silice,... afin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

b) Les Granulats

Les granulats c'est l'ensemble de grains minéraux appelés, fines, sables, gravillons ou cailloux, suivant leur dimension comprise entre 0 et 80mm. Ils constituent le squelette du béton et améliorent leur résistance mécanique.

c) l'eau

L'eau sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

I.7.1.2 Caractéristiques du Béton

a) Résistance caractéristique à la compression :(Art A.2.1.11 BAEL 91)

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.5}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.6}$$

Notre ouvrage sera réalisé avec un béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) La résistance caractéristique à la traction :(art A.2.1.12) BAEL91/99)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression Conventionnellement elle est défini par la formule suivante :

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.7}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{I.8}$$

c) Module de déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

✓ **Module d'élasticité instantanée : (Art .2.1, 22 BAEL 91)**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{I.9}$$

$$f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad j = 28 \text{ jours} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

✓ **Module d'élasticité différée : (Art A.2.1, 22 BAEL91)**

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{I.10}$$

$$f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad j = 28 \text{ jours} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation transversale du béton : Art A.2.1, 3 BAEL 91

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots \text{I.11}$$

Avec :

- E : module de Young.
- ν : Coefficient de poisson.

e) Coefficient de poisson (ν) : (Art A.2.1, 3 BAEL 91)

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$ dans le cas des états limites de services.

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

f) Contrainte de Cisaillement (τ_u) : (Art A.5.1.21 BAEL 91)

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

✓ $\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ cas normal (fissuration peu nuisible).

✓ $\bar{\tau} = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

✓ $\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ cas où la fissuration est préjudiciable.

✓ $\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$.

I.7.2. Les aciers

I.7.2.1 Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ✓ Les aciers à haute adhérence : F_cE400 et F_cE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa).
- ✓ Treillis soudé : Quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance F_cE400 type 1,

I.7.2.2 Module de déformation longitudinale : Art A.2.2, 1 BAEL 91

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$.

Contrainte limite de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Tableau I.2 : Hypothèse de calcul

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 25 MPa$
Limite élastiques des aciers	$f_e = 400 MPa$
Contrainte de calcul du béton à L'ELU	$f_{bu} = 14.2 MPa$
Contrainte de calcul du béton à L'ELS	$\sigma_s = 348 MPa$
Fissuration	Peu préjudiciable ou préjudiciable
Enrobage des aciers	2.5cm et 3 cm
Module d'élasticité différé	$E_{vj} = 10818.865 MPa$
Module d'élasticité instantané	$E_{ij} = 32164.195 MPa$
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = 2.5 MPa$
Module de déformation longitudinale	$E_s = 2 \times 10^5 MPa$

Chapitre II :

*Pré dimensionnement et
décent des charges*

II.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants Il est soumis à des lois qui limitent un certain nombre de dangers pour la structure et garantissent la résistance, la stabilité et la durabilité de la structure Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Voiles

II.2. Prédimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

Plancher à corps creux en partie courante ;

Dalle pleine pour les deux sous-sols et les balcons.

II.2.1. Plancher corps creux

a) Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Soit : $e = 11\text{cm}$.
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

b) Condition acoustique

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Soit : $e = 15\text{ cm}$.

c) Résistance à la flexion

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x\text{max}}, L_{y\text{max}})}{22.5} \dots\dots\dots \text{II.1}$$

On a : $L_{x\text{max}} = 4.2\text{ m}$; $L_{y\text{max}} = 5.46\text{m}$

Donc : $e > 18.67\text{ cm} \Rightarrow e = 20\text{ cm}$

$e = \max \{ 11, 15, 24 \}$ (cm) Avec : $h_t = (16+4)$: $d = 16\text{ cm}$ (hauteur du corps creux)

$e = 4\text{ cm}$ (hauteur de la dalle de compression)

II.3. Prédimensionnement des poutres

D'après le [RPA99/version 2003, Art 7.5.1] page64, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20cm \\ h > 30cm \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

Selon BAEL 91/99

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{II.2}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots \text{II.3}$$

II.3.1. Les poutres principales

$$L_{max} = 5,46m \Rightarrow h=40cm, b=30cm$$

II.3.2. Les poutres secondaires

$$L_{max} = 4.2m \Rightarrow h=40cm, b=30cm$$

Vérification des conditions RPA99/2003 pour les poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20cm \\ h > 30cm \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \text{ Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.}$$

II.4. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}; 6h_0 \right) \dots\dots\dots \text{II.4}$$

On prend

$$L_n = 60cm \text{ La distance entre axes des poutrelles.}$$

$$h_0 = 4cm \text{ La hauteur de la table de compression.}$$

$$L_{max} = 546cm$$

La portée maximale de la poutrelle.

$$b_1 = \min (30 ; 5,46 ; 24) \Rightarrow b_1 = 24 \text{ cm} \quad b_0 = L_n - 2b_1 \Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm} \quad b_0 = 12cm$$

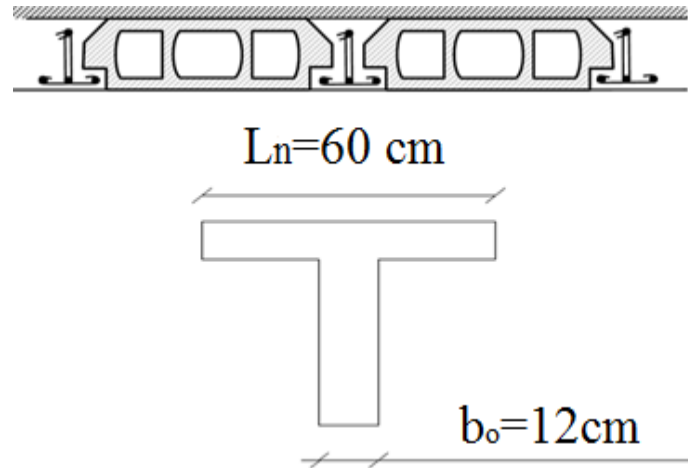


Figure II.1 : Dimension de la poutelle

II.5. Prédimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations, D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile. e : épaisseur du voile.

$$e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{H_e}{25} ; \frac{H_e}{22} ; \frac{H_e}{20} \right) \dots\dots\dots \text{II.5}$$

➤ **Pour l'Entre-Sol**

$H_e=306 \text{ cm}$ $a \geq (15 ; 12,24 ; 13,91 ; 15,3) \text{ cm}$ On prend : $e=20 \text{ cm}$

➤ **Pour RDC et 1er et 2eme et 10eme étage**

$h=408 \text{ cm}$ $h_e=408-16=392 \text{ cm}$ $a \geq (15 ; 15,68 ; 17,82 ; 19,6) \text{ cm}$ On prend : $e=20 \text{ cm}$

➤ **Pour 3^{eme} jusqu'a 9^{eme} étage**

$h=340 \text{ cm}$ $h_e=340-16=324 \text{ cm}$ $a \geq (15 ; 12,9 ; 14,72 ; 16,2) \text{ cm}$ On prend : $a =20 \text{ cm}$

Alors on adopte pour tous les niveaux un voile de **$a=20 \text{ cm}$** .

❖ **Plancher dalle plane en console**

En plus des conditions de coupe-feu et d'isolation phonique l'épaisseur est déterminée comme suit :

Dalle plane en console :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{II.6}$$

$$e \geq \frac{120}{10} \Rightarrow e=15 \text{ cm}$$

II.6. Evaluation des charges et surcharges

La descente des charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Pour les déterminations, nous allons référer au DTR B.C 2.2

Les charges permanentes G. Les charges d'exploitation Q.

II.6.1. Plancher et terrasse

La terrasse est à une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection et en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluvial

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible

N° Couche	Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
01	Gravillon de protection.	16	0.05	0.80
02	Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.50
03	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
04	Isolation thermique	4	0.04	0.16
05	Forme de pente 15%	22	0.10	3.30
06	Dalle en corps creux	/	20+4	3.20
07	Enduit en ciment	18	0.015	0.27
08	Enduit plâtre	10	0.015	0.15
Total				6.82

Tableau II.2 : Charge permanente due à la dalle sous l'axe de route de niveau RD

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage.	20	0.02	0.4
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Plancher Corps creux.	/	20+4	3.2
Enduit en ciment	18	0.015	0.27
Enduit en plâtre.	10	0.015	0.15
Cloison de séparation.	9	0.1	0.9
Total			5.86

II.6.2. Balcon

Tableau II.3 : Charges permanentes du balcon

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Garde de corps	/	/	1
Carrelage.	20	.02	0,4
Lit de sable.	18	0.03	0,54
Chape de ciment.	20	0.02	0,4
Dalle plaine	25	0.15	3,75
Enduit en ciment	18	0.02	0,36
		Total	6,45

II.6.3 : Mur extérieure (double cloison)

Tableau II.4 : Charges mur extérieur.

Eléments constituants	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (kN/m ²)
Enduit extérieur en ciment.	18	0.02	0.36
Briques creuses	/	0.15	1.30
Briques creuses	/	0.10	0.90
Enduit intérieur en ciment.	18	0.015	0.27
Enduit intérieur en plâtre	10	0.015	0.15
		Total	2.98

II.6.4. Surcharge d'exploitation

Tableau II.5 : Surcharge d'exploitation.

Désignation	Masse surfacique (kN/m ²)
Terrace inaccessible	1.00
Habitation	1.50
Bureau ; Commerc	2.50

II.7. descente des charges et pré dimensionnement des poteaux

II.7.1. Descente de charge

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi qu'elles fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

II.7.2. La formule générale

$$N_u \leq \left[1\beta r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{II.7}$$

On prend A la section minimale d'acier imposé par l'RPA qui égale à 0.8% B_r en zone IIa.

$$B_r \geq \frac{k N_u}{\frac{\alpha f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.8\alpha f_e}{100\gamma_s}} \dots\dots\dots \text{II.8}$$

Tel que :

- $\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1.2 \text{ et } f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{tj} \text{ Si plus de la majeure partie des charges} \\ \hspace{15em} \text{sont appliquée avant 28 jours.} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right.$

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui définit comme suite :

$$\lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{II.9}$$

$$50 < \lambda < 70 : \beta = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots\dots\dots \text{II.10}$$

Et : $\lambda = \frac{l\sqrt{12}}{a}$ a : est le plus petit coté

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que tous les armateurs participent à la résistance).

D'où : $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$

Donc : $\alpha = \frac{0.85}{\beta} = 0.71$

$$B_r \geq \frac{1 \times N_u \times 10}{\frac{0.71 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.8 \times 0.71 \times 400}{100 \times 1.15}} = 0.66 N_u \text{ cm}^2 \text{ (avec } N_u \text{ en kN)}$$

On adopte des poteaux carrée donc nous avons :

$$a = b = 2 + \sqrt{B_r} \dots\dots\dots \text{II.11}$$

II.7.3. Loi de dégression de charge

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression [DTR BC 2.2 Art 6.3] page 16. qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_{1,2,\dots,n}$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II.6 : La dégression des charges

Etage	Q (KN/m ²)	Règle dégression	Qcum (KN/m ²)
Terrasse	1	Q_0	1
10ème	1.5	Q_0+Q_1	2.5
9ème	1.5	$Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$	3.85
8ème	1.5	$Q_0+0.9*(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
7ème	1.5	$Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
6ème	1.5	$Q_0+0.8*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
5ème	1.5	$Q_0+0.75*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
4ème	1.5	$Q_0+0.71*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8.5
3ème	1.5	$Q_0+0.69*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9.28
2ème	2.5	$Q_0+0.67*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	10.71
1ème	2.5	$Q_0+0.65*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	12.05
RDC	2.5	$Q_0+0.63*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$	13.28

II.7.4. Pré dimensionnement des poteaux

On dimensionne le poteau central le plus sollicité, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime de résistance ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

❖ Calcul de la surface revenant au poteau

Pour notre structure on a :

➤ Le choix de poteau intérieur le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau voire l'annexe le plan de Entre-Sol.

➤ **Le calcul de la surface reprise pour le poteau**

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{3.3+4.1}{2} \right) \times \left(\frac{5+5}{2} \right)$$

$$S_{\text{plancher}} = 18.5 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{poutre}} = (0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.7) + (0.3 \times 0.4 \times 25 \times 5) = 26,10 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} (30 \times 30) = (0.3 \times 0.3 \times 4.08 \times 25) = 9.18 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} (30 \times 30) = (0.3 \times 0.3 \times 3.4 \times 25) = 7.65 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} (35 \times 35) = (0.35 \times 0.35 \times 3.4 \times 25) = 10.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} (40 \times 40) = (0.4 \times 0.4 \times 3.4 \times 25) = 13.6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} (45 \times 45) = (0.45 \times 0.45 \times 3.4 \times 25) = 17.21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} (45 \times 45) = (0.45 \times 0.45 \times 4.08 \times 25) = 20.66 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} (50 \times 50) = (0.5 \times 0.5 \times 4.08 \times 25) = 20.5 \text{ KN}$$

Le BAEL91/99 impose une majoration des charges de 10% pour les poteaux centrale dans les bâtiments à plus de trois. Art(B.8.1.1) BAEL 91/99.

Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux intérieures

Etage	G _{totale}	G _{cum}	Q _{totale}	Q _{cum}	Nu _{cum}	Nu _{maj}	Br	a=b	choix
Terrasse	152,27	0,00	18,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	143,69	152,27	46,25	18,50	233,31	256,65	169,39	15,01	30*30
9	142,16	295,96	71,23	46,25	468,92	515,81	340,44	20,45	30*30
8	142,16	438,12	93,43	71,23	698,30	768,13	506,97	24,52	30*30
7	144,92	580,28	112,85	93,43	923,52	1015,87	670,47	27,89	35*35
6	144,92	725,20	129,50	112,85	1148,30	1263,13	833,66	30,87	35*35
5	144,92	870,13	143,38	129,50	1368,92	1505,81	993,84	33,53	35*35
4	148,11	1015,05	157,25	143,38	1585,38	1743,91	1150,98	35,93	40*40
3	148,11	1163,16	171,68	157,25	1806,14	1986,75	1311,26	38,21	40*40
2	155,17	1311,27	198,14	171,68	2027,73	2230,50	1472,13	40,37	45*45
1	155,17	1466,43	222,93	198,14	2276,89	2504,58	1653,02	42,66	45*45
RDC	160,01	1621,60	245,68	222,93	2523,54	2775,90	1832,09	44,80	50*50
E-S	0,00	1781,61	0,00	245,68	2773,69	3051,06	2013,70	46,87	50*50

➤ **Le choix de poteau extérieur (rive) le plus sollicité**

Le poteau de rive le plus sollicité est le poteau voire l'annexe le plan de sous-sol.

Le calcul de la surface reprise pour le poteau :

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{3.3+4.2}{2} \right) \times \left(\frac{5.3}{2} \right) = 9.94 \text{ m}^2$$

Tableau II.8 : Choix des sections des poteaux extérieures

Etage	s_{pl}	G_{tot}	G_{cum}	Q_{pl}	Q_{cum}	Nu_{cum}	Nu_{maj}	Br	a=b	choix
TER	9,94	99,78	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
10	9,94	93,53	99,78	2,50	9,94	149,61	172,06	113,56	12,66	30*30
9	9,94	137,59	193,31	3,85	24,85	298,24	342,98	226,37	17,05	30*30
8	9,94	130,00	330,90	5,05	38,27	504,12	579,73	382,62	21,56	30*30
7	9,94	132,76	460,90	6,10	50,20	697,51	802,13	529,41	25,01	35*35
6	9,94	132,76	593,66	7,00	60,63	892,39	1026,25	677,32	28,03	35*35
5	9,94	132,76	726,42	7,75	69,58	1085,03	1247,79	823,54	30,70	35*35
4	9,94	135,95	859,18	8,50	77,04	1275,44	1466,76	968,06	33,11	40*40
3	9,94	135,95	995,13	9,28	84,49	1470,16	1690,68	1115,85	35,40	40*40
2	9,94	143,00	1131,08	10,71	92,24	1665,32	1915,11	1263,98	37,55	45*45
1	9,94	150,59	1274,08	12,05	106,46	1879,69	2161,65	1426,69	39,77	45*45
RDC	9,94	155,44	1424,67	13,28	119,78	2102,97	2418,42	1596,16	41,95	50*50
E-S	0,00	0,00	1580,11	0,00	132,00	2331,15	2680,83	1769,35	44,06	50*50

II.7.5. Les vérifications

- Vérification des sections selon RPA { Art 7.4.1 }

$$i. \begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases} \quad h_e = L_0 - e \quad \text{Avec } e = 20\text{cm}$$

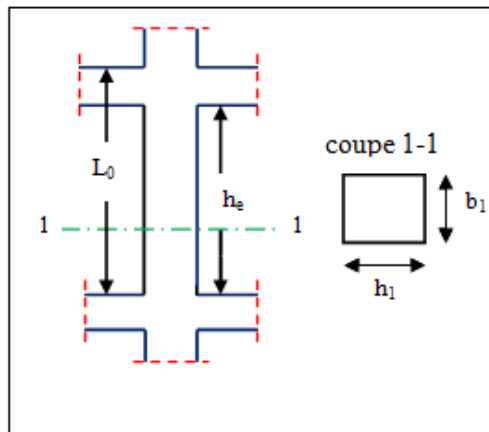


Figure II.2 : coffrage des poteaux

Tableau II.9 : Vérification du poteau selon RPA

Etage	(a×b) (cm ²)	(b ₁ ,h ₁) (cm)	cond 1	h _e (cm)	$\frac{he}{20}$	cond2	$\frac{b1}{h1}$	cond3
10	(30×30)	30	C.V	388	19.4	C.V	1	C.V
8et9	(30×30)	30	C.V	320	16	C.V	1	C.V
5et6et7	(35×35)	35	C.V	320	16	C.V	1	C.V
3et4	(40×40)	40	C.V	320	16	C.V	1	C.V
1et2	(45×45)	45	C.V	388	19.4	C.V	1	C.V
RDC	(50×50)	50	C.V	388	19.4	C.V	1	C.V
E-SOL	(50×50)	50	C.V	340	17	C.V	1	C.V

❖ **Vérification au flambement**

**Calcul de moment
d'inertie**

$$I = \frac{a^4}{12}$$

Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec } B = a^2 \Rightarrow i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$$

**Elancement
mécanique**

$$l_f = K \times h_0$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement.

h_0 : La longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives.

$K=0.7$: Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\text{On aura donc : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{1.4\sqrt{3} \times L_0}{a}$$

Tableau II.10 : Vérification au flambement.

Etage	(a×b) cm ²	L ₀ (cm)	$l_f=0.7 \times l_0$ (cm)	$i = \frac{a}{\sqrt{12}}$	$\lambda = \frac{l_f}{i}$	$\lambda \leq 35$
10	(30×30)	408	285.6	8.66	32.97	C.V
8et9	(30×30)	340	238	8.66	27.48	CV
5,6et7	(35×35)	340	238	10.1	23.56	C.V
3et4	(40×40)	340	238	11.55	20.06	C.V
1et2	(45×45)	408	285.6	12.99	21.99	C.V
RDC	(50×50)	408	285.6	14.43	19.79	C.V
E-SOL	(50×50)	306	214.2	14.43	14.84	C.V

Chapitre III :

Calcul des éléments

secondaires

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers
- Le garde-corps
- Les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux ;
- Les dalles pleines.

III.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure

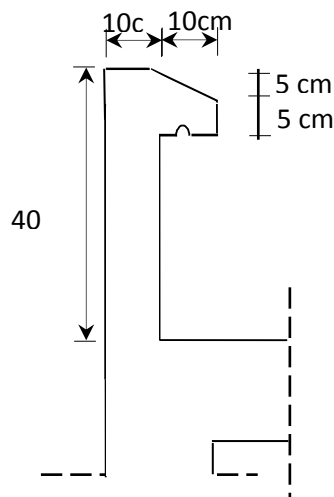


Figure III. 1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.2.1. Evaluations des sollicitations de calcul

L'acrotère est de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. Le calcul se fera au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. Le tableau 3.1 donne les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage.

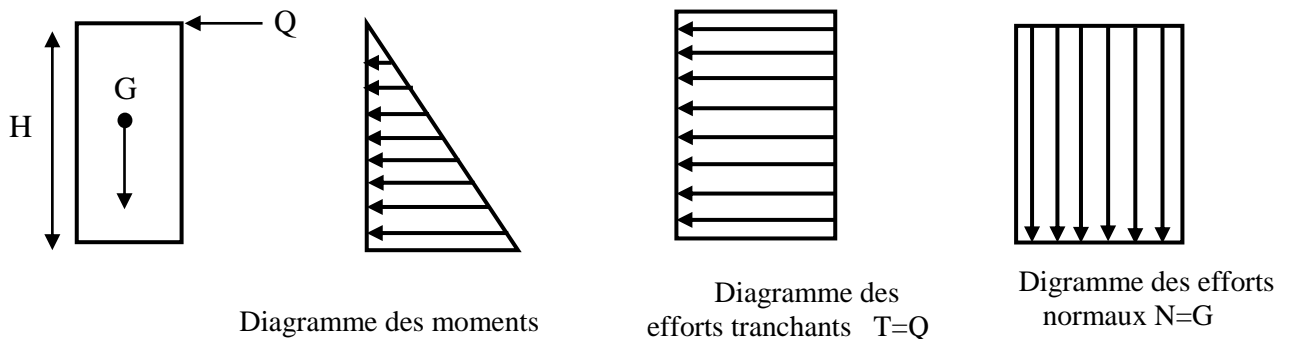
$G = \rho b \times S$ Revêtement en ciment $e = 2\text{cm}$:

$G = 1,19\text{KN/ml}$ $G = 0,38\text{ KN/m}$

$G_{total} = 1,57\text{KN/ml}$ $Q = 1\text{ KN/ml}$.

✓ **Remarque**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».



On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Figure III.2. Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.

❖ **L'action des forces horizontale**

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$F_p = 4C_p \times A \times W_p$ III.1

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,2 \times 1,57 = 1\text{kN/ml}$

$F_p = 1\text{KN/m}$

$1.5Q = 1.5\text{ KN/m}$

	N (KN/ml)	M (KN .m/ml)	T (KN/ml)
ELU	2,12	0,6	1,5
ELS	1,57	0,4	1

III.2.2. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (1ml). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

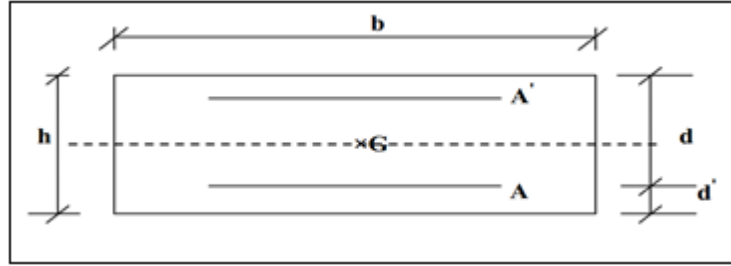


Figure III. 3 : Section de calcul d'acrotère.

III.2.3. Calcul des armateurs à l'ELU

Données pour le ferrailage de l'acrotère :

h : hauteur de la section	b : Largeur de section	C et C' : enrobage	d	f_{bu}	f_{t28}
10 cm	100cm	2cm	8cm	14.17MPa	2.1MPa

❖ **Condition de non fragilité :** $A_{min} = 0,23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_c}\right) \cdot b \cdot d = 0,23 \cdot \left(\frac{2,1}{400}\right) \cdot 100 \cdot 8 = 0,966 \text{ cm}^2$

Tableau III.1 : calcul des armateurs à l'ELU

μ_{bu}	$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	$A = M_{UA} / (Z_b \times f_{cd}) \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} = 0,23(f_{t28}/f_c) \cdot b \cdot d \text{ (cm}^2\text{)}$	On remarque
0,334	0	0,237	0,966	$A_{min} > A_U$

III.2.4. Calcul des armateurs a L'ELS

Tableau III.2 : calcul des armateurs à l'ELS

$A = \frac{M_{ser}}{Z_b \cdot \bar{\sigma}_s} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{ser} = A - (N_{ser} / \bar{\sigma}_s) \text{ (cm}^2\text{)}$	On remarque
0,33	0,322	$A_{min} > A_{ser}$

III.2.5. Conclusion de ferrailage

Tableau III.3 : calcul de ferrailage

Armatures longitudinales			Armatures de répartitions		
$A_s = \text{Max}(A_{ser}, A_u, A_{min}) \text{ (cm}^2\text{)}$	On prend	Espacement (cm)	$A_r = \frac{A_s}{4} \text{ (cm}^2\text{)}$	On prend	Espacement (cm)
0,97	4HA8	25	0,63	3HA8	20

III.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.4 : vérification des contraintes

La contrainte dans le béton			La contrainte dans l'acier			
$\sigma_{bc} = K.Y$	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ CV	$\sigma_s = \eta.K (d-y)$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$		$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ CV
0,51MPa	15MPa		36,69MPa	201,63MPa		
l'effort tranchant (fissuration préjudiciable)			espacement des barres			
$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$\bar{\tau}_u = \text{min} \left(0,15, \frac{F_{cj}}{y_b}, 4 \right)$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Armatures longitudinales		Armatures de répartitions	
			$S_l \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm})$		$S_r \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm})$	
0,019MPa	2,5MPa	CV	25cm < 30cm	CV	20cm < 40cm	CV

❖ Calcul de l'ancrage

$L_s = 28,27 \text{ cm} < h = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ ancrage droit

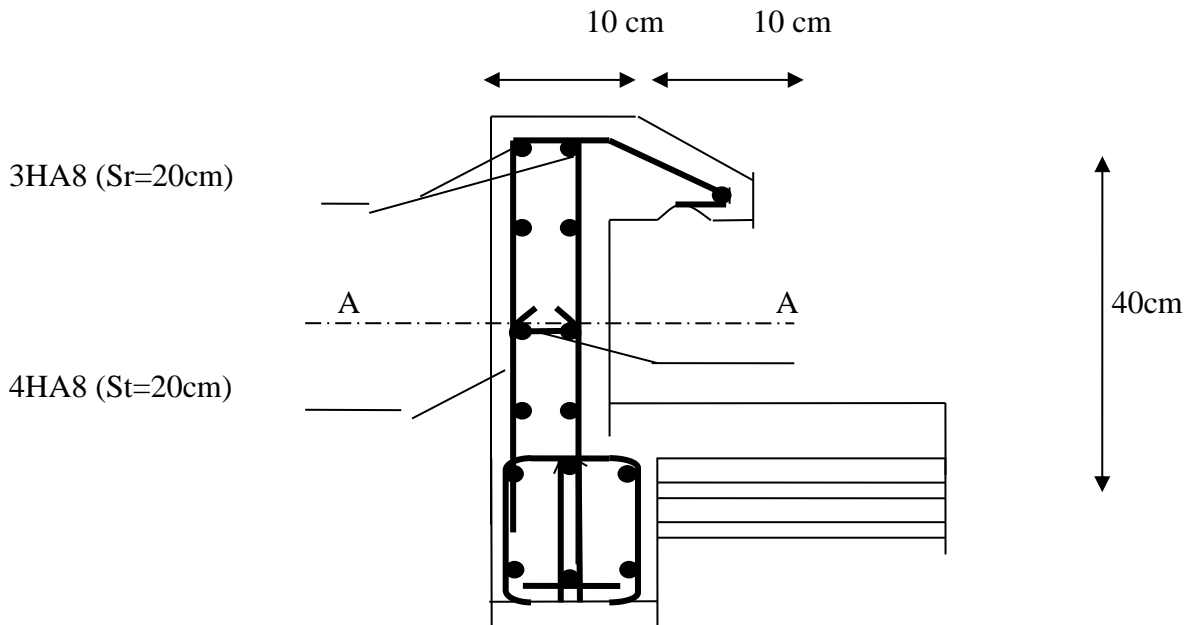


Figure III. 4 : Ferrailage de l'acrotère

III.3. Les escaliers

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches constitue une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe. Deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un quartier tournant. Cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

II.3.1. Terminologie

- Hauteur de marche : distance verticale séparant le dessus de deux marches successives.
- Giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives.
- Profondeur de marche : distance horizontale entre le nez de marche et la contremarche
- Marche : surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.
- Contremarche : face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.
- Nez de marche : bord extérieur de la marche
- Palier : est le plan horizontal le plus large que les marches courantes, on a :
- Palier de départ (d'arrivée) : c'est le palier qui est au même niveau que les étages courants.
- Palier de repos (intermédiaire) : c'est le palier qui est entre deux volées.
- Volée : ensemble de marches successives, compris entre deux paliers.
- Ligne de foulée : ligne théorique représentant le parcours usuel lorsque l'on emprunte l'escalier.

II.3.2. Pré dimensionnement

Caractéristiques géométriques

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

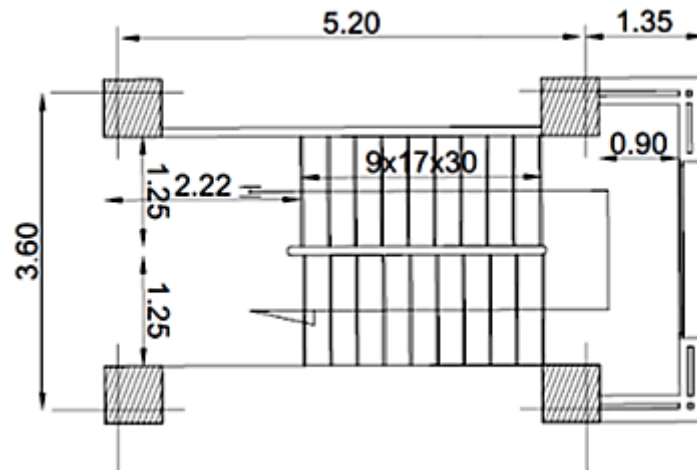
Hauteur de la marche à partir de la formule de *BLONDEL* :

$$\text{On a } 59 < 2h + g < 66 \Rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm.}$$

Avec :

N_c : nbr de contremarche ; n : nbr de marche ; h' : hauteur real de paillasse ; L' : la ligne de foulée

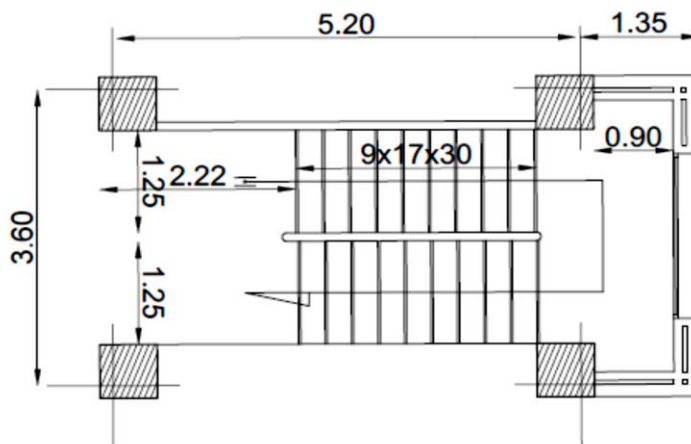
α : l'angle de volée ; L : longueur de volée ; E_v : L'épaisseur de volée ; E_p : l'épaisseur de paillasse



✓ Pour l'escalier d'E-Sols, RDC ,1ere et 2eme 10eme étage : Hauteur H = 4.08 m.

Tableau III.5 : Pré dimensionnement de l'escalier d'E-S RDC 1ere et 2eme 10eme étage

N_c	n	h'	L'	α	L	E_v	E_p
$N_c = \frac{H}{h}$	$n = N_c - 1$	$h' = \frac{N_c}{2} \cdot h$	$L' = (\frac{N_c}{2} - 1) \cdot g$	$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$	$L = \frac{h'}{\sin \alpha}$	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	$e_p \geq \frac{eV}{\cos \alpha}$
24	23	2,04m	3,30m	31,72°	3,88m	13cm	15cm



✓ Pour l'escalier de 3^{eme} jusqu'à 9^{eme} étage) : Hauteur H=3,40m.

Tableau III.6 : Pré dimensionnement de l'escalier de 3^{eme} jusqu'à 9^{eme} étage

N_c	n	h	L'	α	L	E_v	E_p
$N_c = \frac{H}{h}$	$n = N_c - 1$	$h' = \frac{N_c}{2} \cdot h$	$L' = (\frac{N_c}{2} - 1) \cdot g$	$\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$	$L = \frac{h'}{\sin \alpha}$	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	$e_p \geq \frac{eV}{\cos \alpha}$
20	19	1,70m	2,70m	32,02°	3,19m	12cm	15cm

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier est : $e_p = 15 \text{ cm}$

II.3.3 Etude des escaliers

II.3.3.1 : Escalier à deux volés

Nous aurons dans ce calcul à étudier un genre d'escalier avec une palliase et deux paliers, ce type d'escalier est droit, le calcul se fera comme pour une poutre de 1m de largeur, simplement appuyée sur ces deux appuis, Les escaliers travaillent à la flexion simple

➤ Charges sollicitant les escaliers

	Palier	Palliase
Charge permanente	$g = 5,49 \text{ KN/m}$	$g = 8,91 \text{ KN/m}$
Charge d'exploitation	$q = 2,50 \text{ KN/m}$	$q = 2,50 \text{ KN/m}$

➤ Combinaison des charges et surcharges

	Palliase	Palier
ELU (KN/ml)	$Q_u = 15,77$	$Q_u = 11,16$
ELS (KN/ml)	$Q_s = 11,41$	$Q_s = 7,99$

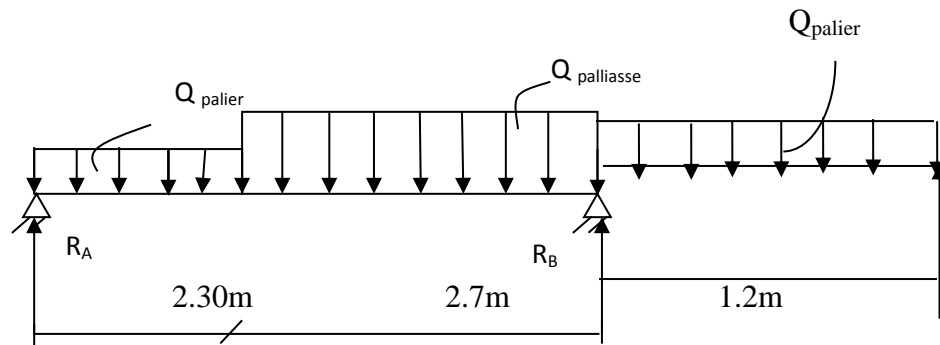


Figure III.5 : schéma isostatique d'escaliers

Tableau III.7 : Les moments en appuis et en travées à l'ELU

$M_{max}(KN.m)$	$M_{appuis} = -0,3M_{max}$	$M_{travée} = 0,85M_{max}$
25,37	-7,67	21,56

Tableau III.8 : Les moments en appuis et en travées à l'ELS

$M_{max}(KN.m)$	$M_{appuis} = 0,3M_{max}$	$M_{travée} = 0,85M_{max}$
14,43	-4,33	12,26

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple

$M_{uapp}(KN.m)$	$M_{utra}(KN.m)$	d (cm)	C (cm)	b (cm)	$f_{bu}(MPa)$
7.67	21.56	15.3	2	100	14.17

❖ Armatures principales

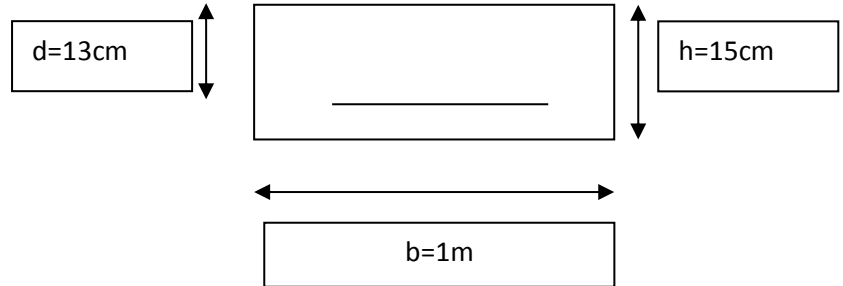


Tableau III.9 : Sollicitation de calcul des armatures à L'ELU.

	μ_{bu}	γ	μ_{lu}	Z	A_s (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
Travée	0.048	1,77	0,31	14.92	5.02	5HA12=5.65cm ²	20
Appui	0.017	1,75	0,30	15.16	1.73	5HA10=3.93cm ²	20

❖ Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

Tableau III.10 : Calcul des armatures de répartition

	A_r (cm ²)	A_{rt} (cm ²)	On adopte	S_t (cm)
En appuis	0,78	2,01	HA8	20
En travée	1,13	2,01	5HA8	20

II.3.3.2 : Vérification à l'ELU

Tableau III.11 : Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)				Espacement des barres					
				Armatures principales			Armatures de répartition		
	A_{adp} cm ²	$A_{min} = \frac{0.23bd \cdot f_{t28}}{f_e}$ cm ²	$A_a > A_{min}$	S_t cm	$S = \min \{3h, 33\}$	$S_t < S$	S_r cm	$S = \min \{4h, 45\}$	$S_r < S$
En travées	5.65	1,63	CV	20	33cm	CV	20	45cm	CV
Sur appuis	3.93	1,85	CV	20	33cm	CV	20	45cm	CV

Tableau III.12 : Vérification à l'ELU

Section du béton à l'effort tranchant			Justification des sections d'appuis		
τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ CV	A_s	$V_{u\max}/F_{su}$	$A_s \geq \frac{V_{u\max}}{f_{su}}$ CV
0,16(MPa)	3,33(MPa)		3,14(cm ²)	0,75(cm ²)	
Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres			Ancrage des barres		
τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$	$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ CV	$L_a=0.4L_s$	$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$	$L_a < L_s$ CV
1,6(MPa)	3,15(MPa)		15(cm)	40(cm)	
Influence sur le béton			Influence sur les armateurs longitudinaux		
V_u (KN)	\bar{V}_u (KN)	$V_{u\max} < \bar{V}_u$ CV	A_a (cm ²)	$\frac{\gamma \times [V_{u\max} - \frac{M_a}{0.9d}]}{f_e}$	$A_a \geq \frac{\gamma \times [V_{u\max} - \frac{M_a}{0.9d}]}{f_e}$ CV
29,10	918		3,14	0,035	

II.3.3.3 : Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escalier sont à l'abri des intempéries ,donc les vérifications à faire sont :

➤ **Contrainte de compression dans le béton**

Tableau III.13 : calcul de compression dans le béton

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	condition
Travée	12,26	4,52	3,92	10788,27	0,113	4,42	15	Cv
Appui	4,33	3,14	3,35	7979,17	0,054	1,8	15	Cv

II.3.3.4 : Vérification de la flèche (BAEL91/Art.B6.5,2)

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire, Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,034 < 0,0625$ **CNV**
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{100} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,034 < 0,0849$ **CNV**
- $\frac{Ast}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow 0,0029 < 0,0105$ **CV**

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

Tableau III.14 : Vérification de la flèche

	I_0 (cm ⁴)	ρ	μ	λ_i	I_f (cm ⁴)	f(cm)	Δf (cm)	$\bar{f} = \frac{l}{500}$	Résultat
F_{ji}	44263.87	0.0029	0.54	4.84	9341,81	0.57	0.34	0.54	C.V
F_{pi}	44263.87	0.0029	0.54	1,936	9341,81	0.81			
F_{gv}	44263.87	0.0029	0.55	0,968	16503,81	0.91			
F_{gi}	44263.87	0.0029	0.54	1.983	9341.81	0.81			

II.3.3.5 : Schéma de ferrailage

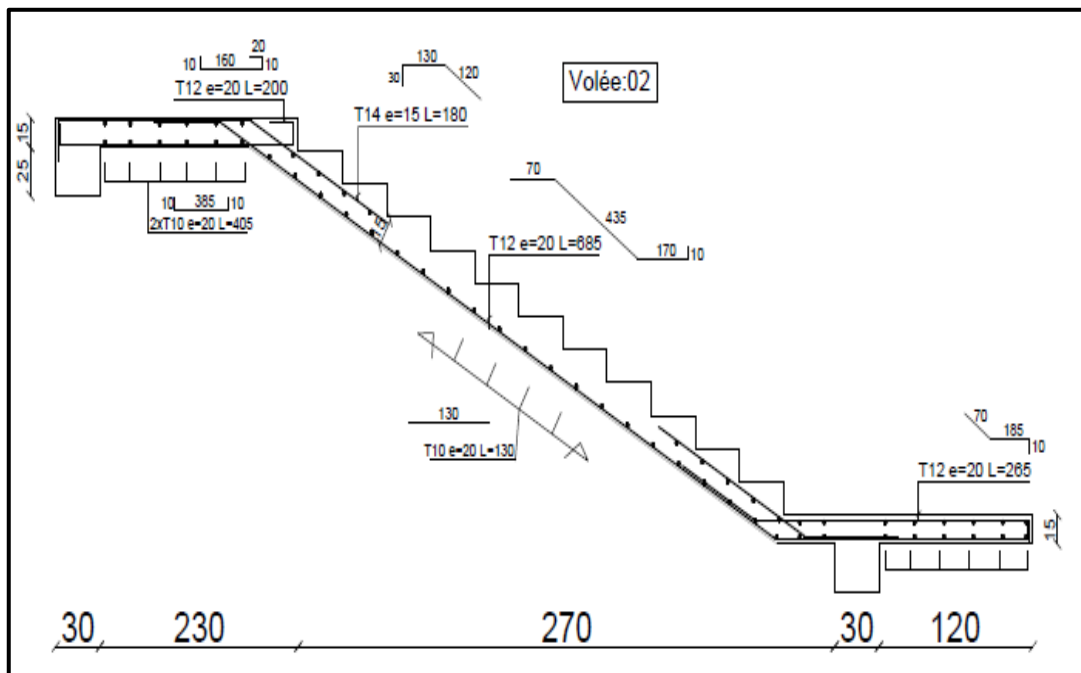


Figure III.6 :Schéma du ferrailage de l'escalier.

III.3.4 : Pré dimensionnement de la poutre palière

$L=360\text{cm}$

$L/15 < h < L/10$
 $0.3h < b < 0.7h$

$24 < h < 36$
 $10.5 < b < 24.5$

On prend : $h= 35 \text{ cm}$
 On prend : $b= 25 \text{ cm}$

Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003)

- $b \geq 20\text{cm}$ \implies $b = 25 \text{ cm}$ vérifié
- $h \geq 30\text{cm}$ \implies $h = 35 \text{ cm}$ vérifié
- $\frac{h}{b} \leq 4$ \implies $\frac{35}{25} = 1.4$ vérifié

On opte pour poutre de section $(b, h) = (30,35)$

❖ **Evaluation des charges**

La poutre palière est soumise à :

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.

Son poids propre le long de la poutre : $G_p=25 \times 0.25 \times 0.35=2.19\text{KN/ml}$.

Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.8 (4.08-0.35) \frac{1}{2} = 5.22 \text{ KN/ml}$

Réaction d'appuis due à l'escalier :

ELS: $R_B = 23.21 \text{ KN}$.

ELU: $R_B = 45.47 \text{ KN}$

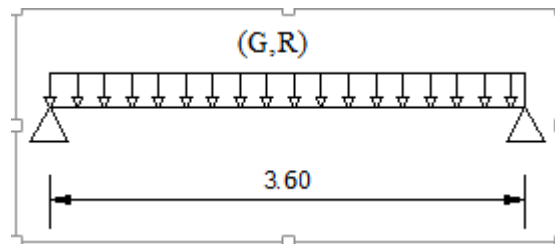


Figure III.7 : schéma isostatique de l'escalier

❖ **Combinaison de charge**

À l'ELU : $q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.19+5.22) + 45.47 = 55.47\text{KN/ml}$.

À l'ELS : $q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 2.19 + 5.22 + 23.21 = 30.62 \text{ KN/ml}$.

❖ **Calcul des sollicitations**

	À l'ELU :	À l'ELS :
Moment isostatique	$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 89.86$	$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 49.6$
Effort tranchant	$T_u = \frac{q_u L}{2} = 99.85$	$T_s = \frac{q_s L}{2} = 55.12$
	À l'ELU :	À l'ELS :
Sur appuis	$M_a = -0.3 M_0 = -26.96$	$M_a = -0.3 M_0 = -16.54$
Sur travée	$M_t = 0.85 M_0 = 67.39$	$M_t = 0.85 M_0 = 46.85$

Tableau III.15 : Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU et la fissuration peu préjudiciable

	Mu (KN.m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A' (cm ²)	Z _b (cm)	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adp
Travée	67.39	0.19	0.392	0	27.88	6.94	0.95	5HA14
								A=7.7
Appui	-26.96	0.077	0.392	0	30.05	2.58	0.95	3HA12
								A=3.39

III.3.4.1 : Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.95 \text{ cm}^2.$$

a) **En appuis :** $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots$ C.V

b) **En travée :** $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots$ C.V

III.3.4.2 : Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.7 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
 C.V

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL)**

$$A_a = \frac{1.15}{F_e} (T_u - \frac{Mu}{0.9d}) = 0.13 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$
 C.V

➤ **Influence sur le béton**

$$T_{u \max} \leq 0.4b \times 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \dots\dots\dots$$
 C.V

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = 3.12 < 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$$
 C.V

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

➤ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi_T \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \Phi \leq \text{Min} (10 ; 16 ; 25) \text{ mm} \Rightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Ecartement des barres**

D'après le RPA2003 Art (7.5.2.2), l'espacement est donné selon deux zones :

✓ **En zone nodale**

$$A_t = 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = 102.6$$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = \min \{8,75\text{cm}; 12\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 8.75\text{cm}$$

✓ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm} \Rightarrow S_t = 17.5\text{cm}$$

➤ **Ancrage des barres (A-6-1-2)**

$$\text{Ancrage des barres aux appuis : } L = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} = 35.27\text{cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40\text{cm.}$$

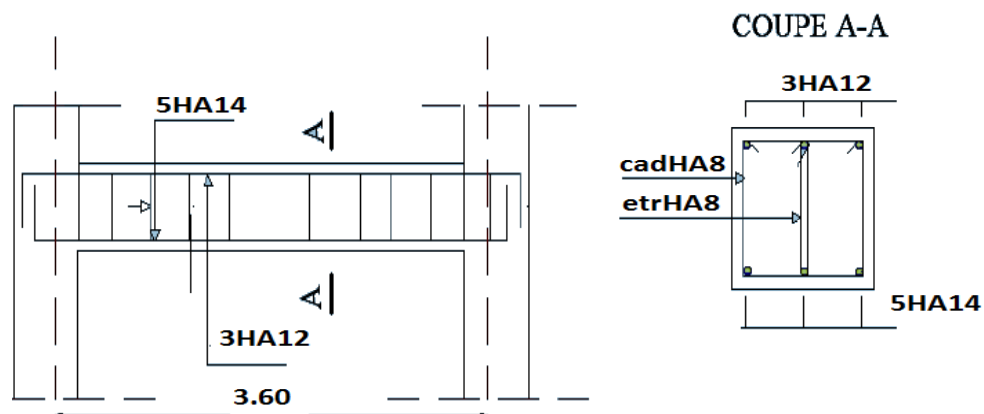
III.3.4.3 : Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > 0.0625 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > 0.009 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} (MPa) \Rightarrow \frac{8.40}{30 \times 32} = 0.0087 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Par



conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4. Etude de balcon

III.4.1 : Introduction

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1,20\text{m}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$, encastré à son extrémité.

III.4.2 : Evaluation des charges

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

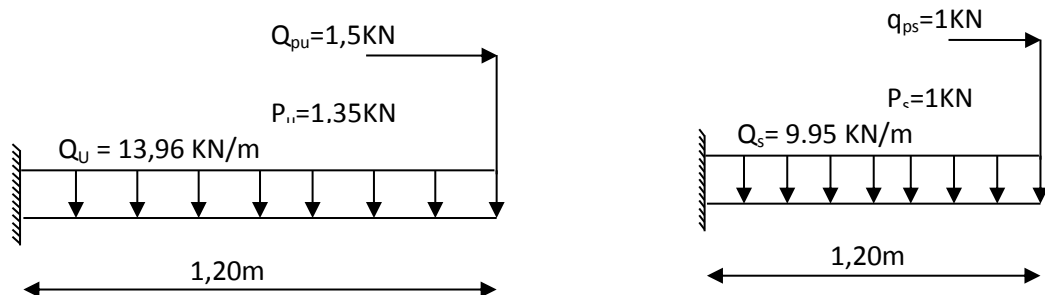
G : chrg permanente	Q : Surchrg sur le balcon	G ₁ : Charge de garde-corps	P : Chrg due la main courante
6,45KN/m ²	3,5KN/m ²	1KN/ml	1KN/ml

❖ Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

Combinaison fondamentale :

	Q (KN/ml)	Q _p (KN/ml)	P (KN/ml)	M (KN.ml)
ELU	13,96	1,5	1,35	11,85
ELS	9,95	1	1	8,36



III.4.3 : Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une de 1m de longueur, libre d'un cote et encastre d'un autre :

Tableau III.16 : calcul des Armatures longitudinale

b (cm)	d (cm)	$\mu_{bu} < \mu_{Lu}$	A' (cm)	A _U (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _S (cm ²)	On adopte	S _t (cm)
100	13,5	0,04 < 0,303	0	2,54	1,63	2,54	5HA12	20

III.4.4 : Vérification à l'ELU

➤ Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1) BAEL91/99

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ III.2

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ C.V=> Donc il n y a pas de risque de cisaillement

➤ Armatures de répartition

A_r (cm ²)	A_{rt} (cm ²)	On adopte (cm ²)	S_T (cm)
1,41	1,41	5HA10=3,93	20

❖ Vérification des espacements des barres

Tableau III.17 : calcul des espacements des barres

Armature principale	$S_p < \min(3.h ; 33 \text{ cm})$	CV	h : hauteur de la section (cm)
Armature transversal	$S_t < \min(4.h ; 45 \text{ cm})$	CV	15

III.4.5 : Vérification à l'ELS

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ III.4

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ C.V

III.4.6 : Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites

$\left(\frac{Ht}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right)$
 $\left(\frac{Ht}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{0,ser}}\right)$
 $\left(\frac{A_s}{b.d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right)$ III.5
 CV CV CV

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

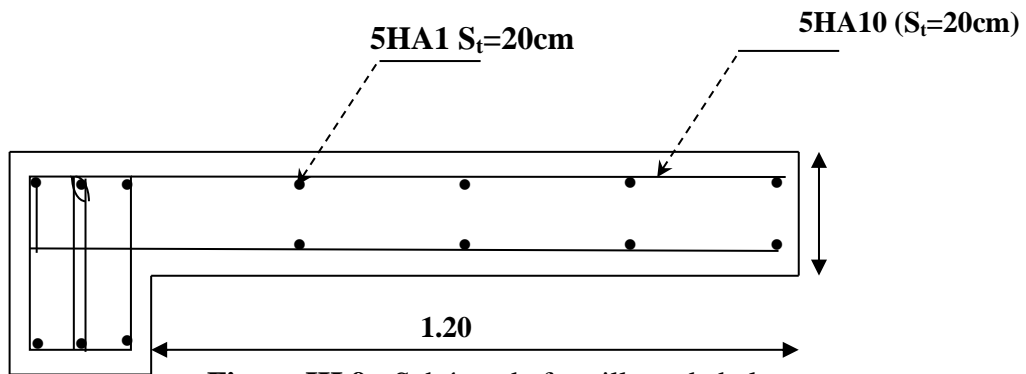


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de balcon

III.5 : Etude des planchers en corps creux

III.5.1 : Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens ont des portées égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.5.2 : Dimensionnement des poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

1 : Avant coulage

Tableau III.18 : Charges et surcharges de la poutrelle

Charge Permanente	Poids propre des poutrelles	$25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/m}$
	Poids propre du corps creux	$0.95 \times 0.60 = 0.57 \text{ KN/m}$
	Total	0.69 KN/m
Charge d'exploitation	Main d'œuvre	$1 \times 0.60 = 0.60 \text{ KN/m}$

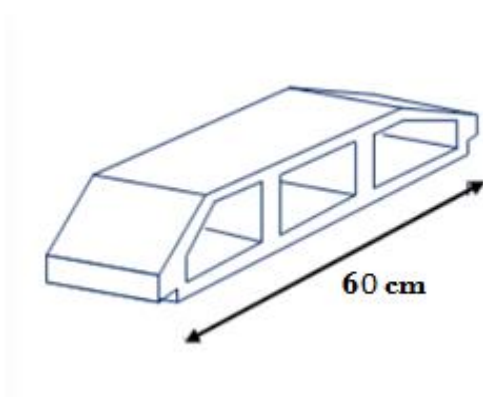


Figure III.10 : Corps creux.

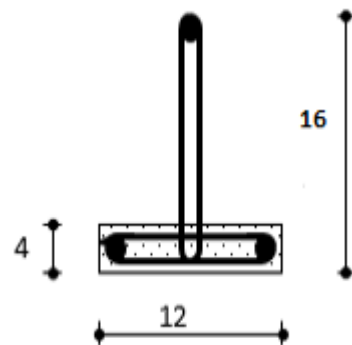


Figure III.11 : Poutrelle préfabriquée

Sollicitations combinées :

- ELU : $1.35 G + 1.5Q$ \Rightarrow $q_u = 1.83 \text{ KN/m}$
- ELS : $G + Q$ \Rightarrow $q_{ser} = 1.29 \text{ KN/m}$

➤ Sollicitations de calcul

$L = 4,20\text{m}$

	ELU	ELS
$M = ql^2/8 \text{ (KN.m)}$	4,04	2,84
$T = ql/2 \text{ (KN)}$	3,84	2,71

❖ Calcul de ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple.

➤ A l'ELU :

b (cm)	h (cm)	d=0,9xh (cm)	$F_{bu} \text{ (MPa)}$	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_u}$	$A' \text{ (cm}^2\text{)}$
12	4	3,6	14,2	1,34	0

2. Après coulage

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes :

- $b = 60 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 24 \text{ cm}$.

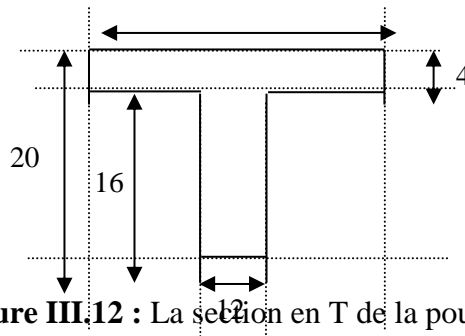


Figure III.12 : La section en T de la poutrelle.

Tableau III. 19 : Evaluation des charges de la poutrelle

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	g=0.60G	q=0.60Q	$q_u \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$	$q_s \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$
Terrasse inaccessible	6.82	1	5,1	0,6	7,78	5,7
Etage courant	5,86	1.5	3,52	0,9	6,09	4,41
RDC	5.86	2.5	3,52	1,5	6,99	5,01

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher terrasse inaccessible ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.

Donc on prend : $G = 8,5 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = 7,78 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 5,7 \text{ KN/m}^2$.

III.5.3 : Choix de la méthode de calcul

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

❖ **Méthode forfaitaire**

➤ **Principe de la méthode forfaitaire**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

➤ **Condition d'application**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1. $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$III.5
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$
.....III.6
4. Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

- 1) $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \text{Max} \quad 2G = 17 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifié.
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travéesC.V

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.25}{4.80} = 0.68 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- 4) La fissuration est peu nuisibleC.V

Les conditions ne sont pas vérifiées \Rightarrow Alors cette méthode n'est pas applicable, donc on appliqué la méthode de Caquot.

➤ **Méthode de Caquot**

Tableau III. 20 : Principe de calcul de la méthode de Caquot

Les travées de rive sans porte à faux		les travées intermédiaires		Moment en appuis	Efforts tranchants sur travée.		Position ou l'effort tranchant est nul	Moment en travée
l'_w	l'_e	l'_w	l'_e	M_A	V_e	V_w	X_0	M_t
l_w	le	$0.8l_w$	$0.8le$	$\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$	$V_w + ql$	$\frac{M_w - M_e - ql}{l} \cdot \frac{l}{2}$	$-\frac{V_w}{q}$	$M_w - V_w \cdot x_0 - \frac{q x_0^2}{2}$

III.5.4 : Calcul des poutrelles

➤ **Type des poutrelles :**

Notre ouvrage comporte 2 types des poutrelles.

Type 01 : (Poutrelle à 7 travées)

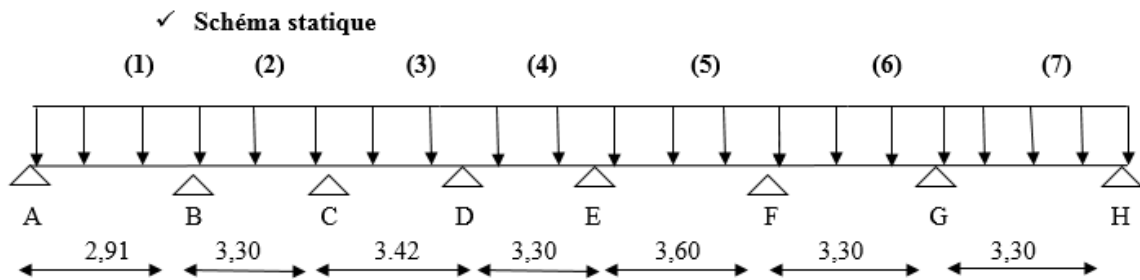


Figure III. 13 : schéma statique de l'ensemble des poutrelles

✓ A L'ELU

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M (KN.m)	0	-5,20	-4,67	-5,14	-5,14	-4,67	-4,83	0

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
L(m)	2,91	3,30	3,30	3,60	3,30	3,30	3,42
L'(m)	2,91	2,64	2,64	2,88	2,64	2,64	2,73
V_w (KN)	-10,31	-9,93	-9,85	-10,26	-8,95	-9,57	-7,47
V_e (KN)	6,27	8,88	8,96	10,26	9,86	9,24	12,02
X_0 (m)	1,81	1,74	1,72	1,8	1,57	1,68	1,31
M_T (KN. m)	9,32	14,38	16,27	16,99	16,25	15,79	12,65

✓ L'ELS :

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M(KN.m)	0	-5,20	-4,67	-5,14	-5,14	-4,67	-4,83	0

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
L(m)	2,91	3,30	3,30	3,60	3,30	3,30	3,42
L'(m)	2,91	2,64	2,64	2,88	2,64	2,64	2,73
V_w (KN)	-10,31	-9,93	-9,85	-10,26	-8,95	-9,57	-7,47
V_e (KN)	6,27	8,88	8,96	10,26	9,86	9,24	12,02
X_0 (m)	1,81	1,74	1,72	1,8	1,57	1,68	1,31
M_T (KN. m)	9,32	14,38	16,27	16,99	16,25	15,79	12,65

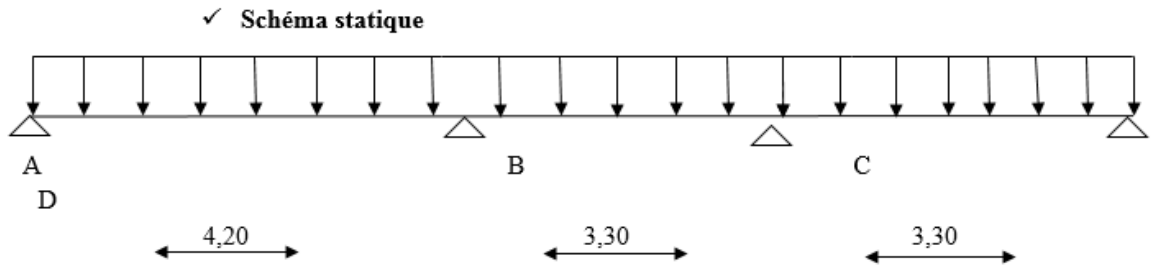


Figure III. 14 : schéma statique de l'ensemble des poutrelles

✓ ELU :

Appuis	A	B	C	D
M (KN.m)	0	-8,59	-6,38	0

Tableau III.21 : Calcul a L'ELU

travée	L (cm)	L' (cm)	V _w (KN)	V _E (KN)	X ₀ (KN)	M _T (KN.m)
AB	4,20	3,36	-18,86	13,82	2,42	22,86
BC	3,30	2,64	-10,85	14,82	1,39	24,72
CD	3,30	2,64	-9,63	16,04	1,24	16,55

✓ L'ELS :

Appuis	A	B	C	D
M (KN.m)	0	-3,32	-4,67	0

Tableau III.22 : Calcul a L'ELS

travée	L (cm)	L' (cm)	V _w (KN)	V _E (KN)	X ₀ (KN)	M _T (KN.m)
AB	4,20	3,36	-10,12	13,82	1,78	8,98
BC	3,30	2,64	-7,93	10,88	1,39	18,09
CD	3,30	2,64	-7,05	11,76	1,24	12,12

III.5.5 : Ferrailage

Tableau III.23 : Le calcul se ferrailage pour la travée la plus défavorable à L'ELU

$M_{max}(KN.m)$	$M_{Tmax}(KN.m)$	$V_{Wmax}(KN)$	$V_{emax}(KN)$
-8,59	24,72	-18,86	16,04

Tableau III.24 : Le calcul se ferrailage pour la travée la plus défavorable à L'ELS

$M_{max}(KN.m)$	$M_{Tmax}(KN.m)$	$V_{Wmax}(KN)$	$V_{emax}(KN)$
-4,67	18,09	-10,12	13,82

❖ Calcul de ferrailage a L'ELU

Tableau III.25 : Calcul des armatures longitudinales

En travée						
calcul des armatures (une poutre de section en T)		Le ferrailage est calculé à la flexion simple.				
$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b = 54,11\text{KN.m}$	$M_{tu} > M_{tmax}$ L'axe neutre passe dans la table de compression	$\mu_{bu} <$	A'	$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$	$A_{min} = 0.23bdft_{28} / f_e$	On prend 3HA12 (3,39cm ²)
$M_{Tmax} = 24,72\text{KN.m}$		CV	0	2.67cm²	1,57cm ²	
En appui						
$M_{tu} = F_{bc} \times Z_b$	$M_{tu} > M_{tmax}$ L'axe neutre passe dans la table de compression	$\mu_{bu} <$	A'	$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$	$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times ft_{28} / f_e$	On prend 2HA10 (1,57cm ²)
$M_{Tmax} = 8,59\text{KN.m}$		CV	0	1,43cm²	0,28cm ²	

❖ Calcul des armatures transversales

Tableau III.26 : Calcul des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales		La section d'armatures transversales			L'espace entre les cadres (BAEL91/99.Art. A.5.1.22)	
$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\}$	On prend	On choisira	A_t (cm ²)	On prend	$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d ; 40\}$	On prend
$\phi_t = 6.90 \text{ mm}$	$\phi_t = 8 \text{ mm}$	un cadre de $\phi 8$	1,01	2T8	19,8cm	15cm

III.5.6 : Vérification à l'ELU

Tableau III.27 : Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité		Cisaillement (BAEL91/99 .Art .A.5.1.1)			
Appuis	$A_t = 1.92\text{cm}^2 > 1.57\text{cm}^2$	CV	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0,62\text{MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}$ CV
travée	$A_t = 4,62\text{cm}^2 > 3.39\text{cm}^2$		$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33; 5 \right] = 3.33\text{MPa}$		
Contrainte d'adhérence et d'entraînement		La longueur de scellement			
$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{0.9d \Sigma U_i} = 0,63\text{MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_{se}$ CV	$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = 35,33$	$L_s > L_a$ CV	$L_c = 0.4 \times l_s = 14.33 \text{ cm}$ utiliser l'ancrage courbe (crochet à 45°).	
$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15\text{MPa}$		$L_a = 30\text{cm}$			

III.5.7 : Vérification à l'ELS

Tableau III.28 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

	M _{ser}	A _s	Y	I	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	condition
Travée	18,09	4,62	5,39	11446,4	8,52	15	CV
appuis	7,67	1,92	3,57	6906,86	3,96	15	CV

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

III.5.8 : Vérification de la flèche (les règles BAEL91/99)

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Vérification des contraintes dans l'acier

En travée $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$ CV

Aux appuis $\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ CV

❖ Calcul de la flèche

Tableau III.29 : Calcul de Vérification la flèche

I ₀	ρ	λ _i	λ _v	μ	I _{f_v}	I _{f_i}	f _i	f _v
81810	0.0032	12.85	5.14	0.497	23015.38	12383.25	0.325	0.512

$\Delta F = f_v - f_i = 0.512 - 0.325 = 0.187$

$\Delta F = 0.187 < \bar{f} = 1.61 \Rightarrow$ Donc la condition de la flèche est vérifiée

❖ Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

Si $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$ avec : (L_1 en cm) $\Rightarrow L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$

On prend $A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow 5HA6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_1 = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition**

Les armatures de répartition A_2 doivent vérifiées :

$$A_2 \geq A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudé dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

III.5.9 : Schéma de ferrailage

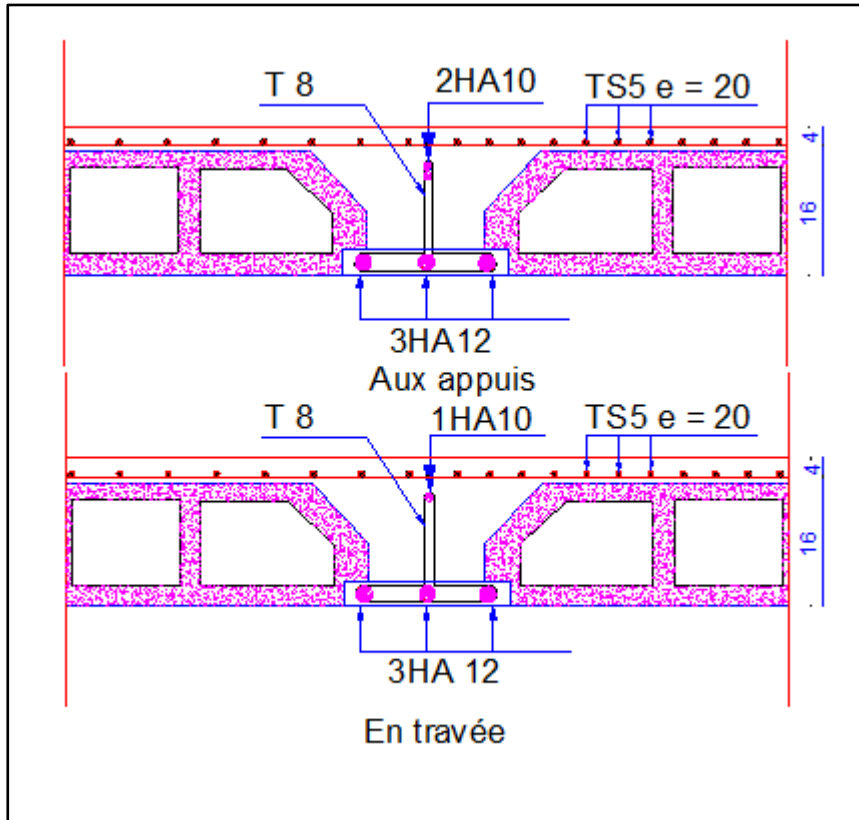


Figure III.15 :Schéma de ferrailage des poutrelles

III.6 : Etude de la dalle machine

III.6.1 : Introduction

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(3.3 \times 2)\text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

III.6.2 : Pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

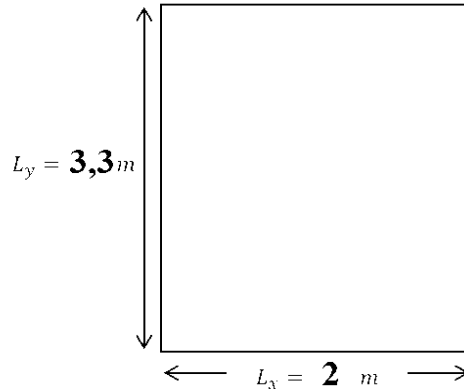


Figure III.16 :Schéma de la dalle machine

❖ Résistance à la flexion

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40} \Rightarrow 4\text{ cm} \leq e \leq 5\text{ cm}$$

❖ Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être $\geq 25\text{ cm}$.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25\text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

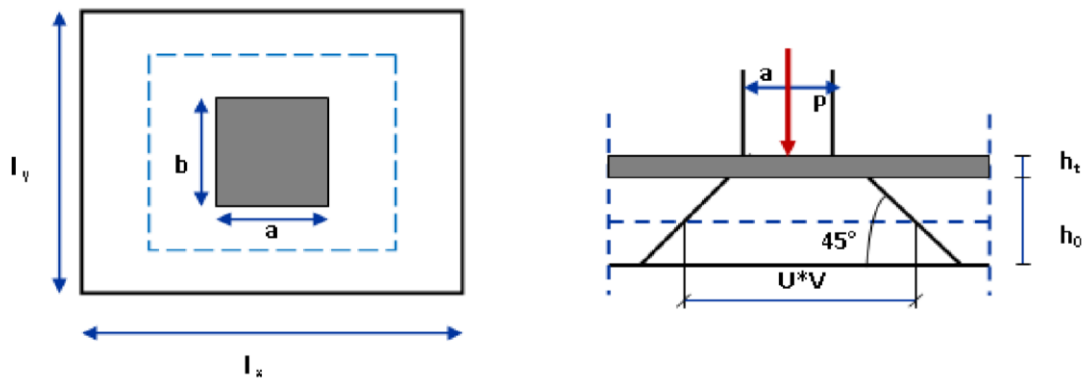


Figure III.17 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0: \text{Epaisseur de la dalle (} h_0 = 25 \text{ cm)} \\ h : \text{Epaisseur du revêtement (} h = 0 \text{ cm)} \\ p : \text{la charge concentrée} \\ a_0 = b_0 = 100 \text{ cm} \\ \nu : \text{coefficient de poisson} \end{array} \right.$$

On a:

$$\left\{ \begin{array}{l} U = a_0 + h_0 + 2h = 100 + 25 + 2 \times 0 = 125 \text{ cm} \\ V = b_0 + h_0 + 2h = 100 + 25 + 2 \times 0 = 125 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les moments ; système de levage :

$$M_{x,1} = (M_1 + \nu M_2) \quad M_{y,1} = (M_2 + \nu M_1)$$

$$\text{avec: } \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

M_1 et M_2 Coefficients données en fonction de $(\alpha = \frac{L_x}{L_y}; \frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\alpha = 0.61. \quad \frac{U}{L_x} = \frac{125}{200} = 0.63 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{125}{330} = 0.38$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.63$ après interpolation en trouve :

$$M_1 = 0.177 \quad M_2 = 0.059$$

• à l'ELU

$$q=1.35G+1.5Q \quad M_{x,1}=(M_1+\nu M_2) \quad M_{y,1}=(M_2+\nu M_1)$$

$$76.95 \text{ KN} \quad 13.62 \text{ kN.m} \quad 4.54 \text{ kN.m}$$

• à l'ELS

$$q=G+Q \quad M_{x,1}=(M_1+\nu M_2) \quad M_{y,1}=(M_2+\nu M_1)$$

$$57 \text{ KN} \quad 10.76 \text{ kN.m} \quad 5.38 \text{ kN.m}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle $M_{y,2}$:

$$\alpha=0.61 \Rightarrow 0.4 < \alpha=0.61 < 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

• l'ELU $q=9.94 \text{ KN/m}$

$$\mu_{x,u}=0.0808 \quad M_{x,2}=\mu_x q L_x^2 \quad 3.21 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,u}=0.307 \quad M_{y,2}=\mu_y M_x \quad 0.986 \text{ kN.m}$$

• l'ELS : $q=7.25 \text{ KN}$

$$\mu_{x,ser}=0.081 \quad M_{x,2}=\mu_x q L_x^2 \quad 2.35 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,ser}=0.307 \quad M_{y,2}=\mu_y M_x \quad 0.72 \text{ kN.m}$$

❖ Superposition des moments

Tableau III.30 : Calcul des moments

A l'ELU		A l'ELS	
$M_x = M_{x,1} + M_{x,2}$	16.83 kN.m	$M_x = M_{x,1} + M_{x,2}$	13.11 kN.m
$M_y = M_{y,1} + M_{y,2}$	6.36 kN.m	$M_y = M_{y,1} + M_{y,2}$	6.1 kN.m

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens x-x

En travée: $M_{tx}=0.85M_x$

En appuis de rive: $M_{ax}=-0.5M_x$

✓ Dans le sens y-y :

En travée: $M_{ty}=0.85M_y$

En appuis de rive: $M_{ay}=-0.5M_x$

Tableau III.31 : les moments dans les travées et les appuis.

	<i>Sens x-x</i>			<i>Sens y-y</i>		
	<i>M_x</i> (kN.m)	<i>M_{tx}</i> (kN.m)	<i>M_{ax}</i> (kN.m)	<i>M_y</i> (kN.m)	<i>M_{ty}</i> (kN.m)	<i>M_{ay}</i> (kN.m)
ELU	16.83	14.30	-8.41	6.36	5.40	-3.18
ELS	13.11	11.14	-6.55	6.1	5.18	-3.05

III.6.3 : Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

<i>b</i>	<i>h</i>	<i>d = 0.9h</i>	<i>d' = c'</i>
1.00 m	0.25 m	0.225 m	2.5 cm.

➤ **Moments ultime réduit :** $\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$ III.7

➤ **Section d'armature :** $A_s = \beta_u b d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$ III.8

➤ **Condition de non fragilité : (Art B.7.4) BAEL91/99**

La section minimale pour les dalles dans le sens x-x est :

$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2}$ III.9

Et dans le sens y-y est :

$A_{min} \geq \rho_0 b h$ III.10

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

Tableau III.32 : Les résultats de calcul de ferrailage à l'ELU

<i>position</i>		<i>M_u</i>	μ_u	$\mu_u = 0.392$	β_u	<i>A_s</i>	<i>A_{min}</i>	<i>choix</i>	<i>A_s</i> adp
Sens X-X	Travée	9.32	0.013	C.V	0.013	1.19	2.52	5HA10	3.93
	Appuis	-5.48	0.008	C.V	0.008	0.73	2.52	5HA10	3.93
Sens Y-Y	Travée	3.59	0.005	C.V	0.005	0.46	2.52	5HA10	3.93
	Appuis	-2.11	0.003	C.V	0.003	0.27	2.52	5HA10	3.93

III.6.3 : Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ III.11

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{qu}{(2U+V)} = \frac{76.95}{2 \times 1.25 + 1.25} = 20.52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{20.52 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.091 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = (0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.091 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{III.12}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU

- μ_c : Périmètre du contour
- h : Épaisseur de la dalle
- $\mu_c = 2(U+V) = 2(1.25+1.25) = 5 \text{ m}$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 937.5 \text{ kN} \Rightarrow q_u = 76.95 \text{ kN} < 937.5 \text{ kN} \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'écartement minimal des barres : (Art A-8.2.42)BAEL91/99**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm})$ III.13

Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$ III.14

	Armatures supérieures	Armatures inférieures
Sens X-X	$S_t \leq 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$	$S_t \leq 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$
Sens Y-Y	$S_t \leq 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$	$S_t \leq 33\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$

III 6.4 : Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{III.15}$$

Pour les aciers la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.33 : Vérification à l'ELS.

Position		Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	σ _{bc} ⁻ (MPa)	OBS
Sens X-X	travée	7.30	4. 59	22132.70	1.51	15	CV
	appuis	-4.30	4. 59	22132.70	0.89	15	CV
Sens Y-Y	travée	3.65	4. 59	22132.70	0.76	15	CV
	appuis	-2.15	4. 59	22132.70	0.45	15	CV

III.6.5 : Vérification de la flèche : (Art B.6.5.1) BAEL91/99

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

Avec

h	b	d	L	A_s	M_{ser}	M_{ser0}	f_e
25cm	100 cm	22.5cm	242cm	3.93 cm ²	9.68 kN.m	11.39 kN.m	400MPa.

- $\left(\frac{h}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.0625) C.V$
- $\left(\frac{h}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.13 > 0.085) C.V$
- $\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0017 < 0.0105) C.V$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Remarque**

On adopter le même ferrailage pour les deux blocs.

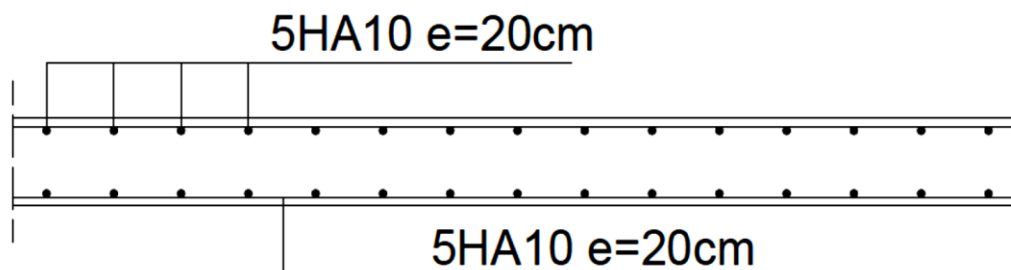


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle machine d'asc

Chapitre IV:

Etude dynamique et

sismique de la structure

IV.1 : Introduction

L'étude dynamique consiste à identifier des réponses structurelles sous des charges sismiques.

Cette étude examine le comportement de la structure vis-à-vis de l'excitation sismique.

Lorsque toutes les structures sont soumises à plusieurs variables dues aux charges sismiques, le besoin d'étude dynamique permet de définir la structure dynamique des caractéristiques permettant de prédire son comportement (déplacement, tension et période...).

L'objectif principal est d'éviter les pertes en vies humaines et d'éviter d'autres catastrophes qui pourraient être causées par des dommages incontrôlés, préservant ainsi la stabilité ou la fonctionnalité de l'installation ou de la stratégie, qui doivent être formulées de manière économiquement justifiée et techniquement cohérente.

IV.2 : Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 : Présentation des différentes méthodes de calcul

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

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4 : Choix de la méthode du calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle,

Dans notre cas : La structure est contreventée par une ossature mixte portiques contreventées par des voiles.

- ✓ **Régularité en plan** : On a une irrégularité en plan (Chapitre I page 14).
- ✓ **Régularité en élévation** : On a irrégularité en élévation (Chapitre I page 15).
- **Remarque** : La structure ne répond pas des conditions exigées par le RPA99 /version2003 ; (l'Article 4.1.2), pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ; alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale.

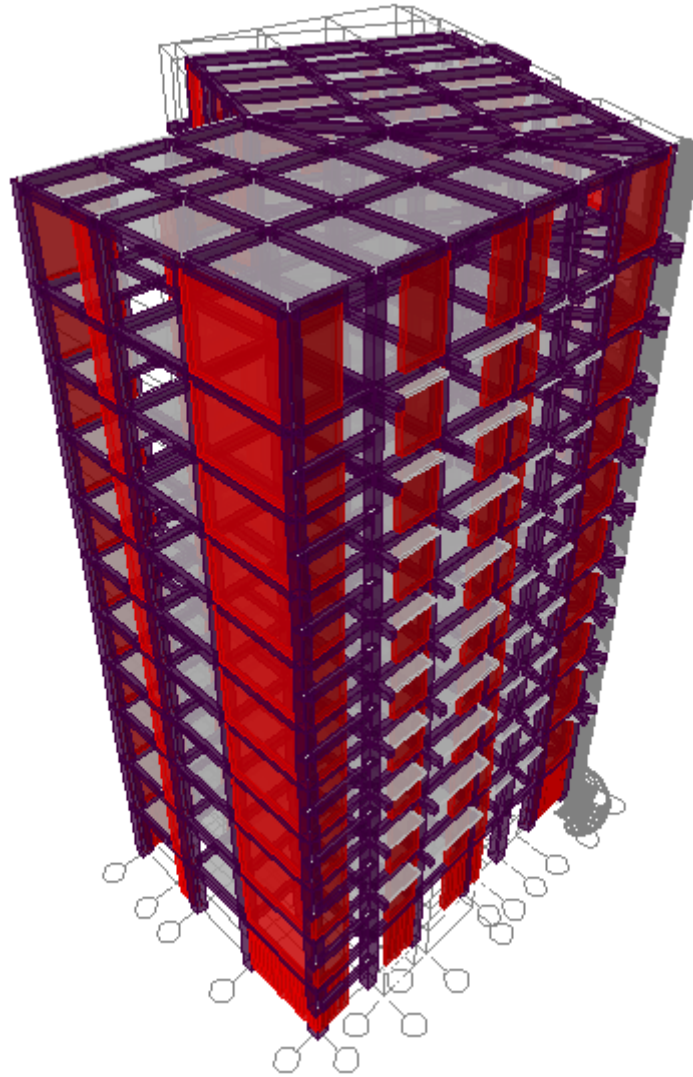


Figure .IV.1 : Vue en 3D

IV.5 : Méthode dynamique modale spectrale

➤ Spectre de réponse du calcul

Selon le RPA99/version2003 l'action sismique est représentée par le spectre du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ seconde} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{Si } T > 3.0 \text{ seconde} \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{IV.1}$$

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

➤ **Classification du site**

Selon le rapport du sol, l'ouvrage implanté sur un site de sol meuble catégorie S3.

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Seconde} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3.0 \text{ Seconde} \end{cases}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement η**

Le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \dots\dots\dots \text{IV.2}$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas d'après le tableau (4.2)

RPA99/version2003 donc : $\xi(\%) = 7 \%$.

➤ **Estimation de la période fondamentale**

D'après l'article 4.2.4 du RPA99/version2003, la formule empirique égale :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{IV.3}$$

Avec :

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 du RPA99/version2003)
- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D'où : $T = C_T h_N^{3/4} = 0.797 \text{sec.}$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut

également utiliser la formule suivante : $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

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

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/ version2003, Donc

$$T = \text{Min} \left\{ C_T h_N^{3/4} \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right\} \dots\dots\dots \text{IV.4}$$

- ✓ Sens longitudinale : $d_x = 31.58 \text{ m} \implies T_x = 0.643\text{s}$
- ✓ Sans transversale : $d_y = 27.87 \text{ m} \implies T_y = 0.684\text{s}$

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \implies 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \implies T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \implies T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_x < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} < T_y < 3.0 \text{ sec} \quad \text{donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.643}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.865$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.684}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.789$$

➤ **Classification du site**

Selon l' RPA2003, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de catégorie S3 \implies (Site meuble : S3)

$$\implies \begin{cases} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Coefficient d'accéléra**

Il est donné par le tableau (4.1) du RPA99/version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour la zone IIa et groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.2$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 : Portiques contreventés par des voiles $R = 4$

➤ **Facteur de qualité Q** : La valeur de Q est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003)

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{IV.5}$$

Tableau IV.1. Pénalités en fonction de critère de qualité.

Critère	P _q (S. long)	
	Observé	N/Observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.10
Q Totale	1.25	

➤ **Poids total de la structure W**

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{gi} + 0.2W_{Qi} \dots\dots\dots IV.6$$

- **β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/version2003 (**β = 0.20**)
- **W_{gi}** : Poids dû aux charges permanentes.
- **W_{Qi}** : Poids dû aux charges d'exploitations.

Tableau IV.2 : Les valeurs obtenues.

A	D _x	D _y	Q	R	T(s)	W(KN)
0.2	1.865	1.789	1.25	4	0.797	75455.883

➤ **Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003)**

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W \dots\dots\dots IV.7$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base ; **α_i** : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens X-X

Mode	Période (sec)	S _a /g	α _i (%)	W(KN)	V _i (KN)
1	1,0090	0,108	0,1594	75455,883	12,97
2	0,8896	0,117	68,357	75455,883	6051,36
3	0,7033	0,137	1,255	75455,883	129,94
4	0,2755	0,172	0,513	75455,883	66,53
5	0,2311	0,172	14,354	75455,883	1861,53
6	0,1804	0,172	0,8103	75455,883	105,09
7	0,1273	0,184	0,556	75455,883	78,40
8	0,1041	0,196	5,043	75455,883	740,70
			∑ α _i (%)	91,03	

Tableau IV.4 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens Y-Y

Mode	Période (sec)	S _a /g	α _i (%)	W(KN)	V _i (KN)
1	1,0090	0,1079	69,9748	75455,883	5695,637
2	0,8896	0,1173	0,1332	75455,883	11,792
3	0,7033	0,1372	0,7406	75455,883	76,683
4	0,2755	0,1719	13,827	75455,883	1793,22
5	0,2311	0,1719	0,9596	75455,883	124,45
6	0,1804	0,1719	0,0633	75455,883	8,209
7	0,1273	0,1837	5,1521	75455,883	714,115
8	0,1041	0,1958	0,7211	75455,883	106,52
			∑ α _i (%)	91,57	

➤ **Combinaisons des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérés comme indépendants si le rapport

$$r = T_i/T_j \text{ avec } T_i \leq T_j \text{ vérifie : } r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}}; \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots\dots\dots \text{IV.8}$$

➤ Avec :

E	E _i	K
effet de l'action sismique considéré.	valeur modale de E selon la mode « i ».	nombre de modes retenues.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots \text{IV.9}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau
Combinaisons
modales

Mode	Période T(s)	r = Ti/Tj	$10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	Obs
1	1,0090	0,88	0.935	V
2	0,8896	0,79	0.935	V
3	0,7033	0,39	0.935	V
4	0,2755	0,84	0.935	NV
5	0,2311	0,78	0.935	V
6	0,1804	0,71	0.935	V
7	0,1273	0,82	0.935	NV
8	0,1041	0,77	0.935	V

IV.5 :
des réponses

➤ **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule

$$E_x = 9046,5164 \text{ KN} \quad E_y = 8530,625 \text{ KN}$$

IV.6 : Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.7 : Modélisation de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et irrégulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre des conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

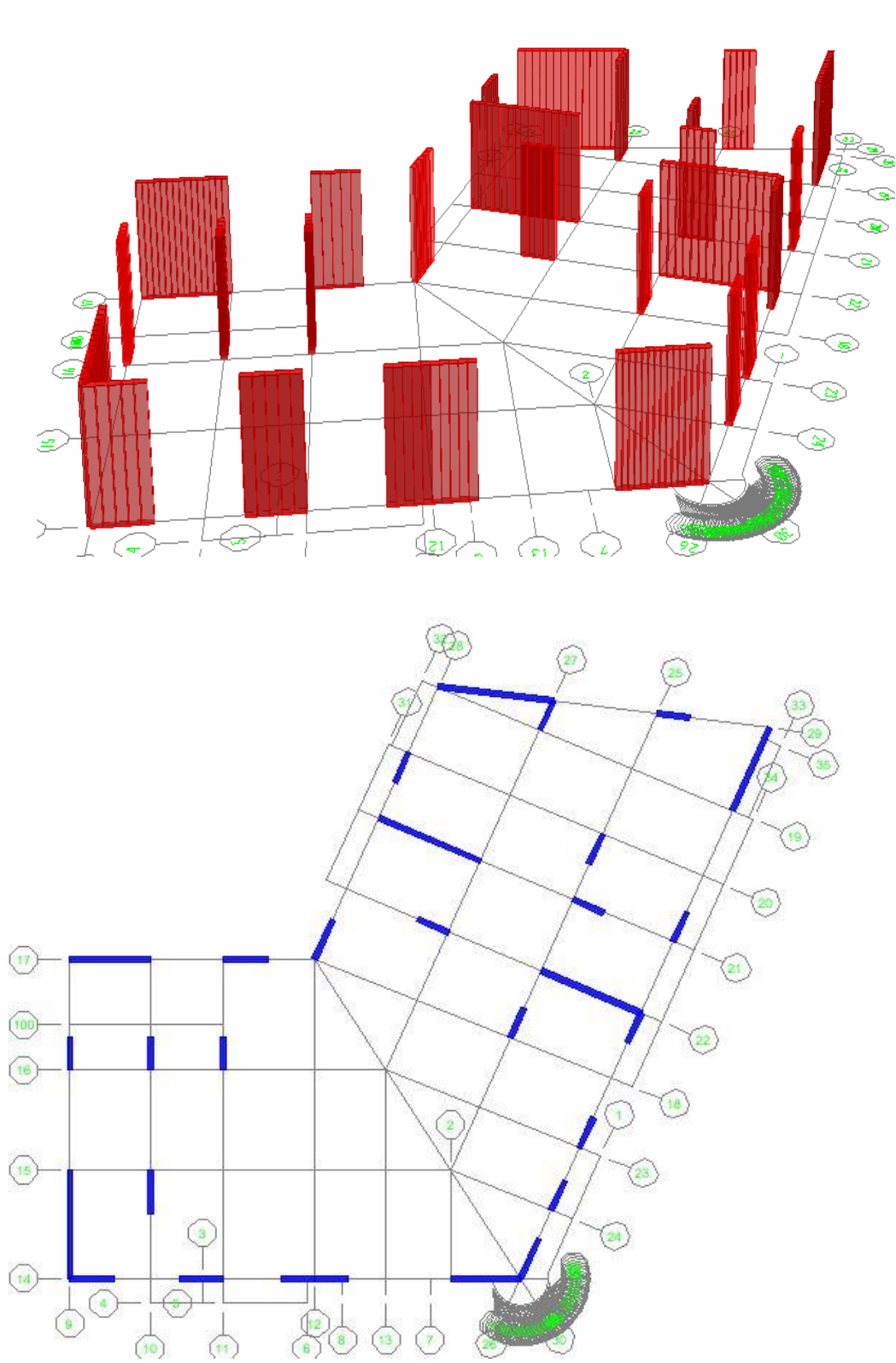


Figure IV.2 : Disposition des voiles

IV.7.1 : Caractéristiques géométriques des voiles

Les voiles doivent respecter un certain nombre des dispositions constructives imposées par RPA99/version 2003.

IV.7.2 : Caractéristiques géométriques et massique de la structure

➤ **Détermination des masses et centre de masse par étages**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \dots\dots\dots \text{IV.10}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \dots\dots\dots \text{IV.11}$$

Avec :

- M_i : La masse de l'élément i
- X_i, Y_i : Coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

➤ **Caractéristiques massiques**

Tableau IV.6 : Centre de masse et inertie des niveaux.

Plancher	Mass	Position de centre de masse		Position de centre de torsion		Excentricité	
		XG (m)	YG (m)	XCR (m)	YCR (m)	EX (m)	EY (m)
RDC	776,7335	15,369	12,459	14,838	13,794	0,531	-1,335
E1	776,1411	15,363	12,274	14,369	14,487	0,994	-2,213
E2	752,122	15,484	12,423	14,278	14,28	1,206	-1,857
E3	705,2989	15,492	12,406	14,368	13,843	1,124	-1,437
E4	695,9513	15,493	12,406	14,51	13,343	0,983	-0,937
E5	686,2914	15,495	12,407	14,662	12,841	0,833	-0,434
E6	677,9622	15,497	12,407	14,807	12,366	0,69	0,041
E7	669,3208	15,498	12,407	14,938	11,925	0,56	0,482
E8	662,0171	15,5	12,407	15,047	11,529	0,453	0,878
E9	642,7462	15,16	12,035	15,144	11,195	0,016	0,84
E10	501,0038	13,634	10,198	15,216	10,889	-1,571	-0,691

- (X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité).
- e_x : excentricité théorique suivent x.
- e_y : excentricité théorique suivent y.

➤ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

- Sens X-X : $e_{accx} = 0.05 \times 31.58 = 1.579\text{m}$.
- Sens Y-Y : $e_{accy} = 0.05 \times 27.87 = 1.394\text{m}$.

Donc : $e_x = \text{Max} (e_{accx} ; e_{accy}) = \text{Max} (1.579 ; 1.394) = 1.579 \text{ m}$.

- $e_x = 1.579\text{m}$.
- $W_t = M_t \times g = 7545.5883 \times 10 = 75455.883\text{KN}$.

➤ **Nombre des modes à considérer**

Selon le RPA 99 / version 2003 Art 4.3.4 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 (03) dans chaque direction considérée

IV.7. 3 : Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires

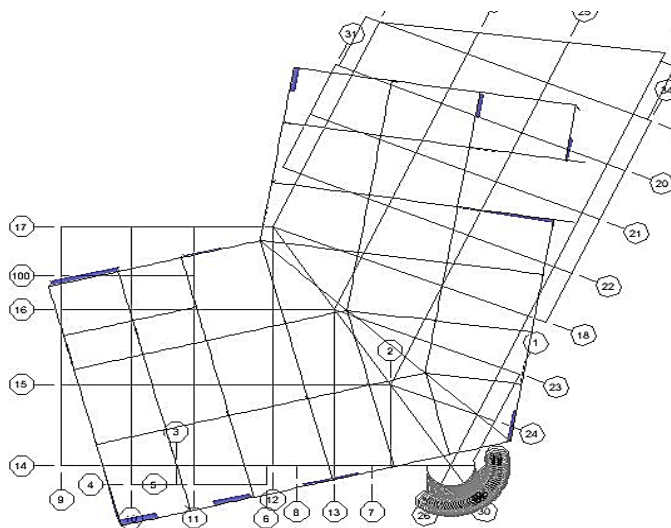
➤ **Mode des vibrations et taux de participation des masses**

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS 9.7.1, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

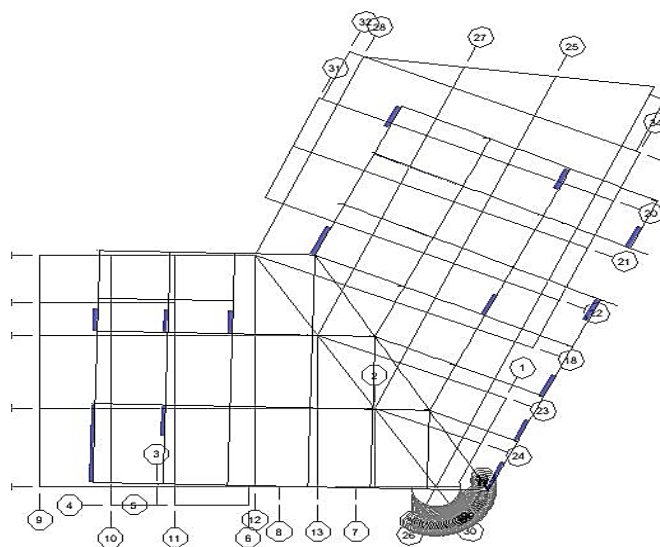
Tableau IV.7 : Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	Nature
1	1,009036	0,1594	69,9748	0,1594	69,9748	0,5649	TranslationY-Y
2	0,889623	68,3573	0,1332	68,5167	70,108	0,6831	TranslationX-X
3	0,703294	1,255	0,7406	69,7717	70,8486	68,3139	Rotation Z
4	0,275521	0,513	13,827	70,2847	84,6756	0,0971	
5	0,231101	14,3537	0,9596	84,6384	85,6352	0,3463	
6	0,180401	0,8103	0,0633	85,4487	85,6985	15,8885	
7	0,127311	0,5656	5,1521	86,0143	90,8506	0,0034	
8	0,104128	5,0143	0,7211	91,0286	91,5717	0,3942	

✓ Rotation Z



✓ Translation X-X



✓ Translation Y-Y

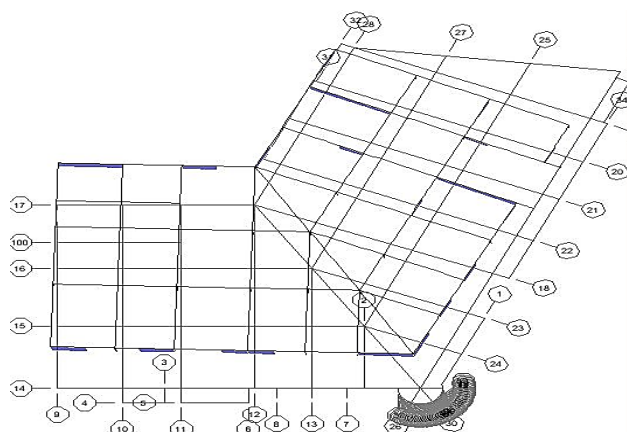


Figure IV.3 : Modes de vibrations

Tableau IV.8 : comparaison entre les deux modèles du bâtiment sans contreventement et avec un système de contreventement,

	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modèle sans voile	1	1,816987	32,3878	46,2438	32,3878	46,2438	0,0003
	2	1,730095	26,6987	18,5215	59,0865	64,7653	33,4216
	3	1,586152	19,7993	14,056	78,8858	78,8213	45,5542
Modèle avec voile	1	1,009036	0,1594	69,9748	0,1594	69,9748	0,5649
	2	0,889624	68,3573	0,1332	68,5167	70,108	0,6831
	3	0,703294	1,255	0,7406	69,7717	70,8486	68,3139

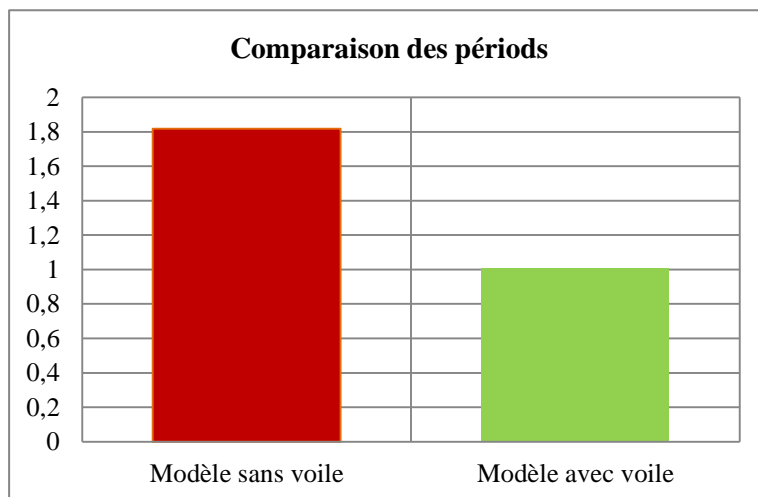
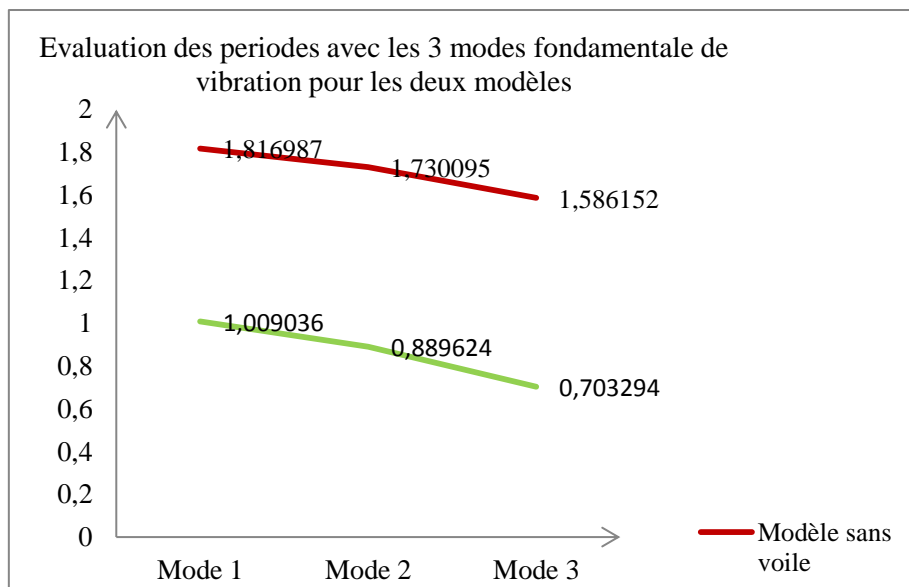


Figure IV.4 : Comparaison des périodes

➤ **Commentaire**

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : La période obtenue par ETABS ⇒ T_{dyn} = 1.00 sec

T : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (TRPA = 0.797 sec)

La période fondamentale T_{dyn} = 1.00sec

On a la formule empirique T_{dyn} < 1.3TRPA ⇒ 1.00sec < 1.036 sec.....CV

Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (X-X), (Y-Y) successivement.

Le troisième mode c'est un mode de torsion de faible participation massique (mode parasite) par ce que la participation massique est inférieure à 5%.

La somme des masses modales effectives atteindre 90% de la masse totale de la structure dans le huitième mode donc le nombre de mode à considérer est 8 modes.

IV.7.4 : L'effort tranchant modal à la base

Les forces en (KN).

Les moments en (KN. m)

Tableau IV.9 : L'effort tranchant modal et les moments à la base (ETABS).

Spectre	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	7110,84	945,95	0	15519,351	211191,7	93887,646
EY	945,95	6742,87	0	198462,691	13537,636	97764,482

IV.8 : Vérification des exigences de RPA99/version2003 :

➤ **Vérification de la force sismique**

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

Si V_t < 0.8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V_t**

➤ **Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/version2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \text{ et } V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \dots\dots\dots\text{IV.12}$$

Tableau IV.10 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique)

	V _{sta} (KN)	V _{dyn} (KN)	0.8 V _{sta}	0.8V _{stat} < V _{dyn}
Sens X-X	8795.32	7110,84	7036.26	Vérifiée
Sens Y-Y	8436.91	6742,87	6740.52	Vérifiée

➤ **Justification du système de contreventement**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le RPA99 /version 2003. On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous

➤ **Sous charges horizontales**

Tableau IV.11 : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		voile(%)		Portique(%)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	6297,96	2051,45	779,17	895,24	88,99	69,6	11,01	30,38

➤ **Sous charges verticales :**

Tableau IV.12 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique(%)	voile(%)	Portique(%)
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	51052,21	76463,28	40,04	59,96

Avec :

- F3 : La charge verticale reprise par l'élément.
- F1 : La charge horizontale suivant X.
- F2 : La charge horizontale suivant Y.

➤ **Conclusion**

D'après les résultats on remarque que :

Les voiles et le portique reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à tous les niveaux

Donc pour notre système de contreventement mixte voiles / portique avec interaction. On adopte un coefficient de comportement **R=5**

IV.8.1 : Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel Spectre 99Version 2003.

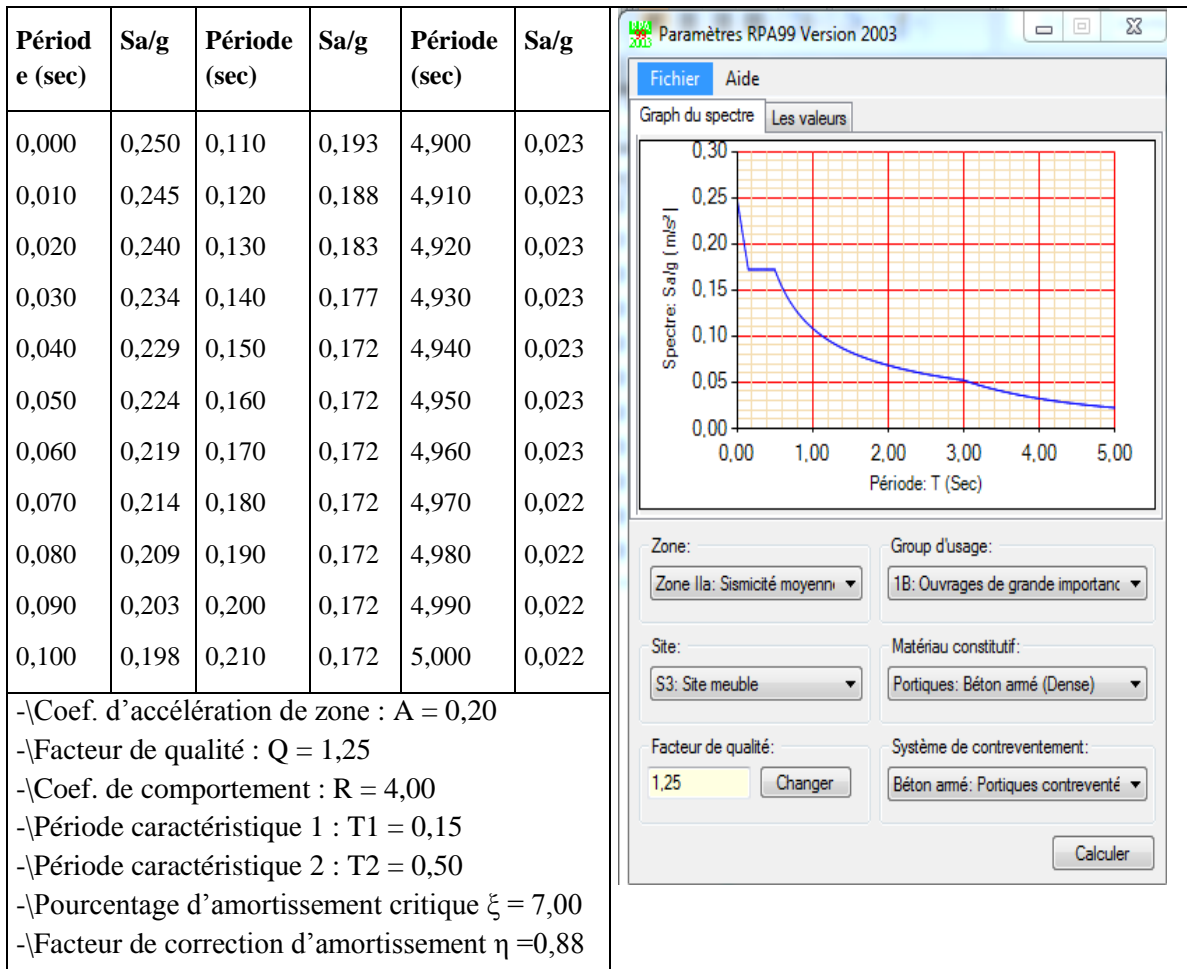


Figure IV.5 : Spectre de réponse.

IV.9 : Distribution des forces sismique selon la hauteur

D'après l'article 4.2.5. du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

.....IV.13

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07 * T * V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0.25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0.7 secondes.

Ibuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \text{IV.14}$$

➤ **Sens X-X, Y-Y :**

$$V_x = 8795.32N \quad ; \quad F_t = 0 \quad ; \quad V_y = 8436,91KN. \quad ; \quad F_t = 0$$

Tableau IV.13 : La distribution de la résultante des forces sismique selon X-X ; Y-Y

Niveau	W(KN)	h _i (m)	W*h _i	∑ W*h _i	V - F _t	F _{ix} (KN)	V - F _t	F _{iy} (KN)
RDC	776,7335	4,08	3169,073	160353,091	8795,32	173,8227	8436,91	166,739
1	776,1411	8,16	6333,311	160353,091	8795,32	347,3802	8436,91	333,224
2	752,122	12,24	9205,973	160353,091	8795,32	504,9449	8436,91	484,368
3	705,2989	15,64	11030,874	160353,091	8795,32	605,0402	8436,91	580,384
4	695,9513	19,04	13250,912	160353,091	8795,32	726,8086	8436,91	697,191
5	686,2914	22,44	15400,379	160353,091	8795,32	844,7062	8436,91	810,284
6	677,9622	25,84	17518,543	160353,091	8795,32	960,8869	8436,91	921,730
7	669,3208	29,24	19570,940	160353,091	8795,32	1073,4603	8436,91	1029,71
8	662,0171	32,64	21608,238	160353,091	8795,32	1185,2055	8436,91	1136,90
9	642,7462	36,04	23164,573	160353,091	8795,32	1270,5700	8436,91	218,79
10	501,0038	40,12	20100,273	160353,091	8795,32	1102,4940	8436,91	1057,567

$$V_x = F_t + \sum F_i = 8795.32KN \quad ; \quad V_y = F_t + \sum F_i = 8436,91KN$$

IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage

L'une des vérifications préconise par l'RPA99/version2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article.5.10 du l'RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < \Delta_{k adm} = 1\% h_{étage} \dots \dots \dots \text{IV.15}$$

$$\delta_k = R\delta_{ek} \dots \dots \dots \text{IV.16}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Nb : les déplacements sont majorés car l'effort tranchant à la base obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1.19\delta_{ek} \dots \dots \dots \text{IV.17}$$

➤ **Sens longitudinal**

Tableau IV.14 : Le déplacement inter-étage dans le sens X-X

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	$\Delta k (x)$	$h_0(m)$	$\Delta k adm$	OBS
10	0,0338	5	0,169	0,1575	0,0115	4.08	0.0408	CV
9	0,0315	5	0,1575	0,1435	0,014	3.40	0.0340	CV
8	0,0287	5	0,1435	0,1275	0,016	3.40	0.0340	CV
7	0,0255	5	0,1275	0,111	0,0165	3.40	0.0340	CV
6	0,0222	5	0,111	0,0945	0,0165	3.40	0.0340	CV
5	0,0189	5	0,0945	0,078	0,0165	3.40	0.0340	CV
4	0,0156	5	0,078	0,0615	0,0165	3.40	0.0340	CV
3	0,0123	5	0,0615	0,046	0,0155	3.40	0.0340	CV
2	0,0092	5	0,046	0,0285	0,0175	4.08	0.0408	CV
1	0,0057	5	0,0285	0,0145	0,014	4.08	0.0408	CV
RDC	0,0029	5	0,0145	0	0,0145	4.08	0.0408	CV

➤ **Sens transversal**

Tableau IV.15 : Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	$\Delta k (x)$	$h_0(m)$	$\Delta k adm$	OBS
10	0,042	5	0,21	0,186	0,024	4.08	0.0408	CV
9	0,0372	5	0,186	0,169	0,017	3.40	0.0340	CV
8	0,0338	5	0,169	0,152	0,017	3.40	0.0340	CV
7	0,0304	5	0,152	0,1335	0,0185	3.40	0.0340	CV
6	0,0267	5	0,1335	0,115	0,0185	3.40	0.0340	CV
5	0,023	5	0,115	0,0955	0,0195	3.40	0.0340	CV
4	0,0191	5	0,0955	0,0765	0,019	3.40	0.0340	CV
3	0,0153	5	0,0765	0,058	0,0185	3.40	0.0340	CV
2	0,0116	5	0,058	0,037	0,021	4.08	0.0408	CV
1	0,0074	5	0,037	0,019	0,018	4.08	0.0408	CV
RDC	0,0038	5	0,019	0	0,019	4.08	0.0408	CV

IV.10.1 : Conclusion

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc la condition de l'art 5.10 du l'RPA99/version2003 est vérifiée.

IV.11 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'article 5.9 du RPA99/version2003, les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \dots\dots\dots IV.18$$

Avec :

P_K : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau

Tel que :

$$P_K = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{li})$$

V_K : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

H_K : Hauteur d'étage K.

Δ_K :

Déplacement niveau (K) par niveau (K-1).

relatif du rapport au

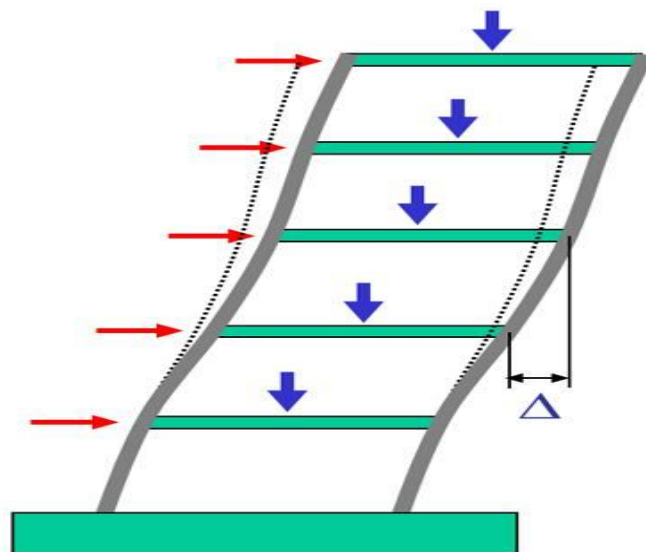


Figure IV.6 : Présentation de l'effet P- Δ sur la structure

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

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants

✓ **Sens longitudinal**

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P- Δ sens X-X

Niveau	P_k (KN)	V_x (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	θ_{Kx}	< 0.1
Niveau10	5010,038	1050,55	4,08	0,0115	0,01344	Vérifier
Niveau9	6427,462	2106,51	3,4	0,014	0,01256	Vérifier
Niveau8	6620,171	3031,69	3,4	0,016	0,01028	Vérifier
Niveau7	6693,208	3828,71	3,4	0,0165	0,00848	Vérifier
Niveau6	6779,622	4524,07	3,4	0,0165	0,00727	Vérifier
Niveau5	6862,914	5125,93	3,4	0,0165	0,00650	Vérifier
Niveau4	6959,513	5655,55	3,4	0,0165	0,00597	Vérifier
Niveau3	7052,989	6124,89	3,4	0,0155	0,00525	Vérifier
Niveau2	7521,22	6547,81	4,08	0,0175	0,00493	Vérifier
Niveau1	7761,411	6874,19	4,08	0,014	0,00387	Vérifier
RDC	7767,335	7093,21	4,08	0,0145	0,00389	Vérifier

✓ **Sens transversal**

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y

Niveau	P_k	V_y	h_k (m)	Δ_k	θ_{Ky}	< 0.1
Niveau10	5010,038	1109,55	4,08	0,024	0,02656	Vérifier
Niveau9	6427,462	2098,54	3,4	0,017	0,01531	Vérifier
Niveau8	6620,171	2934,15	3,4	0,017	0,01128	Vérifier
Niveau7	6693,208	3644,43	3,4	0,0185	0,00999	Vérifier
Niveau6	6779,622	4253,85	3,4	0,0185	0,00867	Vérifier
Niveau5	6862,914	4795,38	3,4	0,0195	0,00821	Vérifier
Niveau4	6959,513	5280,02	3,4	0,019	0,00737	Vérifier
Niveau3	7052,989	5713,59	3,4	0,0185	0,00672	Vérifier
Niveau2	7521,22	6119,27	4,08	0,021	0,00633	Vérifier
Niveau1	7761,411	6436,04	4,08	0,018	0,00532	Vérifier
RDC	7767,335	6650,03	4,08	0,019	0,00544	Vérifier

IV.11.1 : Conclusion

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieure à 0.1, donc l'effet **P- Δ** est négligeable.

IV.12 : Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

IV.12.1 : Vérification au renversement

D'après l'article 5.5 du RPA99/version2003, le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : Moment stabilisant. M_r : Moment de renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$M_{Re} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

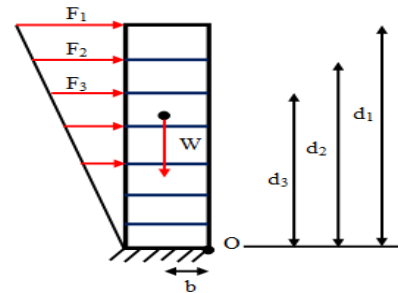


Figure IV.7 : Moment de renversement.

Tableau IV.18 : Calcul le moment de renversement sens X-X et Y-Y

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)	F_{yi} (KN)	$F_{yi} * d_i$ (KN.m)
RDC	4.08	709,1966446	709,1966446	166,739417	680,2968214
Niveau1	8.16	2834,623011	2834,623011	333,224497	2719,111896
Niveau2	12.24	6180,525992	6180,525992	484,368387	5928,669057
Niveau3	15.64	9462,829463	9462,829463	580,384808	9077,218397
Niveau4	19.04	13838,43721	13838,43721	697,191165	13274,51978
Niveau5	22.44	18955,20872	18955,20872	810,284422	18182,78243
Niveau6	25.84	24829,31899	24829,31899	921,730737	23817,52224
Niveau7	29.24	31387,98005	31387,98005	1029,71673	30108,91719
Niveau8	32.64	38685,10817	38685,10817	1136,9083	37108,68691
Niveau9	36.04	45791,34424	45791,34424	1218,7942	43925,34297
Niveau10	40.12	44232,06129	44232,06129	1057,56733	42429,60128
		Σ	236906,6338	Σ	227252,669

❖ **Calcul de centre de gravité de la structure**

Tableau IV.19 : Centre de gravité et de torsion.

Niveau	X _i (m)	Y _i (m)	X _G (m)	Y _G (m)
RDC	15,37	12,46		
Niveau1	15,36	12,27		
Niveau2	15,48	12,42		
Niveau3	15,49	12,41		
Niveau4	15,49	12,41		
Niveau5	15,50	12,41		
Niveau6	15,50	12,41		
Niveau7	15,50	12,41		
Niveau8	15,50	12,41		
Niveau9	15,16	12,04		
Niveau10	13,63	10,20		
Σ	167,99	133,83	15,27	12,17

- $b_x = L_x - X_G$; $b_x = 31,58 - 15,29 = 16,29$ m ; $b_y = L_y - Y_G$; $b_y = 27,87 - 12,14 = 15,73$ m.
- **b** : Les points les plus éloigné par rapport au centre de gravité pour les deux directions.

Tableau IV.20 : Vérification de renversement.

	W(KN)	b(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s / M _r	$\frac{M_{Sta}}{M_{Ren}} \geq 1.5$
Sens long	75455,883	16,31	1230685,45	236906,634	5,195	CV
Sens trans	75455,883	15,7	1184657,36	227252,669	5,213	CV

IV.12.2 : Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement, de plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots IV.19$$

- **N** : L'effort normal maximal : Section du poteau. **f_{c28}** : Résistance caractéristique du béton

Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normal réduit

Colonne1	N _{rd}	SECTION	f _{c28}	v	Obs
RDC+1	2678,7	0,36	25000	0,2976	CV
2+3	2088,76	0,3	25000	0,2785	CV
4+5	1567,54	0,25	25000	0,2508	CV
6+7	1104,71	0,2	25000	0,2209	CV
8+9	660,53	0,16	25000	0,1651	CV
10	230,53	0,12	25000	0,0768	CV

Remarque :

Due au l'effort sismique exercé sur les poteaux ; les sections de ces derniers ont augmenté, alors les nouveaux sections adoptes sont :

Tableau IV.22 : redimensionnement de section des poteaux

Etage	$N_{\text{umajoré}}$ (statique)	choix	ν	N_{rd} (dynamique)	choix	ν	< 0.3
10	256,65	(30*30)	0,11	230,53	(35*35)	0,0768	cv
8et9	520,74	(30*30)	0,23	660,53	(40*40)	0,1651	cv
6et7	1038,46	(35*35)	0,34	1104,71	(45*45)	0,2209	cv
4et5	1548,60	(40*40)	0,39	1567,54	(50*50)	0,2508	cv
2et3	2057,00	(45*45)	0,41	2088,76	(55*55)	0,2785	cv
RDCet1	2903,13	(50*50)	0,46	2678,7	(60*60)	0,2976	cv

Chapitre V:

Etude des éléments

résistant

V.1 : Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL91/99 et RPA99/ version2003).

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les voiles qui sont soumis à la flexion composée.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS) , qui permet la détermination des différents efforts internes de

Chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les armatures seront calculées dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

V.2 : Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables

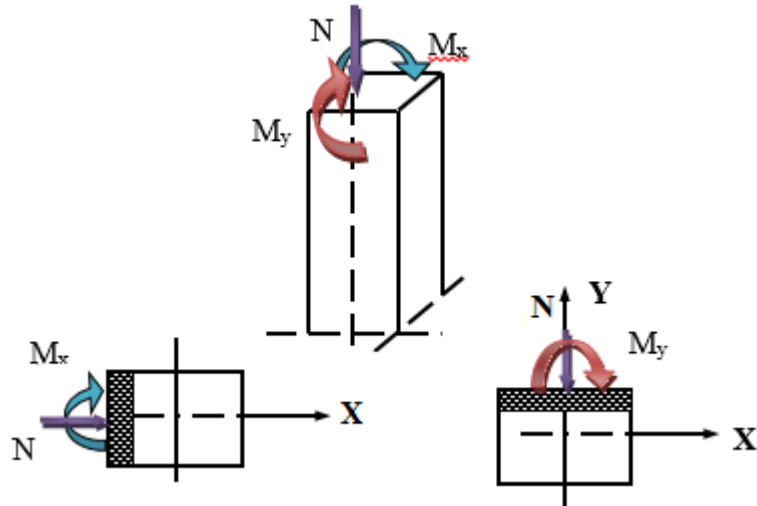


Figure V.1 : Les sollicitations exercées sur les poteaux.

V.2.1 : Caractéristiques des matériaux

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	1	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

V.2.2 : Etapes du calcul

✓ Selon le BAEL91/99

Tableau V.2 : Calcule en flexion composée avec un effort normal et un moment

M_u (KN.m)	e (cm)		
	e = e ₁ + e ₂ + e _a		
	e ₁ (cm) = e ₀ + e _a	e ₂ (cm)	e _a (cm)
N _u , e	$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$	$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$	$e_a = \text{Max}(2\text{cm}, L/250)$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

$$\alpha = 10 * \left(1 - \frac{M_u}{1.5 * M_{ser}} \right)$$

- e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e₂ : excentricité dus aux effets du second ordre.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).
- & : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

➤ **Recommandation du RPA 99/version 2003**

➤ Les armatures longitudinales :

D'après l'article 7.4.2. du RPA99/version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- Le pourcentage minimal est de 0.8% en zone IIa.
- Le pourcentage maximal est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \dots\dots\dots V.1$$

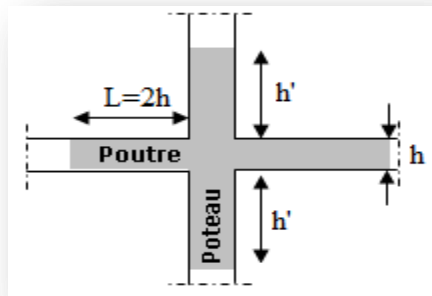


Figure V.2 : Zone nodal

Recommandations du BAEL91/99 :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Avec : B : Section du béton = $b \times h$; ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0.9h$)

Ferraillage minimum d'après le CBA93 :

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots V.2$$

➤ **Les armatures transversales**

D’après l’article 7.4.2.2 du RPA99/version2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \dots\dots\dots V.3$$

Avec :

- V_u : L'effort tranchant du calcul.
- h_t : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.
- ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
- t : L'espacement des armatures transversales.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2.50 si l’élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

➤ **Remarque**

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- Zone 01 : E-SOL (65x65)
- Zone 02 : RDC et 1^{ère} étages (60x60)
- Zone 03 : 2^{ème} et 3^{ème} étages (55x55).
- Zone 04 : 4^{ème} et 5^{ème} étages (50x50).
- Zone 05 : 6^{ème} et 7^{ème} étage (45x45).
- Zone 06 : 8^{ème} et 9^{ème} (40x40)
- Zone 07 : 10^{ème} étage (35x35)

Zone	Section (cm ²)	BAEL 91/99		CBA93	RPA99/version2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	ACNF (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone recouvrement
1	65x65	8.45	211.25	4.59	33.38	126.75	253.35
2	60x60	7.2	180.00	3.91	28.8	108	216
3	55x55	6.05	151.25	3.29	24.20	90.75	181.5
4	50x50	5	125	2.72	20	75	150
5	45x45	4.05	101.25	2.20	16.20	60.75	121.5
6	40x40	4	80	1.74	12.8	45	96
7	35x35	4	61.25	1.33	9.8	36.75	73.5

Tableau V.3 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

- N_{max} ; $M_{correspondant}$
- N_{min} ; $M_{correspondant}$
- M_{max} ; $N_{correspondant}$

Tableau V.4 : Les sollicitations obtenues par ETABS

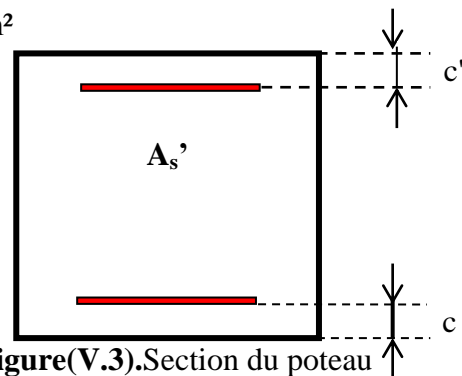
Zone	Combinaison	N_{max}	N_{min}	M_{max}
		ELU	0.8G+Ex	G+Q+E
1	N (KN)	-2999,91	-5181,26	-5408,3
	M_{corr} (KN.m)	7,89	-111,919	-111,861
2	Combinaison	ELU	0.8G+Ex	G+Q+E
	N (KN)	-2687,89	-3793,95	-3974,78
	M_{corr} (KN.m)	17,121	-78,979	-79,334
3	Combinaison	ELU	0.8G+Ex	G+Q+E
	N (KN)	-2097,97	-1752,31	-1874,89
	M_{corr} (KN.m)	15,94	-37,256	-37,643
4	Combinaison	ELU	0.8G+Ex	G+Q+E
	N(KN)	-1576,8	-834,71	-1188,41
	M_{corr} (KN.m)	15,123	-80,875	-77,27
5	Combinaison	ELU	0.8G+Ex	G+Q+E
	N(KN)	-1114,07	-591,99	-840,95
	M_{corr} (KN.m)	14,933	-68,16	-64,561
6	Combinaison	ELU	0.8G+Ex	G+Q+E
	N(KN)	-670,11	-359,54	-506,99
	M_{corr} (KN.m)	13,656	-50,658	-47,386
7	Combinaison	ELU	0.8G+Ex	G+Q+E
	N(KN)	-236,29	-133,17	-180,53
	M_{corr} (KN.m)	10,963	-31,19	-28,624

V.2.3 : Exemple du calcul du ferrailage

Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ETABS 9.7.1 et à partir de la combinaison la plus défavorable.

Soit un poteau de la zone 1, dimensions (65x65) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 3\text{cm.} \\ S = (65 \times 65) \text{ cm}^2 ; \text{ Acier Fe E400 et } f_{c28} = 25\text{MPa} \\ L = 4.08 \text{ m.} \\ d = 0.9h = 0.59 \text{ m.} \end{array} \right.$$



Figure(V.3).Section du poteau

➤ **Ferraillage longitudinal**

La combinaison ELU : **1.35 G+1.5 Q** : $N_{max} = 2999,91\text{KN} \longrightarrow M_{corr} = 7,89\text{KN.m}$.

Tableau V.5 : Calcul en flexion composée avec un effort normal et un moment

$M_{u\text{ curr}}$ (KN.m)	e (cm)		
	e=e₁+e₂+e_a		
	e₁ (cm) =e₀ +e_a	e₂ (cm)	e_a (cm)
$N_u \cdot e$	$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}}$	$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$	$e_a = \text{Max}(2\text{cm}, L/250)$
60.34	0.003	0.008	2.00

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = 11.42$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

- **L** : Hauteur totale du Poteau. ; **L_f** : Longueur de flambement du poteau.
- **L_f = 0.7 × L₀ = 2.142m.**
- **L_f / h < Max (15 ; 20.e₁ / h)CV**

Donc : On peut utiliser la méthode forfaitaire.

Tableau V.6 : Calcul de A et B

A(KN.m)			B(KN.m)	
(0.337h – 0.81C') b. h. f_{bu}			N_u (d – C') – M_{ua}	
h=b=0.65	C'=0.3	f _{bu} =14.2.10 ³	M _{ua} =M _u +αxN _u = 840.32	α = (d-h/2)=0.265
1168.40			660.04	

A = 1168.40 KN.m > B = 660.04 KN.m; Donc la section est entièrement comprimée. L'effort normal étant un effort de compression ; le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < \frac{h}{6}$)

$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 * f_{bc}}$	μ_l	$\mu_{bu} < \mu_l$	A ₁	$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right)$	$\mu_{bu} < \mu_{bc}$	$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bc}]$ (m)
0.266	0.392	CV	0	0.49	CV	0.49

$\mu_{bu} < \mu_{bc}$ Méthode simplifiée.

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s * Z} = \frac{840.32 * 10}{348 * 0.49} = 49.28\text{cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 49.28 - \frac{2869.73 \times 10}{348} = -33.18\text{cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée).}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{min}

➤ **La section d'acier minimale**

✓ Condition de non fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.585 \times 2.1}{400} = 4.29 \text{ cm}^2.$$

✓ Selon RPA99/version2003

$$A_{\min} = 0.8\% \cdot b \cdot h = 0.008 \cdot 65 \cdot 65 \Rightarrow A_{\min} = 33.8 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\text{adopté}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{CNF}} ; A_{\text{min(RPA)}}) = \text{Max} (0 ; 4.29 ; 33.8) = 33.8 \text{ cm}^2$

On adopte : 12 HA 20 $\rightarrow A_{\text{adopté}} = 37.7 \text{ cm}^2$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL91/99 (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	N (KN)		M (KN.m)		Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix des barres	Aréel (cm ²)
	N _{max}	N _{min}	M _{cor}	M _{max}						
E-SOL	N _{max}	-2999,91	M _{cor}	7,89	(65x65)	43.56	4.29	33.8	12HA25 + 8 HA20	84.05
	N _{min}	-5181.26	M _{cor}	-111.919		83.93				
	N _{cor}	-5408.3	M _{max}	-111.861		83.93				
RDC, 1ère	N _{max}	-2687.89	M _{cor}	17.21	(60x60)	39.67	3.91	28.8	8HA25 + 8HA20	64.4
	N _{min}	-3793.95	M _{cor}	-78.979		59.27				
	N _{cor}	-3974.78	M _{max}	79.334		61.89				
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	N _{max}	-2097.97	M _{cor}	15.94	(55x55)	31.2	3.29	24.2	12HA20	33.17
	N _{min}	-1752.31	M _{cor}	-37.256		27.62				
	N _{cor}	-1874.89	M _{max}	37.643		29.41				
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	N _{max}	-1576.8	M _{cor}	15.123	(50x50)	23.75	2.72	20	4HA20 + 8HA16	28.65
	N _{min}	-834.71	M _{cor}	-80.875		17.81				
	N _{cor}	-1118.41	M _{max}	-77.27		22.64				
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	N _{max}	-1114.07	M _{cor}	14.933	(45x45)	17.21	2.20	16.2	12HA16	24.12
	N _{min}	-591.99	M _{cor}	-68.16		13.95				
	N _{cor}	-840.95	M _{max}	-64.561		17.24				
8 ^{ème} , 9 ^{ème}	N _{max}	-670.11	M _{cor}	13.656	(40x40)	10.86	1.74	12.8	4HA16 + 4HA14	14.2
	N _{min}	-359.45	M _{cor}	-50.568		9.72				
	N _{cor}	-506.99	M _{max}	-47.386		11.55				
10 ^{ème}	N _{max}	-236.29	M _{cor}	10.963	(35x35)	4.52	1.33	9.8	8HA14	12.32
	N _{min}	-133.17	N _{cor}	-31.19		4.99				
	N _{cor}	-180.53	N _{cor}	-28.624		5.5				

Tableau V.7.Choix des armatures.

➤ **Longueur de recouvrement**

D'après l'article 7.4.2.1. du RPA 99/version2003, Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par $L_r = 40\phi$ en zone IIa.

- Pour : T25..... $L_r = 100\text{cm}$.
 T20..... $L_r = 80\text{cm}$.
 T16..... $L_r = 64\text{cm}$.
 T14..... $L_r = 56\text{cm}$.
 T12..... $L_r = 48\text{cm}$.

V.2.4 : Ferrailage transversal

➤ **Espacement des armatures transversales**

✓ **D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003**

la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (10 \phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (12 ; 15\text{cm})$... en zone IIa.

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 18\text{cm}$ en zone IIa.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

8 cmen zone nodale.

10 cm..... en zone courante.

✓ **Vérification du ferrailage transversal selon l'RPA99/version2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

suivante :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

- V_u : L'effort tranchant du calcul.
- h_t : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- t : L'espacement des armatures transversales.
- ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$; $\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

On a :

$V_{u \max}$	$h_t = h - C - C'$	F_e	$\lambda_g = \frac{L_r}{a} < 5$	ρ_a
18.88KN.	0.59 m.	400 MPa.	4.394	3.75

✓ **Vérification dans la zone courante**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 * 18.88 * 10^3 * 0.10}{590 * 400} = 0.03 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8\text{T}8 = 3 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification dans la zone nodale**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{3.75 * 18.88 * 10^3 * 0.08}{590 * 400} = 0.024 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6\text{T}8 = 3 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des cadres des armatures minimales**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%)$ est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } \lambda_g \geq 5 & 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 & 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

λ_g : Est l'élançement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 φ_t

On a : $3 < \lambda_g = 3.296 < 5$ par interpolation on obtient : $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0.27\%$

- **Dans la zone courante** : S_t = 10 cm

$$\frac{6.28}{10 \times 65} = 0.97\% > 0.27\% \dots \dots \dots CV.$$

- **Dans la zone nodale** : S_t = 8 cm

$$\frac{6.28}{8 \times 65} = 0.58\% > 0.27\% \dots \dots \dots CV.$$

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Zone courante**

Tableau V.8 : Armature transversale (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	Choix	A _{adopté} (cm ²)	% Cal	% Min	OBS
(65x65)	18.88	10	0.03	3.29	3.75	8HA10	6.28	0.97	0.73	CV
(60x60)	32.5	10	0.05	3.96	3.75	8HA10	6.28	1.04	0.56	CV
(55x55)	24.38	10	0.039	4.32	3.75	6HA8	3.02	0.55	0.47	CV
(50x50)	40.35	10	0.064	4.76	3.75	6HA8	3.02	0.6	0.36	CV
(45x45)	38.07	10	0.06	5.29	2.5	6HA8	3.02	0.67	0.3	CV
(40x40)	32.55	10	0.052	5.95	2.5	4HA8	2.1	0.53	0.3	CV
(35x35)	21.86	10	0.035	6.8	2.5	4HA8	2.1	0.6	0.3	CV

➤ **Zone nodale**

Tableau V.9 : Armature transversale (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	Choix	A _{adopté} (cm ²)	% Cal	% Min	OBS
(65x65)	18.88	8	0.024	3.29	3.75	8HA10	6.28	1.2	0.73	CV
(60x60)	32.5	8	0.041	3.96	3.75	8HA10	6.28	1.3	0.56	CV
(55x55)	24.38	8	0.031	4.32	3.75	6HA8	3.02	0.68	0.47	CV
(50x50)	40.35	8	0.051	4.76	3.75	6HA8	3.02	0.76	0.36	CV
(45x45)	38.07	8	0.048	5.29	2.5	6HA8	3.02	0.84	0.3	CV
(40x40)	32.55	8	0.041	5.95	2.5	4HA8	2.1	0.66	0.3	CV
(35x35)	21.86	8	0.028	6.8	2.5	4HA8	2.1	0.75	0.3	CV

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{V.4}$$

On a : V_{u max} = 18.88KN => $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.88 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.59} = 0.049 \text{MPa}$.

Donc : τ_u = 0.049MPa < τ_u = 3.33 MPa.....C.V

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \tau_{bu} = \rho_s \cdot f_{c23} \dots\dots\dots \text{V.5}$$

Avec : $\rho_s = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement et l'effort tranchant.

Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ _u < τ̄ _u	τ _u < τ _{bu}
(65x65)	18.88	0.049	3.29	0.04	1	3.33	CV	CV
(60x60)	32.5	0.1	3.96	0.04	1	3.33	CV	CV
(55x55)	24.38	0.089	4.32	0.04	1	3.33	CV	CV
(50x50)	40.35	0.179	4.76	0.04	1	3.33	CV	CV
(45x45)	38.07	0.208	5.29	0.075	1.875	3.33	CV	CV
(40x40)	32.55	0.226	5.95	0.075	1.875	3.33	CV	CV
(35x35)	21.86	0.198	6.8	0.075	1.875	3.33	CV	CV

V.2.5 : Vérification des poteaux à l'ELS

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots V.6$$

- σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y \dots\dots\dots V.7$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \dots\dots\dots V.8$$

- Y : Position de l'axe neutre

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + bdA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots V.9$$

Avec : η = 15 (c'est le coefficient d'équivalence acier – béton).

$$A'_s = 0$$

- I : Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2] \dots\dots\dots V.10$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELS

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
1	32.709	84.05	32,04	1595329,97	0,0020503	0,66	15	CV
2	45.322	64.4	28,60	1091097,68	0,0041538	1,19	15	CV
3	52.038	33.17	22,22	571404,40	0,009107	2,02	15	CV
4	48.267	28.65	20,52	401542,50	0,0120204	2,47	15	CV
5	45.751	22.24	18,19	256324,30	0,0178489	3,25	15	CV
6	39.503	14.2	14,97	138932,10	0,0284333	3,66	15	CV
7	32.497	12.32	13,71	88551,11	0,0366986	5,03	15	CV

V.2.6 : Vérification de l'effort normale ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots V.11$$

- **α** : Coefficient en fonction de l'élanement λ .
- **B_r** : Section réduite du béton.
- **A** : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Calcul de α :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- **l_f** : Longueur de flambement
- **i** : Rayon de giration
- **B** : L'aire de la section
- **I** : Moment d'inertie de la section

Calcul de B_r : B_r = (a - 0.02)²

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification de l'effort normale ultime.

Niveau	Section (cm ²)	λ	α	B_r (cm ²)	A (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)	$N_{max} < N_u$
S-SOL	(65x65)	3.29	0.85	3969	84.05	8732.46	2999,91	CV
RDC, 1	(60x60)	4.76	0.85	3364	64.4	7199.19	2687.89	CV
2,3	(55x55)	4.33	0.85	2809	33.17	5402.25	2097.97	CV
4,5	(50x50)	4.76	0.85	2502	28.65	4785.38	1576.8	CV
6,7	(45x45)	5.29	0.85	1849	22.24	3567.99	1114.07	CV
8,9	(40x40)	5.95	0.85	1444	14.2	2692.79	670.11	CV
10	(35x35)	8.16	0.84	1089	12.32	2078.41	236.29	CV

V.2.7 : Conclusion :

Le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications.

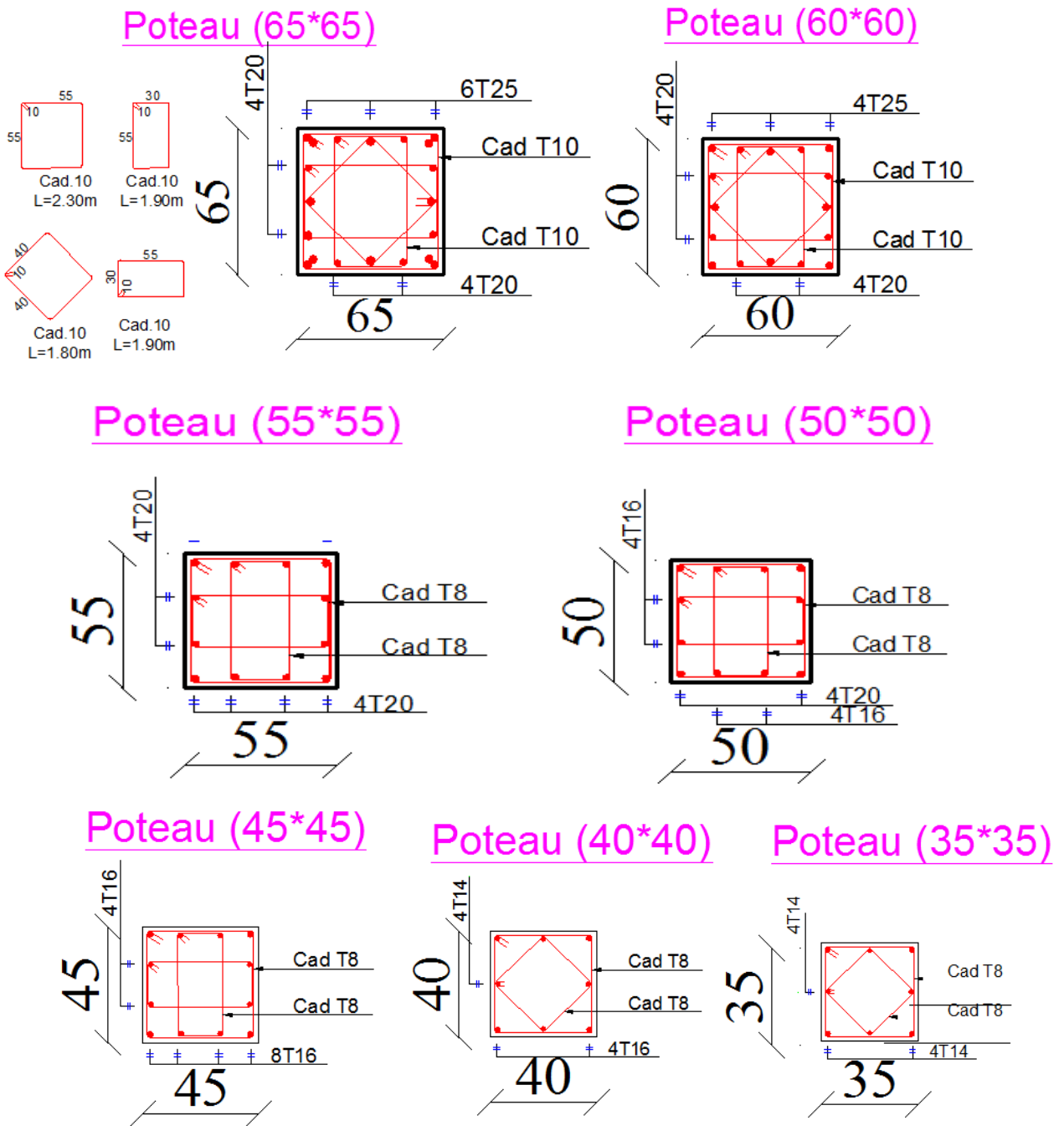


Figure V.4 : Schémas de ferrailage des poteaux

V.3 : Ferrailage des poutres

V.3.1 : Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7.1 qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA99/version2003 et le BAEL91/99 :

$$1.35G+1.5Q \quad ; \quad G+Q \quad ; \quad G+Q\pm E \quad ; \quad 0.8G\pm E$$

Que l'une des dimensions en plan du bâtiment est supérieure à 25 m (l'ouvrage objet de l'étude est situé dans une zone coustière).

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.49	400	400

Le règlement **CBA 93 (Art B.5.1)** exige pour toute structure qui dépasse les distances limite de prendre en compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.3.2 : Recommandations du RPA 99/version2003

a) Armatures longitudinales

➤ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

➤ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

$$4\% \text{ en zone courante} \quad ; \quad 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

➤ La longueur minimale de recouvrement est de :

$$40\phi : \text{ en zone I et IIa} \quad ; \quad 50\phi : \text{ en zone IIb et III.}$$

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

➤ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi, 30 \text{ cm})$.
 - En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

➤ **Poutre principale**

Tableau V.13 : Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS

Combinaisons	Situation durable		Situation accidentelle	
	ELU		0,8G±E	G+Q±E
	Travée	Appui		
P.P non liée au voile B286	34,784	-64,07	130,767	144,977
P.P liée au voile B615	25,499	-47,269	130,551	135,209
Section d'acier	$A_s' \text{ (cm}^2\text{)}$	0	5.47	0
	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	2.87	0	10.43
Choix des sections	3HA12	6HA12	6HA16	6HA16
A_s adoptée (cm²)	3.39	6.78	12.06	12.06

➤ **Poutre secondaire**

Tableau V.14 : Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS

Combinaisons	Situation durable		Situation accidentelle	
	ELU		0,8G±E	G+Q±E
	Travée	Appui		
P.S non liée au voileB250	24.51	-52.5	156.58	152.8
P.S liée au voileB616	27.84	-55.4	176.79	191.4
Section d'acier	A_s' (cm²)	0	4.68	0
	A_s (cm²)	2.28	0	15.1
Choix des sections pp	3HA12	6HA12	3HA20+3HA16	6HA20
A_s adoptée (cm²)	3.39	6.78	15.4	18.84

V.3.3.Exemple du calcul

Poutre principale (30x40) cm²

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

Les donné

H = 0.40 m ; b = 0.30 m ; d = 0.36 m ; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $f_{bc} = 14.16\text{MPa}$;

$\sigma_{St} = 348\text{MPa}$

❖ **ELU :**

✓ **En travée :** ($M_{max}^T = 34,784\text{KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34,784 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.16} = 0.063 \rightarrow \mu_{bu} = 0.063 < \mu_l = 0.392$$

=>> Pas d'armatures comprimé $A'_s = 0$

=>> $U_{bu} = 0.063 < 0.275 \rightarrow$ méthode simplifier

- $A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$

Avec :

- $Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.192}) = 0.081$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 * 0.081) = 34.83\text{cm}$$

$$A^t = \frac{34.78 \times 10^6}{348.3 \times 348 \times 10^2} = 2.87\text{ cm}^2$$

✓ **En appuis :** ($M_{max}^A = 64.07 \text{KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{64.07 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.16} = 0.116 \rightarrow U_{bu} = 0.116 < u_l = 0.392$$

=>> Pas d'armatures comprimé $\hat{A}_s = 0$

=>> $U_{bu} = 0.116 < 0.275$ méthode simplifié.

- $A^a = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s}$

Avec :

- $Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.306}) = 0.155$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 \cdot 0.155) = 37.11 \text{cm}$$

$$A^a = \frac{64.07 \times 10^6}{371.1 \times 348 \times 10^2} = 4.68 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} \right) \geq A_{min} = 1.3 \text{cm}^2$$

$$A^a = 4.68 \text{ cm}^2, A^t = 2.87 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **ACC :** ($M_{max}^T = 144,977 \text{KN.m}$; $f_{bc} = 18.5 \text{MPa}$; $\sigma_s = 400 \text{MPa}$)

Pour la Situation accidentelle : $f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0.85}{1.15} = 18.5 \text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{144,977 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 18.5} \cdot 0.21 \Rightarrow U_{bu} = 0.2 < u_l = 0.392$$

=>> Pas d'armatures comprimé $\hat{A}_s = 0$

=>> $U_{bu} = 0.2 < 0.275$ méthode simplifié.

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{Z_b \cdot \sigma_s} \dots\dots\dots \text{V.12}$$

Avec :

- $Z_b = d(1 - 0.4\alpha) \dots\dots\dots \text{V.13}$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.4}) = 0.284 \dots\dots\dots \text{V.14}$

$$Z_b = 36(1 - 0.4 \cdot 0.28) = 31.9 \text{cm}$$

$$A^t = \frac{144,977 \times 10^6}{319 \times 400 \times 10^2} = 11.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité BAEL91/99**

$$A^a = 11.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ rpamin}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ rpamax}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ rpamax}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

❖ **Calcul des armatures transversales**

➤ **Selon BAEL91/99**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq$

$$\frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \dots \dots \dots V.15$$

- b : Largeur de la poutre.
- S_t : L'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d; 30\text{cm})$$

On adopte les espacements..... $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc: } A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{\min}}; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right) = \text{Min}(1.14; 1.2; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm} \quad , \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **Selon l'RPA99/version 2003**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \phi L) = 10 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant4T8 $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{tB.A.E.L.}; S_{tR.P.A} \} \dots \dots S_t = 20 \text{ cm}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «T8 ».

Tableau V.15 : Armatures transversales

Diamètre de l'armature	Espacement selon RPA99/version2003	
	Zone nodal	Zone courante
$\phi_t = 8 \text{ mm}$	$S_t = 10 \text{ cm}$	$S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Recouvrement des barres longitudinales**

Selon l'RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$L_r = 40 \phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 70 \text{ cm}$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

- $h' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$RPA99/version 2003.

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/99 Art A 5-1.2)**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$V_u = T_{max} = 90.13 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{90.13 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 0.83 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33$ **CV**

Tableau V.16 : Vérifications de l'effort tranchant.

V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
90.13	0.83	3.33	CV

V.3.4 : Vérification à L'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$V.16

- σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = Y.K$)

Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$V.17

Avec : $\eta = 15$ (c'est le coefficient d'équivalence acier – béton).

$A_s' = 0$

Moment d'inertie I

$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta [A_s (d-y)^2 + A_s' (y-d')^2]$ V.18

✓ **En travée :** ($M_{ser} = 25,433\text{KN/m}$)

Calcul Y

$$Y = 15 \frac{12.06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times 36 \times 12.06}{7.5(12.06)^2}} - 1 \right) \longrightarrow Y = 15.66 \text{ cm}$$

Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{30 \times (15.66)^3}{3} + 15[12.06(36 - 15.66)^2] \longrightarrow I = 113234.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{25.433 \times 10^{-3}}{113234.05 \times 10^{-8}} \times 0.1566 = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 3.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Sur Appuis :** ($M_{ser} = 46,785\text{KN/m}$)

Calcul Y

$$Y = 15 \frac{12.06}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times 36 \times 12.06}{7.5(12.06)^2}} - 1 \right) \longrightarrow Y = 15.66 \text{ cm}$$

Calcul de Moment d'inertie I

$$I = \frac{30 \times (15.66)^3}{3} + 15[12.06(36 - 15.66)^2] \longrightarrow I = 113234.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{46.785 \times 10^{-3}}{113234.05 \times 10^{-8}} \times 0.1566 = 6.47 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 6.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau V.17 : Vérifications à L'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En Travée	25,433	15.66	113234.05	3.52	15	CV
Sur Appuis	46,785	15.66	113234.05	6.47	15	CV

V.3.5 : Vérification de la flèche

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

- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.08 > 0.0625) \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.08 > 0.054) \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.01 < 0.012) \Rightarrow$ Condition vérifiée

Avec :

- L : La portée de la travée entre nus d'appui ($L=546\text{cm}$)
- h_t : La hauteur totale de la section droite ($h_t= 40 \text{ cm}$)
- d : La hauteur utile de la section droite ($d = 36\text{cm}$)
- b : La largeur de la poutre ($b = 30 \text{ cm}$)
- $M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S ($M_{\text{ser, travée}} = 25.43 \text{ KN.m}$)
- $M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S ($M_{0, \text{ser}} = 46.78 \text{ KN.m}$)
- A : La section des armatures tendue ($A_s = 12.06\text{cm}^2$)
- f_e : La limite élastique de l'acier utilisé ($f_e = 400\text{MPa}$)

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

V.3.6 : Exemple du Calcul

Poutres secondaires (30×45) cm^2

On a suivi les mêmes étapes de calcul pour le ferrailage des poutres secondaires et les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants

➤ Selon BAEL91/99

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq$

$$\frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \dots\dots\dots V.19$$

Avec :

- b : Largeur de la poutre.
- S_t : L'espacement des armatures transversales
- $S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm})$

On adopte les espacements suivants : $\dots\dots S_t = 20 \text{ cm}$

Donc: $A_t \geq 0.4 \times 36 \times 20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.7 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{\text{min}}}; \frac{b}{10} \right) = \text{Min} \left(\frac{40}{35}; 1.6; \frac{30}{10} \right) = \text{Min}(1.14; 1.6; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1.14 \text{ cm}$, On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ **Selon l’RPA99/version2003**

La quantité d’armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L’espace maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \phi_L) = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.7 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : 4T8 :..... $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{iB.A.E.L.}, S_{iR.P.A} \} \dots S_t = 20 \text{ cm}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «T8 ».

Diamètre de l’armature	Espacement selon RPA99/version2003	
	Zone nodal	Zone courante
$\phi_t = 8 \text{ mm}$	$S_t = 10 \text{ cm}$	$S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau V.18 : .Armatures transversales

➤ **Recouvrement des barres longitudinales**

Selon l’RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$$L_r = 40 \phi_l \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 \rightarrow L_r = 64 \text{ cm} , \text{ on adopte: } L_r = 70 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de la zone nodale**

- $h' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003}$

❖ **Vérifications de l’effort tranchant**

Tableau V.19 : Vérifications de l’effort tranchant.

V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
62,29	0.58	3.33	CV

V.3.7 : Vérifications à L’ELS

Tableau V.20 : Vérifications à L’ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	16.28	17.57	136841.43	2.05	15	CV
Appuis	40.12	16.87	139682.16	5.06	15	CV

V.3.8 : Vérification de a flèche

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

- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.085 > 0.0625) \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.09 > 0.056) \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.011 < 0.012) \Rightarrow$ Condition vérifiée

Avec :

- $h_t = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 470 \text{ cm} ; A_s = 16.77 \text{ cm}^2$
- $M_{ser, travée} = 16.28 \text{ KN.m} ; M_{0, ser appuis} = 40.12 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.9 : Schémas de ferrailage des poutres

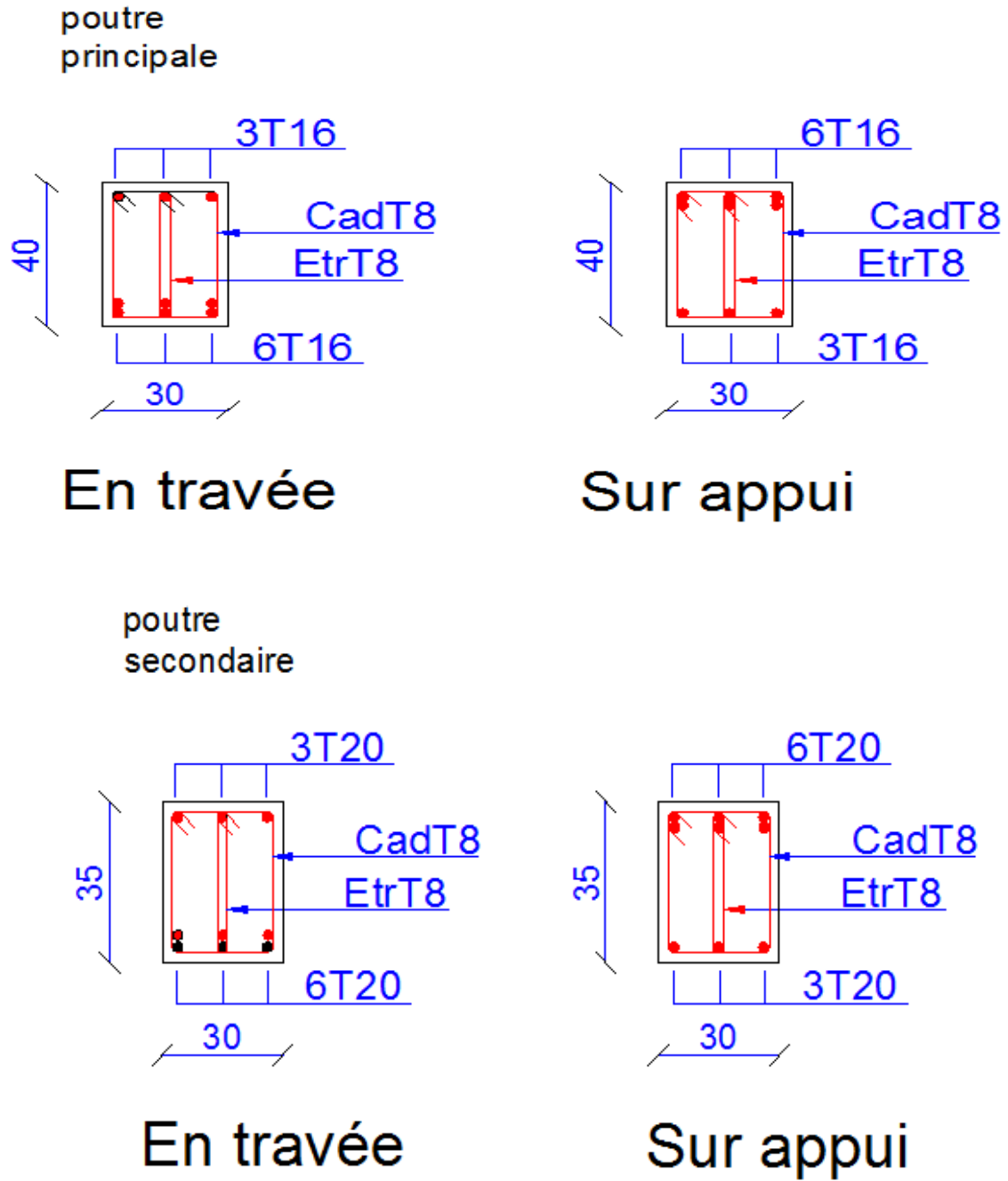


Figure V.5 : Schémas de ferrailage des poutres

V.4 : Ferrailage des voiles

V.4.1 : Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91/99 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend cinq (4) types des voiles

Type 1 : $L = 1.5\text{m}$, type 2 : $L = 2\text{m}$, type 3 : $L = 3.15\text{ m}$, type 4 : $L = 5.2\text{m}$,

Que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone 1** : RDC et 1^{ère} étage.
- **Zone 2**: 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- **Zone 3** : 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- **Zone 4** : 6^{ème} et 7^{ème} étage.
- **Zone 5** : 8^{ème} et 9^{ème}.
- **Zone 6** : 10^{ème} étage.

V.4.2 : Recommandations du RPA99/version2003

➤ Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

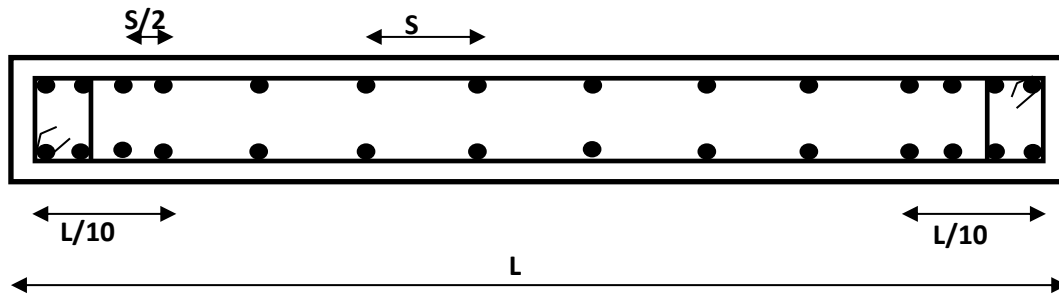


Figure V.6: Disposition des armatures verticales dans le voile.

➤ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 e$ (e : épaisseur du voile) $\Rightarrow S \leq 30$ cm
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } T = 1.4 V_u \dots\dots\dots V.20$$

- V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Armatures de potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4T10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Combinaisons du calcul**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL91/99	{	1.35 G + 1.5 Q
		G + Q
Selon le RPA99/version 2003	{	G + Q + E
		0.8G + E

V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/vesrion2003 sous les sollicitations suivantes :

1. $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2. $N_{traction}^{max}, M_{corr}$
3. M_{max}, N_{corr}

V.4.3 : Présentation de la méthode du calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \dots\dots\dots V.21$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué,
- M : Moment fléchissant appliqué.
- B : Section du voile.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie.

NB : L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

❖ **On distingue 3 cas**

➤ **1er cas**

Si (σ_1 et σ_2) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

- F : Volume de contrainte

L_c : Longueur de la section comprimée ($L_c = L$)

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e} \dots\dots\dots V.22$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e \dots\dots\dots V.23$$

➤ **2ème cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

L_T : Longueur de la section tendue.

$$L_T = L \dots \dots \dots V.24$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T e \dots \dots \dots V.25$$

$$A_v = F/f_e \dots \dots \dots V.26$$

➤ **3ème cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L \dots \dots \dots V.27$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T \dots \dots \dots V.28$$

$$A_v = F/f_e \dots \dots \dots V.29$$

➤ Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.

➤ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

V.3.5 : Exemple du calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1 ; Zone1) de ($L= 1.5\text{m}$; $e=0.2\text{ m}$)

➤ **Détermination des sollicitations**

$$N = 265,64\text{KN} \quad ; \quad M = 731,74\text{KN.m} \quad ; \quad V = 4.95 \text{ KN} \quad ; \quad B = L \times e = 0.3 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 0.056\text{m}^3 \quad ; \quad V = \frac{L}{2} = 0.75 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = 10642 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = -8871.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 10642 \text{ KN/m}^2$$

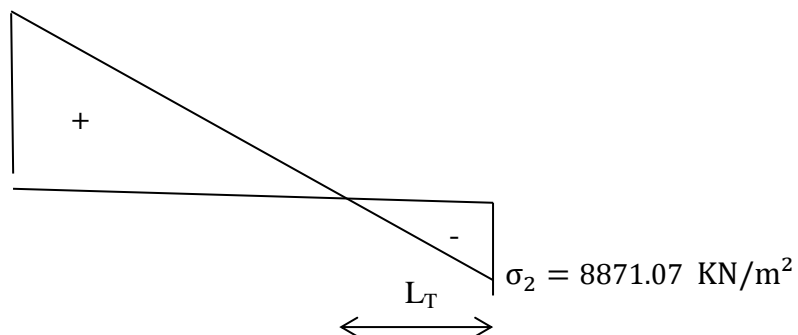


Figure V.7 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée.

La section est partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} ; \quad L = 0.68m \quad ; \quad F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = 639,74KN \quad ;$$

➤ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} \quad ; \quad A_s = \frac{F}{f_e}$$

Avec : $V =$ l'effort tranchant. $\Rightarrow A_v = 15.99 + 0.19 = 16.18 \text{ cm}^2$

Section minimale d'armature verticale :

• **Selon RPA**

$$A_{min} = 0,2\% \cdot l_t \cdot e = 2.72 \text{ cm}^2$$

• **Selon le BAEL**

Section partiellement comprimée :

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{bh}{1000}, 0.23B \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{min} = 3.62 \text{ m}^2$$

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003

✓ **Zone tendue**

- Zone d'about : $(150/10) = 15\text{cm}$. $S_t = 7.5\text{cm}$
- Zone courante : 48cm $S_t = 15\text{cm}$
- Zone comprimée : 82cm $S_t = 20\text{cm}$

On adopte :

(2x3 HA14 potelets) Avec $S_t = 7.5\text{cm}$	➡	9.23cm^2	}	$A_{adopté} = 18.46\text{cm}^2$
(2x3HA14 courante) Avec $S_t = 15\text{cm}$	➡	9.23cm^2		

$$A_{vj} = \frac{1,4v}{f_e} \times 1,1 = \frac{1,4 \times 4.95 \times 10^3}{f_e} \times 1,1 = 0.19\text{cm}^2$$

➤ **Armature minimale dans la zone tendue**

Vérifications vis à vis du RPA V 2003(art : 7.7.4.1) : $A_{adopté} = 18.46 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = (0,2/100) (L_t \times e)$$

$$A_{min} = 2.72 \text{ cm}^2$$

} ➡ $A_{adopté} = 18.48\text{cm}^2 > A_{min} = 2.92 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales**

• **Selon RPA**

Globalement dans la section du voile : $A_H = 0,15\% \times 1.5 \times 0,2 = 4.5\text{cm}^2$

• **Selon le BAEL**

$$A_H = A_v / 4 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_H = \max [\text{RPA.V2003} ; \text{BAEL}] = 4.62\text{cm}^2$

Soit : 15 HA10 = 11.77 cm^2 /nappe.

➤ **Armatures transversales**

D'après l'RPA 99 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement**

• **Selon le RPA :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 art 7.7.2 à :

• $\tau_{adm} = 0,2x f_{c28} = 5 \text{ MPA} \dots\dots\dots V.30$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{max} = 4.95 \text{KN}$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = \frac{1,4 \times 4.95 \times 10^3}{(200 \times 0,9 \times 1500)} = 0,0257 < \tau_{adm} = 5 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

• **Selon le BAEL :**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 4.95 \times 10^3 / (0,20 \times 0,9 \times 1.5) = 0.018$$

MPa.....V.31

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min (0,15.f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

V.3.4 : Vérification à L'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} \quad 2,31 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.21 : Ferrailage verticale du voile type 1

	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	Av (cm ²)
Zone 1	N^{min}	1314,44	733,53	14161,87	-5398,93	SPC	1,09	0,41	223,52	5,59
	N^{max}	22,17	144,15	1995,90	-1848,10	SPC	0,78	0,72	174,66	4,37
	M^{max}	265,64	731,74	10642,08	-8871,15	SPC	0,82	0,68	639,74	15,99
Zone 2	N^{min}	971,84	109,96	4705,63	1773,31	SEC	1,50	/	933,86	0
	N^{max}	156,37	56,188	1270,41	-227,94	SPC	1,27	0,23	6,06	0,15
	M^{max}	811,5	391,42	7924,04	-2514,04	SPC	1,14	0,36	92,51	2,31
Zone 3	N^{min}	786,53	87,02	3782,03	1461,50	SEC	1,50	/	754,39	0
	N^{max}	133,22	63,99	1297,27	-409,13	SPC	1,14	0,36	14,71	0,37
	M^{max}	617,51	305,35	6129,70	-2012,97	SPC	1,13	0,37	75,44	1,89
Zone 4	N^{min}	570,12	78,58	2948,08	852,72	SEC	1,50	/	570,12	0
	N^{max}	107,01	62,66	1192,17	-478,77	SPC	1,07	0,43	20,58	0,51
	M^{max}	442,02	261,15	4955,40	-2008,60	SPC	1,07	0,43	86,90	2,17
Zone 5	N^{min}	380,33	9,99	1400,97	1134,57	SEC	1,50	/	380,33	0
	N^{max}	74,09	51,298	930,94	-437,01	SPC	1,50	0,48	278,76	6,97
	M^{max}	302,21	267,57	4575,03	-2560,30	SPC	0,96	0,54	231,30	5,78
Zone 6	N^{min}	174,18	18,50	827,29	333,91	SEC	1,50	/	380,33	0
	N^{max}	32,31	300,77	4117,97	-3902,57	SPC	1,50	0,73	278,76	6,97
	M^{max}	122,89	320,81	3867,85	-4687,11	SPC	0,68	0,82	231,30	5,78

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre est celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N^{max} ; N^{min} ; M^{max} .

Tableau V.22 : Choix des barres du voile type 1

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5	Zone 6	
Section d'armature	A_s (cm ²)	15,99	2.31	1.89	2.17	6.97	6.97	
Armature de coutures	A_{vj}	0.19	0.2	0.197	0.213	0.357	0.38	
$A_v=A_s+ A_{vj}$	(Cm ²)	16.18	2.51	2.09	2.38	7.33	7.35	
Section min R.P.A $A_{min} = 0,2\%.L_t. e$		2.72	1.44	1.48	1.72	1.92	2.92	
Section min BAEL		3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	
Max {A_v, A_{min}}		16.18	3.62	3.62	3.62	7.33	7.35	
A adoptée (cm²)		18.46	6.28	6.28	6.28	7.68	7.9	
Choix des barres	Zone tendu	Zone courante	3HA14/ Nap	2HA10/ nap	2HA10/ nap	2HA10/ nap	2HA10/ nap	3HA10/ nap
		Zone d'about	3HA14/ Nap	2HA10/ nap	2HA10/ nap	2HA10/ nap	2HA12/ nap	2HA10/ nap
	Zone comprimé	4HA14/ Nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap	
Espacement (cm)	Zone courante	15	20	20	20	20	15	
	Zone d'about	7.5	10	10	10	10	10	
	Zone comprimé	20	25	25	25	25	15	
Section d'armature BAEL	$A_{horizontale}$ (cm ²)	4.62	1.57	1.57	1.57	1.92	1.97	
Section min R.P.A	A_{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	
A_H adoptée (cm²)		18.96 / nap	18.96 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	18.96 / nap	
Choix des barres		24HA10 /nap	24HA10 /nap	20HA10 /nap	20HA10 /nap	20HA10 /nap	24HA10 /nap	
Espacement (cm)		15	15	15	15	15	15	
Section d'armature transversale	$A_{transversale}$ (cm ²)	4 épingles de HA8/ml						

Tableau V.23 : Ferrailage verticale du voile type 2

	Sollicitation	N KN	M KN.m	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nature	L_c m	L_T m	F KN	A_v cm ²
Zone 1	N^{min}	1937,31	533,30	8853,05	833,50	SEC	2,00	/	1855,8	0,00
	N^{max}	183,15	171,90	1750,42	-834,67	SPC	1,30	0,70	64,89	1,62
	M^{max}	1645,69	1280,1	13738,7	-5510,25	SPC	1,40	0,60	352,20	8,81
Zone 2	N^{min}	1750,61	941,00	11451,7	-2698,67	SPC	1,59	0,41	117,96	2,95
	N^{max}	69,67	617,79	4819,25	-4470,90	SPC	1,01	0,99	460,43	11,51
	M^{max}	1750,61	941,00	11451,7	-2698,67	SPC	1,59	0,41	117,96	2,95
Zone 3	N^{min}	1411,43	768,13	9303,99	-2246,84	SPC	1,59	0,41	96,04	2,40
	N^{max}	99,34	697,78	5494,88	-4998,18	SPC	1,02	0,98	509,62	12,74
	M^{max}	1411,43	768,13	9303,99	-2246,84	SPC	1,59	0,41	96,04	2,40
Zone 4	N^{min}	1012,6	231,24	4270,17	792,83	SEC	2,00	/	1936,7	0,00
	N^{max}	128,59	187,64	1732,35	-1089,40	SPC	1,04	0,96	489,17	12,23
	M^{max}	346,16	708,74	6194,34	-4463,54	SPC	1,13	0,87	412,19	10,30
Zone 5	N^{min}	612,96	253,82	3440,82	-376,02	SPC	1,81	0,19	6,77	0,17
	N^{max}	113,27	156,35	1458,81	-892,46	SPC	1,00	1,00	445,16	11,13
	M^{max}	274,19	627,49	5403,46	-4032,51	SPC	1,11	0,89	374,74	9,37
Zone 6	N^{min}	208,66	54,287	929,82	113,48	SEC	2,00	/	208,66	0,00
	N^{max}	44,89	321,54	2529,87	-2305,42	SPC	2,00	0,95	219,84	5,50
	M^{max}	75,07	611,19	4783,13	-4407,78	SPC	2,00	0,96	422,78	10,57

Tableau V.24 : Choix des barres du voile type 2

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5	Zone 6
Section d'armature	A_s (cm ²)	8.81	11,51	12,74	12,23	11,13	10,57
Armature de coutures	A_{vj}	0.48	0.61	0.74	0.9	1.153	0.38
$A_v=A_s+ A_{vj}$	(Cm ²)	9.29	12.12	13.48	13.3	12.28	10.95
Section min R.P.A $A_{min} = 0,2\%.L_t. e$		2.4	3.96	3.92	3.84	4	3.84
Section min BAEL		4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83
Max {Av, Amin}		9.29	12.12	13.48	13.3	12.28	10.95
A adoptée (cm²)		11.3	15.82	15.82	15.82	15.82	15.82
Choix des barres	Zone tendu	Zone courante	3HA12/ nap	4HA12/ nap	4HA12/ nap	4HA12/ nap	4HA12/ nap
		Zone d'about	2HA12/ nap	3HA12/ nap	3HA12/ nap	3HA12/ nap	3HA12/ nap
	Zone comprimé	5HA10/ nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap	4HA10/ nap
Espacement (cm)	Zone courante	15	20	20	20	20	20
	Zone d'about	7.5	10	10	10	10	10
	Zone comprimé	25	25	25	25	25	25
Section d'armature BAEL	$A_{horizontale}$ (cm ²)	2.82	3.95	3.95	3.95	3.95	3.95
Section min R.P.A	A_{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6
AH adoptée (cm²)		18.96 / nap	18.96 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	18.96 / nap
Choix des barres		24HA10 /nap	24HA10 /nap	20HA10 /nap	20HA10 /nap	20HA10 /nap	24HA10 /nap
Espacement (cm)		15	15	15	15	15	15
Section d'armature transversale	A transversale (cm²)	4 épingles de HA8/ml					

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.25 : Ferrailage verticale du voile type 3

	Sollicitation	N KN	M KN.m	Ö1 KN/m ²	Ö2 KN/m ²	Nature	Lc m	LT m	F KN	Av cm ²
Zone 1	N ^{min}	2446,96	15,94	3932,34	3835,78	SEC	3,15	0,00	2446,7	0,00
	N ^{max}	627,40	431,66	2303,30	-311,56	SPC	2,77	0,38	11,69	0,29
	M ^{max}	-1360,9	3498,33	8435,73	-12756,8	SPC	1,25	1,90	2418,7	60,4
Zone 2	N ^{min}	2147,23	11,08	3441,86	3374,74	SEC	3,15	0,00	2147,2	0,00
	N ^{max}	511,03	389,91	1992,14	-369,82	SPC	2,66	0,49	18,24	0,46
	M ^{max}	703,76	1861,77	6756,09	-4521,94	SPC	1,89	1,26	571,12	14,3
Zone 3	N ^{min}	1771,04	15,47	2858,03	2764,32	SEC	3,15	0,00	1771,1	0,00
	N ^{max}	408,83	383,69	1811,07	-513,20	SPC	2,45	0,70	35,69	0,89
	M ^{max}	950,90	783,10	3881,25	-862,52	SPC	2,64	0,51	37,16	0,93
Zone 4	N ^{min}	1354,78	22,62	2218,96	2081,93	SEC	3,15	0,00	1354,8	0,00
	N ^{max}	291,98	349,42	1521,80	-594,88	SPC	2,26	0,89	52,66	1,32
	M ^{max}	669,54	621,36	2944,77	-819,24	SPC	2,46	0,69	56,17	1,40
Zone 5	N ^{min}	864,17	31,93	1468,41	1274,99	SEC	3,15	0,00	864,17	0,00
	N ^{max}	145,48	387,645	1405,04	-943,20	SPC	1,98	1,17	22,62	0,57
	M ^{max}	554,83	586,25	2656,34	-894,98	SPC	2,36	0,79	71,05	1,78
Zone 6	N ^{min}	273,75	51,278	589,84	279,21	SEC	3,15	0,00	273,75	0,00
	N ^{max}	43,02	86,647	330,73	-194,15	SPC	1,98	1,17	22,62	0,57
	M ^{max}	156,41	426,451	1539,92	-1043,38	SPC	1,88	1,27	132,75	3,32

Tableau V.26 : Choix des barres du voile type 3

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5	Zone 6	
Section d'armature	A_s (cm ²)	60,47	14,28	0,93	1,40	1,78	3,32	
Armature de coutures	A_{vj}	0.198	0.33	0.44	0.61	1.51	0.38	
$A_v=A_s+A_{vj}$	(Cm ²)	60.67	14.61	1.37	2.01	3.29	3.7	
Section min R.P. A Amin = 0,2%.L_t. e		7.6	5.04	2.04	2.76	3.16	5.08	
Section min BAEL		7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	
Max {A_v, A_{min}}		60.67	14.61	7.6	7.6	7.6	7.6	
A adoptée (cm²)		64	15.7	7.85	7.85	7.85	12.56	
Choix des barres	Zone tendu	Zone courante	11HA16/ nap	6HA10/ nap	2HA10/ nap	2HA10/ nap	2HA10/ nap	5HA10/ nap
		Zone d'about	5HA16/ nap	4HA10/ nap	3HA10/ nap	3HA10/ nap	3HA10/ nap	3HA10/ nap
	Zone comprimé	6HA10/ nap	8HA10/ nap	10HA10/ nap	10HA10/ nap	10HA10/ nap	8HA10/ nap	
Espacement (cm)	Zone courante	15	15	15	20	20	20	
	Zone d'about	7.5	10	10	10	10	10	
	Zone comprimé	20	25	25	25	25	25	
Section d'armature BAEL	$A_{horizontale}$ (cm ²)	16	3.93	1.96	1.96	1.96	3.14	
Section min R.P.A	A_{min} (cm ²)	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	
A_H adoptée (cm ²)		18.96 / nap	18.96 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	18.96 / nap	
Choix des barres		24HA10 /nap	24HA10 /nap	20HA10 /nap	20HA10 /nap	20HA10 /nap	24HA10 /nap	
Espacement (cm)		15	15	15	15	15	15	
Section d'armature transversale	$A_{transversale}$ (cm ²)	4 épingles de HA8/ml						

Tableau V.27 : Ferrailage verticale du voile type 4

	Sollic - tations	N KN	M KN.m	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nature	L _c m	L _T m	F KN	Av cm ²
Zone 1	N _{min}	4447,02	2668,53	7241,01	1310,95	SEC	5,20	/	583,94	0
	N _{max}	-652,81	1687,24	1247,01	-2502,4	SPC	1,73	3,47	868,47	21,71
	M _{max}	214,79	10119,8	11450,8	-11037	SPC	2,64	2,56	2750,1	68,75
Zone 2	N _{min}	3244,72	7144,29	11058,02	-4818,2	SPC	3,62	1,58	760,37	19,01
	N _{max}	-215,27	1583,79	1552,78	-1966,8	SPC	2,29	2,91	571,50	14,29
	M _{max}	381,18	7311,59	8490,51	-7757,5	SPC	2,72	2,48	1925,9	48,15
Zone 3	N _{min}	2277,99	4134,65	6784,43	-2403,7	SPC	3,84	1,36	326,99	8,17
	N _{max}	82,28	794,32	961,69	-803,5	SPC	2,83	2,37	190,17	4,75
	M _{max}	551,89	4245,14	5247,49	-4186,2	SPC	2,89	2,31	965,95	24,15
Zone 4	N _{min}	1407,93	2132,70	3723,45	-1015,9	SPC	4,09	1,11	113,23	2,83
	N _{max}	222,44	1011,63	1337,92	-910,2	SPC	3,09	2,11	191,61	4,79
	M _{max}	582,16	2176,78	2978,41	-1858,9	SPC	3,20	2,00	371,45	9,29
Zone 5	N _{min}	742,65	26,14	743,14	685,04	SEC	5,2	/	171,16	0
	N _{max}	39,45	403,39	486,14	-410,28	SPC	2,78	2,42	101,04	2,53
	M _{max}	295,03	976,40	1368,57	-801,21	SPC	3,25	1,95	157,08	3,93

Tableau V.28 : Choix des barres du voile type 4

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5	Zone 6	
Section d'armature	A_s (cm ²)	68,75	48,15	24,15	9,29	4,28	/	
Armature de coutures	A_{vj}	0.28	0.26	0.57	0.987	1.45	/	
$A_v=A_s+ A_{vj}$	(Cm ²)	69.03	48.41	24.72	10.28	5.73	/	
Section min R.P.A $= 0,2\%.L_t. e$	A_{min}	10.24	9.92	9.24	8	7.8	/	
Section min BAEL		12.56	12.56	12.56	12.56	12.56	/	
Max {A_v, A_{min}}		69.03	48.41	24.72	12.56	12.56	/	
A adoptée (cm²)		72.36	49.28	25.28	22.12	22.12	/	
Choix des barres	Zone tendu	Zone courante	12HA16/ nap	10HA1 4/nap	10HA1 0/nap	8HA10 / nap	8HA10 / nap	/
		Zone d'about	6HA16/ nap	6HA14 / nap	6HA10 / nap	6HA10 / nap	6HA10 / nap	/
	Zone comprimé	11HA10/ nap	11HA1 0/ nap	11HA1 0/ nap	11HA1 0/ nap	11HA1 0/ nap	/	
Espacement (cm)	Zone courante	15	20	20	20	20	/	
	Zone d'about	10	10	10	10	10	/	
	Zone comprimé	25	25	25	25	25	/	
Section d'armature BAEL	$A_{horizontale}$ (cm ²)	18.09	12.32	6.32	5.53	5.53	/	
Section min R.P.A	A_{min} (cm ²)	15.6	15.6	15.6	15.6	15.6	/	
A_H adoptée (cm ²)		18.96 / nap	18.96 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	15.8 / nap	/	
Choix des barres		24HA10 /nap	24HA 10 /nap	20HA 10 /nap	20HA 10 /nap	20HA 10 /nap	/	
Espacement (cm)		15	15	15	15	15	/	
Section d'armature transversale	$A_{transversale}$ (cm ²)	4 épingles de HA8/ml						

Tableau V.29 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

Voile	Zone	V KN	Vérification des contraintes de cisaillement					Vérification à l'ELS		
			τ_b MPa	OBS	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	OBS	Ns	σ_{bc} MPa	OBS
Type 1	1	4,5	0,0111	CV	0,0156	2,5	CV	790,17	2,31	CV
	2	5,38	0,0199	CV	0,0279	2,5	CV	671,31	2,05	CV
	3	5,45	0,0202	CV	0,0283	2,5	CV	553,84	1,69	CV
	4	6,04	0,0224	CV	0,0313	2,5	CV	430,58	1,31	CV
	5	6,61	0,0245	CV	0,0343	2,5	CV	288,8	0,88	CV
	6	10,92	0,0404	CV	0,0566	2,5	CV	128,11	0,39	CV
Type 2	1	13,73	0,0509	CV	0,0712	2,5	CV	1284,3	3,00	CV
	2	17,55	0,0650	CV	0,0910	2,5	CV	1111,1	2,60	CV
	3	21,11	0,0782	CV	0,1095	2,5	CV	909,34	2,13	CV
	4	25,54	0,0946	CV	0,1324	2,5	CV	694,8	1,62	CV
	5	29,03	0,1075	CV	0,1505	2,5	CV	446,84	1,04	CV
	6	27,47	0,1017	CV	0,1424	2,5	CV	153,59	0,36	CV
Type 3	1	6,8	0,0252	CV	0,0353	2,5	CV	1892,39	2,62	CV
	2	11,53	0,0427	CV	0,0598	2,5	CV	1664,65	2,54	CV
	3	15,71	0,0582	CV	0,0815	2,5	CV	1373,82	2,09	CV
	4	21,95	0,0813	CV	0,1138	2,5	CV	1048,64	1,60	CV
	5	26,66	0,0987	CV	0,1382	2,5	CV	664,48	1,01	CV
	6	42,88	0,1588	CV	0,2223	2,5	CV	219,29	0,33	CV
Type 4	1	9,05	0,0335	CV	0,0469	2,5	CV	2258,56	1,97	CV
	2	10,86	0,0402	CV	0,0563	2,5	CV	1891,06	1,70	CV
	3	19,96	0,0739	CV	0,1035	2,5	CV	1477,09	1,37	CV
	4	32,28	0,1196	CV	0,1674	2,5	CV	1038,3	0,96	CV
	5	50,49	0,1870	CV	0,2618	2,5	CV	544,5	0,51	CV

V.4.5 : Schémas de ferrailage des voiles

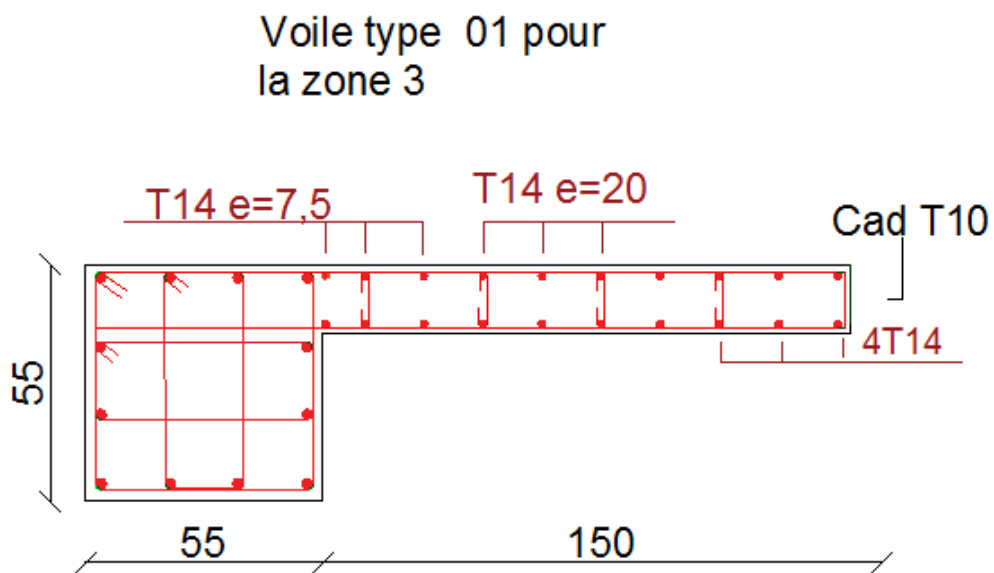
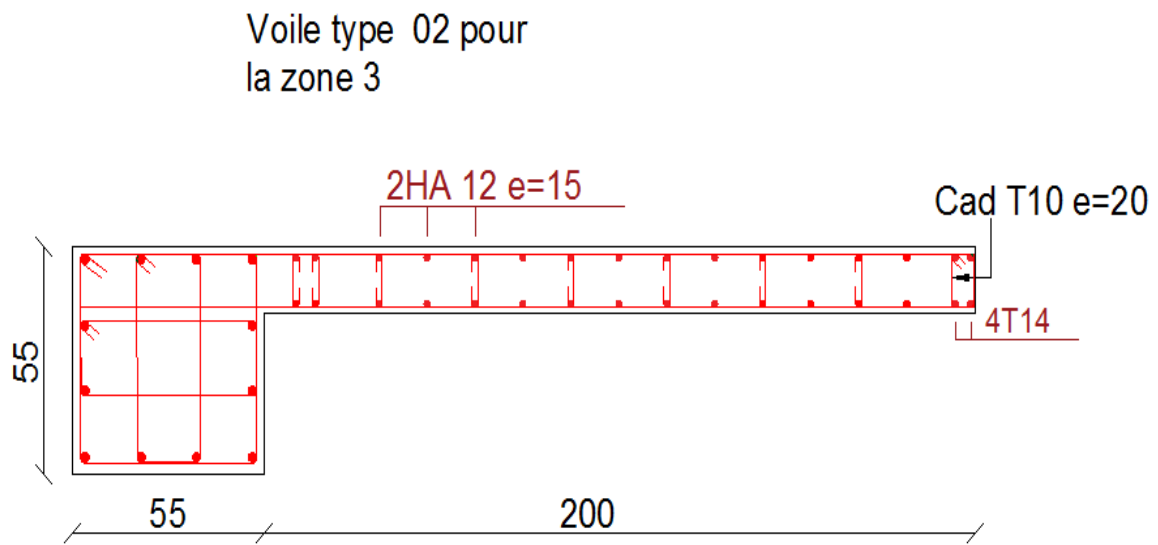


Figure V.8 : Schémas de ferrailage des voiles

Chapitre VII:

Etude de l'infrastructure

VI.1 : Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

On distingue deux types des fondations :

- ✓ **Fondation superficielles** : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
- ✓ **Fondations profondes** : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.2 : Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}=0.2\text{MPa}$.

VI.3 : Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

VI.4 : Calcul de surface revenant à la semelle

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_{tot}}{S_b} < 50\% \dots\dots\dots \text{VI.1}$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \dots\dots\dots \text{VI.2}$$

$$N_s = 2183.55 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- $S_1 \geq \frac{2183.55}{200} = 10.92 \text{ m}^2$
- $S_{\text{TOT}} = S_1 \times n_{\text{pot}} = 10.92 \times 47 = 513.24 \text{ m}^2$

La surface d'emprise du bâtiment est $S_{\text{bat}} = 532.24 \text{ m}^2$.

➤ **Vérification**

$$\frac{S_{\text{tot}}}{S_b} = \frac{513.24}{532.24} = 0.96 = 96\% > 50\%$$

❖ **Conclusion**

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.5 : Etude du radier général

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures)

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

❖ **L'épaisseur de radier**

➤ **Condition forfaitaire**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} < h_r < \frac{L_{\text{max}}}{5} \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

$L_{\text{max}} = 5.88 \text{ m}$: c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $68.25 \text{ cm} < h_r < 109.2 \text{ cm}$

➤ **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \dots\dots\dots \text{VI.4}$$

Avec :

- E = 32164195 KN/m². MPa (module de young du béton).
- K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 KN/m³.
- b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre.
- I : Inertie de la section transversale du radier.
- $I = \frac{bh^3}{12}$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 80 \text{ cm}$$

D'après les résultats trouvés à {1} et {2}, on prend l'épaisseur de radier (**h_r=85 cm**)

➤ **Le calcul de débord**

Calcul du D (débordement)

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_r}{2} ; 30\text{cm} \right) = 42.5\text{cm.} \quad \text{Soit : } D= 50\text{cm}$$

La surface totale de l'immeuble est de 450 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier à cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S_{\text{bat}} + D. (\text{Périmètre}) = 532.24 + 0,50 \times (102.45) = 583.47 \text{ m}^2$$

- **S_r** : Surface de radier.
- **S_{bat}** : Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est : **S_r= 583.47m²**.

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

$$N_u = 1.35 G_{\text{totale}} + 1.5 Q_{\text{totale}} \quad ; \quad N_s = G_{\text{totale}} + G_{\text{totale}}$$

$$G_{\text{totale}} = 75290.3\text{KN} \quad ; \quad Q_{\text{totale}} = 11383.78 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,3 \cdot \sigma_{\text{adm}}} = \frac{118717.575}{1,3 \times 200} = 445.61.33\text{m}^2$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{86674.08}{200} = 433.37\text{m}^2$$

➤ **Condition de cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement (CBA93 Art 5.1.1 page 38)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.06 f_{cj} / \gamma_b \dots\dots\dots \text{VI.5}$$

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU.

b : Désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9h \quad b = 1m$$

$$L_x = 4.10 \text{ m.} \quad ; \quad L_y = 5.10 \text{ m.}$$

- $G = \frac{Gt}{S_{rad}} = \frac{75290.3}{583.47} = 129.04 \text{ KN/m}^2$
- $Q = \frac{Qt}{S_{rad}} = \frac{11383.78}{583.47} = 19.51 \text{ KN/m}^2$

$N_U \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$P \text{ (KN)}$	$V_{UX} \text{ (KN/m)}$	$V_{UY} \text{ (KN/m)}$
		$\frac{P}{2L_y + L_x}$	$\frac{P}{3L_y}$
$1.35G + 1.5Q$	$P = N_u \times l_x \times l_y$		
203.47	4254.56	397.52	278.08

- $\tau_u = \frac{V_{ux}}{bx0.9h} \leq \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \geq \frac{V_{ux} \times \gamma_b}{bx0.9 \times 0.06 f_{cj}} \Rightarrow h_1 = 44.17 \text{ cm}$
- $\tau_u = \frac{V_{uy}}{bx0.9h} \leq \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h_1 \frac{V_{uy} \times \gamma_b}{bx0.9 \times 0.06 f_{cj}} \Rightarrow h_1 = 30.89 \text{ cm}$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{VI.6}$$

- μ_c : Périmètre du contour

✓ **Sous voiles**

$N_{u,voil} = 3079.94 \text{ KN}$: Effort normal ultime de voile le plus sollicité

$$\mu_c = 2(e + L + 2h) = 2(0.2 + 5.2 + 2h) = (10.8 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (10.8 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(10.8 + 4h) \times h$$

On obtient : $3h^2 + 8.1h - 3079.94$

D'où : $h \geq 30.27 \text{ cm}$.

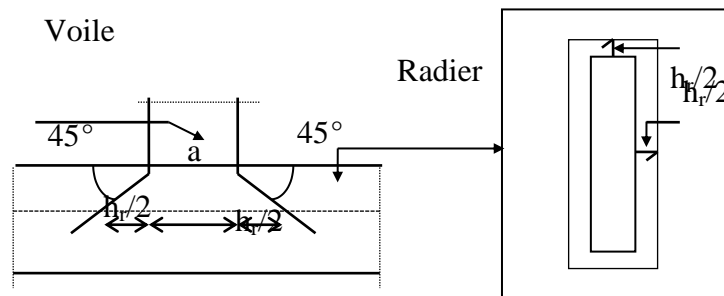


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges.

✓ **Sous Poteaux**

$N_{u,pot} = 2999.91 \text{ KN}$: Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.65 + h) = (2.6 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times (2.6 + 4h) \times h \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.75(2.6 + 4h) \times h$$

On obtient : $3h^2 + 1.95h - 2999.91$

D'où : $h \geq 31.29 \text{ cm}$

➤ **Conclusion**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier

$h = 0.85 \text{ m}$.

➤ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique**

La vérification d'un radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin d'assurer le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times Z \times S \dots\dots\dots VI.7$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bat}} = 98541.2 \text{ KN}$$

- F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement $F_s = 1.5$
- γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)
- Z : Profondeur de l'infrastructure ($Z = 1.5 \text{ m}$)
- S : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 583.47 \text{ m}^2$)

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 13128.075 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV (pas de risque de soulèvement)}$$

➤ **Caractéristique géométrique du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \dots\dots\dots VI.8$$

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 15.45 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 12.47 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 15.27 \quad ; \quad Y_{\text{sup}} = 12.17$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |15.45 - 15.27| = 0.18 \text{ m}$$

$$e_y = |12.47 - 12.17| = 0.3 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I_{xx} = 31347.8 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 34376 \text{ m}^4$$

❖ **Vérification de la stabilité au renversement du radier**

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5 \dots \dots \dots \text{VI.9}$$

- M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre
- M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule

suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h \dots \dots \dots \text{V.10}$$

Avec :

- M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre IV
- V : L'effort tranchant à la base de la structure
- h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier = 0.85 m
- $b_x = L_x - X_g = 16.31 \text{ cm}$; $b_y = L_y - Y_g = 15.7 \text{ cm}$

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 98541.2 \times 16.31 = 1607206.972 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 98541.2 \times 15.70 = 1547096.84 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 236906,6338 + 8795.32 \times 0.85 = 245701.954 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 227252,669 + 8436,91 \times 0.85 = 235689.579 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 6.54 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 6.56 > 1.5$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens

❖ **Vérification de la stabilité au renversement du radier**

D'après l'RPA99/version2003 le radier est stable si

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4} \dots\dots\dots \text{VI.11}$$

Avec :

- e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : Moment globale de la structure.
- N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0.8G+E		G+Q+E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	67453,84	67453,84	93954,21	93954,21
Mstr (KN. m)	128984,31	76655,614	135620,03	66770,975
e (m)	1.91	1.14	1.43	0.71
l/4 (m)	4.08	3.93	4.08	3.93
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

➤ **Evaluation et vérification des contraintes sous le radier**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

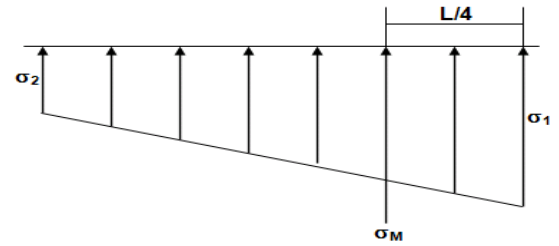
La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{VI.12}$$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

- N : Effort normal appliqué à la surface de radier.
- M : Moment fléchissant appliqué à la surface de radier.
- B : Surface total du radier.
- V : Distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.
- I : Moment d'inertie du radier.



A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0.8G + E		G + Q + E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	67582.48	67453,84	79702,2	79702,2
M_{rad} (KN. m)	128984,31	76655,614	145620,03	66770,975
V (m)	15.45	12.47	15.45	12.47
I (m⁴)	33946.5	37212.8	33946.5	37212.8
B (m²)	583.47	583.47	583.47	583.47
σ₁ (KN/m²)	174.48	141.29	202.88	158.98
σ₂ (KN/m²)	57.12	89.92	70.32	114.23
σ_{moy} (KN/m²)	145.14	83.49	151.91	168.04
σ_{adm} (KN/m²)	300	300	300	300
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

❖ Ferrailage des panneaux du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le BAEL91/99, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

➤ **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$: le panneau porte dans les deux sens

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

- L_x : Le petit portée de panneau ($L_x=4.10m$)
- L_y : La grande portée de panneau ($L_y=5.00m$)

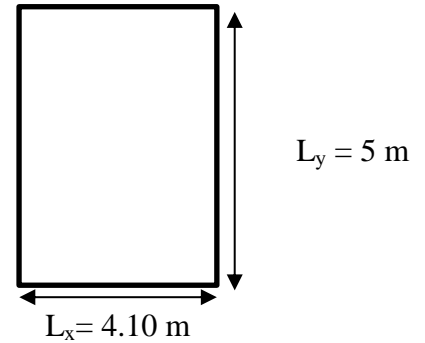


Figure VI.2 : Le panneau le plus sollicité.

Donc : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{5} = 0.82$ donc le panneau porte dans les deux sens

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ VI.12

$M_y = \mu_y M_x$ VI.13

Notre panneau est intermédiaire donc il est encasté aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

	Dans le sens de la petite portée	Dans le sens de la grande portée
En travée	$M_{tx} = 0.75M_x$	$M_{ty} = 0.75M_y$
En appuis	$M_{ax} = -0.5M_x$	$M_{ay} = -0.5M_x$

➤ **Evaluation des Charges et Surcharges**

- $q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{118717.575}{583.47} = 203.47 \text{KN/m}^2$
- $q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{86674.08}{583.47} = 148.55 \text{KN/m}^2$

Tableau.VI.3 : Calcul des moments

L'ELU			L'ELS		
α	μ_x	μ_y	α	μ_x	μ_y
0.82	0.0539	0.6494	0.82	0.0599	0.7518
$M_x = \mu_x q L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$	$M_x = \mu_x q L_x^2$		$M_y = \mu_y M_x$
184.36		119.72	149.58		112.45

Donc les moments en travée et en appuis sont

Tableau.VI.4 : Calcule des moments en travée et sur appuis

	Dans le sens de la petite portée		Dans le sens de la grande portée	
	en travée	en appuis	en travée	en appuis
	$M_{tx}=0.75M_x$	$M_{ax}=-0.5M_x$	$M_{ty}=0.75 M_y$	$M_{ay}=-0.5 M_y$
ELU	138.27	-92.18	89.79	-59.86
ELS	112.185	-74.79	84.34	-56.225

➤ **Espacement maximal**

Fissuration préjudiciable

- $S_{tx} \leq \text{Min} (33\text{cm} ; 3h) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$
- $S_{ty} \leq \text{Min} (45\text{cm} ; 4h) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures à L'ELU**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VI.5 : Calcul des armatures de radier a l'ELU

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
$M_u(\text{KN.m})$	138.27	92.18	89.79	59.86
$A_s' (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.00	0.00	0.00	0.00
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	5.25	3.49	3.41	2.27
$A_{s\text{min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	9.24	9.24	9.24	9.24
Choix	5T16	5T16	5T16	5T16
$A_s \text{ adopté } (\text{cm}^2)$	10.05	10.05	10.05	10.05
Espacement (cm)	20	20	20	20

➤ **Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - C')^2$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes du béton et l'acier.

Position		M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	OBS
Sens XX	Travée	112.185	13.75	680241,17	2,27	155,22	C.V
	Appuis	92.18	13,75	680241,17	1,86	127,54	C.V
Sens YY	Travée	89.79	13.75	680241,17	1,82	124,23	C.V
	Appuis	56.225	13,75	680241,17	1,14	77,79	C.V

➤ **Ferraillage des débords**

Le débord du radier est assimilé à un consol de largeur L = 0.5 m, le calcul de ferraillage se fera pour une bande de largeur b = 1 m.

$$M_{max} = \frac{q_u l^2}{2} = 25.43$$

Tableau VI.7 : Le ferraillage de débord à l'ELU

M _u	μ _u	μ _l =0.392	β _u	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _s adopté
25.43	0.0016	CV	0.98	0.97	9.24	5HA16	10.05

➤ **Vérification à l'ELS**

$$M_{\max} = \frac{q_s l^2}{2} = 18.57$$

Tableau VI.8 : La vérification de débords à l'ELS

M_{ser}	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	OBS
18.57	13.75	680241.17	0.31	21.54	CV

➤ **Vérification au cisaillement**

- $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$
- $V_u = q_u l / 2 = 50.87 \text{ KN}$

$$\tau_u = 0.066 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

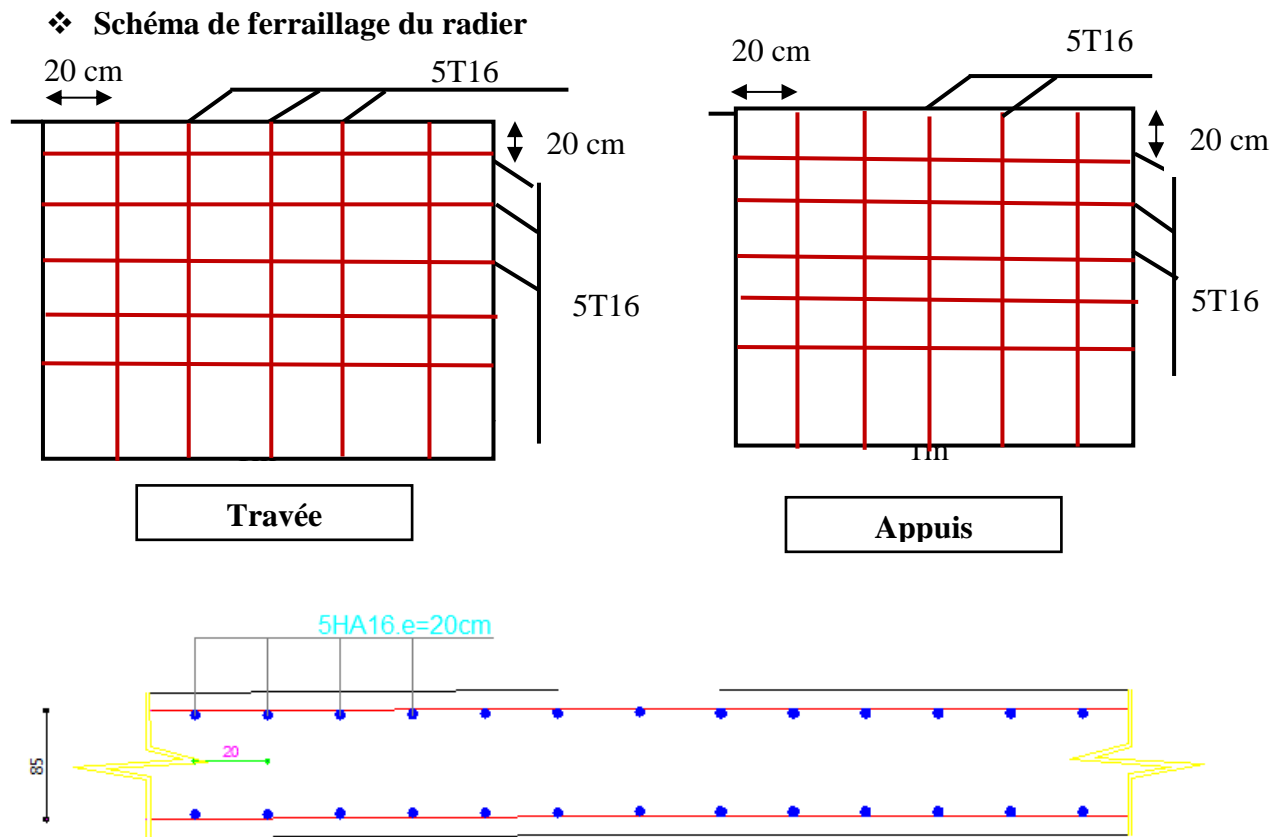


Figure IV.3 : Schémas de ferrailage des voiles

Conclusion

Notre projet donne un plus supplémentaire au secteur du tourisme sur le plan économique qu'il s'agit d'un secteur en pleine croissance et dont l'évolution à long terme est très prometteuse. L'industrie touristique fait preuve à la fois d'une résistance aux crises et d'une capacité d'adaptation aux évolutions sociales, politiques, économiques et environnementales.

La structure de notre projet a été dimensionnée selon les règlements en vigueur à savoir RPA99, CBA83, BAEL91 et les DTR, tout en essayant de choisir les dimensions adéquates afin que la structure soit la plus résistante et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure. Parmi ces difficultés on cite le de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.

Le présent travail nous a permis aussi de faire connaissance sur le calcul et l'élaboration des plans du ferrailage pour la réalisation au chantier.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIES

❖ **REGLEMENT S:**

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 révisée 99.
- Document technique réglementaire DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique réglementaire DTR BC 2.331 Règles de calcul des fondations superficielles.

❖ **LIVRES:**

- Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Jean-Pierre Mougin-Deuxième édition 2000.
- Béton armé - Guide de calcul Henri Renaud et Jacques Lamirault.
- Cours et TD pendant notre formation.

❖ **LOGICIELS :**

- Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.7.4
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC** version 1.02.035
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- AUTO CAD 2018
- RDM 6

Annexe